

REDAKSJON:

KNUT GARSHOL, ANDERS M. HELTZEN, AMUND MOWINCKEL-AMUNDSEN

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK BERGMEKANIKK GEOTEKNIKK 1977

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1977
BERGMEKANIKK 1977
GEOTEKNIKK 1977

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1977

Foredrag fra Fjellsprengningskonferansen i Oslo 10. november 1977.

Redaktør: Bergingeniør Anders M. Heltzen

BERGMEKANIKK 1977

Foredrag fra Bergmekanikkdagen i Oslo 11. november 1977.

Redaktør: Bergingeniør Knut Garshol

GEOTEKNIKK 1977

Foredrag fra Geoteknikkdagen i Oslo 11. november 1977.

Redaktør: Amund Mowinckel-Amundsen

**NORSK JORD – OG FJELLTEKNISK FORBUND
TILKNYTTET NIF**



FORORD

Norsk Jord og Fjellteknisk Forbund er en fellesorganisasjon for de tre foreningene:
Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk
Norsk Bergmekanikkgruppe
Norsk Geoteknisk Forening.

Den viktigste oppgaven for Forbundet er å koordinere virksomheten for de tre foreningene til beste for deres ca. 750 medlemmer. Fjellsprenningskonferansen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen som et fellesarrangement er et resultat av denne koordinerende virksomheten.

Det er foredragene fra dette arrangementet som ble avviklet i Oslo 10. og 11. november 1977, som presenteres i denne boken. Boken inngår som en del av kursavgiften og blir automatisk sendt til deltakerne. Salget av boken er overlatt Tapir.

En redaksjonskommite med en redaktør for hver fagdel har gått gjennom og tildels bearbeidet manuskriptene. Meninger og synspunkter som fremlegges i den enkelte artikkel, står helt og fullt ut for forfatterens egen regning.

Redaktørene vil gjerne få takke foredragsholderne for vel utarbeidete manuskripter.

På arrangørenes og egne vegne håper vi at boken vil være til nytte og bidra til å høyne de faglige kunnskapene for vårt virke.

Oslo i april 1978

Knut Garshol

Anders M. Heltzen

Amund Mowinckel-Amundsen

DEL I: FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Sivilingeniør Egil Vedner:
VELKOMSTTALE

1. Sivilingeniør Kjell Karlsen:
BORETEKNISKE PARAMETRE VED HYDRAULISK BORING 8 sider
2. Bergingeniør Bjørn R. Petterson:
ERFARINGER MED HYDRAULISK PALLBOREMASKIN 6 sider
3. Bergingeniør Magnus Dalen:
HYDRAULISK LANGHULLSBORING I GRUVER 6 sider
4. Sivilingeniør Øistein Syltern:
**PRODUKSJON OG ØKONOMI VED ROTASJONSBORING I
STEINBRUDD I ANLEGGSDRIFT** 9 sider
5. Dosent Odd Johannessen:
FULLPROFILBORING VED VANNKRAFTANLEGG 9 sider
6. Bergingeniør Tore M. Larsen:
FULLPROFILBORING AV KORT TUNNEL MED STIGORTMASKIN 6 sider
7. Sivilingeniør O. T. Blindheim:
MINIFULLFACER I GRØNNSTEIN 7 sider
8. Bergingeniør A. M. Hansen:
**ORIENTERING OM FULLPROFILBORINGSOBJEKTER
FOR FOSDALENS BERGVERK OG FOR N.V.E.** 7 sider
9. Bergingeniør John Ornæs:
**ERFARINGER MED LAST- OG BÆRUTSTYR
VED GRONG GRUBER A/S** 12 sider
10. Bergingeniør Magnus Dalen:
NY DIESEL LAST- OG BÆRMASKIN 6 sider
11. Disponent A. B. Nagel-Alne:
FORSØK MED SPESIELT FILTER PÅ DIESELMASKINERI 6 sider
12. Avd. sjef Karl W. Johansson:
FJELLBOLTING MED POLYESTER 6 sider

13. Salgssjef Bjørn Jerring:
NYE TYPER EKSPANSJONS — OG INNSTØPTE BOLTER 5 sider
14. Bergingeniør, Dr.ing. Tom Myran:
MÅLING OG MÅLERESULTATER AV GASSER OG STØV UNDER JORD 10 sider
15. Disponent J. C. Vuilleumier:
HYDRAULIC DUST EXTRACTION FOR UNDERGROUND WORK 6 sider
16. Bergingeniør Godtfred Svensen:
ERFARINGER MED LØSBLOKKDETEKTOREN 8 sider

DEL II: BERGMEKANIKK OG GEOTEKNIKK

FELLESSESJON

17. Sivilingeniør Tore Valstad:
**INSTRUMENTERING AV SVARTEVANNSDAMMEN
RESULTATER FRA BYGGETIDEN** 15 sider
18. Sivilingeniør Erling Knapstad:
**EN ENTREPRENØRS ERFARING FRA BYGGING AV
NYHELLERVATNDAMMEN** 12 sider
19. Sivilingeniør Per B. Selnes:
DIMENSJONERING AV FYLLINGSDAMMER MOT JORDSKJELV 19 sider
20. Sivilingeniør Odd Hotvedt:
TETNINGSKJERNE AV KNUSTE MATERIALER 10 sider
21. Sjeftsingeniør Karl-Arthur Scherman:
DAMMBROTT OCH RISKANALYS 5 sider

BERGMEKANIKKDAGEN

Sivilingeniør Einar Broch, Geologisk Institutt, NTH, formann i Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund:

ÅPNINGSTALE *

22. Dr.ing. Reidar Lien:
INNTRYKK FRA ROCKSTORE 77 3 sider
23. Sjeftsgeolog Ole Lindholm:
**PRAKTISK BRUK AV BERGMEKANIK OCH INGENIØRGEOLOGI
I GRUVEDRIFT. ERFARINGAR OCH SYNSPUNKTER
PÅ UTVECKLINGSMÖJLIGHETER** 11 sider
24. Sivilingeniør Einar Broch og sivilingeniør Bjørn Nilsen
**BEREGNINGER, MÅLINGER OG OBSERVASJONER AV SPENNINGER
VED ØRTFJELL DAGBRUDD** 10 sider

25. Sivilingeniør Bjørn Buen:
RESIDUALSPENNINGER I FJELL 6 sider
26. Cand.real K. Lied, N.G.I.:
**SANNSYNLIGHET OG RISIKO FOR SKRED I BOLIGPLANLEGGINGEN.
HVA BYGNINGSLOVEN SIER OM SKREDFAREN.
EKSPERTENS ROLLE OVERFOR OPPDRAGSGIVERE OG
POLITISKE MYNDIGHETER** 10 sider
27. Sivilingeniør Bonsak Schieldrop:
DYNAMISKE REGNEMODELLER FOR STEINSKRED 7 sider
28. Dr.ing. Reidar Lien:
RAS I BITDALSTUNNELEN 7 sider
29. Sivilingeniør Bent Aagaard:
**ANISOTROPI I MEKANISKE EGENSKAPER
I GLIMMERSKIFER OG GNEIS** 10 sider
30. Dr.ing. Bjørn Li og dr.ing. Arne Myrvang:
**SPENNINGSTILSTANDEN VED DALEN-
OG KJØRHOLT KALKSTEINSGRUVER** 5 sider

GEOTEKNIKKDAGEN

31. Professor Nilmar Janbu:
**PRINSIPPER OG TOLKNINGSMETODER FOR IN SITU MÅLING
AV JORDARTSPARAMETERE** 19 sider
32. Sivilingeniør Gunnar Aas:
**SAMMENSTILLING AV STYRKEPARAMETERE OG
SPENNINGSMODULER FOR SAND BESTEMT VED
IN SITU-MÅLINGER OG LABORATORIEFORSØK** 20 sider
33. Overingeniør Harald Arvesen:
PRAKTISKE ERFARINGER FRA TRYKKSONDERING 11 sider
34. Dr. Bengt-Arne Torstensson:
THE PORE PRESSURE PROBE 15 sider

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN 1977

VELKOMSTTALE

Formannen i Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk
Sivilingeniør Egil Vedner

Ærede gjester fra inn- og utland, foredragsholdere, mine herrer.

Der er en glede for meg å kunne ønske dere alle velkommen til nok en Fjellsprenningskonferanse — den 14. i rekken. Spesielt gledelig er det å notere seg at deltagerantallet i år har slått alle rekorder. Jeg vil derfor her og nå ikke komme inn på økonomiske kriser, problemer eller kjedelige ting som skjer i vårt samfunn idag, for det er det nok av andre som tar for seg i tidens massemedia.

Jeg skal derimot orientere om de nære ting, og det som skal skje i vår krets idag. Vi har lagt opp til en konferanse i gammel tradisjon. Det er vanskelig med en så stor forsamling å tilfredsstille alle ønsker arrangementsteknisk, men små finesser tror vi at vi har greid å få lagt inn. Kanskje bare de skarpeste og mest kritiske legger merke til dem.

Imidlertid er det en rekke nyheter innen de bransjer foreningen representerer, og disse har vi forsøkt å ta vare på i de foredrag og innlegg som vi kommer til å presentere. Det er idag en rekke ting som skjer raskere og mer intensivt i vår virksomhet enn det har gjort på lenge. Vi har forsøkt å gruppere disse forskjellige emner også i år i 4 temaer. Tema 1 vil omhandle det som kanskje er mest interessant for tiden, nemlig boring med hydrauliske boremaskiner.

Tema 2 vil omhandle det som skjer i vårt land vedrørende bruk av fullprofil-boring.

Tema 3 vil i to innlegg omhandle laste- og bæreutstyr i gruver, og tema 4 vil omhandle diverse korte innlegg med hovedvekt lagt på sikkerhet og miljø.

Jeg håper at vi har funnet frem noe for enhver smak og interesse, og håper på en interessant, givende og hyggelig Fjellsprenningskonferanse.

Som i alle tidligere konferanser er det bergingeniør Anders Heltzen som skal lede oss igjennom dagen, men før jeg gir ordet til ham, har jeg lyst til å takke ham for alle tidligere konferanser, og den innsats han har nedlagt i de 14 år det er blitt gjennomført Fjellsprenningskonferanser. Han har vært primus motor i alle disse årene.

Vi har riktignok ikke noe jubileum i år, men 14 er delelig med 2, så styret fant det riktig å få lov til å overrekke Heltzen en liten vase med blomster og takk.

Med disse ord erklærer jeg den 14. Fjellsprenningskonferansen for åpnet.

BORETEKNISKE PARAMETRE VED HYDRAULISK BORING

Hydraulic drilling — technical parameters

Sivilingeniør Kjell Karlsen, Institutt for fjellsprenningsteknikk.

SAMMENDRAG

Oljehydraulikken begynte å få innpass under jord i slutten av 1940-årene, og utviklingen har munnet ut i den helhydrauliske borryggen av idag.

Etter virkemåten deles de hydrauliske boremaskinene inn i ventilstyrte og stempestyrte maskiner. En del karakteristiske maskindata finnes i tabellen, fig. 1.3. Tabellen fig. 1.4 gir noen tall for borsynk som gir grunnlag for vurderinger av boremetodikken med hensyn på bergart og maskintype. Det hevdes at det behøves nytenkning vedrørende borkronekonstruksjon og system for fjerning av borkakset. Bommer og understell må gjøres mer solide og stabile. Utviklingen videre vil etter alt å dømme gå i retning av mer automatisering og mer bruk av brannsikre trykkmedia.

SUMMARY

The introduction of hydraulics in underground mining and construction started towards the end of the 1940's, and has since then developed into today's highly sophisticated all hydraulic drilling rig.

The different hydraulic drills can be classified in two different groups in accordance with their working principle, namely valve controlled drills and piston (valveless) controlled drills. Some machine characteristics in table Fig. 1.3. Table 1.4 gives a few numbers for penetration rates, giving reasons to evaluate the drilling methods in relation to the rock type and drill characteristics.

New thinking is required in the field of drill bit design and systems for removal of the cuttings. Booms and carriers will have to be redesigned for more rigidity and stability.

Future development will to all probability move in the direction of more automation, and more use of non-flameable fluids.

INTRODUKSJON

Foredragets tittel er vel kanskje noe misvisende, fordi jeg også gjerne vil komme inn på borytelser og noen fenomener i forbindelse med dette. Innholdet er også begrenset til å omhandle boring av tunnelsalver.

De fleste kjenner vel idag til hydrauliske boremaskiner, deres virkemåte og forhold under drift, dels fra fagpressen, dels fra opplysninger fra leverandørene. Jeg har allikevel funnet det riktig å foreta en liten oppsummering.

Oljehydraulikken begynte for alvor å få innpass under jord ved slutten av 1940-årene, til å begynne med som hjelpeutrustning der hvor man behøvde store krefter. Etterhvert har komponentutvikling og kontrollteknikk avansert på en slik måte at hydraulikk idag inngår som en uunnværlig bestanddel av de fleste arbeidsmaskiner i bergbrytingen.

Når det gjelder borerigger, har hydraulikken overtatt mer og mer etter trykkluft og håndmakt i takt med kravene til tyngre utrustning og høyere produktivitet. Først ved å overta posisjoneringsboret, deretter ved at man forsøksvis innførte hydraulisk rotasjon og matning på pneumatiske borehammere for å øke den disponible kraft og bedre kontrollmulighetene med disse funksjonene.

På en trykkluftdrevet borrhigg er også det hydrauliske systemet drevet med et luftmotordrevet pumpeaggregat. Den totale energimessige virkningsgraden for borhammeren er i størrelsesorden 15 %, for det trykkluft/hydrauliske anlegg anslagsvis 10 %.

Da den hydrauliske borhammeren ble introdusert, fortonte det seg derfor som en forenkling av systemet idet man kunne sløyfe hele trykkluftinstallasjonen i dagen og innover i tunnelen og plassere primærkraftenhetene på selve borrhiggen.

Den pneumatiske bormaskinen har holdt stillingen mest p.g.a. sin store driftsikkerhet og robustet, men like mye fordi hydraulikkteknikken først i de senere år har fått fart i utviklingen. Denne utviklingen har foregått på bred front mot stadig økende arbeidstrykk og driftsikkerhet og stadig større komponentutvalg.

Arbeidstrykk på 400 bar er idag ikke uvanlig selv i kontinuerlig drift. De høye trykkene gir en hittil ukjent energitetthet med små, kompakte kraftenheter (sylindere, pumper, motorer), samtidig som kontrollteknikken har nådd et høydepunkt i kombinasjon med elektronikk og datateknikk. Dette siste er ennå ikke havnet på borrhigger annet enn på eksperimentbasis.

Den første brukbare hydrauliske bormaskinen ble lansert av Montabert i 1970, og senere har de fleste fabrikanter av luftboremaskiner kommet etter med sine modeller. Den hydrauliske bormaskinen er fremdeles i sin barndom, med tilhørende barnesykdommer, men en stor innsats gjøres for å overvinne disse. Utviklingsarbeidet pågår kontinuerlig. Modeller oppstår og forsvinner, og modifikasjoner foretas på eksisterende modeller. Dette er helt normalt i en slik prosess, og man må vente at det vil komme en reduksjon i antall varianter etter som erfaringsgrunnlaget hos fabrikantene blir bedre.

I dagens situasjon er det derfor heller ikke lett å få tak i gode tallverdier for maskinene. Det som er tilfelle idag er usant imorgen, og en god del av de tallspesifikasjonene som har vært referert i fagpressen, er allerede foreldet. Likedan er fabrikantene i et stadium hvor de nødvendig vil meddele interne maskinspesifikasjoner, dels av hensyn til produksjonshemmigheter, dels p.g.a. at endringene kommer fortløpende.

VIRKEMÅTE

Virkemåten er i prinsippet nokså lik som for luftbormaskinen. Forskjellen ligger hovedsakelig i at trykknivået er av en høyere størrelsesorden, og at luftens elastisitet må erstattes med et elastisk ledd i oljestrømmen.

Hammerne kan deles inn i ventilmaskiner og såkalte ventilløse maskiner.

Virkemåten for en ventilmaskin er vist skjematisk i fig. 1.1. Distribusjonsventilen styres av trykkimpulser fra fremre og bakre sylinderrum, i andre tilfeller også direkte mekanisk av stempet. Å utforske dette i detalj overlates den spesielt interesserte.

De to nitrogenfylte membranakkumulatorene tjener to hensikter, som energilagring mellom stempelslagene (på trykksiden) og som dempningsselement for trykkstøtene i oljen.

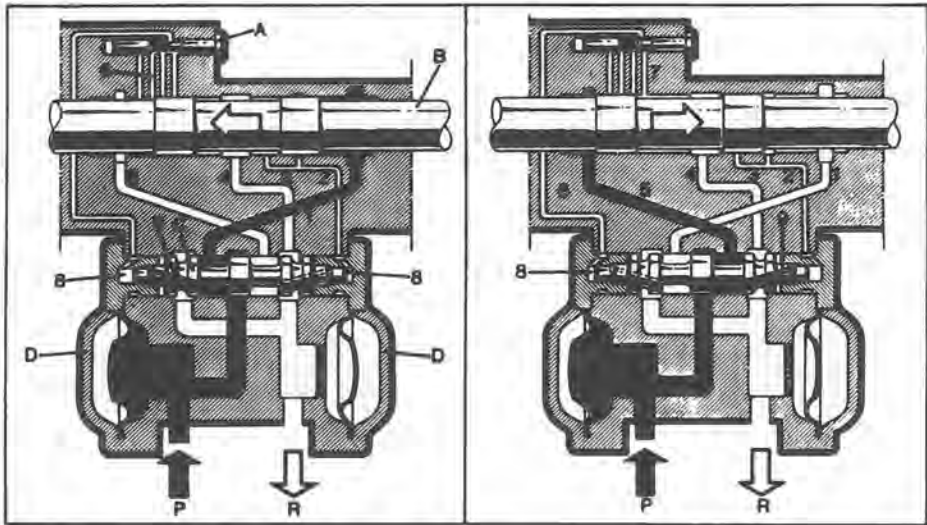


Fig. 1-1. Virkemåter for en hydraulisk ventilmaskin.

Ventilmaskinene egner seg godt i de lavere slagfallsområdene, vanligvis opp til 4000 pr. minutt. På noen maskiner kan slaglengde og frekvens endres trinnvis ved at man endrer tiden på omstyringsimpulsen (fig. 1.1). På figuren ser vi at man har tre innstillingsmuligheter. Den fjerde kanalen er returløpet. Med enkle midler har i alle fall en fabrikant gjort denne reguleringen styrbar under drift fra panelet. Denne typen regulering vil virke med tilnærmet konstant maskineffekt, d.v.s. frekvens $\times$ slagenergi = konstant. Stempelslagene kan også påvirkes ved at inngående trykk og oljestrøm reduseres. Dette medfører en effektreduksjon og brukes i forbindelse med påhuggsautomatikk og fastboringsautomatikk. Her utnyttes trykk i rotasjons- og matekretsen som reguleringsimpuls.

Fig. 1.2 viser et snitt gjennom en stempelstyrt bormaskin. Her utnytter man det forhold at oljen har en viss elastisitet. Det bakre kammeret er en slags akkumulator fylt med bare olje. Under returslaget strømmer olje under høyt trykk inn i fremre kammer, skyver stemplet bakover og komprimerer oljen i bakre kammer. I bakre stilling av stemplet avlastes trykket i fremre kammer samtidig som bakre kammer forbindes med inngående trykkolje. Derved drives stemplet fremover. Prinsippet egner seg best for hurtigslående borhammere med lite slagvolum. Volumet av kompresjonskammeret må være ca. 100 ganger slagvolumet. Ringkam-

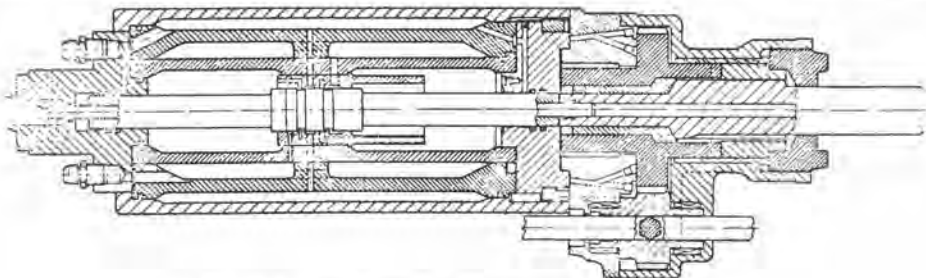


Fig. 1-2. Snitt gjennom stempelstyrt bormaskin.

merne er oljefylte støtputer som reduserer pulsasjonene i oljen. Uten akkumulatorer finner man slike maskiner i slagtallsområdet 9000—12000 pr. minutt. Ved lavere slagttall må man også ved denne maskintype ha akkumulatorer.

SAMMENLIGNING MED TRYKKLUFTMASKINER

I tabellen fig. 1.3 har jeg satt opp noen karakteristiske data for en del hydrauliske bormaskiner som er på markedet, fabrikkat ikke nevnt. Til sammenligning er tatt med et par tunge luftbormaskiner. Vi ser at økningen i slageffekt fra luft til hydraulikk er på omkring 50 %. Effektøkningen er oppnådd ved økning i slagfrekvensen i forhold til lufthammere med lav frekvens, og i slagenergi i forhold til lufthammere med høy frekvens (kort slag). P.g.a. det høye oljetrykket (opp til 200 bar) er stempelflatene små. Derved har en kunnet gi stemplet en langstrakt, slank form. Denne stempelformen gir et gunstig støtbølgeforløp i borstålet, uten høye spisser. Tross en økning i energigjennomgangen har man derved kunne redusere utmatningspåkjenningen på borstålet med bedre levetid som resultat.

Det viser seg at borsynken under ellers like forhold vil være noenlunde proporsjonal med den effekt som påtrykkes borkronen, og man kan derfor forvente en økning av borsynk i størrelsesorden 50 % i forhold til lufthammere.

HØYFREKVENTE BORHAMMERE

Av tabellen, fig. 1.3, ser vi at det har dannet seg to grupper med hensyn til slagttallet med et sprang i frekvensen fra ca. 4000 til over 9000 slag/minutt. Disse høye slagttallene (9000—12000) lar seg bare oppnå med direkte stempelstyring.

Til gjengjeld er energien pr. slag lav, $1/2$ — $1/3$ av ventilmaskinene.

Disse hurtigløperne egner seg spesielt godt i kombinert slagrotasjonsboring (RPD) i bløte og middelshårde bergarter. Man oppnår her å addere rotasjonsenergi og slagenergi og øker derved avvirket materialmengde.

De høyfrekvente maskinene vil også kunne brukes med vanlige kryss-skjærs-kroner eller vortekroner, men p.g.a. lav spesifikk slagenergi, vil borsynken raskere påvirkes av kroneslitasje. Dette kan motvirkes ved å nytte en hård wolframkarbidgradering eller kortere total egg-lengde.

EN DEL BORERESULTETER

I tabellen fig. 1.4 er satt opp en del borsynktall som jeg har samlet det siste halvåret. Det meste er annenhåndsopplysning. Noe er egne observasjoner.

Statistisk sett er materialet lite, men en kan likevel peke på et par tendenser som kanskje kan fortjene nærmere ettertanke.

1) Boringen med 45—51 mm kryss-skjær. De fleste av borsynktallene ligger her i området rundt 1,5 m/minutt, tilsynelatende lite påvirket av bergartstype, hardhet og maskintype. Resultatene for 48 og 51 mm kroner er omregnet til 45 mm. Det kan av dette faktisk se ut som man har nådd en slags metningstilstand for metoden ren hammerboring med dagens utrustning. Forklaring må eventuelt søkes i det som foregår i bunnen av borehullet, og en kan f.eks. stille seg følgende spørsmål:

- a) Er standard eggvinkel den optimale for alle bergarter, og er rotasjonshastigheten den optimale?
- b) Er utspylingen av borkakset effektiv nok ved den store borsynken?
- c) Eller er det selve metoden som sådan som har nådd sin begrensning?

HYDRAULISKE:

Type	Frekvens Slag/min.	Slagenergi kpm	Slageffekt hk	Slaglende mm	Rotasjon max turt.	Rotasjon max mom	Matekraft kp	Stempel vekt kg.	Vekt kg.	Senter- høyde mm
A	2300—3600	21—35	14—20	35—68	300	25	~ 1000	4.9	145	82
B	2600—2800	23—31	13—19	42	240	50	~ 1200	6.0	123	67
C	2500—4000	17.3—27.7	15.5	25—50	200	34	~ 1500	6.6	147	124
D	3200	18	13.5	30	200	20	~ 1200	5.5	112	76
E	4200	18	16.8	25	150	33	~ 1000	7.7	250	150
F	9300	8.3	17	13	250	33	~ 1360	5.2	250	150
G	12000	12.4	33		450	100	(635)		157	

1.5

TRYKKLUFT:

H (4 3/4")	1700	33.4	12.4	92	390	27.6	~ 600		152
I (4 1/2")	1760	29.5	11.4	90	170	38.7	~ 600	7.0	132
I (5")	3400	15.6	11.6	40			~ 600		80

Fig. 1-3. Borhammerkarakteristikker.

Borhammer	A	A	B	D	C	A	F	G	G	G	F	F	C
Frekvens	3600	3000	2800	3200	3800	3600	9300	12000	12000	1200	9300	9300	2500
Bergart	Kaltst.	Gneis	Gneis	Genis	Sandst.	Ukjent	Ukjent	Sandst.	Sandst.	Sandst.	Dolom.	Kalkst.	Porfyr
Trykkstyrke	1100	2300	2300	2300	1700	1060	1900	1700	1700	1700	1270	1550	3500
Kronetype	Kryss	Kryss	Kryss	Kryss	Kryss	Kryss	Kryss	Kryss	RPD	KON	RPD	RPD	Kryss
Kronediam.	48	45	45	45	45	51	48	51	51	45	38	51	41
Nto.Borsynk	1.35	1.50	1.50	1.50	1.50	1.30	1.35	1.35	2.70	4.60	3.80	2.40	2.00
Land	Norge	Norge	Norge	Norge	USA	Ital.	Jugos.	USA	USA	USA	USA	USA	USA
Omregnet til 45 mm	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.66	1.50	1.70	3.45	4.60	2.70	3.10	1.70
Borhammer	C	C	A	F	F	F	F	F	F	E			
Frekvens	3800	3800	3600	9300	9300	9300	9300	9300	9300	4200			
Bergart	Kalkst.	Kalkst.	Kalkst.	Kalkst.	Granitt	Dioritt	Alunsk.	Alunsk.	Alunsk.	Gneis			
Trykkstyrke	—	—	—	—	2400	2500	1000	1000	1000	1800			
Kronetype	Kryss	RPD	Kryss	RPD	Kryss	Kryss	Kryss	Kryss	Kon	Kryss			
Kronediam.	38	38	38	38	45	51	43	41	41	45			
Nto.Borsynk	2.50	3.20	2.75	3.70	1.00	1.15	1.35	1.94	2.53	1.50			
Land	USA	USA	USA	USA	Sverige	USA	Sverige	Sverige	Sverige	Norge			
Omregnet til 45 mm	1.80	2.30	1.90	2.60	1.00	1.45	1.25	1.75 ^{x)}	2.30 ^{x)}	1.50	x) Øket vann- trykk		

Fig. 1-4. Borsynk. - Bergarter, maskintype.

Som eksempel kan pekes på resultatet av boring i alunskifter, trykkstyrke 1000 kp/cm² (se tabell fig. 1.4) Overgang fra 43 mm krone til 41 mm ga 30 % mer borsynkøkning enn man kunne vente p.g.a. diameterdifferansen, men man øket samtidig spylevannstrykket fra 8 til 10 kg/cm². Med overgang til konforbindelse fikk man en borsynkøkning på ytterligere 30 %. Jeg synes mye tyder på at økningen i disse tilfellene må tilskrives en bedre borttransport av kakset fra hullbunnen.

2) I de bergarter hvor RPD-boring av anvendbar, vil man få en betraktelig økning i netto borsynk, 25—100 %, størst ved høyfrekvente maskiner. Slik boring setter imidlertid krav til høyere maksimalt rotasjonstall og rotasjonsmoment enn hammerboring. Forklaringen på borsynksøkningen kan ikke bare søkes i øket energi til borkronen, men trolig også i en bedre prosess-virkningsgrad ved at det brytes ut grovere borkaks enn ved hammerboring. P.g.a. spiralboreffekten vil man antagelig også i høyere grad unngå sekundærknusing av borkakset.

Borkroner, -stenger og forbindelser er arvet fra trykkluftboringen sammen med spylesystemet. Det synes å være av største viktighet for den videre fremgang at borstålfabrikantene ser utviklingen på bergboremaskinfronten som en utfordring til å tilpasse sine produkter til den nye situasjonen.

Hvor grensen går for RPD-boring når det gjelder bergartsegenskaper, har jeg liten kjennskap til. Men jeg synes nok at både denne type boring, og også fenomener nevnt under pkt. 1 vil være verd visse undersøkelser, også når det gjelder norske bergarter. Her kunne det f.eks. være stoff til en diplomoppgave eller to for studenter ved gruve- eller anleggsdrift på N.T.H.

BORRIGGER OG BOMMER

Går vi tilbake til tabell, fig. 1.3, vil vi se en markert økning i matetrykket, 2 til 2 1/2 ganger i forhold til luftmaskiner. Hammerens vekt er med noen unntak som for luft. Materne må derimot gi mer kraft og blir dermed tyngre.

Tross økningen i ytre krefter har man også her sett en tendens til å ville anvende arvegods i form av bomber og understell fra lufttriggene. Dette er vanligvis for dårlig. Med den økning i effekt og matekraft man har fått, trenges det bomber med større stivhet og styrke og understell med høyere bære-evne og stabilitet.

UTVIKLINGSTENDENSER

I en situasjon hvor netto borttid ligger på rundt 50 % av boresyklusen (rigging inklusive), kan det synes lite lønt å gå til store anstrengelser å øke netto borsynk ytterligere uten å se på tilleggstidene. I denne sammenheng vil forskjellige former for automatikk være til hjelp. Noen er allerede kommet som automatisk stopp og retur, påhuggsautomatikk og fastboringsautomatikk. Det gjenstår å utvikle disse systemene videre og gjøre dem ~ 100 % pålitelige. Dette er ikke alltid tilfelle idag, og en automatikk som man ikke kan stole på, er verre enn ingen automatikk.

Neste skritt i utviklingen bør vel være automatisk posisjonering, hvorved merking av salven blir overflødig, og innretting av boret blir uavhengig av operatøren. Spede forsøk er gjort i denne retning, men det ser ikke ut som tiden og brukerne er modne for datateknikk ennå. Et mellomtrinn i utviklingen er tvungen parallellitet med pilotsylindere. Parallelliteten er ikke så nøyaktig som med parallellstag og henger etter ved små utslag. Når det gjelder selve de hydrauliske bormaskinene, er det på gang modifisering til bruk av brannsikre trykkmedia,

som olje-glykol-vann blanding (60—40) og olje-vann blandinger med bare 5% olje. Denne siste blandingen krever en ny teknikk og utvikling av nye komponenter p.g.a. lav viskositet, høyere elastisitetsmodul og dårlig smøreevne.

Følgende fordeler oppnås (95/5):

- a) Ingen brannfare.
- b) Lekkasjeer lette å oppdage (hvit farge).
- c) Billigere pris.
- d) Mindre forurensning.

P.g.a. den lave viskositeten, må bormaskiner for 95/5-blanding ha pakninger både på stempel og ventil da spalt-tetninger gir for store lekkasjer.

Det kan vel være tvilsomt om disse trykkmediene vil få noe større innpass her i landet i den nærmeste fremtid, men helt sikkert i kullgruvene og andre steder hvor brannfaren er stor.

ERFARINGER MED HYDRAULISK PALLBORMASKIN

Experience from hydraulic bench drilling equipment.

Bergingeniør Bjørn R. Petterson, Franzefoss Bruk A/S.

SAMMENDRAG

Effekt- og kostnadsanalyse for Krupp DH R-75 helhydraulisk borenhet viser gunstige resultater. Enheten tar seg godt fram i terrenget. Maskinen har god borsynk, gunstig borstålforbruk, lavt støynivå og rimelig kraftforbruk. Konstruksjonen er ny og ennå beheftet med en del svakheter som lett lar seg rette på.

SUMMARY

Analysis of cost and efficiency of the Krupp DH R-75 hydraulic aggregate show good results. The equipment is easy to operate in the terrain, has a high drilling rate, a satisfactory steel consumption, a low noise level and a reasonable energy consumption. As a new construction the aggregate has some weak points which easily can be improved.

1. INNLEDNING

I 1976 ble Franzefoss Bruk's pukkverk på Bondkall klart for produksjon. For å greie den økte produksjon var det nødvendig å investere i nytt boreutstyr. På denne tiden hadde Franzefoss Bruk fått forespørsel fra Skodtvedt A/S om prøveboring med en helhydraulisk pallboremaskin fra Krupp. Etter prøveboringen og vurderingen av forskjellige alternativer ble det besluttet å gå til innkjøp av denne maskinen.

2. BAKGRUNN FOR VALG AV KRUPPMASKINEN

2.1 Kapasitetsberegninger

Bruddet på Bondkall ble planlagt for en maksimal produksjon pr. år på 300.000 tonn. Frem til 1976 ble boringen utført med en Atlas Copco Rock 601 og BBE 57 boremaskin, supplert med Rock 601 og Cop. 130 maskin i de sterkeste belastete periodene. Det ble boret med 3" krone og 10' stenger. Hullavstand og forsetning var henholdsvis 3 meter og 2 meter. Både av hensyn til ønske om økt kapasitet og fornyelse av utstyret begynte man å vurdere ulike alternativer. Et overslag over nødvendig kapasitet ble som følger:

Årsproduksjon: 300.000 tonn tilnærmet 111.000 fast m³.

Borhulldiameter: 76 mm, hullavstand: 3 meter.

Forsetning: 2 meter.

Spesifikk boring: 0,17 bormeter/fast m³.

Nødvendig boring pr. år tilnærmet 18.600 bormeter.

Antall arbeidsdager: 230.

Maskinstans på grunn av teknisk feil, sykdom etc. utgjør ca. 30 %, d.v.s. maskinen operativ i 160 dager.

Nødvendig kapasitet: 115 bormeter/skift.

1) Enten supplere eksisterende Crawler med en Roc. 601 med Cop 130.

2) Innkjøp av Roc. 701 med Cop 150.

3) Eller hydraulisk borvogn Krupp DHR 75 Krupp hydraulisk hammer HB 101.

Alternativ 1 var lite aktuelt da det ville kreve 2 mann. Før det ble tatt stilling til de 2 øvrige alternativ, ønsket man å se på resultatene på prøveboring med utstyret.

2.2 Teknisk beskrivelse av Krupp DHR 75

Maskinen er beregnet for pallboring ned til 30 meter med 1 1/2" skjøtestålutrustning og 2 1/2 til 4" borkroner. For spyling beregnes maksimal 4m³/min. Trykkluft fra separat transportabel stasjonær kompressoranlegg. DHR 75 ble levert komplett med en luftkjølt 4-sylindret Deutz dieselmotor.

Understellet er en Bøhler borvogn. Den er utstyrt med 2 stk. reversible hydrauliske kjøremotorer, som drives trinnløs uavhengig av hverandre ved hjelp av 2 stk. kjørespaker. Borvognen har uavhengig hydraulisk pendelfjæring som er montert på understellet.

På fig. 2.1 er det vist en skisse av vognen og selve borhammeren HB 101.

Øvrige data er som følger:

KRUPP DHR 75 helhydraulisk borenhet.

Vekt uten bor	N (kp)	59000 (5900)
Marktrykk	N/cm ² (kp/cm ²)	5,2 (0.52)
Maks stigning	%	60
Maks. kjørehastighet	km/t	5
Maks. matelengde	mm	3500

Elektrisk Motor:

Effekt	kW	45
Volt	volt	380

Diesel Motor:

Effekt	kW (HK)	45 (61)
Brennstofforbruk	liter/time	12
Tank volum	liter	100

Hydraulikk system:

Borefunksjoner:

Lukket system — tre kretser

1 pumpe for slagverket 90/1 pr. min.

1 pumpe for borrotasjon 90/1 pr. min. og mengderegulator for de øvrige funksjonene

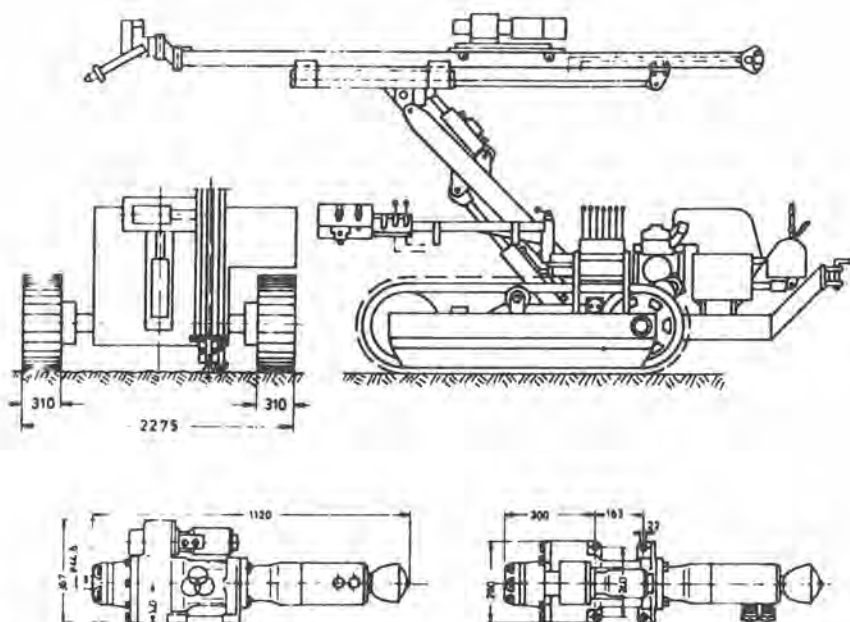


Fig. 2-1. Øverst — Krupp DHR 75 helhydraulisk borenhet montert på selvgående beltevogn. Nederst — Krupp hydraulisk borhammer type HB101 — HB103.

KRUPP hydraulisk borhammer type HB 101 og HB 103.

		HB 101		HB 103	
		Slagverk	Rotasjon	Slagverk	Rotasjon
Oljemengde	l/min.	70—85	75	70—85	60
Arbeids-trykk	bar	150—170	150	150—170	170
Antall slag	pr.min.	ca. 1800	0...150	ca. 1800	0...40
Moment	Nm (kpm)	—	950 (95)	—	4000 (400)

HB 101 benyttes til vanlig pallboring.

3. PRØVEBORING

3.1. PRØVEBORING MED KRUPP DHR 75

Prøveboring med Krupp DHR 75 ble foretatt både på Stenskogen og Bondkall. På Stensko-gen ble det boret i basalt med 3" krone og kryss-skjær og Coromant 10' x 1 1/2" T38 skjotes-tålsutrustning. Hulldybden var 16 meter. Ialt ble det foretatt tidsstudie på 16 hull. Konklusjo-nen var at maskinen hadde en netto borsynk på gjennomsnittlig 66 cm/min. Det var videre li-ten reduksjon i borsynk fra stang nr. 5. Tilsvarende målinger med Roc. 601 og Cop 130 gav en gjennomsnittlig borsynk på 42 cm/min. D.v.s. man hadde en økning i borsynk med DHR 75 på 55 %.

Etter prøveboring på Stenskogen ble maskinen overført til Bondkall. Her ble det boret i sye-

nitt og hornfels. Det ble benyttet samme borstål som under boringen på Stenskogen, men med 3" stiftkrone. Det ble boret hull med dybde fra 6 og opp til 30 meter. Det ble boret flest korte hull. Resultatet viste en gjennomsnittlig borsynk på det 30 meter dype hullet var 71 cm/min. Men en borsynk på stang nr. 10 på ca. 50 cm/min.

Prøveboringer i hornfelsen viste omtrent samme netto borsynk.

Tidsstudier foretatt på borvogn med Atlas Copco BBE 57 og samme borstålutrusning viste en gjennomsnittlig borsynk på 31 cm/min. Den hydrauliske borvognen hadde følgelig en økning i borsynkingen på 138 %.

Drivstoff-forbruket under prøveboringen viste seg å være 10 til 12 lit./time.

3.2. PRØVEBORING MED ATLAS COPCO ROC. 701 MED COP 150

Prøveboringen ble foretatt med samme borstålutstyr som tidligere. Maskinen ble koblet til det stasjonære trykkluftanlegget. Det viste seg at det ikke var mulig å oppnå godt nok arbeids-trykk med det eksisterende anlegg. Målinger viste et gjennomsnittlig arbeidstrykk på 6,1 kg/cm². Dette resulterte i en gjennomsnittlig borsynk på ca. 60 cm/min, eller 20% ned i forhold til DHR 75.

Det skal nevnes at Atlas hadde justert de stasjonære pressene for maksimalt ydelse.

For å få demonstrert Roc. 701 med riktig arbeidstrykk lånte Atlas ut en transportabel høytrykkskompressor som leverte ca. 30 m³/min med 8 kg/cm² trykk inn på maskinen. Borsynken økte nu til 100 cm/min. Dette var meget tilfredsstillende, men drivstofforbruket var høyt, ca. 40 til 50 liter pr. time.

Noen merkbar forandringer i borstålslitasjen ble ikke registrert under noen av prøveboringene.

4. KOSTNADSKALKYLE

Investeringene er tenkt over 5 år med 10% renter.

	Alt. 2 Atlas Copco Roc. 701, Cop. 150	Alt. 3 Krupp DHR 57 HB 101
Borvogn m/hammer uten støvsuger:	359.000	608.000
Kompressor	350.000	
Investeringsbest.	709.000	608.000
Renter og avskrivninger pr. år.	184.000	158.000
Vedlikehold, reservedeler		
rep. 15 % av investeringskost.	106.000	91.000
Diesel (160 skift à 8 timer)	52.000	13.000
Sum driftsutgifter for borvogn ekskl. borstål og lønn.	342.000	262.000

Som det fremgår, faller trykkluftalternativet dårligst ut med kr. 80.000 mer i driftsutgifter pr. år.

Med de garantier Krupp var villig til å gi, fant man det derfor tilrådelig å anskaffe hydraul-maskinen.

5. DRIFTSRESULTAT

Maskinen har vært i drift i ca. 1 2/3-dels år.

Nedenforstående viser en oppstilling over de positive og negative egenskapene man har høstet i denne perioden.

Plussiden:

1. Meget gode terrengegenskaper.
2. Meget god borsynk og kapasitet.
3. Lavt støynivå.
4. Rimelig kraftforbruk.
5. Mindre driftsproblemer under vinterboring.
6. Gunstig borståløkonomi.
7. Meget god service fra leverandør.

Minussiden:

1. Ikke tilstrekkelig driftssikkerhet.
2. Komplisert vedlikehold i forhold til luftrigg.
3. Større krav til boroperatøren.
4. Svakt understell.

Når det gjelder Kruppmaskinens bruksøkonomi, har vi ikke noe sikkert bilde av den. Dette skyldes vesentlig 2 forhold:

1. Leverandøren har stått for svært meget av de reparasjonsarbeider og omkostninger som er utført, også de utenfor garantitiden.
2. Vognen har ikke vært i kontinuerlig drift slik at boring til tider har vært utført med konvensjonell utrustning. Samme borstål har da blitt brukt om hverandre. Inntrykket er imidlertid at borstenger og kroner har omtrent samme levetid som for trykkluftutstyr, ca. 1200 til 1500 bormeter.

Nakkeslitasjen har vært eksepsjonell god. Man har fått opptil 7000 bormeter på en nakke. Gjennomsnitt ligger på 5000 til 6000 bormeter.

Når det har vært nødvendig med trykkluftutstyr i tillegg skyldes dette hyppige driftsstanser på DHR 75.

At maskinen ikke har vist nødvendig driftssikkerhet skyldes flere faktorer. For det første ser det ut til at understellet er for svakt i forhold til de påkjenninger maskinen utsettes for. Selve borhammeren har gått tilfredsstillende, men hydraulikkpumper og ventiler på borvognen har ikke vært driftssikre nok.

I tillegg til dette har det vært en del mekaniske brekkasjer på borvognen.

Spesielt har man hatt mange reparasjoner og vanskeligheter med oljekjøleren. Denne har vært skiftet en rekke ganger, og årsaken ligger trolig i en feilkonstruksjon.

Videre er dette en ny og forholdsvis uprøvet maskin både for leverandør og operatør.

Det må også gjøres oppmerksom på at maskinen har hatt 5 forskjellige borvognførere. Flere av disse har ikke hatt den nødvendige tekniske innsikt for betjening av et så avansert utstyr.

Maskinen har også i lange perioder vært brukt under meget krevende terrengforhold.

KONKLUSJON:

Selve borhammeren og det borte kniske har fungert meget godt. Svakheden har ligget i understellet med hydraulikksystemet der. Et forsterket understell vil trolig bedre helhetsbildet vesentlig.

Videre må man si at driftsresultatet med henblikk på borståløkonomi, borsynk, drivstoffutgifter etc. har vært meget tilfredsstillende. Det synes imidlertid helt klart at hydraulikk setter betydelig større krav til både boroperatør og vedlikeholdsmannskap. Man kan ikke uten videre sette folk med erfaring fra trykkluft over på hydraulikkutstyr uten grundig opplæring.

HYDRAULISK LANGHULLSBORING I GRUVER

Hydraulic long hole drilling in mines.

Bergingeniør Magnus Dalen, Fosdalens Bergverks-Aktieselskab.

SAMMENDRAG

En ny hydraulisk langhullsrigg fra Atlas Copco med betegnelsen Simba H221 er under utprøving ved Fosdalens Bergverks-Aktieselskab. Erfaringen etter 5500 m viser en økning i netto borsynk på 87 % i forhold til pneumatiske rigger, mens kronelevetiden er 50 % lavere.

SUMMARY

The new hydraulic production drill rigg Simba H221 from Atlas Copco is tested at Fosdalens Bergverks-Aktieselskab. The experience after 5500 m shows an increase in net penetration rate of 87 % compared to pneumatic rigs, but bit life is lowered 50 %.

Fosdalens Bergverks-Aktieselskab som ligger i Malm i Nord-Trøndelag, er en jernmalm-gruve som for tiden produserer 1.1 mill. tonn råmalm i året. Brytingen er lagt opp etter skive-rasmetoden, Fig. 3.1.

Da gjennomsnittlig malmmektighet er 5—6 m, nyttes langsgående skiverasbryting med 15 meters skiveortavstand og orttverrsnitt 3,2 x 3,2 m.

Skivebrytingen krever ca. 170 000 boremeter pr. år i form av langhullsboring, og hullengdene i borviftene varierer mellom 5 og 25 m (gj.snittlig 13,5 m). Borviftene med oppadrettede hull har en forsetning på 1,4—1,7 m og bores med vinkel 80°. Langhullsboringen utføres med 48 mm kroner.

Produksjonsboringen utføres med Atlas Copco Simba 11 R, Fig. 3.2 med enmannsbetjening og Atlas Copco Promec M 103 MLD, Fig. 3.3 med tomannsbetjening. Begge riggtyper er utstyrt med BBC 120 driftre.

De miljø- og effektmessige forbedringer som overgang til hydrauliske boremaskiner har medført ved andre anlegg, gjorde at vi var meget interessert i å prøve en hydraulisk langhullsrigg i vår gruve. med denne bakgrunn ble det inngått avtale med Atlas Copco om prøve av en hydraulisk langhullsrigg med betegnelsen Simba H 221 med 4' skruemater og boremaskin COP 1038, Fig. 3.4.

Simba H 221 er et produksjonsaggregat spesielt beregnet for boring av ringformede hullrader ved skiveras- og skivepallbryting. Aggregatet består av et hydraulisk drevet underrede med drivanordninger for lastemaskinen Cavo 500. Dette underrede er forsynt med en elek-

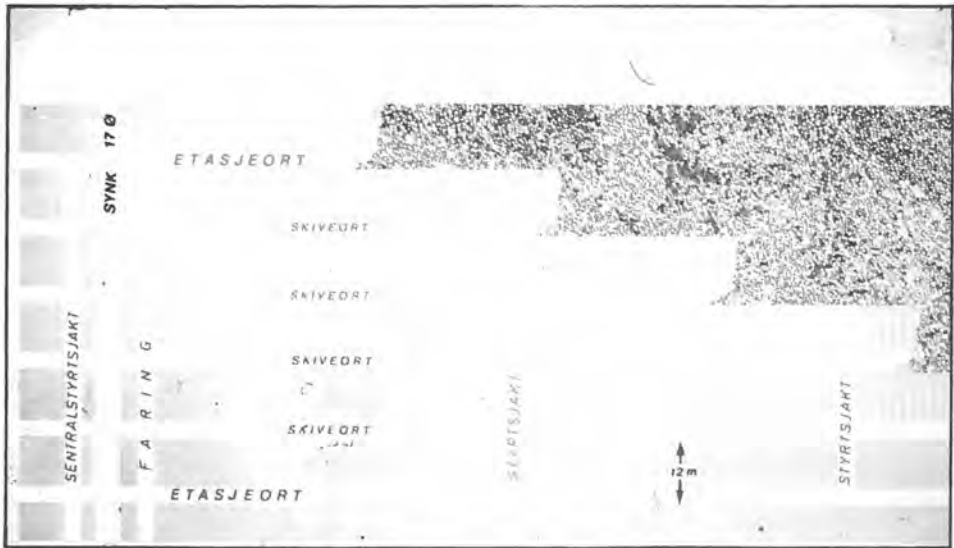


Fig. 3-1. Bryting etter skivrasmetoden.

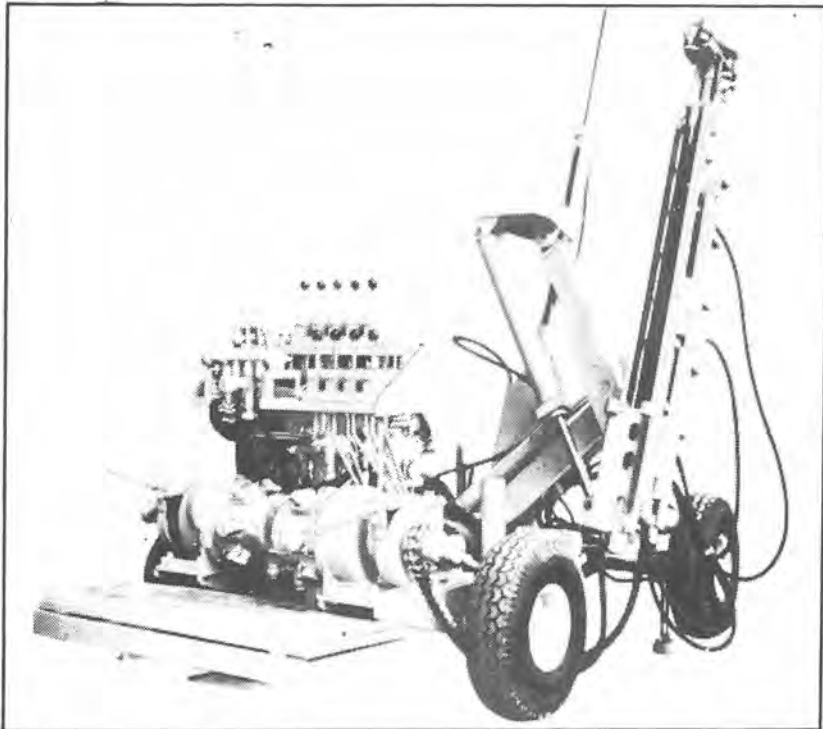


Fig. 3-2. Atlas Copco's Simba 11 R med BBC-120.

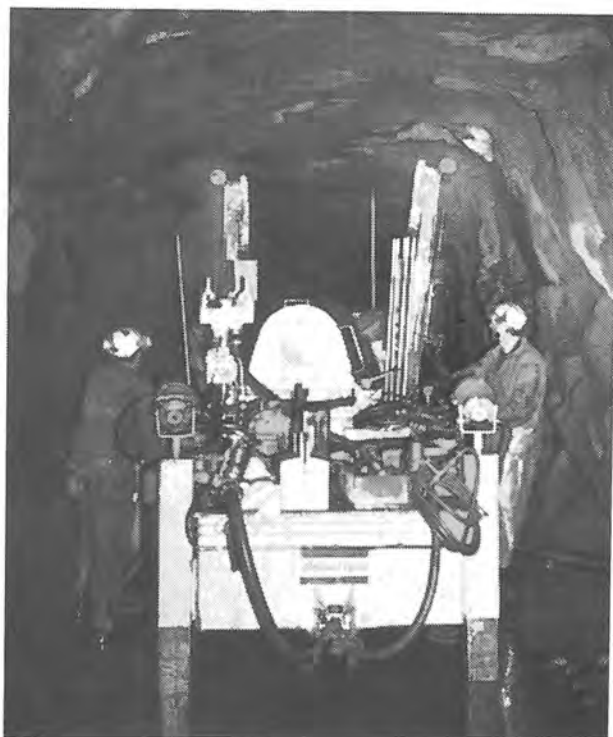


Fig. 3-3. Atlas Copco's Promec M 103 med BBC-120.



Fig. 3-4. Atlas Copco's Simba H 221. med COP 1038.

trisk-hydraulisk kraftenhet for boring samt hydraulisk drift av de fire hjulene. Fremst på aggregatet sitter en tippbar svingarm som igjen er svingbart festet til materholderen. For stabil oppstilling av aggregatet finnes fire hydrauliske jekker samt egen støttesylinder i hver ende av materen.

Boreaggregatet betjenes v.h.a. et frittstående manøverpanel, mens stangskiftingen må utføres ved maskinen. Foruten selve betjeningsanordningen har manøverpanelet også en feilindikatorlampe. Når denne tennes, stoppes boringen, og operatøren kan konferere med et feilsøkingstablå på riggen. Der finnes bl.a. kontrollamper for strømforsyningen, oljenivå, tette filtre og utløst motorvern.

Riggen har dessuten automatisk overvåking for hindring av fastboring samt trykkvakt som stopper matingen dersom spylevannet forsvinner.

Riggen har følgende hoveddata:

Total vekt	9400 kg
Totallengde ved transport	6150 mm
Bredde x høyde ved transport	1880 x 2500 mm
Nødvendig orttverrsnitt ved 6' mater	3,4 x 3,4 m
Systemtrykk for slagverk	150—250 bar
Systemtrykk for rotasjonsmotor bergbormaskin	Maks. 120 bar
Systemtrykk for mater	90—130 bar
Vannforbruk	35 l/min.

Riggen ble tatt inn i gruva og var klar for boring i juni i år. Strømforsyningen ble ordnet ved at man matet en egen transformator på borenivået med 2000 V og førte 380 V videre til riggen.

Hydraulriggen har vært i drift en tid uten at man har fått fullgode resultater. Bakgrunnen for dette er hovedsakelig:

1. Stor kroneslitasje
2. Noe lav borsynk

Den normale slipegrense ved pneumatisk boring hos oss ligger på 25—35 bm. Til å begynne med fikk vi bare 7—8 bm med hydraulmaskinen, og i tillegg fikk vi skjærbrudd og stor overslitasje. Etter flere forsøk med endring av rotasjon, slag og borkroner er slipegrensen kommet opp i 17—18 bm., men fremdeles med noe overslitasje og tilfeller av skjærbrudd.

Erfaringene etter 5 500 bm. viser at ved boring i våre bergarter som har følgende enaksiale trykkfasthet:

Malm	: 2 000	kp/cm ²
Kvartskeratofyr	: 1185—1930	kp/cm ²
Grønnsten	: 1590—3030	kp/cm ² ,

bør man innstille følgende arbeidstrykk på hydraulriggen:

Matertrykk	: 105	bar
Slagtrykk	: 210	bar
Rotasjonstrykk	: 50—60	Bar
Vanntrykk	: 10	bar

For å få best mulig sammenligningsdata har vi også foretatt tidsstudier på en Simba 11 R i samme område der hydraulriggen borer. I Fosdalen nyttes trykkluftnett med utgangstrykk 12 kg/cm² som reduseres til et arbeidstrykk på 8 kg/cm² på forbruksstedet. I sammenligningsforsøkene ble Simba 11 kjørt med både 6 og 8 kg/cm² arbeidstrykk. I Fig. 3.5 er så vist de gjennomsnittlige inndrifter for stang 2 og 3 samt for stengene 10 og 11 for å få et bilde av netto borsynk i begynnelsen av borhullet i forhold til slutten, og i Fig. 3.6 er vist gjennomsnittlig borsynk ved de ulike forsøkene.

Gjennomsnittlig kroneforbruk for hydraulriggen viser 186 bm. pr. krone, mens tilsvarende ved trykkluftdrevet langhullsboring er 371 bm. pr. krone.

Vi har ikke tilstrekkelig data til å kunne angi levetiden på skjøtestenger og hylser for hydraulriggen, men det synes som levetiden er minst like høy som ved trykkluftdrevet boring.

Når det gjelder tid for ansett samt stangskifte, synes tapstiden å være omtrent det samme ved begge riggtyper. De praktiske skifteeffektene ligger i dag på ca. 113 bm. for Simba H 221 og 87 bm. for Simba 11 R med 8 kg/cm² arbeidstrykk.

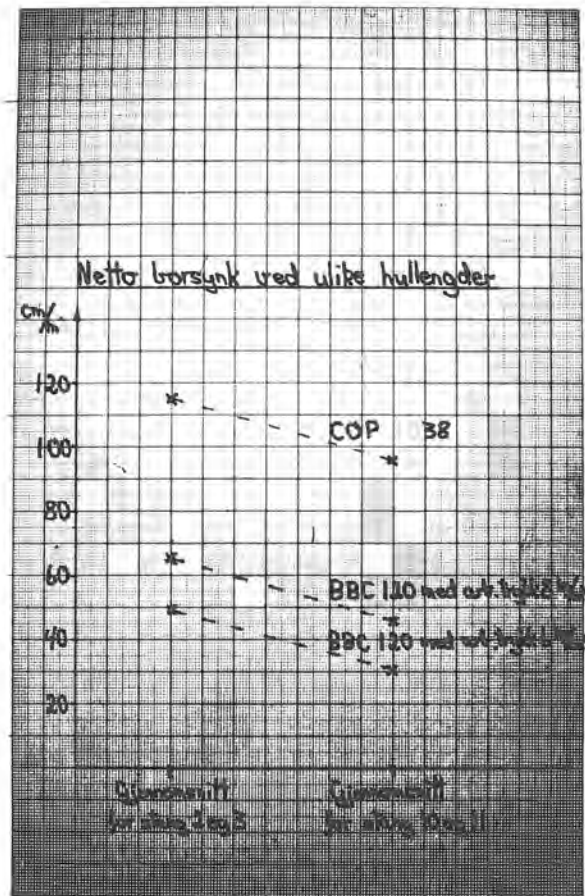


Fig. 3-5. Observasjoner av netto borsynk for BBC-120 og COP 1038 for 2 og 3, 10 og 11 borstang.

Forsøkene med hydraulriggen vil fortsette, og man vil da prøve å øke vannmengden for om mulig å få bedre spyling og dermed økt kronelevetid.

Under forsøkene er det også foretatt støymålinger. Disse viste 109 dB (A) ved fjernstyringspanelet 5 m fra hydraulriggen og ca. 120 dB (A) på operatørplassen ved Simba 11. Dog må det tilføyes at vi er i ferd med å innføre eksosslanger med lydpotter som senker støynivået fra de pneumatiske riggene til ca. 112—113 dB (A).

Til slutt må det understrekes at resultatene er foreløpige, men det synes klart at kronelevetiden bør øke vesentlig dersom hydraulriggen skal innfri våre forventninger.

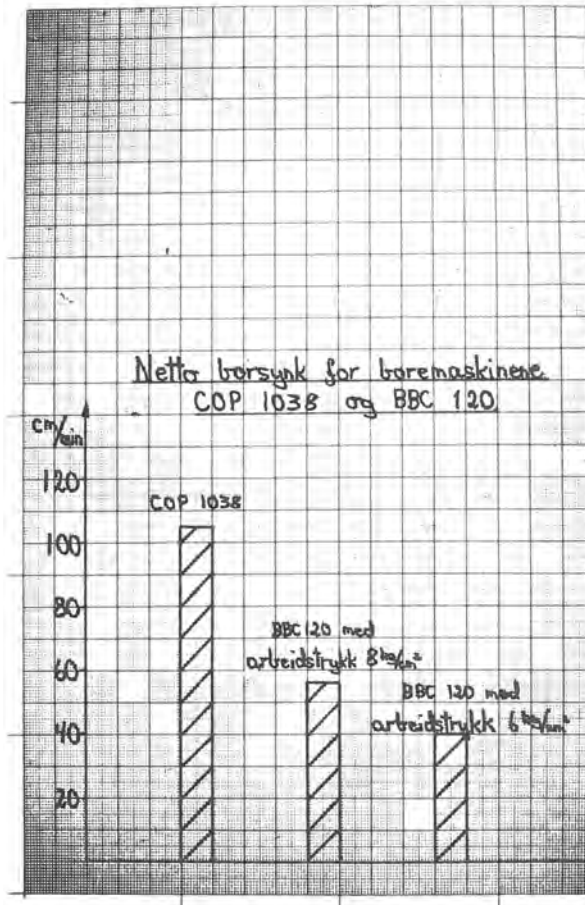


Fig. 3-6. Gjennomsnittlig børsynk for BBC 120 og COP 1038.

PRODUKSJON OG ØKONOMI VED ROTASJONSBORING I STEINBRUDD I ANLEGGSDRIFT

Production and economy for rotary drilling in quarry

Sivilingenlør Øistein Syltern, N.V.E.

SAMMENDRAG

I forbindelse med byggingen av Sysenvassdammen har NVE-Eidfjordanlegene tatt i bruk 7 7/8" rotasjonsboring i steinproduksjonen. En har i to sesonger leid Ingersoll-Rand DM4B og i én sesong Atlas Copco-Rotamec 2200. En har oppnådd følgende kapasitetstall med borkrone av typen Securiy M8M. Netto borsynk: 30—36 cm/min. Brutto borekapasitet: 13,5—15,5 bm/h. Gjennomsnittlige skiftkapasiteter 40 bm/skift. Borekostnadene i sesongen -77 har en ikke oversikt over ennå. I sesongen -76 oppnådde DM4 en maskinkostnad: 55,60 kr/bormeter, gjennomsnittlig levetid for borkronene i -77 sesongen: 662 bormeter. Borutstyrkostnader (borkrone, stabilisator, stenger) 15,28 kr/bormeter. Sum borekostnader: 72,00 kr/bormeter. Spesifikk bormetertall 22 fm³/bormeter. En forventer å øke dette tallet i driften framover. Rotasjonsboring bør ved god planlegging av driften gi betydelige besparelsemuligheter ved store sprengningsarbeider der metoden kan nyttes. I årene framover vil det være et marked for rotasjonsborerigger brukt i anleggsformål.

SUMMARY

7 7/8" rotary drilling machines have been in operation in a large quarry at the rockfill dam of Sysen, Eidfjord, W. Norway. In the season 1977 is observed: Net penetration rate 30—36 cm/min. Drilling capacity (gross) 13,5—15,5 m/h. Average shift capacity 40 m. Average bit-life 662 m. Drilling pattern 22m³/m hole. The machinery costs of 1976 operation are N.cr. 55,60 /m. And the cost of drilling equipment N.cr. 15,28/m. Rotary drilling has proved to give considerable savings where the conditions are favourable for heavy drilling machinery.

A. INNLEDNING

NVE-Eidfjord-anleggene bygger like ved riksvei 7 på vestsiden av Hardangervidda Sysen-dammen. Den danner hovedmagasinet Sy-Sima-deler av Sima kraftverk.

Dammen er en konvensjonell fyllingsdam med tetningskjerne av morene, filtersoner av grus og knust tunnelstein og støttefylling av stein produsert i steinbrudd.

Samlet damvolum er 3,6 mill. m³, hvorav støttefylling utgjør 2,2 mill. m³.

Største høyde på dammen er 85 m, og lengden av damkronen er 1100 m.

B. ROTASJONSBORING

1. Metode

Rotasjonsboring foregår ved at en borkrone med 3 koniske ruller, Fig. 4.1 besatt med hardmetall-stifter blir påført matetrykk, rotasjon og luftspyling for fjerning av borkaks.

Benyttet kronediameter av Sysen er 7 7/8" (200 mm) Ellers benyttes i gruvene her i landet kronediametre opptil 12 1/4"



Fig. 4-1. Rulleborkrone.

Matetrykk

Nødvendig matetrykk er avhengig av hardheten av bergarten. Innen visse grenser er borsynken proporsjonal med matetrykket. Ved boring med 7 7/8" borkrone vil matetrykket ligge i størrelsesorden 20 tonn.

Lagrene i borkrona og stiftbrekkasje hindrer økning av matetrykket utover dette nivået.

Rotasjon

Optimal rotasjonshastighet vil normalt ligge i området 70—80 Rpm.

Borsynken er proporsjonal med rotasjonshastigheten. Den begrenses av lagrene i borkrona i sammenheng med matetrykk.

Spyleluft

Rotasjonsbormaskinen bør gi tilstrekkelig spyleluft til å blåse alt borkaks opp av hullet etterhvert som det løsghøres.

Spyleluften skal i tillegg avkjøle lagrene i borkrona. For lite spyleluft vil redusere borsynken og øke kroneslitasjen.

Minimum spyleluftshastighet mellom borhullsvegg og borstang regnes til 15 m/s. Når diameteren på borhull og borstrengen er kjent, kan nødvendig spyleluftmengde beregnes.

Generelt gjelder at en bør ha rikelig kompressorkapasitet for rotasjonsbormaskiner.

Borstreng

Ved boring med 7 7/8" borkrone vil borerørsdiameteren normalt være ca. 6"

For å hindre at borkrona kan bevege seg eksentrisk i borhullet, er det vanlig å sette inn en stabilisator mellom borkrona og 1 stk. stang, Fig. 4.2. Den består av et rør med ytre langsgående ruller som støtter seg til borhullsveggen.

Spesielt ved boring i oppsprukket fjell vil det oppstå slag og vibrasjoner i borstrengen som gir store påkjenninger på lagrene i borkrona, og som også vil forplante seg til bormaskinen. For å redusere vibrasjonene kan en montere inn en spesiell støtdemper mellom borstrengen og rotasjonsenheten. Maskinene ved dam Sysen har ikke vært utstyrt med slike støtdempere.

2. ROTASJONSMASKINER

På grunn av nødvendigheten av høyt matetrykk vil rotasjonsmaskinene bli forholdsvis store i forhold til borutstyr for slagboring. En maskin beregnet for å bore med 8 7/8" borkrone, vil normalt veie 40—45 tonn. Dette har i praksis stor betydning for plassering av steinbruddet og utforming av det.

Aktuelle fabrikata av rotasjonsmaskiner her i landet er Bucyrus Eire (amerikansk), Haus-herr (tysk), Atlas Copco (svensk) Ingersoll-Rand (am.) og Gardener-Denver (am.)

Maskinene leveres som hjul- eller beltegående, diesel- eller elektrisk drevet, helhydraulisk eller med elektriske motorer.



Fig. 4-2. Stabilisator mellom borkrone og første stang.

3. ROTASJONSBORMASKINER — SYSEN

I sesongen -76 leide anlegget Ingersoll-Rand Drillmaster DM4B, Fig. 4.3. Denne sesongen hadde en i tillegg leid Atlas Copco's Rotamec 2200. Fig. 4.4.

Det skal ikke her gis noen detaljert maskinteknisk vurdering av maskinene.

Begge maskiner er dieseldrevet, og all energioverføring skjer hydraulisk. En kan anta at dieseldrift krever mer vedlikehold og er dyrere enn elektrisk drift. Dieseldrift har store praktiske fordeler i et steinbrudd med hyppige salver og sprettsalver.



Fig. 4-3. Ingersoll-Rand Drillmaster DM4B.

Generelt har støvsugerne vært vanskelig å få til å fungere tilfredsstillende. Støvsugerne på begge maskinene hadde opprinnelig for liten kapasitet. Vedlikeholdet har vært omfattende, selv om støvsugeren på DM4B i den senere tid har fungert bedre. Sett i sammenheng med den nye arbeidsmiljøloven er det av avgjørende betydning av støvsugersystemet har tilstrekkelig effekt til enhver tid.

Rotamec 2200 er også utstyrt med støvdemping vha. vanntilsetning i spylelufta. Hovedinnvendingen er 10—15 % nedsatt borsynk og sannsynligvis redusert levetid på kronene.

Begge maskinene er utstyrt med høytrykks-kompressorer, hhv 17,5 kp/m² og 10,5 kp/m² for DM4 og Rotamec.

For produksjonsboring er ikke senkboring aktuelt ved Sysen fordi den gir lavere kapasitet og høyere kostnader.

Maskinene kunne derfor med fordel vært utstyrt med lavtrykkskompressorer, som gir lavere energikostnader.

Rotamec 2200 er utstyrt med to dieselmotorer og to kompressorer. Dimensjoneringen



Fig. 4-4. Atlas Copco's Rotamec. 2200.

av kompressorene er uheldig fordi en kompressor gir for lite spyleluft til effektiv spyling mens støvsugeren ikke greier å holde unna når begge brukes.

Matetrykket for DM4 og Rotamec er målt til hhv. 18,4 og 21,0 tonn. I harde bergarter er DM4's matetrykk noe for lavt.

4. BRUDDUTFORMING

Ved planlegging av steinbruddet har en lagt vekt på at mest boring skal foregå på pall. På det høyeste har bruddet fire pallhøyder. Pallhøydene er valgt til 12 m fordi det med 2 m underboring passer med 2 hele stanglengder. Bruddet har et avdekket areal på 76000 m². Skissene viser hvordan bruddet i prinsippet er utformet, Fig. 4.5 og 4.6.

5. BORING PÅ TERRENGPALL

Hele sesongen -76 og fram til september -77 foregikk boringen på terrengpall. I hovedtrekkene var terrenget slakt hellende, men etter avdekkingen av løsmassene ble det meget småkupert. Det har derfor vært nødvendig med omfattende planering av bruddet med tunnelstein før bormaskinene kunne komme til. Brekkasje på understell på maskinene viser at planeringen tildels ikke har vært gjort tilfredsstillende.

Ved boring gjennom løsmassene har det vært nødvendig å sette foringsrør i hullene for å unngå gjenrasing.

6. LADING

Ved bruk av rotasjonsboring melder muligheten seg for mekanisert lading.

For sesongen -77 her Dyno på forsøksbasis levert storry-sprengstoff i borhull fra truck,

Fig. 4.7. Fra brukerens synspunkt er metoden meget rasjonell. Omfattende bruk av den på anlegg med borhulldiameter fra ca. 7" og oppover blir et prisspørsmål.

Kobling og tenning av salver har utelukkende foregått med detonerende lunte og primere.



Fig. 4-7. Dyno's slurrytruck.

C. YTELSE VED ROTASJONSBORING PÅ SYSEN

1. Borbarhet

Fjellet i steinbruddet ved dam Sysen består stort sett av to gneistyper. Den ene er en lys middelskornet granittisk gneis, mens den andre er en mørkere, finkornet biotittgneis. Den granittiske gneisen har høy borbarhet, mens biotittgneisen er vesentlig tyngre å bore i.

Registrerte borbarhetsindekser DRI varierer fra 45 (middels til lav borbarhet) opp til 70 (høy borbarhet)

2. Sprengbarhet

Bormønsteret i sesongen -77 har vært 5,0m x 5,0 m. Dette gir 22 fm³/bm og tilsvarer tungt sprengbart fjell. Fjellet er lettere sprengbart enn dette borermetallet tyder på. Årsaken er at en har hatt store fragmenteringsproblemer i overflatefjellet.

Sprengingsresultatet har bedret seg betydelig på det andre pallnivået. En kan derfor håpe å komme opp mot 30 fm³/bm i den videre driften.

Sprengstofforbruket er høyt, ca 1,2 kg/fm³, pga. stor spesifikk boring.

3. Valg av type borkroner

Ved Sysen har en hovedsakelig brukt borkroner av typen Securety M8M. Alle kapasitetstall og levetider er knyttet til denne typen.

Valg av optimal kronetype for hvert anlegg skjer på grunnlag av forsøksreier med forskjellige typer kroner. Ved Sysen er i alt 5 forskjellige typer av fabrikatene Securety, Hughes, Reed og Sandvik Coromant prøvd.

Security ble valgt fordi den i fjellet i steinbruddet — ga høyeste borsynk. En fortsetter imidlertid å prøve andre typer fordi det stadig skjer en utvikling på markedet for rotasjons borkroner.

4. Borekapasiteter

Netto borsynk 30—36 cm/min.

Brutto borkapasitet: 13,5 — 15,5 bm/h.

5,5 effektive timer pr. skift gir skiftkapasitet: 85 bm/skift.

5. Oppnådde kapasiteter

DM4B: 43 bm/skift (gj.snitt 1977)

Rotamec: 37 bm/skift (gj.snitt 1977)

De forholdsvis lave skiftkapasitetene skyldes maskinsvikt og tildels også misbruk fra operatørenes side.

På beste skift er boret 130 bm. I sesongen 1977 er det hittil boret 18000 bm. 7 7/8" hull, totalt 22 000 bm.

D. ROTASJONSBORING SYSEN — KOSTNADER

1. Maskinkostnader

Rotasjonsmaskinene som har vært benyttet ved dam Sysen, er leid hos leverandørene.

For innværende sesong foreligger de endelige økonomiske resultater av boringen ikke enda.

Effektiv timekostnad sesongen 1976 for DM4: 862 kr/effektiv boret time. Reservedeler utgjør 13 %, lønn reparasjoner 17 %, førerlønn 20 %, diesel 6 %, service 3 % av kostnadene.

Maskinkostnad pr. bormeter. 55,60 kr.

Gjengitte kostnader er de som er belastet anlegget. Utleier har i tillegg dekket kostnader i forbindelsen med reklamasjoner.

2. Borutstyrskostnader

BORKRONER

Pris kr. 8000,- + avgift = kr. 9040.

Oppnådd levetid i gjennomsnitt sesongen -77 662 bm.

Borkronekostnad 13,65 kr/bm.

Levetiden pr. krone har steget i løpet av sesongen etter som borerne er blitt mer rutinerte.

De siste 5 borkroner har hatt gjennomsnittlig levetid på 770 bm.

Levetiden ville sannsynligvis øke betydelig ved bruk av støtdempere mellom rotasjonsheten og øverste stang.

STENGER

Pris: 8500 kr + avgift = 9400 kr.

Stengene har normalt en levetid på 10—15000 stangmeter.

På grunn av uøvd borer har en i startfasen hatt tilfeller av stangbrekkasje.

Sannsynlig stangkostnad 1,50 kr/bm

STABILISATOR

Pris: 10000 kr + avgift = 11 300 kr

Oppnådd levetid: 10 000 bm.

Kostnad stabilisator 1,13 kr/bm.

TOTALE BORKOSTNADER

Sum borkostnader i steinbruddet ved dam Sysen er 72,00 kr/bm.

Sannsynligvis er det på alle ovennevnte punkter rom for betydelige reduksjoner på kostnadsresultater en har oppnådd.

E. KOMMENTARER

1. Det er ikke vesentlige praktiske eller tekniske problemer med å innføre metoden f.eks. i forbindelse med damanlegg.

2. Bruk av rotasjonsbormaskiner krever planlegging av bruddet med dette for øye. Kartlegging av borbarehet og sprengbarhet i aktuelle steinbruddsområder kan gi grunnlag for betydelige besparelser i steinproduksjonskostnadene.

Grove hull krever større avstander til brakker og annen tilrigging.

Alle åpningsarbeider i bruddet bør være ferdige når hovedproduksjonen starter. For å redusere avhengigheten mellom boring og lasting bør en tidligst mulig få etablert en lang stuff.

3. Terrengeboring er ikke noe vesentlig problem dersom planeringen blir gjort tilfredsstillende.

For steinbruddet ved Sysen's vedkommende ville det vært riktig å flåsprenge hele bruddoverflaten. Årsaken er at overflatefjellet var svært oppsprukket og ga dårlig fragmentering med 7 7/8" hull.

4. Rotasjonsboring gir normalt høy kapasitet og krever følgelig få enheter. Dette gjør oppfølgingen av boringen enklere for eksempel med hensyn til datainnsamling og borenøyaktighet. Rotasjonsboring innebærer en betydelig sparemulighet i forhold til slagboring. Lønnsutviklingen forsterker denne tendensen.

5. Med et hensiktsmessig salveopplegg bør sprengningsresultatene og lasteforholdene i røysa for hjullaster bli like gode med 7 7/8" borehull som med lettere borutstyr.

6. Økende krav til arbeidskomfort gjør maskiner med førerhytte mer attraktive. Ved damarbeider i høyfjellet kan sesongen for steinproduksjon tøyes.

7. 7 1/2 senkboring har ved Sysen gitt 50 % høyere borekostnader og 30 % lavere kapasitet enn 7 7/8" rotasjonsboring.

8. Med de store spregningsoppgaver en står overfor i anleggsdriften her i landet i årene framover, er det i ferd med å danne seg et forholdsvis stort marked for rotasjonsmaskiner. I løpet av svært få år vil de derfor bli solgt på lik linje med annet anleggsutstyr.

Investeringen i rasjonelt borutstyr står ikke i noe forhold til investeringen i f.eks. hjullaster og trucker.

FULLPROFILBORING VED VANNKRAFTANLEGG

Fullface-boring of tunnels at water power projects.

Dosent Odd Johannessen, Institutt for anleggsdrift, NTH

SAMMENDRAG

Med utgangspunkt i et større vannkraftprosjekt (Svartisenverkene) blir fullprofilboring vurdert i relasjon til konvensjonell tunneldrift. Konklusjonen er at fullprofilboring er fordelaktig for 120 km av den samlede tunnellengde på ca. 200 km. Samlet besparelsesmulighet er kalkulert til 125 mill. kr.

SUMMARY

During the project planning phase an analysis has been made on the Svartisen Water-Power Project comparing full face boring with conventional tunneling methods. The Project comprises 200 km of tunnels of which 120 km have been found favourable for full face boring.

GENERELT

Fullprofilboring har lenge vært benyttet til mer spesielt tunnelarbeid, for eksempel tunneler med liten overdekning under tettbygde område, hvor hensynet til tredjemann ofte er avgjørende. Bergartene har gjerne vært løse. Metoden er i stadig utvikling mot hardere bergarter. Foreløpige studier viste at den kan være aktuell i «norsk» fjell, særlig når det gjelder vanntunneler. Dette er bakgrunnen for vårt engasjement innen dette felt.

PROGNOSEMODELL FOR FULLPROFILBORING

Institutt for anleggsdrift har i samarbeid med Geologisk Institutt utviklet en modell for å beregne inndrift og kostnader ved fullprofilboring i relasjon til konvensjonell drift. Vi skal gi et lite resymé av modellen. Viser forøvrig til foredraget på Fjellsprenningskonferansen 1976 av sivilingeniør O. T. Blindheim.

Tverrsnittsforskjell.

Veggene i en fullprofilboret tunnel blir jevnere enn i en råsprengt tunnel. Tunneltværsnittet kan derfor reduseres vesentlig med samme evne til å transportere vann. Fig. 5.1 viser omregningsfaktoren fra sprengt (A_s) til boret (A_b) tunnel.

Inndrift

Fig. 5.2 viser netto inndrift for en 3,5 m Ø TBM som funksjon av fjellets borbarehet, uttrykt ved borsynkindeksen DRI og fjellets oppsprekking. Borsynkindeksen DRI er en parameter for

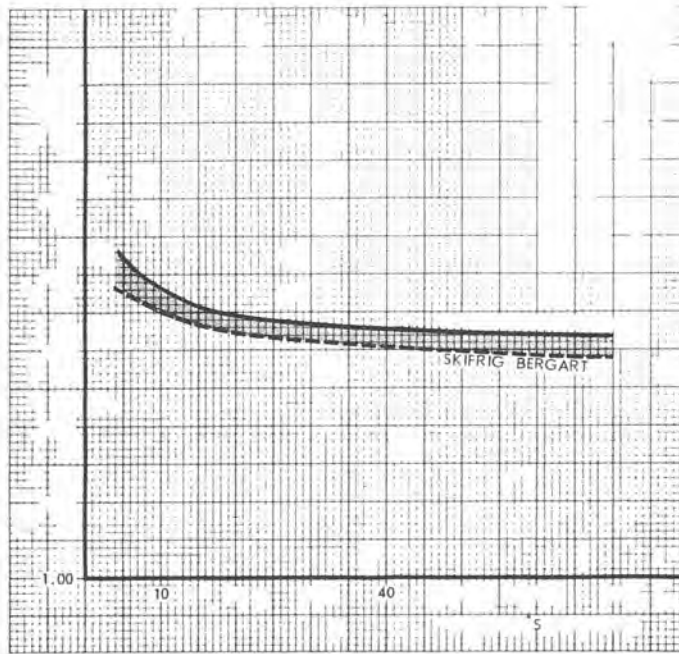


Fig. 5-1. Ekvivalent tverrsnitt.

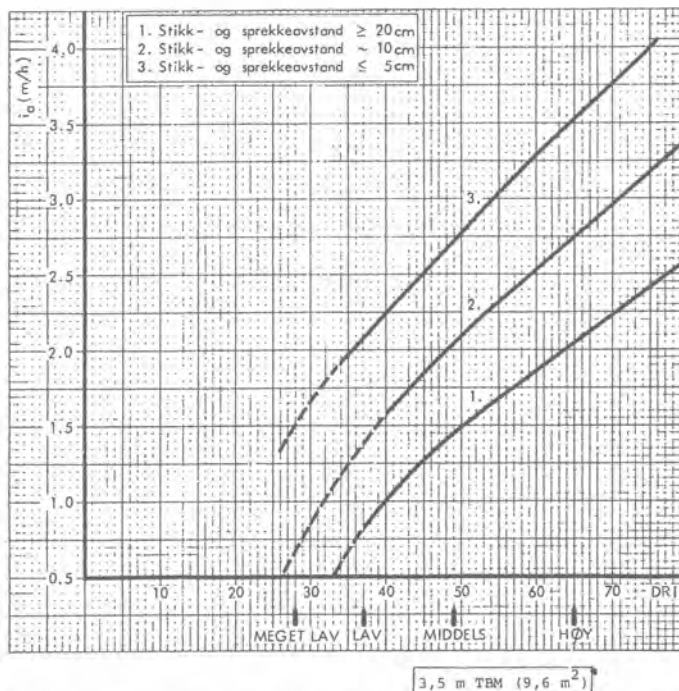


Fig. 5-2. Netto inndrift som funksjon av borsynkindeksen DRI og stikk- og sprekkavstand.

netto borsynk. Den beregnes på grunnlag av sprøhetstallet S_{20} som gir et mål for en bergarts motstandsevne mot nedknusing ved slag (fallprøver) og Sievers J-verdi som gir et mål for en bergarts evne til å la seg slite ned av et roterende borskjær (miniaturborforsøk). Men stikk- og sprekkeavstand forstås i denne sammenheng avstand mellom stikk eller flater med meget liten eller ingen strekkstyrke normalt flaten. Ved økende diameter avtar inndriften. Korreksjonsfaktor for varierende diameter er utarbeidet.

Borverktøykostnader

Fig. 5.3 viser hvordan borverktøykostnader for en 3,5 m Ø TBM varierer med fjellforholdene uttrykt ved borslitasjeindeksen DRI og oppsprekningen. Borslitasjeindeksen BWI beregnes på grunnlag av DRI og en slitasjeverdi A_v som er mål for et nedknust bergartsmaterials slitasje på et hardmetallstykke under spesifiserte betingelser. Borverktøykostnadene pr. fast m³ avtar ved økende diameter.

Kostnader

Fig. 5.4 viser enhetskostnadene for fullprofilborete tunneler ved varierende fjellforhold og konvensjonelt drevne tunneler. Figuren kan gi et pessimistisk bilde av fullprofilboringens konkurranseevne. Når en bringer inn de indirekte fordeler som redusert tverrsnitt, mindre sikringsarbeid, mulighet for å sløyfe tverrslag, blir bildet et annet.

FULLPROFILBORING VED SVARISVERKENE

For å klarlegge om fullprofilboring er et aktuelt redskap ved norsk vannkraftutbygging, har

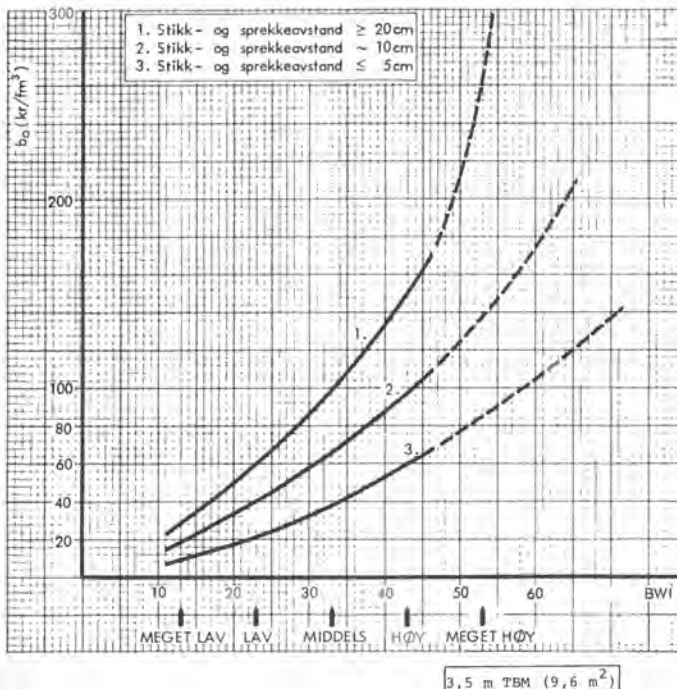
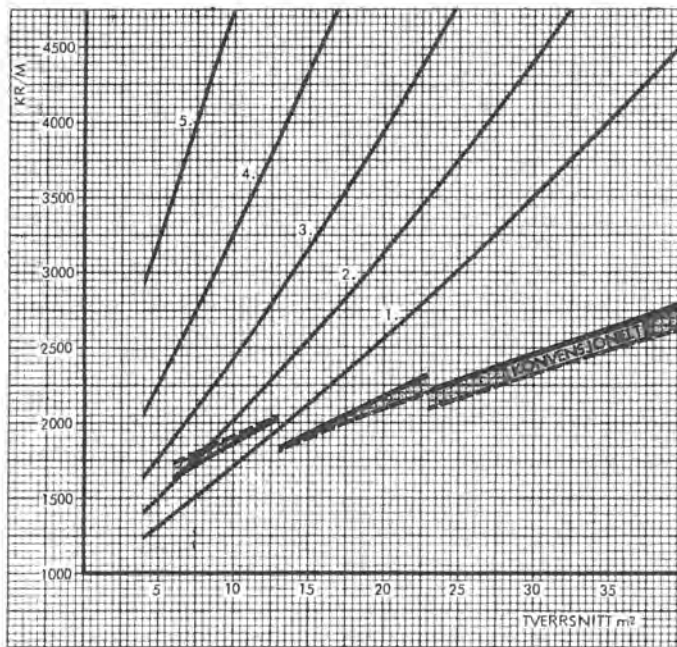


Fig. 5-3. Borverktøykostnader som funksjon av borslitasjeindeksen BWI og stikk- og sprekkeavstand.



	DRI •	BWT	ST. OG SPR. AVST
1	HØY	LAV	< 5 cm
2	MID.	MID.	< 5 cm
	HØY	LAV	~ 10 cm
3	LAV	HØY	< 5 cm
	MID.	MID.	~ 10 cm
	HØY	LAV	> 20 cm
4	LAV	HØY	~ 10 cm
	MID.	MID.	> 20 cm
5	LAV	HØY	> 20 cm

Fig. 5-4. Kostnader for fullprofilborede og konvensjonelt drevne tunneler.
Tunnellengde er 3 km.

en tatt for seg et større kraftverkprosjekt som ennå er på forprosjektsstadiet. Svartisenverkene har ved full utbygging over 2000 km tunneler i varierende tverrsnitt og stofflengder. Geologien er interessant, og naturforholdene gjør det ønskelig og nødvendig å benytte lange stuffer. Et utmerket samarbeid med Statskraftverkernes folk gjorde det også naturlig å velge dette prosjektet. En sitter også inne med erfaringer fra en omfattende tunneldrift fra samme området, Rana- og Røssåga-utbyggingen.

Geologi

Berggrunnen består vesentlig av glimmerskifer, kalkstein og granitt. Glimmerskiferen har varierende sammensetning. Den har oftest utviklet skiffrighet. Kalkstein forekommer som en rekke lag av varierende tykkelse. Granitt, amfibolitt, kvartsdioritt, gabbro og ultrabasitt finnes som intrusiver.

I en del av de aktuelle tunneler venter en problem med bergtrykket. Fullprofilmaskinen må

da utformes slik at det er mulig å bolte umiddelbart bak stoff. Området har få store knusningssoner.

Sammendrag

Som det framgår av tabell 5.1, er totalt 200 km tunnel vurdert med tanke på fullprofilboring. Av disse er 120 km antatt å kunne bores med gevinst. Den første vurderingen er basert på de geologiske undersøkelser som er foretatt i annen sammenheng.

TABELL 5.1.

	Antall	z tunnallengde (km)
Vurderte tunneler	48	200
Kan bores med gevinst	19	120
Geologisk kartlagt	12	80
Herav forkastet	3	18

Tolv av de nitten interessante tunnelene er så underkastet detaljerte undersøkelser med hensyn på fullprofilboring. Det vil si at bergartsfordeling er bestemt. Steinprøver er kjørt i laboratoriet for å bestemme borbarehet (DRI) og slitaseevne (BWI). Dessuten er oppsprekningen kartlagt. Det samme gjelder eventuelle forhold som kan gjøre fullprofilboring vanskelig, f.eks. kvartsitt, store bergtrykk, svelleleire eller karstfenomen.

Etter disse undersøkelser står en tilbake med seksten stuffer med samlet lengde på vel 100 km hvor fullprofilboring er fordelaktig. Samlet besparelsesmulighet i forhold til konvensjonell drift er kalkulert til 125 mill. kr.

Overgangen til fullprofilboring krever betydelig investeringer, og uavskrevet kapital etter avsluttet drift betraktes ofte som et problem. Ut fra det foreløpige byggeprogram for Svartisverkene har en satt opp en plan for anskaffelse og utnyttelse av de nødvendige tunnelboremaskiner. Tabell 5.2 viser at investeringsbehov og restverdi i dette tilfelle er beskjedent i forhold til de muligheter til kostnadsreduksjon som denne drivemetoden byr på.

TABELL 5.2.

Investeringsbehov, avskrivningsmulighet

Diameter (m Ø)	Maskinkostnad (mill.kr.)	Restverdi (mill.kr)	Antall stuffer	Boret lengde km
2,5	6,5	0	5	31,4
2,5	6,5	0	5	30,6
3,1—3,5	9,0	3,6	2	8,8
4,3	12,5	1,1	2	16,4
4,3	12,5	5,6	1	7,8
4,65	14,0	6,6	1	7,9
Sum	61,0	16,9	16	102,9

De faktorer som er utslagsgivende for fullprofilboring eller ikke er:

1. Fjellets egenskaper
2. Tverrsnitt
3. Støfflengde
4. Planendringer (f.eks. tracévalg, sløyfing av tverrslag).

Ved fullprofilboring er inndrift og kostnader vesentlig mer avhengig av fjellets egenskaper enn ved konvensjonell drift. Det viser resyméet av prognosemodellen som er vist foran. Fjellet i deler av Svartisenområdet er velegnet for fullprofilboring. Det er tunneler med små tverrsnitt og lange stuffer som gir størst gevinst. Vi har antatt 2,5 m Ø som minste diameter for fullprofilboring over lengre stuffer. Det er to forhold som gjør planendringer mulig:

- mindre ventilasjonsbehov
- høyere drivehastighet

At ventilasjonsbehovet er vesentlig mindre enn ved konvensjonell drift gjør det teknisk mulig å gi seg i kast med lengre stuffer enn tidligere. Den store drivehastigheten fører til at en også av hensyn til tidsfaktoren kan sløyfe tverrslag der dette kan ha stor økonomisk gevinst eller være ønskelig av menneskelige eller naturvernmessige grunner.

Optimalt tverrsnitt

Med optimalt tverrsnitt menes det tverrsnitt der grensekostnadene for utbygging og kapitalisert produksjonsverdi er de samme.

Grensekostnaden ved fullprofilboring er sterkt avhengig av fjellforholdene og vil stort sett være større enn ved konvensjonell drift, (kfr. fig. 5.3). Ekvivalent optimalt tverrsnitt kan derfor bli mindre enn ved konvensjonell drift. Overføringen blir da redusert. Fra et samfunnsøkonomisk synspunkt kan en slik tverrsnittsoptimalisering derfor ha en ugunstig virkning i form av tapt kraftproduksjon. Dette vil imidlertid til en viss grad regulere seg selv, da en ved ugunstige fjellforhold vil få en betydelig høyere drivekostnad ved fullprofilboring, noe som gjør det mindre aktuelt å bore tunnelen.

Som et eksempel på det siste er det gjennomført en beregning av overføringstunnelen Austerdalsvatn — Storvatn ved Melfjordutbyggingen. Fig. 5.5 viser optimal tverrsnitt som funksjon av DRI og oppsprekking. Prosenttallene angir utbyggingskostnad ved fullprofilboring i forhold til konvensjonell drift. 100 % -linjen angir hvor kostnadene for de to drivekostnadene balanserer.

Som det fremgår av fig. 5.5 vil det ikke være aktuelt å fullprofilbore tunnelen dersom fjellforholdene tilsier et mindre optimalt tverrsnitt (ekvivalent) enn ca. 34 m². Dette tilsvarer et tap i produksjon på 0,2 % i forhold til 35 m², som representerer optimalt tverrsnitt for konvensjonell drift, og praktisk 100 % overføringsevne.

EKSEMPEL PÅ VURDERTE TUNNELER

Vegdalen, Stor-Glomfjord-utbyggingen

Dette tunnelprosjektet er et eksempel på betydning av å sløyfe et tverrslag, og hvordan man da kan forandre tracéen for å tilpasse den bedre etter de geologiske forhold. Skissen i fig. 5.6 viser de planendringer som er foretatt. Ved fullprofilboring vil en benytte ett tverrslag ved Storglomvatnet, mens en ved konvensjonell drift i tillegg må ha et tverrslag i Vegdalen. Tverrslaget i Vegdalen ligger meget uvegsomt og værhardt til og i helt uberørt natur. Det er derfor meget viktig å sløyfe dette tverrslaget. Tunnellengder og tverrsnitt er vist på skissen. Bergar-

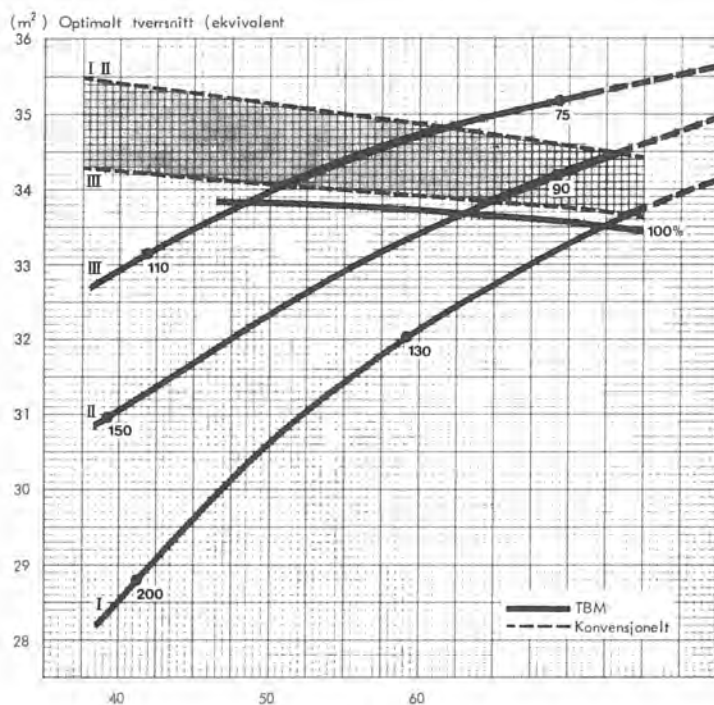


Fig. 5-5.

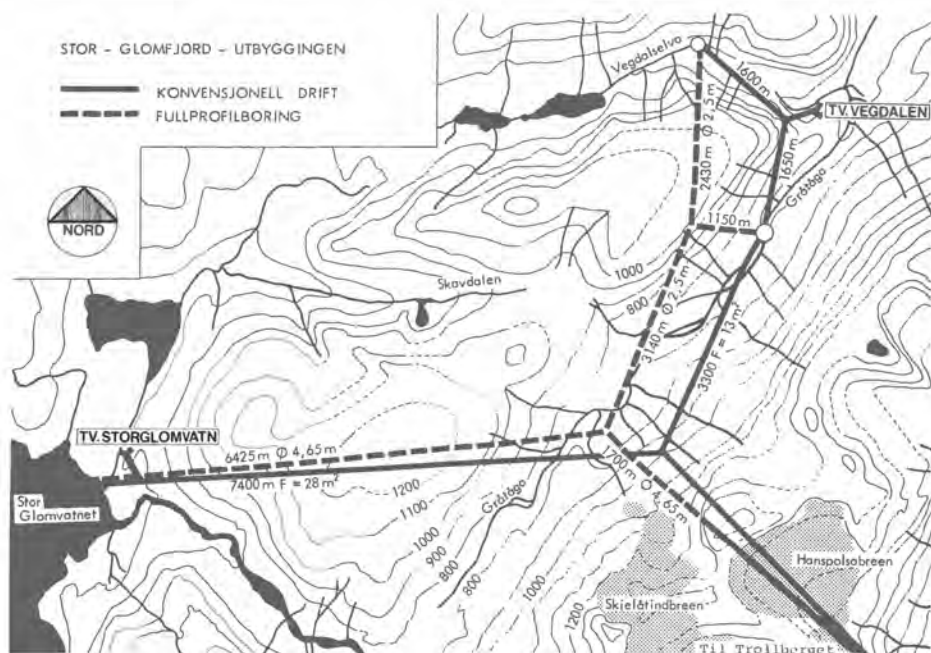


Fig. 5-6.

tene består hovedsaklig av glimmerskifer og krystalin kalkstein med gunstig oppsprekking.

Drivetiden blir den samme ved ett tverrslag ved fullprofilboring som ved to ved konvensjonell drift.

Besparelse ved fullprofilboring (1/4 1977)

Tilrigginger, drift tilrigg, tverrslag:	7,4 mill. kr
Byggetekniske konstruksjoner	7,1 mill. kr
Renter i byggetiden:	7,7 mill. kr
Generalkostnader, ellers:	6,3 mill. kr
TOTAL BESPARELSESMULIGHET	<u>28,5 mill. kr</u>

Overføring Kvitbergvatn, Beiarn-utbyggingen

Kvitbergvatnet skal overføres til Ramsgjelvatnet via en 5,9 km tunnel. Den er i fig. 5.7 merket med et 1-tall. Ved konvensjonell drift velger en 13 m² som er minste tverrsnitt for hjuldrift. Ved fullprofilboring vil 2,5 m Ø TBM gi stor nok overføringsevne. Ved denne tunnelen har en ikke mulighet for planendringer idet begge alternativ er tenkt startet fra påhugg ved Ramsgjelvatnet. Men forholdene forøvrig ligger vel til rette for fullprofilboring (bergarter, tverrsnitt, stofflengde). Berggrunnen langs tracéen består av glimmerskifer og et par mindre lag av kalkstein.

Tidforbruk konvensjonell drift (2-skifts drift):

Byggetid 203 eff. uker (4.6 år)

Tunnelen driftsklar 15. april, år 5.

Tidsforbruk ved fullprofilboring (2-skifts drift):

Byggetid 98 eff. uker (2.8 år)

Tunnelen er driftsklar 1. mars, år 4.

Kraftstasjonen er planlagt å stå produksjonsklar 1. april, år 4. Om tunnelen blir drevet konvensjonelt, vil en da minste et års produksjon fra Kvitbergvatnet. Dette er ikke tatt med til gevinst for fullprofilboring i oversikten under.

Besparelse ved fullprofilboring (1/4 1977)

Tilrigginger, drift tilrigg, tverrslag:	0,3 mill. kr
Byggetekniske konstruksjoner:	4,9 mill. kr.
Renter i byggetiden	4,8 mill. kr.
Generalkostnader, eller:	1,4 mill. kr.
TOTAL BESPARELSESMULIGHET	<u>11,5 mill. kr.</u>

KONKLUSJON

Fullprofilboring er allerede en fordelaktig metode ved driving av vanntunneler. Metoden

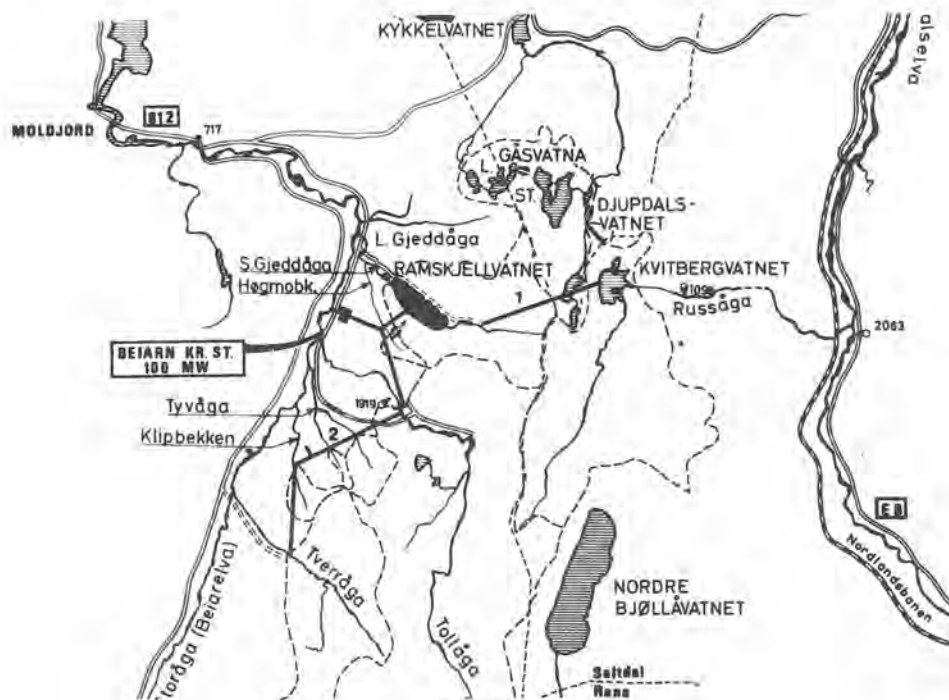


Fig. 5-7.

har idag et større utviklingspotensiale enn konvensjonell drift. Overgangen til 2-skifts drift vil ytterligere favorisere metoden.

Henvisninger — Gjelder rapporter fra Institutt for anleggsdrift:

1. «Prosjektrapport 2-75 Tunneldrift, - Prognoser»
2. «Prosjektrapport 2-75 Tunneldrift - Kostnader»
3. «Prosjektrapport 1-76 Fullprofilboring av tunneler»
4. «Prosjektrapport 6-75 Borsynkindeks - DRI».
5. «Fullprofilboring av tunneler». Hovedoppgave ved Erik Dahl Johansen.
6. «Fullprofilboring av tunneler». Hovedoppgave ved Jan Idar Kollstrøm.

FULLPROFILBORING AV KORT TUNNEL MED STIGORTMASKIN

Short tunnel drilled with raise-borer.

Bergingeniør Tore M. Larsen. Institutt for fjellspregningsteknikk.

SAMMENDRAG

Vinteren 1977 ble det boret en 80 meter lang vanntunnel med diameter 1,2 meter i Oslo Østmark. Fallet på tunnelen var 1:20, og den ble boret med en stigortmaskin. Det var miljøhensyn som betinget valget av denne driftsmåten, da det hadde vært billigere å sprengne en dyp grøft for vannledningen. Borkakset ble transportert ut med vannspyling. Det var visse problemer med å holde boravviket på pilothullet innen den fastsatte grense på 1 %, men ellers må boringen betegnes som vellykket.

SUMMARY

During the winter 77, an 80 m long water-pipe-tunnel with a diameter of 1,2 m was drilled in the eastern Oslo-region. The tunnel had a dip of 1:20, and was drilled with a raiseborer. The choice of method was due to ecological reasons as it would have been less costly to blast a deep ditch for the pipe-line. The chipping-cuttings were washed out of the hole by use of water. To keep the deviation of the pilot-hole within the accepted limit of 1 %, arose some problems, but besides of this, the drilling must be classified as successful.

1. TID OG STED

I forbindelse med omleggingen av endel av vanntilførselssystemet i Oslo Østmark, har det vært fullprofilboret en tunnel med tverrsnitt 1,2 meter og lengde 80 meter. Stigningen er 1:20, tilsvarende 2,86°.

Vannet skal føres i stålør med 1 meter i diameter, slik at det ville være tilstrekkelig med en tunneldiameter på 1,2 meter. Med en slik diameter, ville det være naturlig å benytte en stigortmaskin, selv om boringen ville bli tilnærmet horisontal. Maskinen som ble benyttet, var en Dresser Strataborer 500 som er identisk med den maskinen som ble brukt i Mofjellet høsten 1970. Maskinen og dens ytelser er beskrevet i «Foredrag fra konferanse i fjellspregningsteknikk 1970». Arbeidet ble utført i februar og mars måned 1977.

2. BYGGEHERRE OG ENTREPENØRER

Byggherre for anlegget var Oslo Vann- og Kloakkvesen. konsulent Hydroconsult.

siv.ing. Erik Ræstad A/S, og hovedentreprenør A/S Ingeniørbygg.
Underentreprenør for fullprofilboringen var Kristian Olimb A/S.

3. VALG AV FULLPROFILBORING

Grunnen til at man valgte å fullprofilbore dette partiet, var hovedsakelig at overdekningen var for liten til å gå med vanlig tunnel, og en grøft ville bli meget skjemmende i terrenget.

Sett fra et økonomisk synspunkt ville det ha vært rimeligere å sprengre en grøft, selv om denne hadde fått en største høyde på ca. 7 meter.

Når man allikevel valgte å ta såpass sterke miljøhensyn, har det sin årsak i at dette er et meget benyttet turområde for beboerne av flere av Oslo's største drabantbyer. Den kollen man eventuelt måtte sprengre seg igjennom, ble ansett som særlig verneverdig i denne forbindelse.

4. FORUNDERSØKELSER

Bergarten i dette området er en grunnfjellsgneis. Etter at fullprofilboring var bestemt, gikk man over kollen med et seismisk profil. Dette ga indikasjoner på at det kunne være en svakhets-sone omtrent midtveis på traséen. For å undersøke dette ble det foretatt en rekke boringer fra overflaten. Det viste seg at det ville bli meget vanskelig å bore igjennom den sonen som man hadde lokalisert. Derfor ble dette området med dypforvitret fjell og jordslepper gravet opp fra overflaten ned til under tunnelnivået. Det hullet man derved fikk, ble fylt med betong til et stykke over fremtidig tunneltak, og det ble senere ingen vansker med å bore igjennom dette området.

5. RIGGING

På hver side av tunnelen ble det på forhånd sprengt ut forskjæringer. Deretter ble det på den ene siden støpt et fundament hvor det ble satt ned bolter for montering av maskinen. Arrangementet er vist på Fig. 6.1. For at borekronen skulle få en plan flate å skråne på mot, ble det støpt en uarmert betongkloss mot fjellet.

Maskinen ble plassert oppå fundamentet, og innstillingen av riktig retning ble gjort ved hjelp av kiler etter innsikting med teodolitt.

6. PILOTHULL

Pilothullet ble boret med en tre-kon's rulleborkrone på 250 mm Ø. For å fjerne borkakset samt for kjøling av kronen ble det benyttet spyling med trykkluft. Som retnings-stabiliserende utstyr hadde man 4 stk. styrerør bak borkronen. Ellers var bor-rørene av vanlig type. Diameteren var 200 mm og lengden 1,53 meter (5'). Netto borsynk lå på ca. 3 meter pr. time. Man kjørte med et matetrykk på mellom 15 og 17 tonn. Da man etter 3 dager boret igjennom, viste det seg at boravviket hadde vært større enn ventet.

Det ble feiltreff på 2 meter i sideretningen og 1 meter i høyden. Dette tilsvarer et avvik på 2,8 %.

Det maksimalt tillatte avvik var 1,0 %

Årsaken til avviket var trolig at sleppesystemene krysset borhullet med en forholdsvis liten vinkel slik at hullet dro seg etter sleppene, d.v.s. mot syd og oppover.

Pilothullet kom ut helt på siden av skjæringen, og det pekte i en annen retning enn den

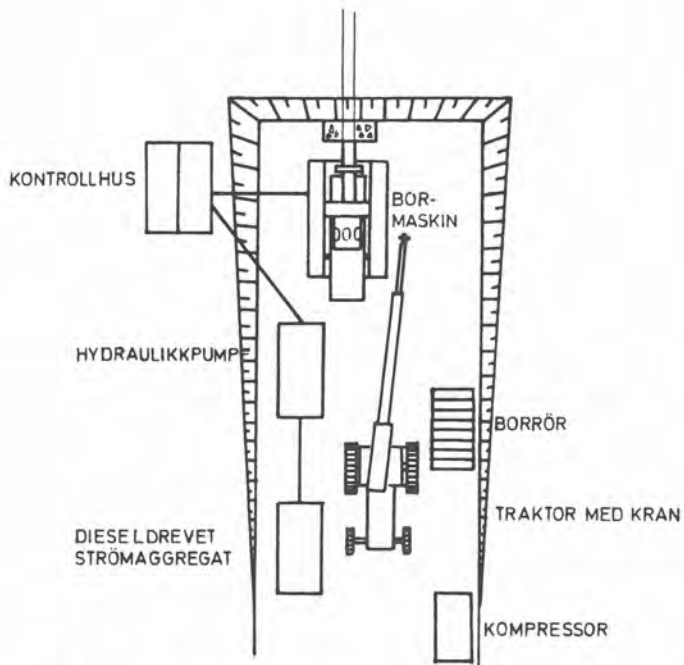


Fig. 6-1. Maskin og hjelpeutstyr i utsprengt forskjæring.



Fig. 6-2. Gjennom boring av pilothullet.

videre traséen, Fig. 6.2. Man fant derfor ut at hullet ikke kunne brukes, og det ble besluttet å bore nytt hull.

Maskinen ble da flyttet 60 cm til siden, og det ble støpt en ny betongkloss for påhugg, samt nytt fundament for maskinen, Fig. 6.3 Den nye retningen ble satt parallelt med den planlagte retning for det første hullet.

Matetrykket ble nu redusert til mellom 8 og 10 tonn. Rotasjonshastigheten var omtrent den samme, 45 r.p.m. Boringen gikk langsommere enn første gang, og dette skyldtes foruten den nedsatte matekraften også en del stillstand p.g.a. mekanisk svikt i strømaggregatet og på maskin.

Det ble boret på to skift, og gjennomboringen kom etter knapt 5 skift's arbeid. Også denne gangen dro hullet seg mot syd og oppover, men avviket var mindre enn ved første forsøk. I forhold til påskråmingspunkt og retning kom hullet ut 30 cm for høyt og 95 cm for langt til siden. Det tilsvarer et avvik på ca. 1,2 %. Hullet er nokså rett til å begynne med, men har dratt seg endel mot slutten, hvor det også er mest slepper. Det ble besluttet å godkjenne dette hullet.

Det kan også ha vært andre årsaker til avviket enn bare sleppenes uheldige retning. Pilotborkronen var temmelig utslitt, og to av de tre rullene hadde ødelagte lagre.

7. RØMMING

Etter at det var klart at det nye pilothullet kunne brukes, ble opprømmingskronen montert.

For å få unna borkakset, ble det benyttet vannspyling, som også er effektivt for nedkjøling av rullene. Det var montert dyser på kronen for dette formål, og vannet ble tilført via



Fig. 6-3. Maskinen ble flyttet for boring av pilothull nr. 2.

en svivel fra en slange som ble trukket innover av kronen etterhvert som boringen steg frem, Fig. 6.4. Omdreiningstallet for opprømmingen var ca. 35 r.p.m. og matetrykket 25—30 tonn. Med unntak av påskråming og gjennomboring hadde man en brutto borsynk på ca. 10 m/døgn. Årsaken til at det ikke gikk hurtigere, var hovedsakelig mekanisk svikt slik at det ble en del mindre reparasjoner på utstyret etterhvert. Dessuten hadde man noen problemer med det hydrauliske systemet i tillegg. Da man bare hadde igjen 2—3 meter, ble matetrykket redusert vesentlig.

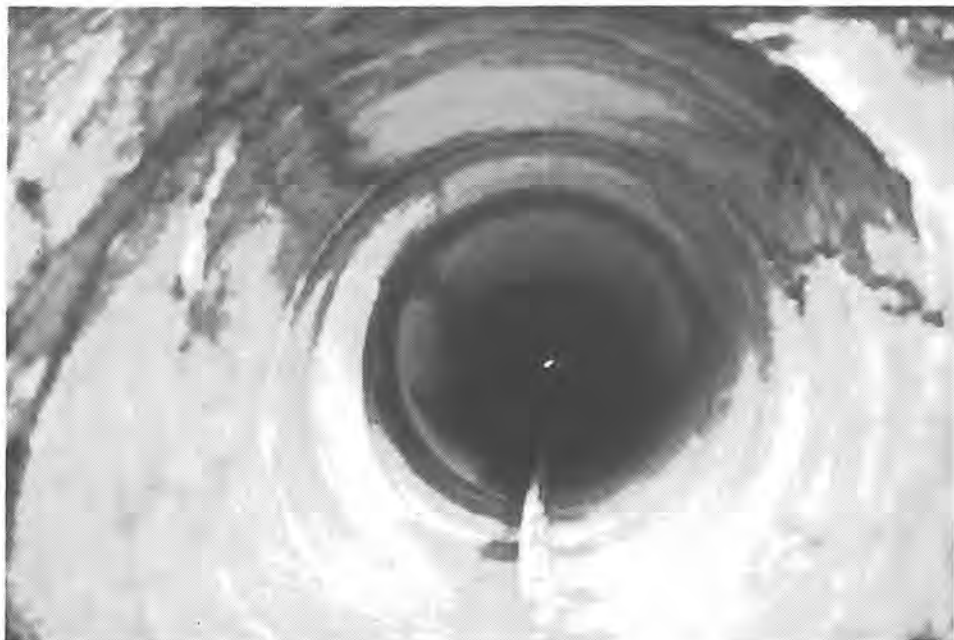


Fig. 6-4 Opprømming av pilothullet. Utspyling av borkakset.

Akkurat ved gjennomborings-stedet var det to markerte parallelle slepper på den ene siden, og her begynte det å løsne steinblokker etterhvert, Fig. 6.5. Disse måtte løstes unna, og det samme gjaldt de betongklosser som var støpt mot fjellet. De ble heist unna med den samme kran som ble benyttet til håndtering av bor-rørene. Man boret da uten vannspyling. Da sleppesonen på den ene siden gjorde at det ble tatt ut mange blokker her, ble hullet etterhvert åpent i den ene siden med følgende svært skjev belastning. Hullet drog seg derfor svært mye over mot denne siden på de siste par metrene.

Denne delen ble derfor strosset med skyting senere.

8. FORING MED STÅLRØR

Hele hullet ble senere foret med stålrør med 1 meter i diameter. Det ble sveiset sammen etterhvert som det ble trukket innover i hullet. Man hadde fryktet for at det kunne bli enkelte problemer p.g.a. hullets skjevhet, men det viste seg at det ikke spilte noen vesentlig rolle med den lille krumningen som her var.

Rørene ble sentrert i hullet med avstandsfinner både over og under. Senere ble de omstøpt med betong som ble pumpes inn.

9. KONKLUSJON

Stigortmaskiner kan brukes til å bore tilnærmet horisontale hull. Det kan være aktuelt hvor man har liten overdekning, eller man skal under hus, veier, etc. Begrensningen i lengde er trolig avhengig av boravviket, mens begrensningen i diameter sannsynligvis vil skyldes rent maskintekniske parametre.

Økonomisk kan denne metoden ikke konkurrere med grøftesprengning under relativt normale forhold.



Fig. 6-5. Slutten på opprømmingen. Blokk på venstre side har løsnet.

MINIFULLFACER I GRØNNSTEIN

Minifullfacer in greenstone.

Siviling. O. T. Blindheim, Geologisk Institutt, NTH.

SAMMENDRAG

Den første vellykkede bruk av Atlas Copco's minifullfacer i Norge beskrives nærmere. Det ble boret en 120 m tunnel med 3,3 m² tverrsnitt under meget liten fjelloverdekning for å legge en strekning av Grilstadbekken i Trondheim under jorden. Tunnelen ble boret på 3 uker med en netto inndrift på ca 1,5 m/time med akseptable boreverktøykostnader. I den lett borbare bergarten var metoden direkte konkurransedyktig med konvensjonelle metoder som sprengning av grøft eller tunnel.

SUMMARY

The first successful use of Atlas Copco's minifullfacer in Norway is described. A tunnel of 120 m length was bored in green schist under 2 to 6 m rock overburden. The tunnel was completed in 3 weeks with a net penetration of 1,5 m/hr. and acceptable cutter costs. The rock had a good boreability partly due to chlorite partings. The expenses for the city were lower than the normal prices for drill-and-blast tunnels or open culvert blasting.

ANLEGGET

Tunnelen er drevet for Trondheim Kommune for å legge en strekning av Grilstadbekken på Charlottenlund under jorden.

Området er et regulert boligfelt. Det finnes foreløpig ingen hus rett over tunnelen, men flere i den umiddelbare nærhet. Sprengning av tunnel eller åpen grøft ville medføre ulemper for omgivelsene.

Adkomstforholdene var greie med kort avstand (30 m) fra asfaltert veg til forskjæring. Tunnellengden var bare 120 m, og fjelloverdekningen var svært liten, fra 2 til 6 m, se Fig. 7.1. Stigningsforholdet var 20 o/oo.

Atlas Copco ble engasjert direkte for boring av tunnelen, mens Trondheim Ingeniørvesen selv sto for tilriggingen på anleggsstedet, betongarbeid og bortkjøring av borkakset.

MASKINEN

Maskinen var en Atlas Copco Mini FF modell 1524. Den produserer en tunnel med bredde 1,5 m, største høyde 2,4 m. Sålen er svakt kurvet, hengen noen mer. Tverrsnittet er 3,3 m².

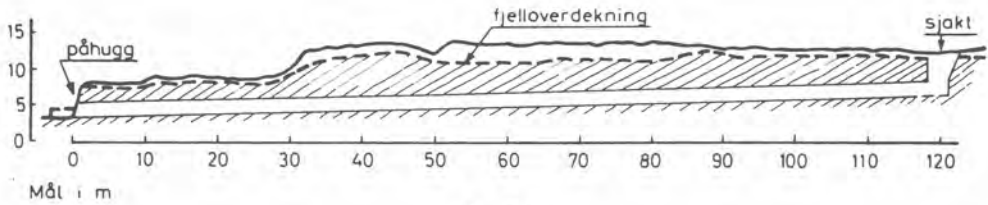


Fig. 7-1.

Maskinen arbeider etter underkuttingsprinsippet med 8 borskjær av hardmetall. Fig. 7.2 viser borhodet med borskjærene klar for boring. Bergarten freses ut i selve kuttene, og ryggene mellom kuttersporene brekkes av i større stykker. Borhodet roterer og skjærer mens det svinges oppover. På nedtur skyfles borkakset over i transportøren under maskinen. I Fig. 7.3 ses den første boringen ved påhugget, bemerk bergartens skiffrighet.



Fig. 7-2.



Fig. 7-3.

Transportbåndet bak maskinen følger med inn i tunnelen, se Fig. 7.4. Uttransporten foregikk med en liten hjulgående dumper. Denne virket effektivt for hele tunnallengden, men hadde noe mindre dragkraft enn ønskelig. For beskrivelse av utstyret henvises til firmabrosjyrer.

GEOLOGI

De ingeniørgeologiske forundersøkelsene (utført av forfatteren) viste at bergarten langs traséen var en grønnskifer.

Tunnelen gikk tilnærmet parallelt strøkretningen til skifrihetsplanet som hadde et fall på ca. 30°. Skifriheten varierte noe, som vanlig er i denne formasjonen. Vanlig avstand mellom klare klorittstikk var 5 cm, på enkelte partier var avstanden 10—15 cm. Rent unntaksvis fantes noen partier med mer massiv grønnstein med en avstand mellom velutviklede klorittstikk på nær 50 cm.

Oppsprekningen utenom klorittstikkene langs skifrihetsplanet var sparsom. De få steile gjennomsettende sprekkene som fantes hadde så stor avstand at de ikke hadde noen nevneverdig innflytelse hverken på inndrift eller stabilitet.

Større knusningssoner eller leirslepper forekom ikke.

Mekaniske analyser av bergarten viste resultater vanlige for denne type bergarter, som er mer lettboret enn mer massiv grønnstein eller putelava. Resultater fra laboratorieundersøkelser på en prøve fra påhugget er vist i tabell nedenfor.

Grønnskifer, påhugg Grilstadbekken		
Sprøhetstall, fraksjon 16,0—11,2 mm		51
Flisighetstall		1,42
Pakningsgrad		II
Tetthet (spes. vekt) g/cm ³		2,78
Sievers J-verdi, parall. lagdel.		91
Slitasjeverdi		1,7
Punktlaststyrke, (strekk-) kp/cm ²		
Vannmettet, vinkelrett lagdel.		35
Vannmettet, parall. lagdel.		45
Enaksiell trykkfasthet, kp/cm ²		450
Kvartsinnhold, %		1
Utregnede indekser		
Borsynkindeks	DRI	52
Borslitasjeindeks	BWI	16

Bergartsegenskapene varierte relativt lite langs traséen. Kvartsinnholdet varierte fra 0 til 10 %. Enkelte mindre linser med kvarts og epidot ble påtruffet.

Borbarhetsindeksene viser at en for vanlig boreutstyr ville vente høy borsynk og lav borslitasje.

RESULTATER

Tilriggingen tok ca. 3 uker. Dette omfattet rydding, avdekking, forskjæring, betongfundament, strømpopplegg og plassering av maskinen. Av dette tok betongfundamentet og monteringen av maskinen 1 uke.

Fig. 7.5 viser de totale inndriftsresultatene. Det ble arbeidet i to skift á 8 timer.

Hvert enkelt borflytt eller kutt med lengder på 13 til 15 cm tok fra 7 til 10 min. Dette ga en netto inndrift på 1,3—1,8 m/time. Best skjærøkonomi ble oppnådd ved kuttlengde på 13 cm og oppsvingstider på 8—9 min., dvs. en netto inndrift på ca. 1,5 m/t.

Boreverktøyforbruket var ca. 0,6 skjær pr. meter tunnel, hvilket tilsvarer ca. 500 kr./m eller 165 kr./fm³.

Totalutnyttelsen var ca. 30 %. En vesentlig årsak til dette var at siden det ikke var noe spesielt tidspres på arbeidet, ble anledningen nyttet til en utprøving av forskjellige skjærtyper. Stadig inspeksjon og bytting av skjærene ga en lavere total utnyttelse og brutto inndrift enn tilfelle ville vært om en ikke hadde foretatt disse eksperimentene og bare anvendt standard skjær.

Utgiftene til boring og uttransport beløp seg for Trondheim Kommune til ca. 1800 kro-



Fig. 7-4.

ner pr. meter tunnel. Inklusive de øvrige arbeider som tilrigging, betongarbeider, vann og luftledning, samt strømtilførsel var totalutgiftene for Trondheim Kommune ca. 2500 kroner regnet pr. meter tunnel.

Boreverktøykostnadene utgjorde altså 20 % av borekostnadene.

Det var overhodet ikke nødvendig med sikringsarbeider. Som nevnt var ingen større slepper eller knusningssoner påtruffet.

Borkaket hadde en relativt stor andel av grove fragmenter, men finstoffinnholdet var så stort at massen totalt sett var telefarlig. Anvendelsen var pakkingsmateriale i grøfter og fyllmasse. Se eksempel på kornfordelingskurve i Fig. 7.6.

KONKLUSJONER

1. Atlas Copco's minifullfacer oppnådde jevnt gode inndrifter og akseptable boreverktøykostnader. Bergarten ville for konvensjonelt boreutstyr gi høy borsynk og lav borsli-

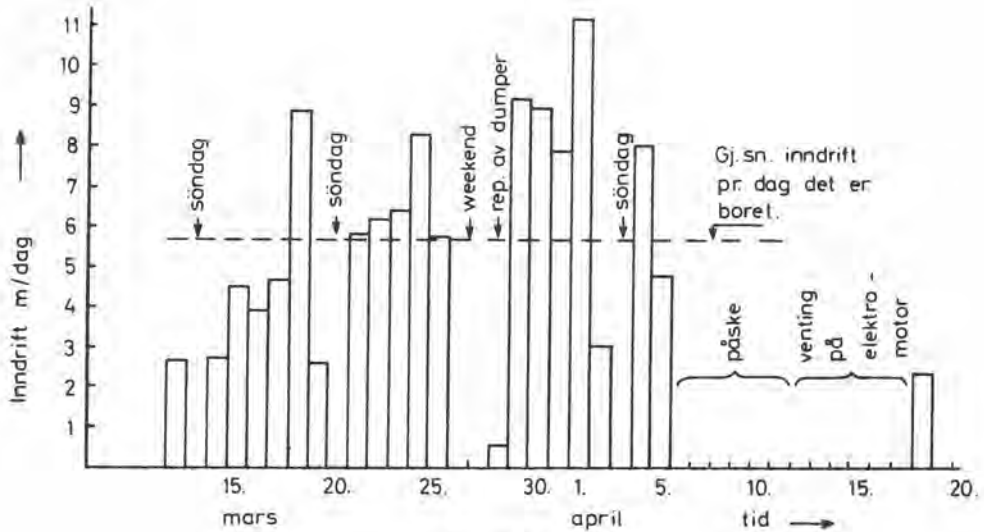


Fig. 7-5.

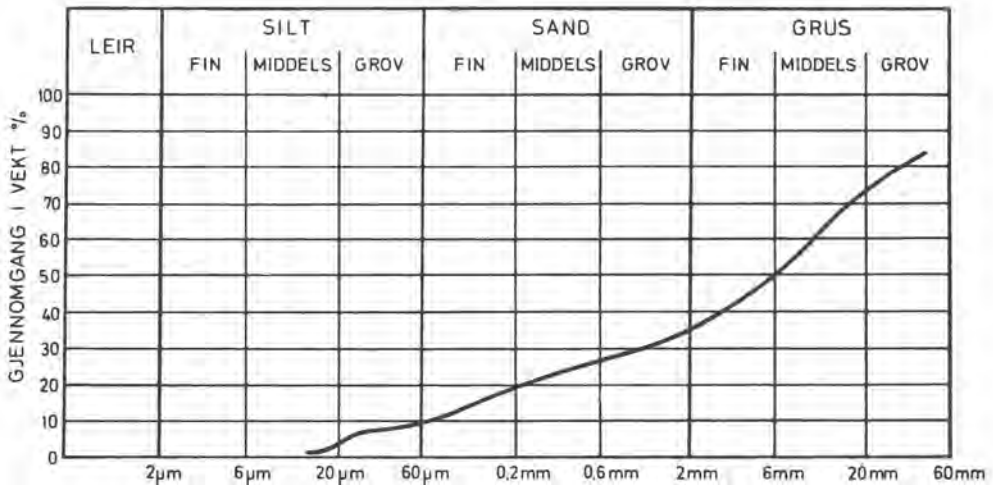


Fig. 7-6.

tasje, og var altså en lett boret bergart etter norske forhold. Tilstedeværelsen av kloritt-tikk langs skifrihetsplanet med avstand 5—10 cm anses for å være vesentlig for det gode resultat.

2. Maskinen viste seg å være et effektivt redskap til å drive en slik kort tunnel i bystrøk under meget lave fjelloverdekninger.
3. Kostnadmessig var fullprofilboring i dette tilfelle direkte konkurransedyktig idet tunnelen falt vesentlig rimeligere enn både sprengt tunnel eller grøft med rør.
4. I lite slitende, skifrige eller oppsprukne bergarter med lav til moderat styrke utgjør altså

metoden et interessant alternativ til konvensjonell drift, spesielt i situasjoner hvor en kan dra full nytte av den enkle tilriggingen. I abrasivt massivt fjell har metoden vurdert ut fra tidligere erfaringer fremdeles sine begrensninger p.g.a. høye boreverktøykostnader.

ORIENTERING OM FULLPROFILBORINGSOBJEKTER FOR FOSDALENS BERGVERK OG FOR N.V.E.

Experience from full face boring in Fosdalen Mine and cost estimates for new projects in NVE-regi.

Bergingeniør A. M. Hansen, A/S Sultjelma Gruber.

SAMMENDRAG

En 2,4 km lang ort ca. 900 m under overflaten var forutsatt fullprofilboret. A/S Sultjelma Gruber utførte boringen på entreprenørbasis, mens gruveselskapet stod for uttransport av massene. Bormaskinen som ble brukt, var en Robins TBM Model 105—165, diameter 3,15 m. For å få maskinen ned sjakten og frem gjennom ortsystemet ble den partert i 5 deler. Selve kutterhodet ble skåret opp med skjærebrenner for å få plass i heiskorgen.

På grunnlag av erfaringer fra boringen av 5 stigorter i denne gruen og dessuten testresultater ble borsynken stipulert til 2,25 m pr. time. Bergarten er grønnstein og keratofyr. I liggfjellet nærmest malmen varierte borsynken mellom 2,0 og 4,8 m pr. time. I homogen, lite oppsprukket grønnstein med trykkfasthet opp til 3300 kp/cm² sank borsynken til 0,8 m pr. time. Gjennomsnitt for den utborete ort var 1,45 m pr. time. Det beste resultatet fikk en når en boret mest mulig loddrett på skiffrigheten.

Ved å gå over fra 11" til 12" cuttere øket en levetiden til cutterne. For senere prosjekter skal en gå over til å bruke 14" cuttere. Maskinen ble transportert baklengs ut gjennom orten. Maksimal flyttelengde pr. skift — 105 m.

Maskinen skal i nærmeste fremtid settes inn for boring av en ca 4,6 km lang tunnel ved Eidfjordanleggene. De første 1,5 km vil gå i granitt, resten i fyllitt.

SUMMARY

A drift in Fosdalen Mine, 2,4 km long and 900 m beneath the surface is bored with a Robins TBM - Model 105—165, diam. 3,15 m. The machine was demounted in 5 parts before it could be transported through the shaft and drift system. Based on experiences from 5 raiseboring operations in the same mine and also laboratory tests an advance of 2,25 m/h was fore seen.

The rock consists of green stone and ceratophyre. In the rock near to the footwall of the ore the advance varied between 2,0 and 4,8 m/h. On homogenous, scarce fractured green stone with pressure strength up to 3300 kp/cm² the advance fall to 0,8 m/h. Average advance was 1,45 m/h. Generally, drilling in direction perpendicular to the schistosity gave the best results.

Favourable results occurred when the 11" disc-cutters were replaced by 12" cutters. In future operations 14" discs will be used. The TBM had to be pulled back-

wards out of the drift at a maximum rate of 105 m pr. shift.

In the nearest future the machine will start up boring a 4,6 km long tunnel in the Eidfjord area in Western Norway. The first 1,5 km is in granite, the rest in phyllitic rock.

A/S Sulitjelma Gruber har hittil fullprofilboret tilsammen 3,5 km stigorter og 5 km tunnel hvorav 4,3 km avløpstunnel i Oslo og 0,7 km i Malm.

TUNNELBORING FOR FOSDALEN BERGVERK A/S

Prosjektet ort i Fosdalen er en kombinert transport- og undersøkelsesort på etasje 14 ca. 900 m under dagnivå og er ment å strekke seg fra profil 21 Ø (dvs. 2,1 km fra Hovedsjakt 5) og 2,4 km videre østover i liggfjellet forbi kjente malmblokk 3 og inn langs blokk 4 som man har indikasjoner på.

Oppdraget for Fosdalen var en jobb inne i mellom to andre og måtte være avsluttet til en viss tid. Entreprisen var av en litt spesiell karakter. Foruten å være byggherre var Fosdalen samarbeidspartner, og deres oppgave under drift besto i uttransport av masse og all annen transport forøvrig, fremføring av høyspentkabel, vann og luft, ventilasjon og skinnelagging samt retningskontroll (laser) samt sikringsarbeider som ikke ble nødvendig, bortsett fra rensk av et par blokker.

Opplegget ble videre basert på å benytte seg av gruvas mekaniske verksted ved større reparasjoner og av andre etablerte servicefunksjoner.

Tunnelboremaskinen ble flyttet fra Oslo til Trondheim pr. jernbane og oppdelt ved TMV, Trondheim i 5 hovedkomponenter for videre transport til monteringsplassen i profil 21 Ø.

Generelt kan man si at tunnelboremaskiner konstruert for anleggsvirksomhet under andre forhold er lite mobile i gruver hvor tverrsnitt i sjakter og orter betinger en oppdeling av utstyret i små komponenter. I Fosdalen måtte «Cutterhead Support» kuttes med skjærebrenner for å tilfredsstille transportdimensjoner i heiskorgen og på nivåene.

Største transportdimensjon var 1,8 m bredde x 3,8 m lengde x 5 m høyde. Transporten av utstyret ned sjakten og frem til 21 Ø startet i midten av januar i år. De tyngste kolli (opptil 15 tonn) ble transportert i helger for ikke å forstyrre gruvas produksjonsopplegg. I profil 21 Ø var det på forhånd utstrosset rom, satt opp kranbane for montering av TBM, og fastspenningsblokker var støpt.

Etter en transport og monteringsperiode på 7 uker ble maskinen med tilhørende bakriggssystem prøvekjørt og satt i drift 7. mars. De to første ukene gikk med til påskråming og innboring av hele bakriggssystemet som var provisorisk understøttet frem til tunnelåpningen.

Prosjektets ukefremdrift fremgår av diagram, Fig. 8.1. Fra påskråmingen gikk man straks inn i en venstre kurve med radius 100 m. Bakriggssystemet var bygd opp med flere kortere transportbånd for å tilfredsstille denne kurveradius. (Maskinen vår kan teoretisk gå helt ned til ca. 50 m, men minste praktiske kurveradius for bakriggen er ca. 100 m). Deretter hadde man en kortere rettstrekning, så en høyrekurve med 300 m radius og så rettstrekning med sikte mot blokk 4.

Tunnelboring på entreprenørbasis samtidig med produksjonen i gruver vil ofte være forbundet med problemer som man ikke har under vanlig anleggsdrift. Utkjøring av masse og transport av utstyr og materiell i forbindelse med driften, reparasjon og vedlikehold skal fo-

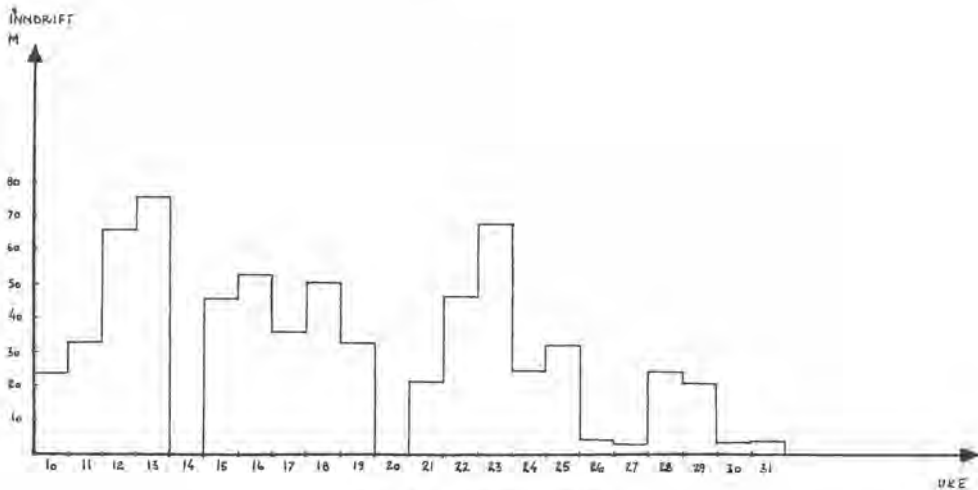


Fig. 8-1. Ukefremdrift.

regå på samme tid og samme spor som malmkjøring og annen transport for gruva. Reparasjoner og service på utstyret kan ta for lang tid ved at man ikke får frem vitale reservedeler innen rimelig tid. Fordalen prioriterte tunnelboringen så høyt som mulig.

Anlegget ble drevet på 3 skift med 17 skift pr. uke fra søndag kveld kl. 22 til lørdag kl. 14.. Ordinær skiftlengde i Fosdalen er 7,2 timer, og faringstiden er betydelig. For bedre utnyttelse av TBM benyttet man 9 timers skift og fikk da mannskapsbytte i profil 21 Ø. Ved å ha mannskapene i sirkulasjon, ble arbeidet tid utover ordinær arbeidstid avspasert.

Belegget i tunnelen under drift for Fosdalens og Sulitjelmas vedkommende var henholdsvis 4 og 3 mann.

Arbeidstemperaturene i maskinområdet under drift var meget høye. Selv om man hadde relativt bra gruveventilasjon, ble temperaturen ved fører-cabinen målt til å være opptil 35°C og ved stoff under cutterskift 50—55°. Disse høye temperaturer sammen med relativ fuktighet på omtrent 100 % slet på mannskapene, og man var nødt til å spise salttabletter for å holde «koken». Normaltemperaturen i gruveområdet er 19—20°C.

Med grunnlag i tidligere erfaringer med boring av 5 stigorter i Fosdalen og i tillegg testresultater ble borsynken i både grønnstein og keratofyr antatt å bli 2,25 m/time. Orten var opprinnelig tenkt lagt ca. 30 m fra malmsonen inn i liggfjellet. I begynnelsen varierte borsynken fra 2—4,8 m/time, men sank, bortsett fra sprukne soner, etterhvert som man fjernet seg fra malmsonen. Den gjennomsnittlige borsynken var 1,45 m/time. Mot slutten av orta var den nede i 0,8—1,0 m/time, men da besto fjellet også av homogen grønnstein med trykkfasthet på opptil 3.300 kp/cm² og en usedvanlig høy «toughness»-verdi på 11,5—15 (ft. lbs) som forøvrig er den høyeste vi har registrert. Toughness-verdien gir uttrykk for skjærfastheten. Ortas avstand fra malmsonen var mot slutten ca. 110 m.

Lite oppsprukket og homogen grønnstein ser ut til å være noe av det verste man kan bore i. Bergarten er seig og plastisk, og selv om den i enkelte tilfeller ikke har de store trykkfastheter, kan den ha høy skjærfasthet som gjør at fjellet mellom cuttersporene på stoff er lite villig til å bryte ut. Borsynken er avhengig av en eventuell lagdeling, og jo større vinkelen mellom boretning og lagdelingen er, jo større borsynk.

Prognosemodellen for beregning av inndrifter og kostnader som er under utvikling ved In-

stitutt for anleggsdrift og Geologisk Institutt, ser ut til å ha en god del for seg.

Cutterkostnadene ble etterhvert høyere enn man hadde ventet. Slitasjen på gage-cuttere var særlig høy.

Tunnelmaskinen var opprinnelig utstyrt med flg. cuttere:
i flg. posisjoner på borhodet, regnet fra senter;

- pos. 1—3 1 stk. 11" centercutter m/3 discer(stuff-
4—5 11" stk. cuttere cuttere)
6—18 12" cuttere (standard)
19—26 12" cuttere (Gage-)

Ganske tidlig i prosjektet ble man klar over at 11" cuttere var for svake, og cutterhodet ble modifisert slik at man fikk 12" cuttere over det hele. Centercutteren besto nå av 2 stk Quad disc (2 discer på hver) som står på linje. Ombyggingen ble i seg selv en stor forbedring. Diagram i Fig. 8.2 viser antall cutterskift som funksjon av cutterposisjon både før og etter centercuttermodifikasjonen i Fosdalen, og de er dessuten sammenlignet med de resultater man oppnådde ved boring av avløpstunnellen Majorstua-Lysaker i Oslo.

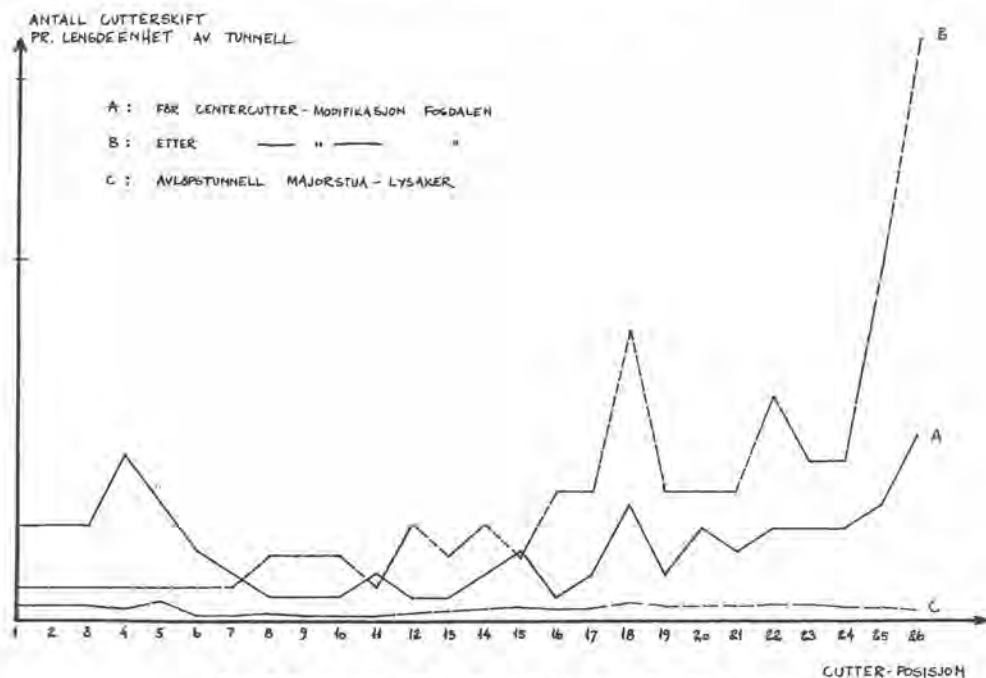


Fig. 8-2. Cutterskift som funksjon av cutterposisjon.

Ved harde bergarter er alt man foretar seg med TBM'en kritisk. Styringen ved retningskorreksjoner må foretas forsiktig, små endringer ad gangen og over lengre strekninger. Hyppige korreksjoner må unngås. Rømming er en hard belastning på de ytterste gage-cuttere og bør unngås. Man må ikke tillate at gagecutter-ringer slites for langt ned, da dette vanskeliggjør

innsetting av nye cuttere p.g.a. diameterreduksjon. I Fosdalen var man i noen tilfeller nødt til å sprengne en sliss rundt periferien for å få yttercutterne til å tørne fritt. Meisling i fjellet var umulig.

Vedlikeholdet må være på topp. Maskinen er utsatt for kraftige vibrasjoner ved boring i harde bergarter.

Forberedelsene til uttransport av TBM startet i uke 32. I nærheten av stuff sprengte man nisser som ga plass for demontering av skoper, front og side support skoene og skjoldet på toppen av maskinen, slik at man fikk redusert diameteren på TBM'en. Et skinnegående hjulunderstell ble festet til borehodet foran for å unngå å rive eksisterende skinnegang i orta. Hele bakriggssystemet ble frakoblet og delvis demontert på stedet og transportert til 21 Ø for klargjøring til transport ut av gruva.

380 Volt spenning ble sendt gjennom høyspentkabelen som ble koblet direkte på hydraulmotorene. Ved å bruke maskinens fastspenningssystem («gripper»), kunne man trekke maskinen ut med opptil 105 m på skiftet. Kabelen ble kveilet opp på traller, og ventilasjons- og røropplegg ble revet etterhvert som TBM'en ble bakket utover i tunnelen. Demonteringen og uttransport av utstyret var avsluttet i uke 37.

BESKRIVELSE AV UTSTYRET

TBM'en og dens virkemåte er beskrevet tidligere i referat fra Fjellsprengningskonferansen -75.

I forbindelse med oppdraget for Fosdalen og med tanke på fremtidig prosjekt, ble det anskaffet nytt bakriggssystem, LEWA (prototype) delvis fabrikkert i Sveits og delvis på lisens hos Haahjem Mekaniske Verksted, Vigra. Bakriggen består av følgende hoveddeler i rekkefølge fra TBM'en og bakover:

- Slede nr. 1 for TBM'ens 2 x 350 kVA transformatorer og el. styringskontroller.
- Slede nr. 2 for kabeltrommel (250 m flexi-kabel), lokalventilasjonsanlegg med støvutskiller i prinsipp vannscrubber, og sleden gir dessuten muligheter som arbeidspattform og lagring av div. utstyr.
- Kranbroseksjonen. Prefabrikerte skinneseksjoner 5—6 m lengde legges i dette området.
- Lasteseksjonen som består av en fagverk som går i kanaler på ytersiden av skinnene, og kanalene demonteres og flyttes frem etterhvert som utstyret avanserer i tunnelen.

Massen går fra maskinens transportbånd til sledebåndet via et kort fleksibelt bånd som følger TBM'ens bevegelser ved retningsforandring. Transportbåndet gjennom sledeseksjonen ligger i bunnen av tunnelen og hviler på sledene. I kranbro-området stiger båndsystemet oppover og går langs tunneltaket bakover til lastepunktet ca. 60 m fra stuff.

- Selvavanserende California-veksel, ca. 80 m lang. Vekselen er skinnegående og støtter seg mot tunnelveggen ved hjelp av hydrauljekker når den ligger stasjonær. Vekselen etterflyttes med jevne mellomrom.

Transportutstyr:

Vogner: LEWA 5 m³ lange, smale (1,0 m brede)

Lokomotiv: SIG ETB 70 9,5 tonn, batteridrevne, bredde 1,25 m.

Bakriggen fungerte utmerket i Fosdalen, og driftsstans p.g.a. denne var minimal.

Lokalventilasjonen i arbeidsområdet består av et sugende ventilasjonsopplegg på 6000 m³/time ved 920 mm VS som setter borhoderommet under undertrykk og strekker seg bakover til enden av slede nr. 2. Systemet overlappes av et blåsende ventilasjonssystem fra dagen. Lokalventilasjonsopplegget er i prinsipp en vannscrubber og er av fabrikat Hölter Rotovent type RVL 100. Støvet overføres som slam til setlingstank. Vannet resirkuleres.

Erfaringen med bruk av Rotovent er meget positiv.

Vognene som ble produsert i Sveits og er proto-typen, hadde barnesykdommer. Designen virker genial, men det viste seg fort at tippemekanismen var for svak. Denne ble forsterket ved Fosdalens verksted. Vognene går meget pent på sporet, og avsporing av vognene forekom ikke. Vognens smale bredde gir god fyllingsgrad ved lasting fra transportbånd. Åpningen mellom vognkassene er kort og er dekket med gummiplater slik av kontinuerlig lasting kan pågå uten nevneverdig søl.

MODIFIKASJON AV TBM

Man fant det nødvendig å utføre visse modifikasjoner på tunnelmaskinen og samtidig gi den full overhaling før neste oppdrag. Etter endt boring ble maskinen overført stykkevis og delt til Trondhjem Mekaniske Verksted.

Bortsett fra centercutterne (2 x 2 stk 12" disc'er) er alle øvrige cuttere skiftet ut med 14" cuttere. Avstanden mellom cuttersporene (= avstanden mellom de spor to og to cuttere lager på stoff) for stoffcutterne er redusert noe ved at man har satt inn 2 flere cuttere. Maskinen har nå 28 disc'er, og diameteren er økt fra 3,15 m til 3,24 m som gir 8,3 m². Større diameter medførte at skopene som tar opp masser, måtte skiftes, og at glideskoene foran i bunnen av maskinen forstørres. Ny sko med åpning for å sende cutterne gjennom ved skifting er laget. Dette forenkler cutterhåndteringen betraktelig. Slitet med løfting av cuttere over matesylindrene og frem gjennom mannhull i støvskjoldet i posisjoner kl. 15 eller kl. 21 er eliminert. De nye 14" cutterne veier ca. 110 kg mot 65 for 12" cutter. Dessuten er skjoldet («roofsupport») på toppen fremme modifisert. Smørøletank av ny design vil bli montert, og flest mulig av hydraulrørene vil bli byttet med slanger ved sammensetning av maskinen. Man har søkt å vibrasjonsdempe motor/pumper etc. best mulig.

Maskinen forøvrig har gjennomgått en større overhaling.

De nye 14" cutterne kan belastes med 15—16 tonn pr. cutter kontinuerlig mot 11—12 tonn for 12" cuttere. Maskinens totale max. matekraft er uforandret fra tidligere; 430 tonn. Fortsatt har maskinen kraft nok til å kunne utnytte de større cutterne fullt ut.

Friksjon m.h.t. bakrigg og maskinen selv reduserer den totale kraft med ca. 35 tonn i dette tilfelle, slik at nettokraften mot stoff blir max ca. 395 tonn. Av 28 cuttere utgjør 8 stk. gage cuttere. Noen forenklet regner man med at hver gage-cutter tar halvparten av den last som hver stoff-cutter tar slik at man får at den maksimale kraft man kan yte til hver cutter er ca. 16,5 tonn.

Skulle det i fremtiden være ønskelig med mer matekraft, kan hydraultrykket økes fra 4200 psi til 5000 psi system og/eller skifte til større matesylindere.

FULLPROFILBORING FOR NVE, STATSKRAFTVERKENE

Neste prosjekt er en overføringstunnel for NVE, Eidfjordanleggene på Hardangervidda Nord-Vest. Tunnelen skal drives fra Floskefonnvatn til Skruelsvatn med stigning 3 promille, og traséen har to kurver. Floskefonnvatn ligger i høyfjellet på kote ca. 1100 m. Adkomstveien

til anleggsstedet går fra Osa i Hardanger. Tunnelen blir totalt ca. 4600 m hvorav 200 m allerede er sprengt av NVE på konvensjonell måte med tverrsnitt 35 m² for å gi plass for montering av TBM + bakrigg, dobbeltspor, omlastingsrampe, verksted, lager etc. Dessuten skal det utføres to bekkeinntak, loddsjakt med lukearrangement og utslag til vannet. Det meste av riggarbeidet i dagen er utført av NVE.

Vintersesongen i anleggsområdet vil kunne strekke seg over ca. 8 mndr. (ca. 1. november til ca. 1. juli).

Anlegget skal stå ferdig i november 1979.

De første ca. 1500 m av tunnelen består av gneis og resten for det meste av fyllitt. Kjerneprøver av gneisen er testet og viser at den har høy trykkfasthet og er hardt slitende, men har relativt liten skjærfasthet. «Toughness»-verdien er målt til 2,5—5,0 (ft - lbs) mot opptil 15,0 for grønnsteinen i Fosdalen.

KONKLUSJON

Forutsetningen for Fosdalen-prosjektet m.h.t. bergartene sviktet, og jobben gikk ikke slik alle hadde håpet, men den har gitt oss en fantastisk erfaring fra fullprofilboring i meget harde bergarter under ellers krevende forhold. Vi ser det positive i saken og betrakter denne jobben som en nødvendig fase for å kunne møte de fremtidige hardbergartene her i Norge.

Den største utfordring i nær fremtid er gneisbergartene i Floskefonndal. Med den erfaring man har høstet i Fosdalen og de modifikasjoner som er gjort på utstyret etterpå, mener og tror vi at vi skal kunne håndtere denne harde bergarten. Vi har følelsen av at mange sitter på gjerdet og venter spent på resultater fra dette prosjektet, og forhåpentligvis kan vi om ett år fremlegge positive og interessante data i denne sal.

Litteratur:

A. M. Hansen: Fullprofilboring av tunnel Franzebråten-Majorstua Kompendium Fjellsprengningskonferanse 1975,

ERFARINGER MED LAST- OG BÆRUTSTYR VED GRONG GRUBER A/S

Experience with load- and carry equipment at Grong Gruber A/S.

Bergingeniør John Ornæs, Grong Gruber A/S.

SAMMENDRAG

Driftsopplegget for Joma-forekomsten er basert på sporfri gruvedrift. Det er gjort forsøk med ulike typer last- og bærmaskiner. Sammenlikning mellom Eimco 915 H, Cat 980 B og Toro 500 D viser at Toro-maskinen har størst netto kapasitet og også størst driftklarhet. Med hensyn til kostnadene pr. tonn synes Eimco og Toro å ligge likt og gunstigst an for 1ste halvdel 1977.

En Wagner ST 2 B-maskin er under utprøving. Representative resultater for denne foreligger ennå ikke. Miljømessig byr last- og bærmaskinene på problemer. Disse er forsøkt bekjempet ved at miljøhytte er bygget på maskinene.

SUMMARY

The loading and hauling system at the Joma-mine is based on trackless mining. Capacity and cost analyses have been done especially for three types of machines: Eimco 915 H, Cat 980 B and Toro 500 D. The last one has the best netto capacity and availability. Costs pr. tonn seem to be equal and best for Toro and Eimco. A Wagner ST 2 B is newly put into operation, but until yet the data are not sufficient for making any conclusion. The working conditions for the operator is rather bad, but a special cabin is mounted on the machines to prevent unacceptable conditions during the operation.

1. BESKRIVELSE AV BERGVERK OG GRUVE.

Grong Gruber A/S bryter Joma-forekomsten som er en kobber-sinkholdig sulfidmalm. Bergverket er plassert i Røyrvik Kommune i Nord-Trøndelag. Driftsopplegget er basert på en underjordsbrytning i størrelse 350.000 t råmalm/år og en videreforedling av råmalmen til Cu- og Zn-konsentrater ved oppredningsverk beliggende i dagen. Det brytes ytterligere ca. 75.000 gråberg/år som tas ut av gruen til gråbergstipp i dagen.

En 2 km horisontal stoll fører inn til forekomsten. I liggberget i nærheten av forekomsten er lagt kompressorstasjon, verkstednisje, hvilerom, stigerkontor og øvrige serviceanlegg for driften. Arbeidene i malmen er orientert ut fra dette sentralpunkt og fra et ligg-gående rampe-system (synk 1:10 og stigort 1:10).

Da malmkroppen har en relativt uregelmessig form både i strøk og fall, er en horisontal-projeksjon av drevne nivåer svært uryddig.

Gruven ble satt i drift i feb. 1972 med bare 3 stuffer stående mot malm. I den første drifts-

perioden fram til 1975 ble derfor hovedsaklig orter i malm og gråberg drevet med noe utstrosning i rom og pillar. Fra 1975 ble første strosse satt i produksjon, og fra 1976 ble også et mindre dagbrudd åpnet.

Det totale tonnasje-uttaket har da fordeling som vist i tabellen, fig. 9.1. Tabellen viser også hvordan den tonnasje fordeler seg på de lastemaskiner som har vært benyttet for lastingen.

TOTALE TONNASJEUTTAK (i perioden febr. 72 — aug. 77) (t)

år	R&P/ORT m	ORT g	LH-strosse	Dagbrudd
1972	72.855	23.772	0	0
1973	298.000	21.773	0	0
1974	288.088	20.600	0	0
1975	235.056	58.702	105.000	0
1976	132.557	88.213	136.805	73.003
1977 pr. 31. aug.	83.526	41.423	138.263	30.697
Sum	1.110.082	254.483	380.068	103.700
SUM PRODUSERT	1.848.333			
+ OMLASTING	208.667	(lastet 2 eller 3 ganger)		
SUM LASTET	2.057.000			

TONNASJEFORDELING OG SPESIFIKKE HOVEDTALL FOR LASTEMASKINENE

	EIMCO 915 H	Cat 950	Cat 980 B	WAGNER ST 2B	TORO 500 D
FORDELING (t)	1.390.000	88.000	322.000	44.000	217.000
Skuffevolum m ³	3.6		3.6	1.5	5.0
Nyttelast (t)	8		8	3.5	11.0
Breakout force (t)	13		12	6	18
Maskinvekt (t)	21 veskedekk		26 veskedekk	11	32
L (m)	9.15		8.08	6.51	10.30
B (max) (m)	2.50		3.25	1.55	2.70
H (hytte) (m)	2.50		3.30	2.00	2.60
Dekk (dim.)	18.00x25, 24 p		26.5x25, 20 p	12.00x24, 16 p	26.5x25, 28 p
Kjettinger (type)	Pristor F 150				Erlau
foraksel					Fels Saturnx 16
Motor (HK)	200		250	76	260
Avgassrensing	vannspyling		katalysator	katalysator	vannbad

Fig. 9-1. Tonnasje og hoveddata for lastemaskinene.

2. LAST- OG BÆRUTSTYR

Før egen drift ble startet opp i 1972, ble aktuelle lastemetoder vurdert og last- og bærmaskinen valgt.

Dette valget har da medført at gruen har et driftopplegg og en lay-out som karakteriseres ved uttrykket TRACKLESS MINING. Alt driftutstyr under jord forflyttes ved selvgående chassi på gummihjul. Alle nivåer og arbeidsplasser kan tilkjøres med borrygger, lastemaskiner, servicebiler, material- og personbiler.

Da valgte last- og bærmaskiner har tekniske hovedspesifikasjoner som fremgår av tabellen, fig. 9.1.

3. LASTESITUASJONER

Samtidigheten av oppfarrings- og tilredningsarbeider og produksjon fra strosse og dagbrudd i driftsperioden feb. 1972 til aug. 1977 har resultert i flere ulike lastesituasjoner.

En illustrasjon av hvilke lastesituasjoner som har vært i drift framgår av Fig. 9.2.

All lasting i driftsperioden feb. 72 — aug. 77 er utført med foranbeskrevne maskiner. Det vil si at både konvensjonelle hjullastere og spesialbygde last- og bærmaskiner er benyttet. Ved entreprenør ble lastet med Cat 950 ca. 88000 t hovedsakelig for direkte opplasting til truck.

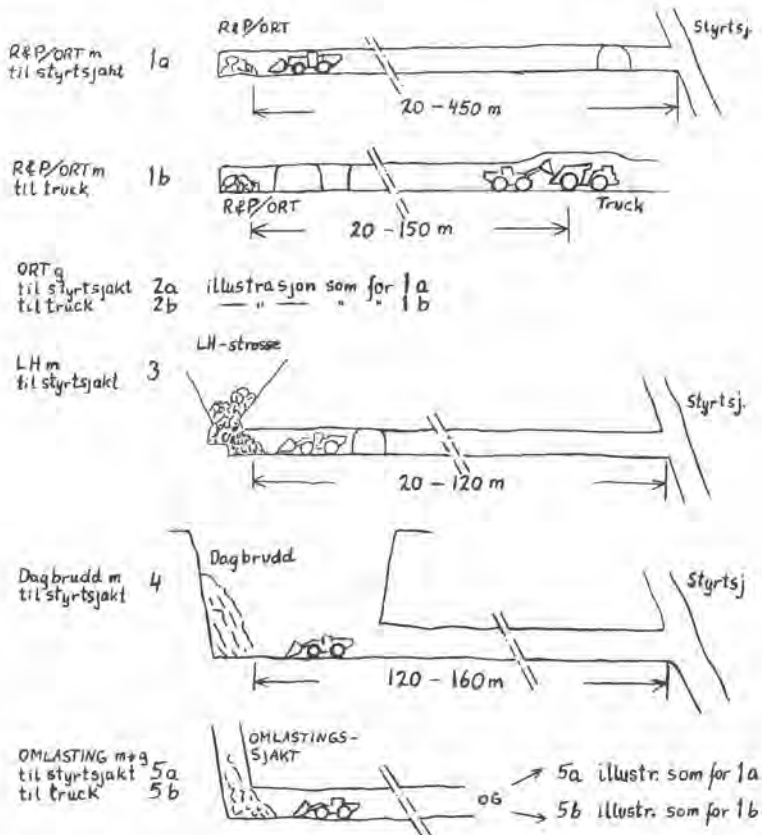


Fig. 9-2. Lastesituasjoner, m = malm, g = gråberg, LH = langhullsstrosse, R & P = rom og pilarstrosse.

Denne maskinen viste seg å bli for lett i malmen. Et skifte til Cat 980 B ga en god maskin for direkte opplasting av både malm og gråberg til truck. Denne hjullasteren er også benyttet som last- og bærmaskin på de kortere utlastingslengder. Av de spesialbygde last- og bærmaskiner er benyttet 3 størrelser: 1,5 m³-skuffe, 3,6 m³-skuffe og 5 m³-skuffe. Den minste maskinen (Wagner ST 2B) ble anskaffet for utlasting fra småprofiler. Den har vært lite brukt for lasting og har stort sett gått for diverse bakstufarbeider. Både Eimco 915 H m/3,6 m³-skuffe og TORO 500 D m/5 m³-skuffe har arbeidet i alle beskrevne lastesituasjoner.

En illustrasjon av tonnasjefordelingen på lastesituasjoner og maskintyper framgår av fig. 9.3. Av den totale tonnasje på 1.969.000 t har 3 stk. Eimco 915 H lastet 71 %, 1 stk. Cat 980 B lastet 16 %, 1 stk. TORO 500 D lastet 11 % og 1 stk. Wagner ST 2B lastet 2 %. Videre sees at Eimco 915 H har sine største tonnaser i lastesituasjonen R&P/ORT m til styrtstjakt (62 %) og LH m til styrtstjakt (16 %). Cat. 980 B har sine største tonnasje i lastesituasjonene ORT g til truck (34 %) og LH m til styrtstjakt (21 %). TORO 500 D har sin største tonnasje i lastesituasjonen LH m til styrtstjakt (41 %). De 3 største maskiner har alle lastet LH m til styrtstjakt med relativt store tonnaser. Da denne lastesituasjonen vurderes å ha vært lik for disse maskiner, blir i senere avsnitt kapasitetene for disse 3 maskiner vurdert ut fra erfaringstallene fra denne lastesituasjonen. Wagner ST 2B blir ikke kommentert ytterligere da tonnassen på denne maskinen er så liten at representative tall ikke kan gis.

4. UTNYTTELSE AV LASTEMASKINENE

Fig. 9.4 viser sirkeldiagram for utnyttelse av mulige skifttider for henholdsvis Eimco 915 H, Cat 980 B og TORO 500 D. Maskinenes driftsklarhet (availability) er satt opp. Videre er notert kapasiteten med definisjoner som vist.

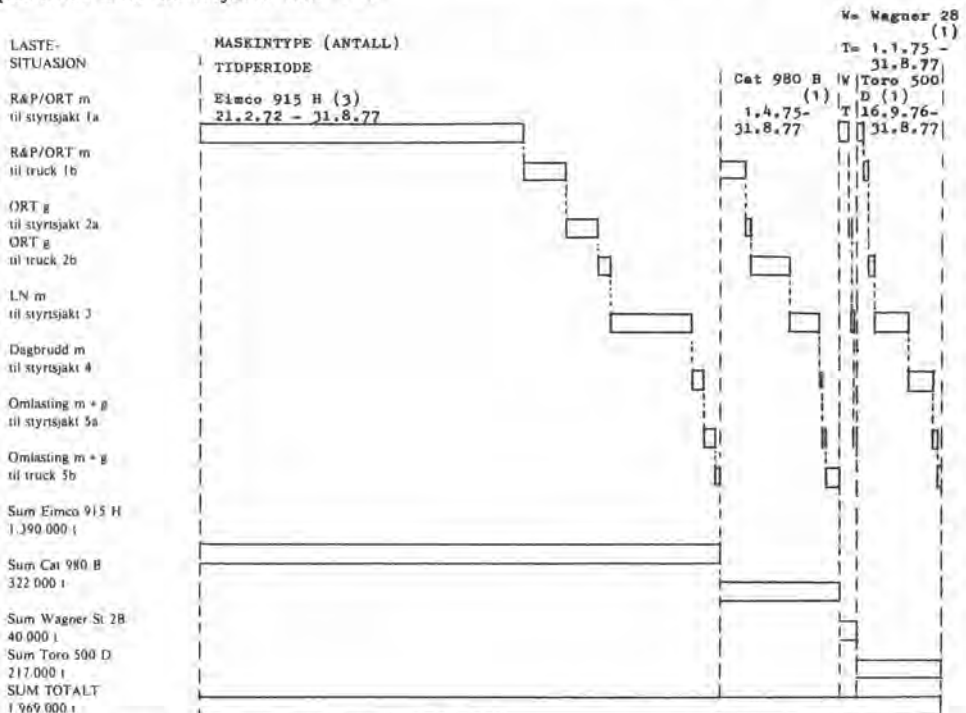
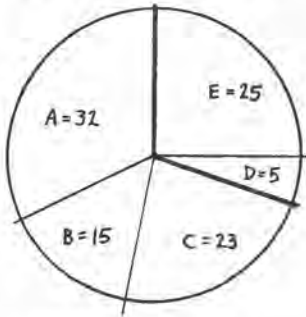


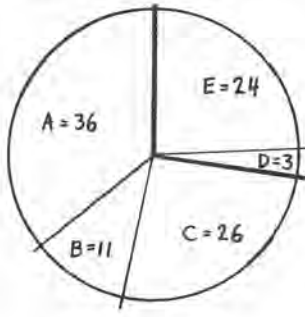
Fig. 9-3. Tonnasjefordelingen på lastesituasjoner og maskintyper.

EIMCO 915 H (3 stk.)
periode 21.2.72—31.8.77



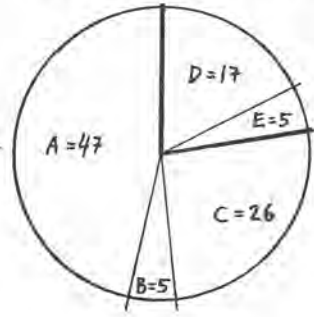
M = 56.176 timer
T = 1.390.000 t

CAT 980 B (1stk.)
periode 1.4.75—31.8.77



M = 8.473 timer
T = 322.000 t

TORO 500 D (1 stk.)
periode 16.9.76—31.8.77



M = 3.243 timer
T = 217.000 t

A = LASTET TID

B = ANNET ARB. TID

C = LEDIG KAPASITET TID

D = REP/VEDL.H. u.j. (Daglig v/maskinfører)

E = REP/VEDL.H. ved mek. verksted (servicer og større overhalinger)

M = MULIG SKIFTTID = A + B + C + D + E = 100 %

T = LASTET TONNASJE

	Eimco 915 H t/time	Cat 980 B t/time	Toro 500 D t/time	
Netto kapasitet	$\frac{T}{A}$	77.5	104.5	142.5
Brutto kapasitet	$\frac{T}{A+B}$	52.6	80.3	127.7
Disponibel kap.	$\frac{T}{A+B+C}$	35.2	51.5	85.5
Langtids kap.	$\frac{T}{M}$	24.7	38.0	66.9
Driftsklarhet (availability)	$\frac{A+B+C}{M}$	70,3 %	73,8 %	78,2 %

Fig. 9-4. Utnyttelse av mulig skifttid (%).

Det skal generelt bemerkes til disse sirkeldiagrammene at de mere illustrerer hvilke organisasjonsmessige forhold maskinene har vært underlagt enn å illustrere spesifikke tall for maskinenes driftsklarhet og kapasiteten. Det kan nevnes at i annet arbeide inngår ulike typer bakstufarbeide som rensk, stillasjearb. o.l., i rep. og vedlikehold ved mek. verksted inngår også ventetider p.g.a. at arbeidet her bare går på dagskift og videre ventetider p.g.a. deleforsendelser. Ledig kapasitet betyr bl.a. fravær maksinfører, omdisponering av maskinfører til annet nødvendig arbeide osv.

5. KAPASITETER

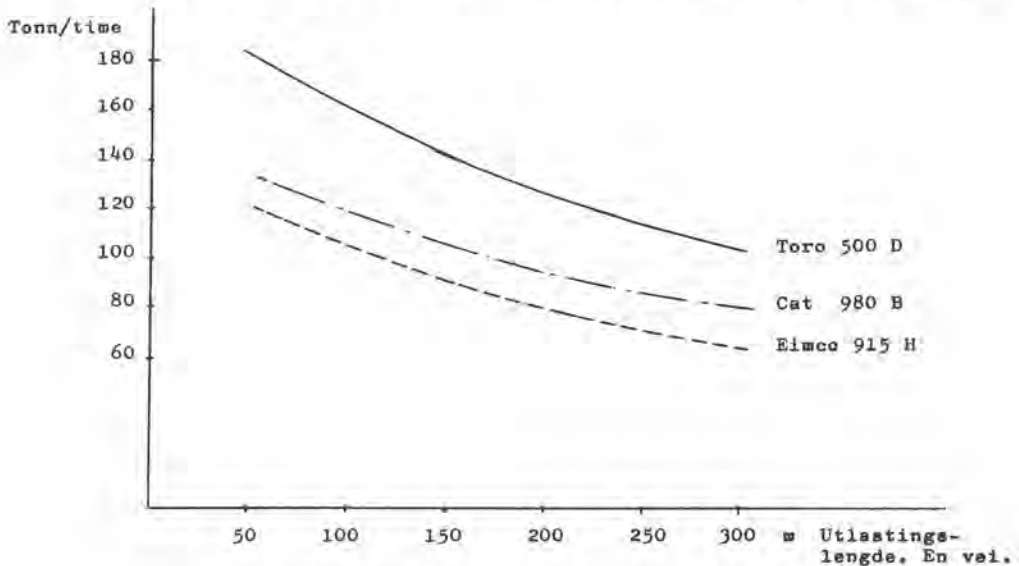
De viste kapasiteter i sirkeldiagrammene er gjennomsnittskapasiteter der sum tonn blir vurdert mot sum timer.

Mere spesifikt er i fig. 9.5 vist gjennomsnittskapasiteter i de ulike lastesituasjoner ut fra registrerte tonn lastet og timer i lasting for 1976 og 1977 pr. 31 aug. lastesituasjonen 1a + 1b og 2a + 2b og i særlig grad 5a + 5b viser uklare tall, men årsaken til dette er at i de tilfeller det lastes til truck, er det truckene som bestemmer lastekapasiteten. Derfor blir tallene for lastesituasjonene 3 og 4 de mest beskrivende for sammenligning av maskinenes kapasiteter. Tallene bekrefter det som måtte kunne forventes at lastekapasiteten er relativt proporsjonal med lastemaskinenes skuffevolum.

Tonn/time				
150	115 (133)	173 (71)	133 (150)	124 (50)
		136 (60)		
		115 (82)		
100	75 (80) 67 (175)		104 (150)	113 (32) 108 (110)
50				
Laste Situasjon	1 a + 1 b 2 a + 2 b	3	4	5 a + 5 b
	R&P/ORT m + g til styrtsjakt og til truck	LH-strosse via laste tv. sl. (drawpoint) til styrtsjakt	Dagbrudd til styrtsjakt	Omlasting til styrtsjakt og til truck
	Eimco 915 H = Cat 980 B = Toro 500 D = () gj.sn. utlastingslengde			

Fig. 9-5. Gjennomsnittlige kapasiteter i de ulike lastesituasjoner ut fra registrerte tonn lastet og timer i lasting for 1976 og 1977 pr. august.

I fig. 9.6 er kapasitetskurvene beregnet ut fra de erfaringstall som er registrert for en relativt ideell lasting. Kurvene tar hensyn til registrerte gj.sn.lass pr. skuffe, gj.sn.hastighet på vegghøvlet og pukkbelagt kjørebane, gj.sn.fylle- og tømmetider. I time er satt lik 50 min. effektiv tid.



BEREGNINGEN ER BASERT PÅ FØLGENDE ERFARINGSTALL.

	Skuffe Volum	Gj.sn.lass vekt pr. skuffe	Gj.sn.hast. på vegghøvlete, pukkbelagte kjørebaner	Gj.sn. tømme og fylletider
	m ³	t	m/s	S
----- Eimco 915 H	3.6	8	2.7	150
-.-.-.- Cat 980 B	3.6	8	4.0	150
———— Toro 500 D	5.0	11	3.6	150

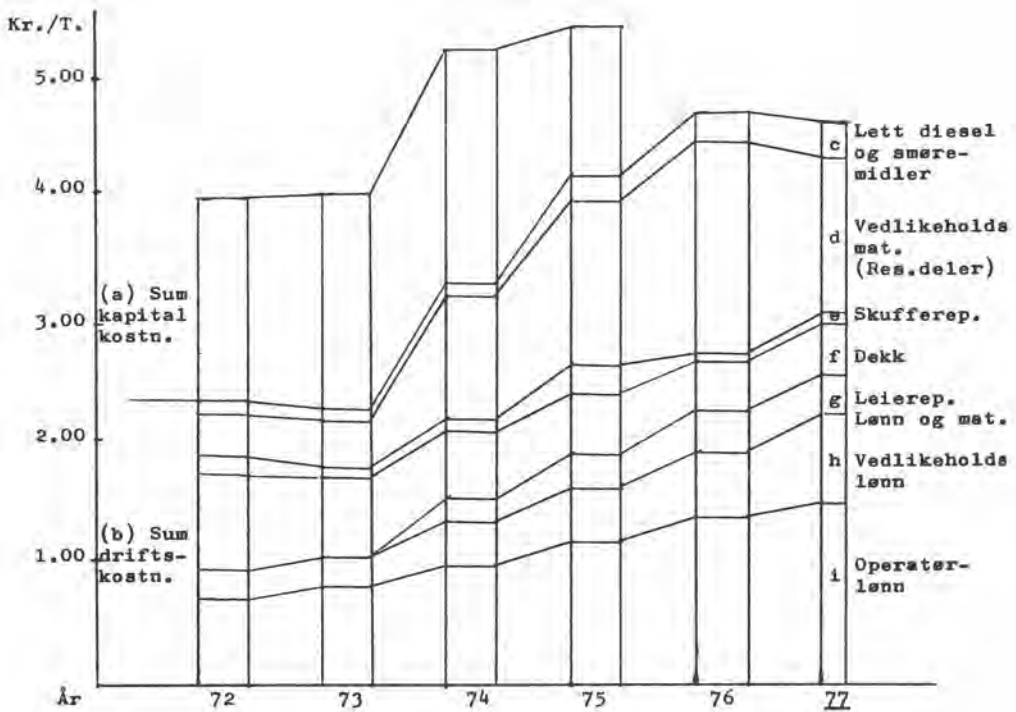
Fig. 9-6. Diagram over beregnete kapasiteter.

6. KOSTNADER

Figurene 9.7, 9.8 og 9.9 viser kostnadsutviklingen for henholdsvis Eimco 915 H, Cat 980 B og TORO 500 D.

Stolpediagrammene illustrerer kostnader pr. tonn. De registrerte driftskostnader er hvert år delt ut på de tonn som er lastet i året. Det framgår av illustrasjonene at de fleste driftskostnadene er steget. Stigningen på lønnskurven for operatør representerer periodens kostnadsstigning, da det forutsettes at timekapasitetene har vært relativt jevn i perioden.

Kapitalkostnadene framkommer som resultat av avskrivningstakten. Lastemaskinene blir avskrevet over 3 år og viser for de 3 første driftsår sine største enkeltstående kostnader på kapitalkostnaden.



1000 tonn	112	313	289	300	231	130
Tellertimer						
Eimco 1	1.700	3.400	4.800	6.100	7.800	8.800
Eimco 2	1.800	3.200	4.800	6.300	7.800	8.500
Eimco 3	0	1.800	3.800	6.000	7.500	8.600
a	1.67	1.77	1.92	1.23	0	0
b	2.28	2.20	3.22	4.10	4.62	4.55
c	0.09	0.10	0.11	0.22	0.25	0.30
d	0.33	0.38	1.03	1.32	1.70	1.27
e	0.15	0.07	0.08	0.24	0.08	0.08
f	0.78	0.65	0.53	0.45	0.40	0.43
g	0	0	0.18	0.29	0.33	0.32
h	0.25	0.24	0.36	0.44	0.54	0.71
i	0.68	0.76	0.93	1.12	1.32	1.44
a + b	3.95	3.97	5.14	5.33	4.62	4.55

Fig. 9-7. Kostnadsutvikling for 3 stk Eimico 915 H.

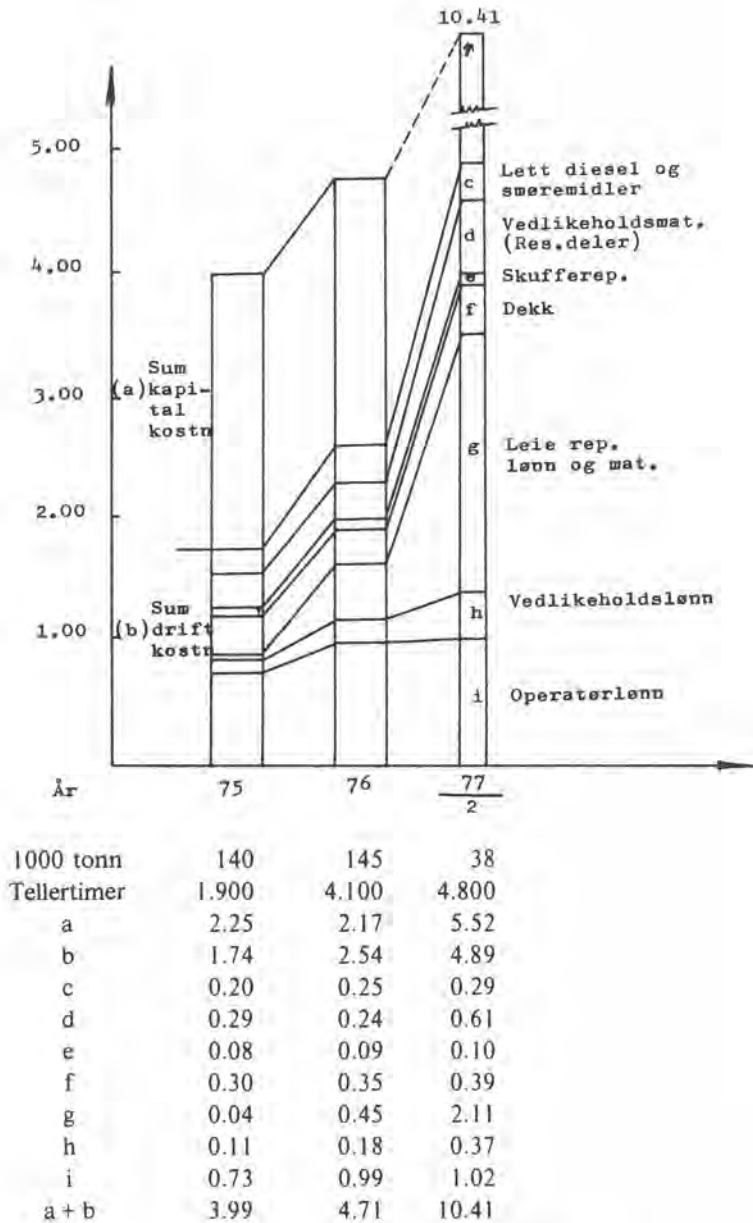
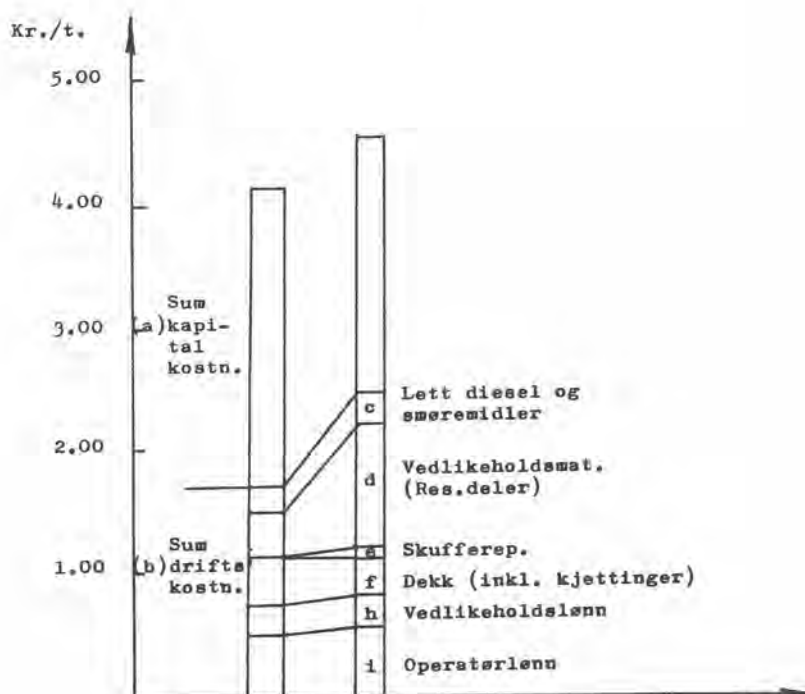


Fig. 9-8. Kostnadsutvikling for 1 stk Cat 980 B.



År	76	77
	3	2
1000 tonn	74	143
Tellertimer	550	1.576
a	2.41	2.06
b	1.72	2.48
c	0.22	0.25
d	0.37	1.04
e	0	0.07
f	0.38	0.30
g	0	0
h	0.24	0.26
i	0.51	0.56
a+b	4.13	4.54

Fig. 9-9. Kostnadsutvikling for 1 stk Toro 500 D.

Som det framgår av kostnadsutviklingen for Eimco 915 H, har dens sum kostnader pr. tonn vært lavere de 2 siste år enn de 2 foregående år, til tross for en meget stor økning i reservedelsforbruket.

Tabellen fig. 9.10 viser hvordan reservedelsforbruket på Eimco 915 H fordeler seg prosentvis på maskinens hovedkomponenter. For motor er deleforbruket høyere enn vist, da motoroverhalinger (5 ganger) var satt bort til fremmed verksted. Det er verdt å merke seg at ikke mindre enn 44 % av deleforbrukskostnaden er dekk-kostnader.

Tabellen fig. 9.11 viser en sammenstilling av antall større reparasjoner som er utført på de ulike maskiner.

Maskinen	5 %
Olje, vann, eksossystem	2 %
Transmisjoner	9 %
Drivhjul og aksler	8 %
Hjul og dekk	44 %
Styringen	3 %
Bremse- og luftsysteem	8 %
Hydraulisk system	12 %
Chassiskomponenter	4 %
Elektriske komponenter	1 %
Skuffefeste	4 %

Fig. 9-10. Fordelingen av reservedelsuttak fra eget lager.

	Eimco 915H nr. 1	Eimco 915H nr. 2	Eimco 915H nr. 3	CAT 980B	Toro 500D	Wagner ST 2B
Timetellerstand aug. 77	8.800	8.500	8.600	4.500	1.570	2600
Motoroverhaling	2	1	2	1		1
Converteroverhaling	3	3	3			2
Andre større rep.						
Dieselpumpe	2			3		
Hydraulikkpumpe	1	1	1			
Lastearmer (oppboringer)	1	1	1			
Differensial foran	1		1		1	
Differensial bak	1		1			
Bremser						
(heloverhaling)	1	2	3	1	1	
Hjulspindel	1		1			
Midjeledd (oppboringer)	1	1	1			
Foraksel feste	1	1	1			

Fig. 9-11. Antall større reparasjoner.

7. KONKLUSJON

Kapasitetsmessig har maskinene med det drifts- og vedlikeholdsopplegg som har vært benyttet, lastet de forutsatte tonnasje.

De forutgående illustrasjoner av gj.snittskapasiteten beskriver mere de organisasjonsmessige forhold som maskinene har vært underlagt, enn spesifikke tall for maskinenes mulige driftsklarhet og kapasiteter.

Kostnadmessig avspeiler kapasitetsutnyttelsen seg ved at lastekostnaden i perioden kan sies å være høy, men det skal dog framheves at sammenholdt med gruvens totale kostnader, utgjør lastekostnaden ca. 10 %

Miljømessig er lastemaskinførerplassen en av de mest usunne arbeidsplasser i en gruve. Vi har erfart at det kreves fysisk styrke for å kunne holde ut med risting og skaking, støy, støv og eksos, og det kreves særlig interesse for dette arbeidet for ikke å gå lei. Et forsøk på å bedre miljøet for maskinføreren resulterte i et valg av maskin med miljøhytte som har støvfri lufttilførsel med luftkondisjonering. Hytta er også særlig godt lydisolert.

Erfaringen med denne type maskiner har vært meget gode. I utnyttelsesdiagrammet ser en at spesielt for TORO 500 D, er utnyttelsesgraden 47 % mot 32 % for Eimco 915 H og 36 % for Cat 980 B.

Vedlikeholdsmessig krever maskinene gode oppfølgingsrutiner og stor dyktighet og særlig kompetanse fra vedlikeholdsmannskapet. I løpet av vår driftsperiode har vi erfart hvor viktig det er at vedlikeholds- og reparasjonssiden får en tilstrekkelig og nødvendig styrke. I dag vet vi å kunne utbedre de fleste skader og funksjonsfeil som oppstår på maskinene.

NY DIESEL LAST- OG BÆRMASKIN

A new diesel load- and carry equipment.

Bergingeniør Magnus Dalen, Fosdalens Bergverks- Aktieselskab.

SAMMENDRAG

Atlas Copco's nye last- og bærmaskin TBL 630 med dobbel skuffekonstruksjon er under utprøving ved Fosdalens Bergverks- Aktieselskab. Erfaringene etter 950 lastetimer viser at maskinen kan være en interessant nyhet i kapasitetsklassen 2—5 y³.

SUMMARY

The new Atlas Copco LHD-machine TBL 630 with the twin-bucket concept is tested at Fosdalens Bergverks- Aktieselskab. The experience after 950 hours shows that the machine can be an interesting alternative among the loaders with capacity 2—5 y³.

Ved Fosdalens Bergverks- Aktieselskab's Østgruve har man hittil nyttet trykkluftdrevne lastemaskiner av type Cavo 510/511. Men våren 1976 startet forsøk med Schopf 2y³-diesellaster, Fig. 10.1 for oppfaring av det østligste malmfeltet. Erfaringene var gode, og dieselparken ble øket til 2 stk. Schopf 2y³-maskiner og 1 stk. Schopf 5y³-maskin. Disse dieselmaskinene går fremdeles på oppfaring.

I slutten av 1976 sa bergverket seg også villig til å prøve en helt ny last- og bærmaskin fra Atlas Copco, Fig. 10.2. Denne maskinen har fått betegnelsen TBL 630. Det spesielle ved maskinen er den doble skuffekonstruksjonen og hoveddataene for maskinen er:

Totalvekt	12 200 kg
Max. lengde	7,13 m
Bredde x høyde (inkl. førerbeskyttelse)	1,71 x 2,23 m
Skuffevolum	3 m ³ SAE (heaped)
Dieselmotor	Deutz (98,6 kW)
Transmisjon	Clark
Bremser: 2 krets pneumatisk trommelbremser.	
Parkeringsbremse av fjærbelastet type.	

Lastemaskinens arbeidssyklus starter med skuffene samlet, Fig. 10.3. Øverste skuff blir så heist opp og låst i øvre stilling v.h.a. en låskrok, og man laster så den andre skuffen. Fig.



Fig. 10-1. Schopf $2y^3$ diesellaster.

10.4. Når skuffen er fylt, transporteres malmen ut, og begge skuffene tippes samtidig, Fig. 10.5.

Vår første kommentar da vi hørte om og så denne prototypen, var at maskinen ikke kunne tåle de tøffe forholdene i anleggs- og gruveindustrien. Skuffesystemet er for svakt og kostbart og fuktig godt vil klabbe seg mellom skuffene. La det være sagt med en gang at etter diverse forsterkninger er vår mistanke gjort til skamme.

Etter at lastemaskinen har gått ca. 950 timer, kan vi oppsummere følgende:

Maskinen skulle testes i vårt brytningsfelt. I den langsgående skivebrytingen med upreparerte skiveorter med tverrsnitt $3,2 \text{ m} \times 3,2 \text{ m}$ med slam og vann og en maks. kjørelengde på 140 m, ble lastemaskinen hurtig satt under maksimal belastning, innbefattet opplæring av våre lastemaskinoperatører.

Dimensjonsmessig er maskinen smal, har elastiske kjøreegenskaper*og har gitt de kapasiteter man forventet. Inntregningen i røysa har vært svært god, og som en følge av bedre



Fig. 10-2. Atlas Copco's TBL 630 last- og bærmaskin.



Fig. 10-3. Opplastningen starter med skuffene samlet.



Fig. 10-4. Første skuffe løftet, opplasting i annen skuffe i gang.



Fig. 10-5. Begge skuffene tippes samtidig.

lasteteknikk har malmutvinningen økt. Dette siste kan ikke bare tilskrives denne nye maskinen. Andre LHD-maskiner må også antas å gi en slik fordel. I den etterfølgende vurdering må det understrekes at vi ikke har identiske sammenligningsdata med andre diesellaster i skivelastingen.

Når vi vurderer svakhetene ved maskinen, må vi ta hensyn til lastemaskinen er under utprøving. Som nevnt tidligere var det en mistanke om et svakt skuffe- og armsystem. Etter en relativ kort tid viste det seg nødvendig å forsterke konstruksjonen som siden har virket tilfredsstillende. En fremtidig bedret beskyttelse av bremsetromlene vil bedre hindre vann og slam i å trenge inn i bremsene. Dette har nemlig gitt tilfeller av redusert bremseeffekt. Utenom dette har det vært mindre ting som enkelt må kunne rettes.

Avgassmålinger og sotmålinger har også gitt tilfredsstillende verdier, men dette er selvsagt også avhengig av ventilasjonsforholdene. Dessuten er operatørene godt fornøyd med maskinen fordi den har gode kjøreegenskaper. Føreren sitter høyt og har god oversikt, og han har minimale varmeproblemer fra motoren.

Tidsstudier, Fig. 10.6 på et gjennomsnittlig godt lasteskift viser ved kjørelengde 120 m en timekapasitet på 115—120 tonn og en skiftkapasitet på noe over 500 tonn.

I Fig. 10.7 er foretatt en sammenligning av lastekapasiteten for vårt lasteutstyr. Som tidligere nevnt har vi ikke direkte effekttall for Schop-lasterne i skivelastingen slik at kurvene for disse bygger på en personlig vurdering.

Alt i alt synes den nye diesellasteren fra Atlas Copco å være en interessant maskin, og dersom den prismessig blir liggende under kr. 600 000, bør den være meget konkurransedyktig blant dieselmaskiner med lastekapasitet 2—5 y³ spesielt der små orttverrsnitt er ønskelig.

SAMMENDRAG TIDSTUDIE TBL 630

Motortimer	4,5 timer
Antall turer	90
Kjørelengde, en veg	120 meter
Egenvekt malm	2,3 tonn/cm ³
Fyllingsfaktor	0,85
Gjennomsnittlig lass	5,85 tonn
Produksjon pr. time	118 tonn
Produksjon pr. skift	530 tonn

Fig. 10-6. Tidsstudier av lasteskift.

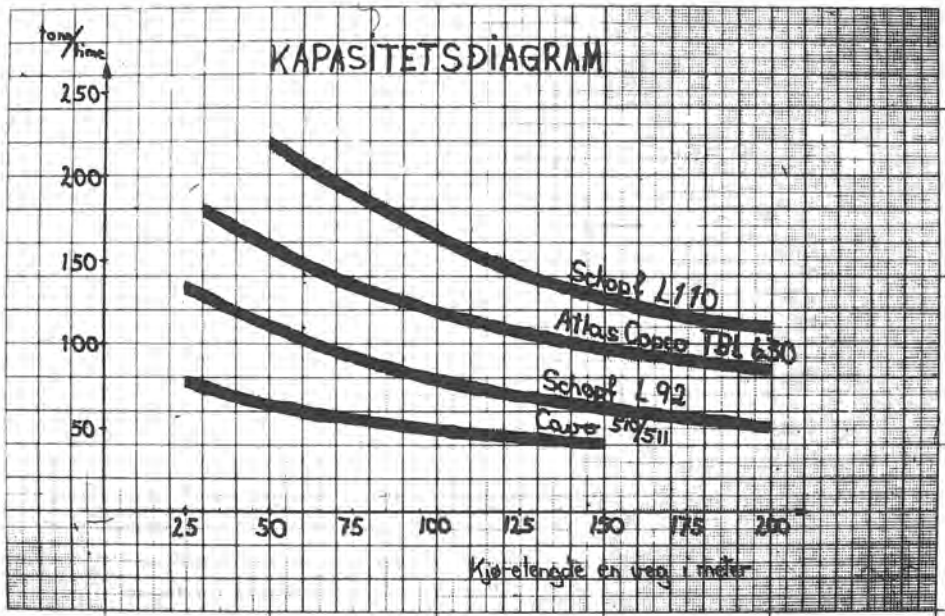


Fig. 10-7. Sammenlikning av lastekapasiteter av ulike utstyr.

FORSØK MED SPESIELT FILTER PÅ DIESELMASKINERI

Experiments with a filter for diesel-engines

Disponent A. B. Nagel-Alne, William Knudsens Verksteder A/S

SAMMENDRAG

Prinsippet brukt i Cooper-King luftfiltre går i korthet ut på at trykkluft vekselvis ledes inn i en av åtte adskilte filterkanaler i selve støvavskilleren og på denne måten renser filteret for det støv som har lagt seg på under innsugningen. En oppnår å få filtrert bort støvpartikler helt ned til 1/1000 mm. Motorens levetid har derved blitt forlenget. Driftsutgiftene til Cooper-King filteret synes i mange tilfeller å være betydelige lavere enn for vanlige filtertyper.

SUMMARY

In the Cooper-King self cleaning air filters compressed air is directed into one of eight element segments. The air blast blow the dust back to atmosphere guided by the segmented filter skirt. The air filtered through the segments in operation contains no dust particles larger than 1/1000 mm. This results in an increased engine life. The working expences for the Cooper-King filters seem in many cases to be lower than for the ordinary filtertypes.

I første halvdel av 1960-årene ble det i England utviklet et trykkluft-renset luftfilter til bruk på forbrenningsmotorer og kompressorer. Filteret var opprinnelig forutsatt anvendt under ørkenoperasjoner, men det vant hurtig innpass i britiske gruber, steinbrudd og smelte-industrien, og markedsføres under navnet «Cooper-King self cleaning air filters». La oss kort se på filterets oppbygging og hvordan det arbeider:

Prinsipp, fig. 11.1 Trykkluft fra maskinens pressluftbeholder går via et slangefilter og lader opp en blåseflaske (3—7—10 l) Ved oppnådd trykk 80—85 p.s.i. i blåseflasken åpner en ventil i filterets blåse-enhet, hvorved luften strømmer i høy hastighet fra blåseflasken, gjennom filteret og filterduken, og river med seg den støvavsetningen som finnes på filterdukens yterside, fig. 11.2. Filterelementet er delt i 8 kammer, — 1/8 av dukens overflate renses i hver blåseoperasjon, fig. 11.3 Blåseoperasjonen varer en brøkdeler av et sekund og influerer ikke på den kontinuerlige lufttilførsel til motoren. Etter blåseoperasjonen trekker stempelstangens hake med seg luftfordelingsskiven til neste kammer klart for ny blåseoperasjon. Standard blåseintervall er 1 minutt (30 sek. for største filter). Disse intervall kan endres ved utskifting av dysen i slangefilteret.

Filterduken er fremstillet av merino-ull. Den er avstivet mellom 2 lag finmasket netting i galvanisert eller rustfri tråd. Bunn og topp er støpt i PVC. Toppflaten er samtidig utformet som pakning.

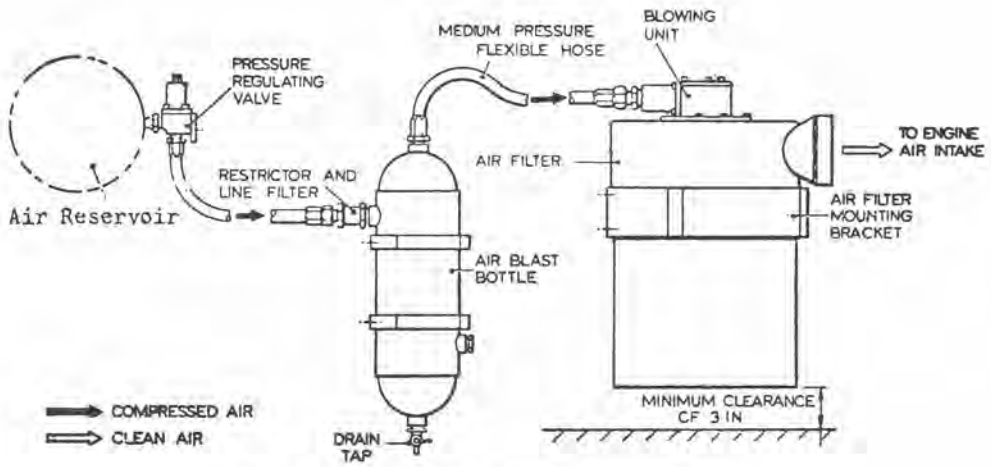


Fig. 11-1. Prinsipp for Cooper-King luftfilter.

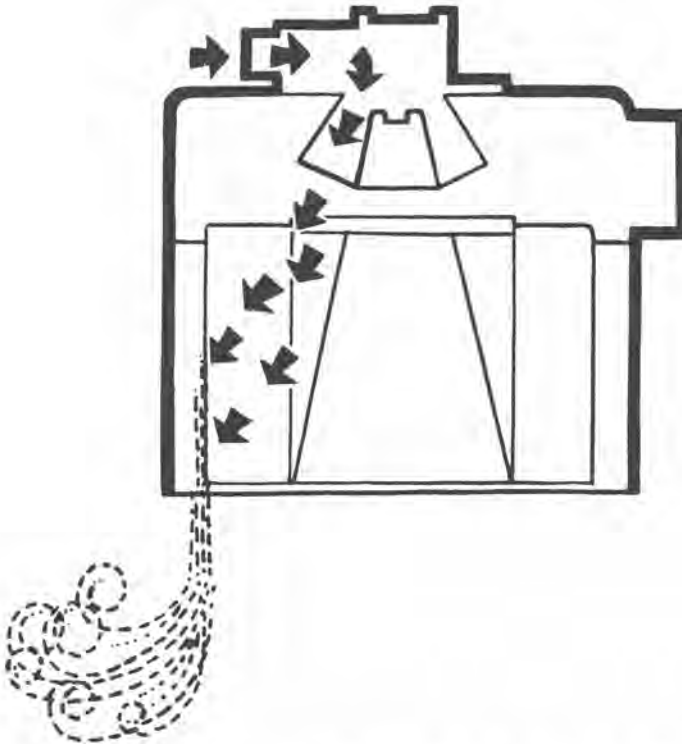


Fig. 11-2. Trykkluft blåser støvet bort fra utsiden fra ett av de åtte filtersegmenter.

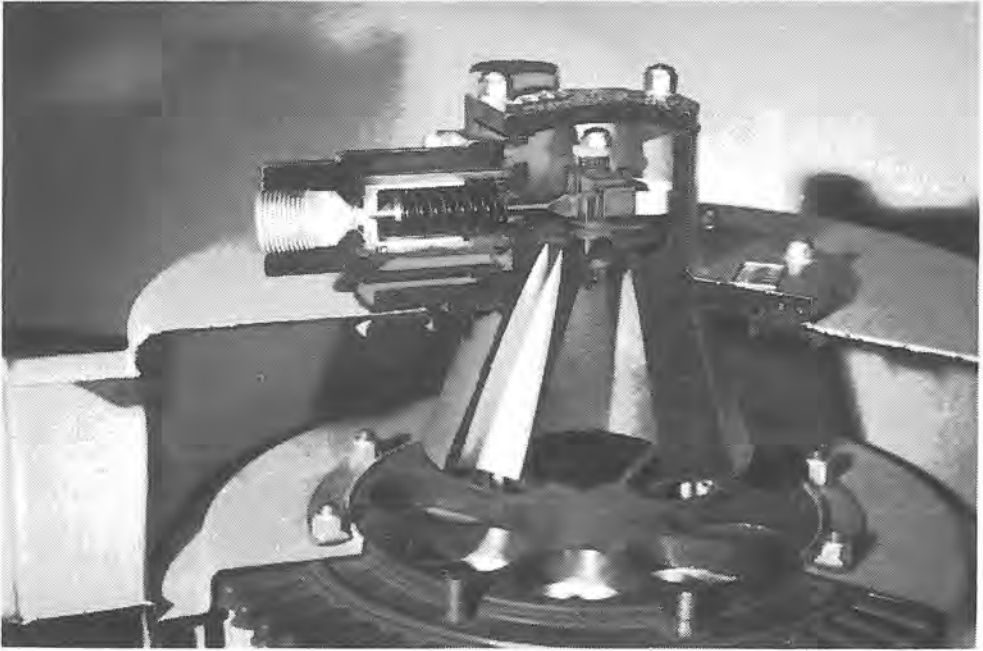


Fig. 11-3. Snitt gjennom trykluftfordeleren over selve filterbeholderen.

Filteret fremstilles i 5 størrelser beregnet for kapasiteter fra 5,4 til 24,0 m³ luft pr. minutt. Luftforbruk ved standard intervall er fra 14 til 84 liter pr. minutt avhengig av størrelse. Filterduken stopper partikler ned til 1/1000 mm.

Fig. 11.4 viser filteret montert på en Hougst hjullaster.

DRIFTSERFARINGER:

Fra bedrifter som bruker dette selvrensende luftfilter under ekstreme støvforhold, er det rapportert:

PORSGRUNN ELEKTRO-METALLURGISKE:

«Vi har 2 stk. Michigan 275 B som begge benytter dette filter, montert første gang hhv. 1969 og 1970.

Maskinen anvendes i smelteverket hovedsakelig til bryting av slaggsenger ved meget høy temperatur (ca. 150°C), store støvmengder og relativt høy fuktighet.

Det har vært en del ulemper p.g.a. bekdannelse i stempelet for rotasjonssystemet, noe som har krevd oppmerksomhet og ettersyn, forøvrig har driftsresultatet vært tilfredsstillende.»

NORSK HYDRO A/S — GLOMFJORD FABRIKKER:

Filter montert på YALE 16 tonns hjullaster i 1973. Maskinen arbeider i luft med støvhette 0,5—1,5 g støv pr. m³ luft. Støvet består av produktene fullgjødelse og kalksalpeter. Atmosfæren i lagersiloene hvor maskinen arbeider, er sterkt korrosiv, noe som ga seg sterkt utslag på de første elementer som var av ikke rustfritt materiale.



Fig. 11-4. Filter montert på hjullaster.

Bedriften uttaler videre:

«Filterelementets totale levetid kan vi ikke uttale oss om, fordi vårt første element i **rustfri utførelse** er brukt ca. 5.000 timer, vasket 3 ganger og brukes fortsatt.

For sammenligning kan nevnes at maskinens opprinnelige filter, som er av vanlig utførelse uten renseautomatikk, hadde en total elementlevetid på ca. 60 timer, og måtte i løpet av disse timene vaskes 3 ganger.

Maskinen har gått 8.000 timer uten at man har registrert unormal slitasje på motoren.»

FEIRING BRUK:

2 stk. Michigan 125 A — filtre montert hhv. april 1974 og april 1975, — driftstid pr. september 1977 ca. 4.000 resp. ca. 2.000 timer.

Maskinen laster ferdigvarer, — tørt, mye støv.

Godt fornøyd, dreiefunksjonen jukser av og til på det ene filter.

MOSJØEN ALUMINIUMVERK:

Arbeidsmiljø:

Aluminiumoksyd i store mengder som støv. En del røyk som inneholder sot og tjære-bek forbindelser. Rapporten omfatter 5 stk. skorpebrytere utstyrt med luftkjølt dieselmotor og

selvrensende luftfilter i løpet av årene 1975—77. Driftstid pr. 24/8—77 for disse 5 skorpebrytere er fra 750 til 6.800 timer, gjennomsnitt 2500 timer. På den skorpebryter som har 6.800 timer, er det skiftet fjærer og pakninger i blåseenheten. Luftfiltrene arbeider godt, restrictoren går tett litt for ofte, og O-ringen på stempelet i blåseenheten slites litt for fort.

ASTRUP & AUBERT A/S — RENA-OSA KRAFTVERK:

410 m.o.h. Tunnellasting, noe røyk, ellers lite støv p.g.a. hydraulikkboring. Ingen oljedamp, men ganske fuktig. Filteret synes å fungere bra. Det blåser ca. hvert 45 sekund, og vedlikeholdet synes minimalt.»

INGENIØR THOR FURUHOLMEN A/S — LOMI KRAFTANLEGG, SULITJELMA:

Tunnelanlegg, 600 m.o.h. 7 stk. CAT 966C, 1 stk. CAT 950. Støvmengde og oljedamp som normalt i tunnel, fuktighet stor. Aggresiv atmosfære i hele området grunnet stort SO_2 -utslipp fra Sulitjelma Gruber.

Noen av lastemaskinen har gått 2.000 timer. Vi har hittil ikke vasket innsatsene. Filteret fungerer fint. Problem inntil ny type kom: fjær for vendemekanisme røk stadig.»

ING. F. SELMER A/S — KOLSVIK KRAFTVERK — 23 M³ TUNNEL:

Tunnelanlegg — O — 20 m.o.h. 3 stk. CAT 980 B — Rapport pr. 26/8—77 hhv. 1.551—1.520—1.065 timer, — tilleggsrapport pr. 31/10 ca. 2.000 driftstimer:

«Anlegget har hatt god erfaring med filtrene på de timene maskinene har gått. Filterinnsatsene er ikke utskiftet, og ved målinger på ovenstående driftstimer hadde vi undertrykk på hhv. 12"—6" og 8" vannsøyle.

Alt avhenger av at filteret fungerer riktig. Vi tenker spesielt på riktig lufttrykk, blåseintervall og filterets blåse-enhet. Spesielt bør man være oppmerksom på hovedfjæren i filterets blåseenhet, da vi har oppdaget brekasje på denne. Dette vil resultere i at filterets blåseenhet åpner for gjennomstrømning før trykket i trykkluftflasken har fått ønsket trykk. Med et for lavt blåse-trykk vil filterelementet etter kort tid tettes. Vi vil også påpeke betydningen av at kondensvann blir tappet regelmessig, minst en gang hver skift.»

En tilfredsstillende filterfunksjon er avhengig av tilstrekkelig luftforsyning, slik at blåseflasken lades opp hurtig nok. På en del CAT 980 som går på høyfjellsanlegg (Furuholmen/Kjela-anlegget og Selmer/Åbjøra Øst) har vi hatt unormalt kort levetid på filterelementene — ca. 900 timer før tiltetting. Filtrene på CAT 966 C på samme anlegg arbeider tilfredsstillende.

Disse problemene har utløst en omfattende etterforskning, — konklusjonen synes å bli «utilstrekkelig lufttilførsel fra maskinens kompressor». Under den første installasjon av disse filtre ble CAT 980 oppgitt å ha en kompressorkapasitet på 477 liter/minutt tilsvarende 17 cfm, — CAT-Sveits korrigerer nå dette til 12 cfm og anbefaler utskiftning til 17 cfm når dette filter skal anvendes. Ifølge CAT-Sveits er det for 3306-motorene utviklet en egen 17 cfm kompressor av Bendix-Westinghouse som anbefales brukt. Denne er nå i ordre. Alternativet til utskifting av kompressoren må bli montering av ny, separat kompressor for filteret. En kompressor med kapasitet ca. 220 liter/minutt (7,5 c.f.m.) vil dekke behovet, — dog er den enklere installasjon å foretrekke.

ØKONOMISKE BETRAKTNINGER

Disse filtrene koster mellom ca. kr. 5.000 og 8.000 avhengig av størrelsen. Elementprisen utgjør ca. 1/3 av dette beløp.

Hyppig utskifting av filterinnsatser, ekstreme støvforhold og arbeidskrevende filterpleie kan være bakgrunn for at man vurderer et selvrensende luftfilter. Jeg skal kort nevne to eksempler:

YALE 3000 — original filterinnsats — levetid 60 timer, pris ca. kr. 450 — timekostnad filterinnsats kr. 7,50 + arbeidskostnader til rengjøring ved 20 og 40 timer. Selvrensende filter: elementpris ca. 2.500 — foreløbig 5.000 driftstimer = 0,50 pr. time + avskrivning 0,50 pr. time. CAT 950 — filterinnsats ca. kr. 150 helkontinuerlig drift, 16 skift pr. uke (i 1975), 3 filterskift pr. uke, 150 filterinnsatser pr. år = kr. 22.500 pr. år tilsvarende kr. 3,75 pr. time ved 6.000 årstimer.

Det selvrensende filter — elementbytte etter 1 1/2 driftsår tilsvarende ca. 9.000 timer — tilsvarer med en elementpris stor kr. 2.200 ca. kr. 0,24 pr. time + avskrivning.

Det anbefales en inngående analyse av dagens situasjon m.h.t. forbruk av filterinnsatser, tidsforbruk for filterservice m.v. før man eventuelt anskaffer dette selvrensende luftfilter.

Dersom det ordinære filter arbeider innenfor en rimelig økonomisk ramme, er det ingen grunn som taler for utskiftning. Dersom høy støvkonsentrasjon skaper dårlig filterøkonomi og kanskje motorproblemer, vil det selvrensende luftfilter i svært mange tilfeller være den beste løsning.

FJELLBOLTING MED POLYESTER

Rock Bolting with Polyester

Avd. sjef Karl W. Johansson, Progas A/S

SAMMENDRAG

Polyester brukes idag sammen med ulike typer bolter både til midlertidig og permanent sikring. En konstaterer at størketiden er sterkt temperaturuavhengig, den øker med avtakende temperatur. Trykkfastheten øker raskt med tiden og er etter 6 timer ca 90 % av max. trykkstyrke. Innstøpingslengden har stor betydning for forankringskraften. Det er viktig at diameteren for bolt og borehull er riktig avstemt. Forsøk har vist at polyesterforankring motstår rystelser fra sprengningsarbeider i nærheten betydelig bedre enn vanlige ekspansjonsbolter. Etter det en hittil vet, er langtidsvirkningen god. For boltesikring v. h.j.a. lange, nedadrettete hull har polyester på mørtelbasis vist seg å være meget velegnet.

SUMMARY

Polyestercartridges are already well accepted in rock bolting. Experiments have shown that the coagulating time increases with low temperatures. The compressive strength is already after 6 hours about 90 % of the max. value. The length of the cementated zone is of a great importance for the capability of the anchor. It is also important that the diameter of the borehole and the bolt is well proportioned. Experiments have indicated that anchoring with polyester is better versus the influence of vibrations from blasting in the vicinity than anchoring with expanding shells etc. Studies over a long period show nothing that indicate altering phenomena. For bolting of downwards turned holes a special mortar-based polyester has given excellent results.

1. BESKRIVELSE OG VIRKEMÅTE

Polyester forankringsmørtel har følgende sammensetning:

Flytende polyester — fillermasse —
herder og katalysator,

og produseres enten i patronform eller mørtel. Vi skal i dette foredraget hovedsakelig holde oss til patrontypen, da denne er spesielt produsert for fjellbolter.

Polyester patroner produseres i form av en pølse eller glasstube i varierte størrelser, hvor den flytende polyester og fillermaterialet befinner seg i et kammer og herdekatalysator i et annet. Ved rotasjon med forankringsbolten i borehullet vil komponentene i patronen blandes sammen til en enhet, hvorefter herdingen umiddelbart starter, basert på en kjemisk prosess.

Polyester patronen brukes hovedsakelig til forspente bolter (punktanker) både som arbeids- og permanentsikring.

Når vi snakker om herdetid, er denne gjerne inndelt i 3 ledd; stivnetid, bruksklar for belastning, endelig herdetid. Den totale herdetid er 7 dager mens herdetiden frem til når bolten kan belastes, variere noe avhengig av patrontype og temperatur. Tallene nedenfor kan være retningsgivende for når en innfestning er bruksklar for belastning på 5—6 tonn strekk ved en ankerlengde på 35—40 cm.

Herding:	Temperatur:	+ 5°C.	+ 15°C.	+ 25°C.
		minutter		
Stivnetid:		2—3	1—2	1/2—1 1/2
Bruksklar:		12	7	5

Under fjellsikring belaster vi vanligvis bolten til ca. 5 tonn strekk, og dette kan vi vanligvis gjøre 6—7 minutter etter innfestning. En ganske normal temperatur under våre arbeidsforhold er ca. + 5°C., men vi skal her være oppmerksom på at rotasjon under miksing utvikler endel varme, slik at vi ved rotasjonens avslutning ligger godt over + 15°C.

Ser vi på den videre herdeutviklingen, kan vi følge denne nedenfor uttrykt i trykkfasthet.

	Timer				Dager
	1	3	6	24	7
Trykkfasthet N/mm ² ved 20°C.	40	60	80	85	90

Da forankringen i hovedsak er basert på friksjonskraft (70 % friksjon — 30 % lim), vil derfor ankerets strekkstyrke øke i takt med herdeutviklingen og være ca. 23—24 tonn etter ca. 3 timer. Det er her viktig å gjøre oppmerksom på at dette kunne gjelde polyesterankerets kvalitet. Vi er like meget avhengig av boltens styrke og ikke minst det materiale vi forankrer til. De bolter som i dag brukes, er vanligvis stålbolter med diameter på 15—20 mm som har et bruddlastområde på 15—19 tonn.

Mer interessant er det å se på selve grunnmaterialet, fjellet. Altfor ofte opplever vi diskusjonen kvalitet bolt/anker og glemmer det viktigste, de store variasjoner i kvaliteten som fjellet (borhullet) har.

For å belyse dette nærmere skal vi se litt på diagrammet nedenfor, Fig. 12.1 i dette tilfelle basert på polyester, men er også relevant for andre typer ankere for bruk til forspente bolter.

Tar vi for oss fjelltypene 1 og 3 i diagrammet, viser det meget stor forskjell i forankringslengden. Ved en forankringskraft på 20 tonn viser fjelltype 1 en ankerlengde på ca. 30 cm. For å kunne oppnå en tilsvarende forankringskraft i fjelltype 3, må vi øke ankerlengden til 80 cm.

Eksempelet her skulle være en god nok illustrasjon selv om det kan hevdes at det er ytterpunktene som er brukt blant de fjellkvaliteter vi vanligvis arbeider med i dette landet.

Av andre fysiske egenskaper som kan nevnes i tillegg til forannevnte, er:

Skjærekraft ved sidepåkjenning	: 30 N/mm ² ved 20°C.
Strekkfasthet	: 11 N/mm ² ved 20°C.
Egenvekt	: 1,95 kg.

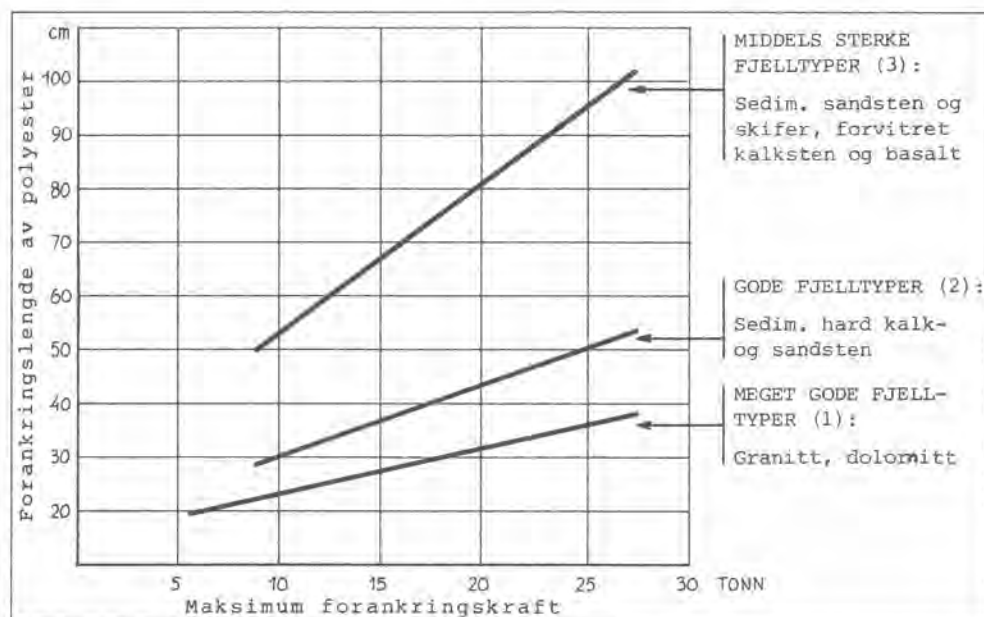


Fig. 12-1. Forholdet mellom forankringskraft og forankringslengde.

2. FORANKRING

Som nevnt foran må patronen mikses for at herding skal kunne skje, og fremgangsmåten er følgende, Fig. 12.2:

- Patronen skyves inn i bunnen av borchullet ved hjelp av ankerbolten.
- Bolten roteres langsomt igjennom patronen 15—20 sekunder. Muttertrekkermaskin eller lignende med hastighet ca. 300—400 rpm.
- Etter 6—7 minutter kan bolten låses med skive/mutter til ca. 5 tonn.

Dette er prinsippet. Teknikk og utstyr kan variere noe. Det er også viktig at borchullet spyles rent etter boring.

Som ved bruk av mekaniske ankere er det også for polyesterankeret viktig at differansen mellom patron og borehull ikke er for stor. Differansen bør ikke overstige 7—8 mm. Blir differansen større, vil miksing av patronkomponentene bli dårlig og kvaliteten på ankeret redusert.

Et annet forhold en må ta hensyn til, er at bolten (bolthodet) ikke bør ha en diameter mindre enn 15—16 mm i forhold til bolthullet. Dette gjelder for bolter (eller bolthoder) fra 20 mm og oppover. Etterhvert som boltene (hodene) reduseres i diameter, må også differansen mellom bolt hull reduseres. Til en 10 mm bolt, bør hullet ikke være større enn 16—17 mm. Differansen 6—7 mm.

Disse ovenfor nevnte forhold er svært viktig da det er boltens sideflate og borchullets vegg som sammen forårsaker god miksing av patronen.

Bolter som skal brukes i forbindelse med polyester, må på grunn av dette forhold og tidli-

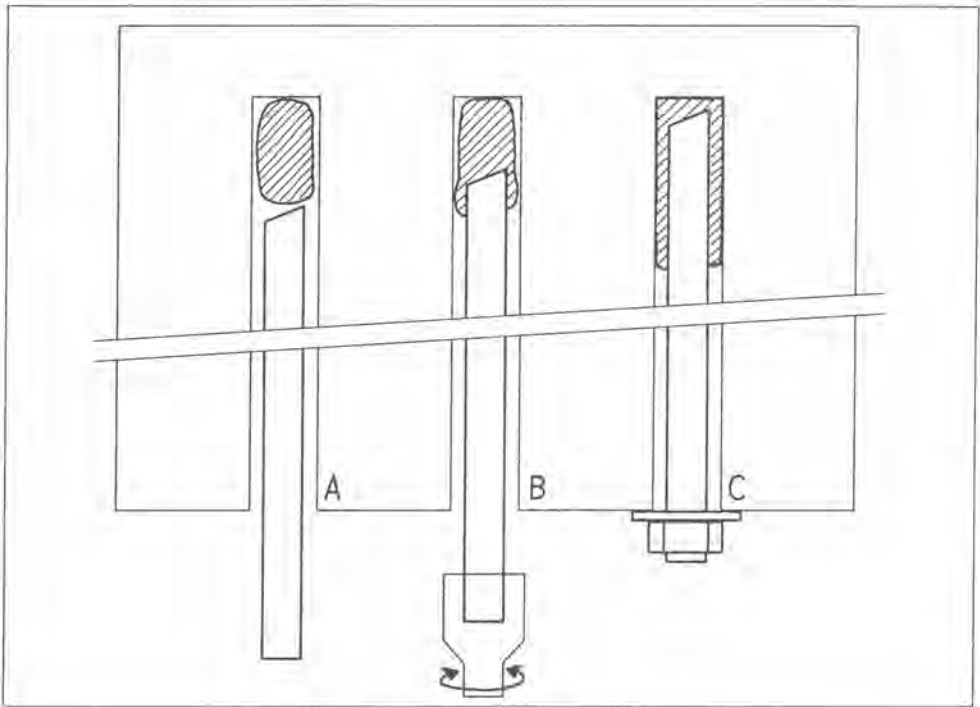


Fig. 12-2. Innføring av bolt i polyesterpatron.

gere nevnte friksjonsmotstand være korrugert. Kamstål, Dyvidag eller annen form for utvekster på bolthodet anbefales.

3. POLYESTERANKERET — EGENSKAPER OG OPPFØRSEL

Med utgangspunkt i følgende forhold:

- A. Fysiske egenskaper
- B. Ankerets lengde 35—40 cm.
- C. Forankringskraft (strekk)
- C. Friksjons- og klebeanker ca. 70/30

dekker polyesterankeret noen meget viktige faktorer for en god forankring. På grunn av de fysiske egenskaper og ankerets lengde kan en polyesterforankret bolt plasseres helt inn til ny sprengningssone uten at ankeret påvirkes i noen grad av betydning ved ny sprengning.

Kraftige vibrasjoner påvirker polyesterankeret svært lite. Skulle det forhold oppstå at fjellet etter sprengning får sprekkdannelser i grader på tvers av ankerets lengde og også med sprekk i dette, vil ankeret på grunn av sin lengde fortsatt gi tilstrekkelig forankringsstyrke.

Vi har foretatt en del innfestninger hvor det skulle sprenges ut tunnelprofil, og hvor overdekningen har vært svært liten. Boltene ble forankret ovenfra og nedad med polyesterforankringen plassert i profilets tak og med lengre bolter forankret i bunnen av profilets vegg. Bol-

tene ble forspent og tjente som stabilisering og armering for overdekning ved sprengning, og ankerne befant seg i sonen mellom det fjell som skulle sprenges ut og det som skulle stå igjen. Etter sprengningen viste det seg at en god del nå fritthengende polyesterankre var godt inn-takte.

Ankerets lengde og styrke vil også ha betydning der hvor det kan oppstå deformasjoner i selve forankringsområdet. Vi kan tenke oss at ankerfestet kommer nær skillet mellom to lagdelinger eller blokker. I et slikt område kan det forekomme noe glidning eller knusing og dess lenger et anker er, dess større muligheter er det for at ankerfestet fortsatt er betryggende.

Kombinasjonen friksjon/klebing har betydning der hvor ankerfestet er plassert i dårlig fjell. Borhullveggen vil her etter boring ha dårlige korrugeringer som gir et noe dårlig feste. Polyesterens som under miksing er noe bløt, omslutter og limer dette til en viss grad sammen, slik at knusing ved belastning blir sterkt redusert. Limingen skjer under stivnetiden for polyesterens og før herdingen begynner for alvor.

I tillegg til de egenskaper som er nevnt, er herdede polyestermasser også motstandsdyktig mot vann (fersk- og saltvann), bensin, oljer, fett, salt og de fleste typer syrer, alkalier og løsningsmidler.

4. LANGTIDSVIRKNING

Langtidsvirkningen er et av de vanskeligste spørsmål å svare på. Dette gjelder vel nær sagt alle typer forankringer. Så vidt jeg har erfart, er det gjort svært lite gjennom årene for å kontrollere bolter/ankere innsatt for eksempel i tunneler for å kunne fastslå eventuelle livslengder. Det er heller ikke lett å utføre slike kontroller. Når det gjelder polyester, er det allikevel noen momenter som kan nevnes og som kan gi en antydning om levedyktighet.

Vi har 27 års erfaring fra polyester innstøpt i betong. Ved sprengning av betongen har det vist seg at det ikke kan registreres noen form for strukturendring i polyesterens. Forbehold må tas for en eventuell minimal krymping som under slike forhold er umulig å registrere. Det er derfor gjennom en periode på to år foretatt utprøvinger for å kunne følge en eventuell krympeprosess. Diagrammet Fig. 12.3 viser oss resultatet.

Boltens belastning er 6 tonn i strekk. Forankringslengde 15 cm. Boltens bevegelse i tidsperioden indikerer krymping. Boltens forankring er i en cylinder.

Som det vil fremgå av diagrammet, foregår den største bevegelsen av boltens de første 100 dager = 0,22 mm. De neste 265 dager 0,07 mm, og det neste år 0,03 mm. Totalt etter 2 år 0,32 mm. Slik utviklingen her ser ut, er det meget som tyder på krympeutviklingen når et nullpunkt er nådd i det tredje året.

Denne meget beskjedne krymping vil gi en nær ubetydelig reduksjon av ankerets forankringsstyrke. Prøvene foregår ved en stabil temperatur på +20°C. Tilsvarende prøver foregår ved en temperatur på +5°C, hvilket er det temperaturområdet vi ofte kan ha inne i fjell. Etter det vi vet pr. i dag, ser det ut til at krympingen blir mindre ved lavere temperaturer.

Skal vi prøve på en konklusjon, ser det ut til at en polyesterforankring bør ha en meget lang levetid. Dette understrekes også ved at herdet polyester er meget vanskelig å destruere.

5. ARBEIDS- OG PERMANENTSIKRING

Da kravene til sikring av fjell (skjæring og tunneler) er økende, må det være riktig å se arbeids- og permanent sikring som et hele. Det vil si at arbeidssikringen går inn som et ledd i den permanente sikring.

I de 2—3 siste år har det vært brukt en god del varmforsinkede bolter forspente med polyes-

ter patroner som permanentsikring i tunneler, og hvor arbeidssikringen går inn som en del av boltmønsteret. Blant andre er Strynefjells-tunnelene et eksempel her.

Ved en slik fremgangsmåte blir boltingen som helhet mer rasjonell, og totalkostnadene pr. bolt kan drives ned. Det siste er etter min erfaring meget verdifullt, da det for ofte blir redusert på permanentsikringen på grunn av de høye kostnader.

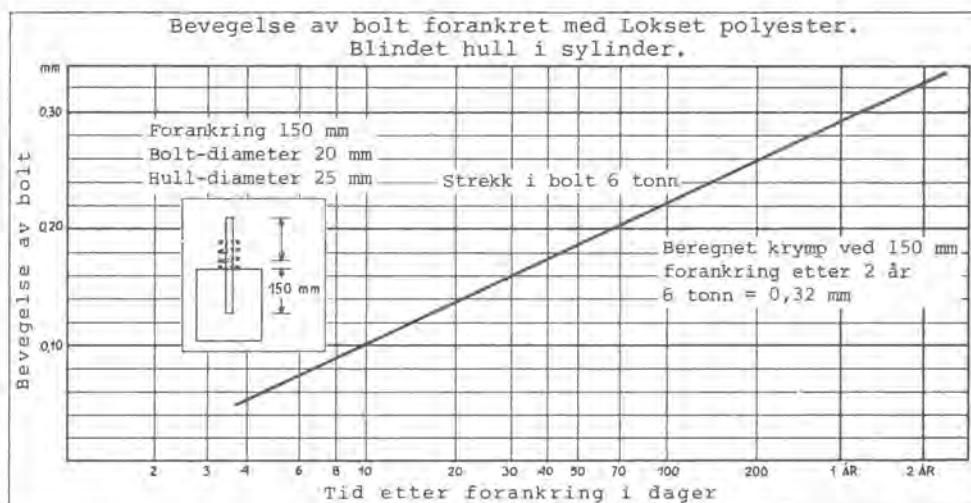


Fig. 12-3. Bevegelse av bolt forankret med Lokset polyester. Blindet hull i sylinder.

6. POLYESTER MØRTEL

I innledningen nevnte jeg også polyester på mørtelbasis. Det er ikke mulig under dette foredraget å kunne gå inn i detaljer. Det er allikevel noen momenter som bør nevnes.

Fjellsikring er mer enn ren tunneldrift. Innen dette område har vi mange ulike profiler av skjæringer, stabilisering av fjellgrunn for fundamenter o.l. Under slike forhold er det ofte vi må foreta forankringer av bolter i alle grader av nedadrettede hull.

I slike tilfeller foretrekker vi å bruke polyester på mørtelbasis. Dette henger sammen med en enkel form for gyseteknikk, da vi kan punktankre for forspenning eller fullgyse ned til borrhullsdybde på 12—14 meter uten noen form for pumpearrangement.

Polyester mørtel er to-komponent og blandes ut med hånd på arbeidsstedet like før forankring. Stivnetiden ved + 15°C. er ca. 30 minutter. Baseproduktene er de samme som for patroner. De fysiske verdier ligger noe høyere enn hva forholdet er for patroner (ca. 5—10%). Dette på grunn av en bedre blandemulighet, slik at det ferdige produktet blir noe mer homogent.

NYE TYPER EKSPANSJONS — OG INNSTØPTE BOLTER

New types of expendable — and grouted rock bolts.

Salgssjef Bjørn Jerring, Farex Fabrikker A/S.

SAMMENDRAG

Nye vurderinger omkring teknikk og økonomi med utviklede fjellbolter basert på ekspansjon eller inngysing. Farex Fabrikker A/S leverer forskjellige typer bolter for arbeids- og permanent sikring. De fleste nye produkter er basert på den patenterte GD kunststoffhylse. Denne hylse kan belastes opp til 40 Mp i henhold til rapporter fra Det Norske Veritas og Universitetet i Graz og blir levert i 5 størrelser tilpasset borehull fra ø 28—49 mm. Denne korrosjonsbestandige hurtiginstallende GD-hylse blir supplert med bolter med stuket kronisk hode, koldtrullende gjenger, underlagsplate, stoppeskive og mutter i sort eller varmforsinket høyverdi stål, eller i rustfri utførelse. Det er mulig å forspenne innstøpte kamstålbolter ved å benytte Topac acceleratorpatroner. Spisset bolt med rullende gjenger i sort, varmforsinket eller rustfritt stål.

SUMMARY

New appraisements of technics and economies with new developed rockbolts based on expansion and grouting methods. Farex Fabrikker A/S deliver various types for preliminary and permanent supporting. Most of the new products are based on the patented GD pastic expansion shell. The advantages of this shell is the simple and rapid installation. The GD plastic expansion shell restrain loads up to approximate 40 Mp (tonns), according to reports from «Det Norske Veritas» and the Technical University of Graz and are delivered in 5 sizes matching boreholes from ø 28 mm to ø 49 mm. To this corrosion-resistant GD-shaped heads, cold rolled 150 mm threads, plate washer and nut, in black or hot galvanized high tensile steel or stainless steel, cromu-round. It is possible to prestress mortar embedded rebar bolts by using Topac-accelerator. Pointed and rolled threads on black, hot galvanized or stainless steel.

Farex Fabrikker A/S startet produksjon av fjellbolter og sikringsutstyr allerede i 1950. Grunnlaget var ekspansjonshylser i aducergods, montert på 3/4" bolter i handelstål St. 37, utstyrt med skårne gjenger og påslåtte knaster, type A for øyeblikkelig sikring og type B for permanentsikring.

Noen år senere flyttet vi lufttrøret inn i boltene ved å ta ut en 5 mm kjerne og heve kvaliteten. Resultatet ble AB-bolten, den kombinerte bolt for både øyeblikkelig arbeidssikring og permanentsikring ved inngysing på et senere tidspunkt. AB-bolten ble en populær fjellbolt og ble benyttet ved flere anlegg i både inn- og utland. Men, — komplisert valsing med høy brekasjeprosent satte etterhvert en stopper for AB-bolten.

For et par år siden inngikk F.F. en samarbeidsavtale med GD Anker i Østerrike, et firma med leveranser og produksjon over store deler av verden. Idag presenterer vi et nytt program med nye ideer. Et moderne og effektivt produksjonopplegg står klart for oppdrag. Som vårt hjemmemarked regner vi de Skandinaviske land, Storbritania og Irland.

Så over til det nye, hvor det vesentligste er basert på den patenterte GD-hylse av kunststoff, Fig. 13.1 Den er sylindrisk formet og delt langsetter i 4 likeformede deler forbundet to og to. Hylsen har en konisk boring og har samme konisitet som ankerboltens konus. Hele hylsens lengde er forsynt med omkretsriller for å oppnå maksimal friksjon. To av rillene går dypere. Her er det lagt inn gummiringer som holder hylsterdelene sammen. Hver hylsedel er forsynt med en tapp på den ene delingsflaten og et hull på den andre, slik at delene ikke forskyves ved innføringen i borchullet. Hylsene er forsynt med tagger som presses mot borchullveggen slik at den komplette bolt med plate, stoppskive og mutter ikke har muligheter til å gli ut igjen etter innføringen. Etter å ha ført bolten inn og justert underlagsplaten, strammes bolten opp. Dette gjøres best med en muttetrekker og tar bare fra 5 til 15 sekunder, avhengig av hvilke forspenning man ønsker. Med andre ord utføres hele arbeidsoperasjonen på under et halvt minutt! Forutsatt at bolten settes inn i fjell godt nok for ekspansjonsprinsippet, våger vi påstanden at hurtigere kan ikke en fjellbolt monteres!

Hva tåler så denne kunststoffhylsen? Rapporter fra Det Norske Veritas og fra Det Tekniske Universitet i Graz, viser belastninger på henholdsvis 35 og 42 tonn uten synlig tegn til destruksjon. Til forsøkene ble benyttet glatte hull i stålblokker og krom-nikkel-bolter som ble belastet til brudd.

Et viktig moment er at kunststoffet er smidigere enn stål eller støpejern og tilpasser seg bedre til fjellet. Flatetrykket mellom hylse og fjell blir mindre og vil ikke på grunn av vibrasjoner fra sprengning i nærheten knuse fjellet i den grad som en hylse av jern eller støpegods gjør.

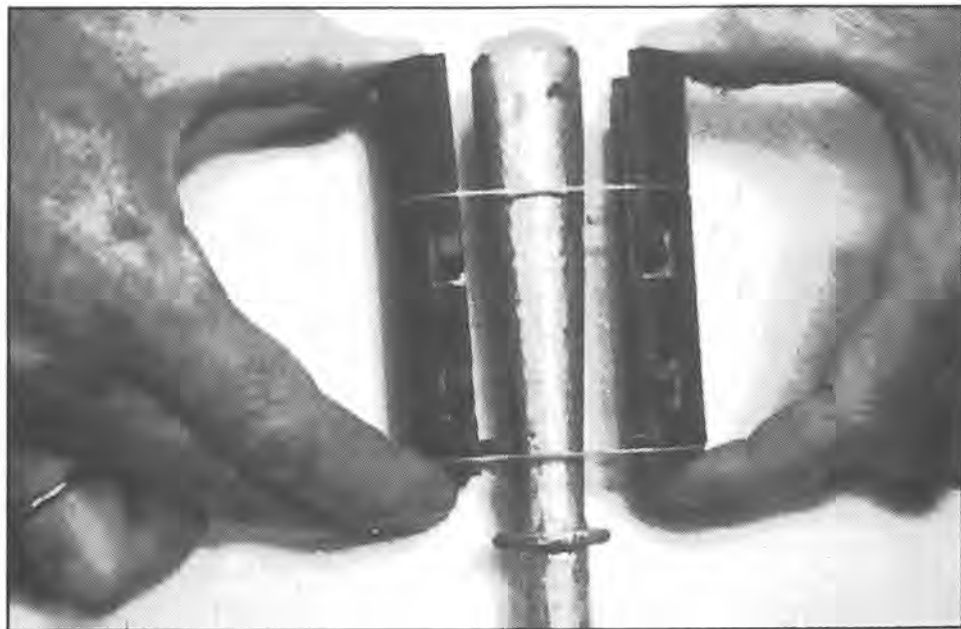


Fig. 13.1.

Stålhylser har dessuten mindre kontaktflate til fjellet. Av denne grunn kan bolting med GD-hylse foregå nærmere stuff, men som ved all bolting skal etterstramming foretas. Viktig er det selvsagt også at borhullene vaskes og blåses rene, og at man bruker den rette hylsedimensjon. Nedslitte bor bør unngås.

For tiden leveres Farex GD-hylsen i 4 dimensjoner som dekker alle borhull fra Ø28 mm til Ø42 mm. En femte dimensjon for borhull opp til 50 mm er under produksjon og vil bli markedsført snarest mulig. Det betyr at Farex GD-hylsen om kort tid vil dekke alle borhull fra Ø28 mm til Ø50 mm.

Til denne korrosjonsfrie GD-hylse leveres komplette Farex-bolter med stuket konisk hode og krave, pårullet 150 mm ISO-gjenger, underlagsplate, stoppskive og mutter. En liten, men viktig detalj finner vi nederst på bolten. Den spissede bolteende tillater slag og annen røff behandling uten at gjengene ødelegges.

Boltene til GD-hylsen leveres i følgende utførelser, kvaliteter og dimensjoner:

Sort eller varmforsinket utførelse av glattstål i kvalitet St 70 M garantert minimum strekkfasthet 70 kp/mm². Dimensjoner Ø16 mm — M18, bruddlast 15 Mp (tonn) og Ø18 mm — M20, bruddlast 20 Mp (tonn). Begge dimensjoner kan leveres omgående fra lager. Ø20 mm — M22, bruddlast 25 Mp (tonn), kan leveres på bestilling. En Ø16 bolt har en relativ forlengelse på ca. 18—19%.

I rustfri utførelse av glattstål i kvalitet Cromo-rund St 60—70 M garantert minimum strekkfasthet 60 kp/mm² i dimensjon Ø16 — M18, bruddlast 14 Mp (tonn). Noe stort lagerhold av rustfritt vil ikke forekomme. God planlegging og tidlig bestilling må derfor påregnes.

Bolter i rustfritt stål kan det være økonomisk forsvarlig? Ja, vi mener det absolutt, når det er snakk om permanent bolting i anlegg som skal være i drift i mange år, som f.eks. kraftverk, vannverk, renseanlegg, lagerrom, militære anlegg, vei- og jernbanetunneler etc. For endel uker tilbake deltok vi på Rock Store 77, utstillingen i Stockholm med en liten stand. Det er et faktum at en fjellbolt i rustfritt stål som ble presentert der, vakte en global interesse som langt overskred våre forventninger.

Hel generelt kan vi antyde at prisnivået for rustfrie bolter vil ligge på et akseptabelt plan. Som en indikasjon vil en Ø16 M18 bolt i en lengde på 2 m, koste anslagsvis ca. kr. 20,— for sort, kr. 30,— for varmforsinket, kr. 40,— i rustfri utførelse. Som vi ser, er det ikke store spranget fra varmforsinket til rustfritt prismessig. Kvalitetsmessig er avstanden større. Med bolter i rustfritt stål vet en med sikkerhet hva som installeres i fjellet. Det finnes ingen svake punkter som tilfelle kan være med varmforsinkede bolter, hvor f.eks. gjengepartiet må oppbevares og børstes. Hvor meget sink fjernes ved børstingen, eller ved belastningen under oppstramming? Det kan ingen gi svar på. Sår kan lett oppstå i sinkbelegget. I en redegjørelse fra Nordisk Førzinkningsforening nevnes at ved et langtidsforsøk, hvor sinkbelagte bolter ble plassert i vann med hastighet over 0,5 m/sec., ble sinken vasket av i løpet av ca. 4 år.

Sinkbelagte bolter kan utvilsomt være bra nok ved bolting i endel tilfeller, men ved anlegg som betegnes permanente, vil rustfritt gi en ganske annen og bedre sikkerhet. Dagens arbeidsomkostninger er høye. En må derfor ta med i kostnadsvurderingen den minimale installasjonstiden er trenger for GD-bolter med kunststoffhylser. Det være seg bolter i sort, forsinket eller rustfritt stål.

Vi mener det er dårlig økonomi å dobbeltbolte, først arbeidssikre med ekspansjonsbolter i sort og senere sette inn bolter i mørtel. Er fjellet av så bra kvalitet at ekspansjonsforankring

kan benyttes, er det etter min mening god økonomi å bruke kunststoffhylser og bolter i rustfritt stål ved all kombinert bolting for arbeids- og permanent sikring.

Er fjellet for dårlig for ekspansjonsprinsippet, må andre metoder og produkter benyttes, som f.eks. bolter helt eller delvis innstøpt i mørtel, med eller uten forspenning. Det være seg arbeidssikring eller permanent sikring.

For å kunne forspenne en fullstendig innstøpt bolt, ble den enkle metode med TOPAC-patron utviklet. TOPAC-patronen er et glassrør lukket i begge ender fylt med hyrtigbindende væske eller katalysator og leca-kuler. Patronen skyves inn til bunnen av borhullet med slangen, hvorpå hullet fylles med mørtel. Boltens presses inn maskinelt uten rotasjon og knuser patronen. Akselatoren blandes med det innerste lag mørtel, og en herdingsprosess er straks igang. Etter 2—3 timer, avhengig av temperatur, kan boltens strammes opp med muttertrekker eller jekk. Av tabellen fig. 13.2 fremgår tydelig hva som skjer med mørtel uten og med TOPAC.

Fastheter for FAREX GD-Tørrmørtel, UTEN TOPAC - akselerator.
Blandingsforhold · 153 g. vann til 1000 g. tørrmørtel.

PRØVE- ALDER.	LAGRINGSTEMP. + 10 ° C			LAGRINGSTEMP. + 20 ° C.		
	Egenvekt kg/dm ³ Middelv.	Bøye- strekkfasthet kp/cm ² Middelverdi	Trykkfasthet kp/cm ² Middelverdi	Egenvekt kg/dm ³ Middelv.	Bøye- strekkfasthet kp/cm ² Middelverdi	Trykkfasthet kp/cm ² Middelverdi
12 timer	2,25	3,2	5,6	2,22	13,5	42,1
24 timer	2,27	29,8	121	2,28	65,5	288
3 dager	2,25	59,8	359	2,27	91,6	527
7 dager	2,26	95,5	532	2,30	125,6	628
28 dager	2,25	132,3	691	2,26	149,8	856

TABELL 2.
Fastheter for FAREX GD-Tørrmørtel MED TOPAC - akselerator.

PRØVE- ALDER	Egenvekt kg/dm ³ Middel	Bøye- strekkfasthet kp/cm ² Middelverdi	Trykkfasthet kp/cm ² Middelverdi	Egenvekt kg/dm ³ Middel	Bøye- strekkfasthet kp/cm ² Middelverdi	Trykkfasthet kp/cm ² Middelverdi
3 timer	2,00		40,7	2,00		76,0

Fig. 13-2.

Til innføring av mørtel bør benyttes en mørtelklokke, spesialkonstruert for injisering eller innføring av mørtel. Vi mener at Rippentor kamstålbolter garantert minimum strekkfasthet 60 kp/mm² og med en relativ forlengelse på ca. 15 %, er meget velegnet for innstøpning. I tabellen, fig. 13.3 er angitt maksimalbelastningen for Rippentor og vanlig kamstål for ulike tidspunkt etter innstøpning.

En av grunnene til at vi har valgt Rippentor-kamstål, ser vi av denne sammenligningstabellen mellom Rippentor- og vanlig kamstål. I de første 8 timer etter innstøpning kan en Rippentor-kambolt belastes 30 til 50 % mer på grunn av den spesielle overflateprofil.

Til innføring i mørtel med TOPAC-patron, leveres GD-kamstålbolter spisset i den ene enden og kalibrert og pårullet gjenger i den andre enden. Gjengene er spesialrullet slik at tverrsnittet ikke reduseres. Leveres komplett med sekskantmutter i kvalitet 80 kp/mm² og stoppskive i kvalitet 100 kp/mm²

Bolt av glassfiberforsterket polyesterharpiks (70 % glass) med påpresset gjengeparti av stål,

TYPE A 			TYPE B 		
Rippentor - kamstål			Vanlig - kamstål		
Min. strekkfasthet 60 kp/mm ² dimensjon ø 24 mm			Min. strekkfasthet 60 kp/mm ² dimensjon ø 24 mm		
10 mm uttrekk		Innstøpnings- lengde	10 mm uttrekk		Innstøpnings- lengde
Alder	Max. belastning		Alder	Max. belastning	
h	KN		h	KN	
2	0,5	770	2	0,5	770
4	18,5	770	4	10	770
5	90	770	5	44	770
6	137,5	770	6	67	770
8	185	770	8	120	770
16	203	770	16	175	770

Fig. 13-3. Maksimalbelastningen 2 — 16 timer etter innstøpning for Rippentor og vanlig kamstål.

stålmutter og mutterskive er kommet på markedet. Bolten kan forspennes ved bruk av TO-PAC-patron ved innstøpingen. Leveres også uten gjengeparti for innstøping i mørtel uten forspenning.

Fordelen ved denne nyutviklede glassfiberbolt, er at den kan destrueres ved bruk av kutt, — frese — eller boremaskiner på et senere tidspunkt, f.eks. i kullgruber eller pilotstoller i større tunnellanlegg. Leveres i Ø18 mm, bruddlast 15 Mp (tonn), i lengder fra 1,5—6 m.

Tilslutt noen få ord om gjengene, etter vår mening en viktig detalj.

Alle Farex-bolter blir levert kun med rullede ISO-gjenger. Pårullingen av gjenger er en prosess hvor materialene blir bearbeidet ved trykk over elastisitetsgrensen. Ved denne plastiske deformasjon blir fibre i stålet omlagret og ikke skåret av. Behandlingen gir en glatt overflate, og motstand mot korrosjon blir vesentlig forbedret. Kvaliteten på gjengene blir mer stabil enn tilfelle er med skårne gjenger. Med rullende gjenger beholdes tverrsnittet i bolten og bruddstyrken i den behandlede sone forhøyes.

MÅLING OG MÅLERESULTATER AV GASSER OG STØV UNDER JORD

Measurement of gases and dust under ground.

Bergingeniør, Dr.ing. Tom Myran, Institutt for gruvedrift, N.T.H.

SAMMENDRAG

Med den stadig økende mekanisering under jord, større og raskere maskiner og mer intensiv drift, dannes idag mer støv og gass pr. tidsenhet enn for bare få år tilbake. Ventilasjon og andre tiltak for bedring av arbeidsatmosfære under jord har ikke vist samme utvikling som produktiviteten. Utvikling av mer miljøvennlig utstyr, forbedring av dagens ventilasjonsmetoder samt nytenkning på dette område, mer enhetlig måle- og analyserutiner, økt kunnskap vedrørende vurdering av arbeidsmiljø og da særlig vedrørende ulike stoffers kombinasjonseffekt, er nødvendig skal vi klare å redusere de ansattes uro for arbeidsmiljøet og sin egen arbeidssituasjon samt oppfylle intensjonene i den nye Arbeidsmiljøloven.

SUMMARY

With the increasing mechanisation underground, larger and faster moving machines, the formation of dust and gas per timeunit is higher than for a few years ago. The ventilation and other efforts have not shown the same positive development as the productivity. The following points are important and necessary, to reduce the workers uneasiness for the environment and his own working situation, and to fulfil the intention of the new regulations of Work Environment:

- developing equipment which lead to better environment
- improvements and new thinking in the field of ventilation
- more suitable routines for measuring and analyzing air pollutions
- better knowledge concerning the evaluation of underground environment (synergistic effect etc.).

1. INNLEDNING

Arbeidsmiljøet under jord er ikke tilfredsstillende. Selv om man idag holder grenseverdien (for de stoffer vi har verdier for), betyr dette ikke at vi kan slå oss til ro og si at arbeidsmiljøet er tilfredsstillende. De ansattes uro for arbeidsmiljøet og sin egen arbeidssituasjon gjør at vi stadig må søke å oppnå forbedringer og økt kunnskap om miljøproblemene i gruver og anlegg.

De målinger som er utført av Institutt for gruvedrift i forbindelse med arbeidsatmosfære under jord og som skal omtales i foredraget, er hovedsakelig knyttet til følgende:

- støv fra boring, sprengning, lasting, transport, knusing, bakstuff, styrtsjakter, betongsprøyting m.m.
- gasser fra dieseldrevne maskiner og sprengning.
- oljetåke ved bruk av trykkluftutstyr.
- sot fra dieselmotorer.
- siktforhold i røykpropp.
- temperatur (kulde og varme) og relativ fuktighet.
- berggrunnens radioaktivitet (radon og radondøtre)
- støy.
- ventilasjon.

2. MÅLEMETODER

Her er kun omtalt metoder for rutinekontroll.

2.1 Støv

Det benyttes gravimetrisk instrumenter av bærbar eller stasjonær type, eks. Casella Personal Sampler, Simped 70 MK2.

En kjent luftmengde suges igjennom et filter, og vektøkningen på filteret registreres. Konsentrasjonen angis i milligram pr. m³ luft (mg/m³). Avhengig av bruk av forutskiller (syklon) skilles mellom totalstøv eller respirabelt støv, som er det finstøv som når helt ned i lungene.

I forbindelse med prøvetaking må følgende påaktes:

- tørking av filter i eksikator og veiing etter standardprosedyre for å unngå veiefeil.
- elektrostatiske filter må utlades for å unngå veiefeil.
- flowmeter innebygd i Casella-pumpe anbefales ikke benyttet. Pumpeflow må måles foran filter.
- utvendig pulseringsdemper bør brukes på alle Casella-pumper.
- kontroller pumpes telleverk mot klokkeslett.
- Casella-pumpens Ni-Cd batteri har variabel kapasitet. Pumpeflow kan synke drastisk i løpet av prøvetakingsperioden. Pumpeflow må kontrolleres.
- ved bruk av eldre Casella-pumper og forutskiller (syklon), oppnås ofte ikke nødvendig pumpeflow på 1,8 l/min.
- regelmessig og omhyggelig vedlikehold av pumper.

Ved støvmålinger i lokaliteter der det anvendes trykkluft- eller dieselutstyr, kompliseres målingene ved avsetning av organisk materiale (oljetåke, sot etc.) i filteret. Dette fører til at man får for høy filtervekt i forhold til den støvmengde som er representativ for atmosfæren i målepunktet. Disse forhold må det tas hensyn til ved analyser av støvprøver.

Analyse av glødetap for støvfilteret kan gi et begrep om innhold av organisk fraksjon. Metoden er enkel og grov. En nøyaktig bestemmelse av f.eks. luftens innhold og oljetåke vil kreve en langt mer omfattende og tidkrevende prøvetakingsprosedyre.

Finstøvandel i totalstøvprøver bestemmes ved sedimentasjonsanalyse. Kvartsinnhold i støvprøver bestemmes etter behov ved infrarøde spektrofotometri (IR) eller røntgendiffraksjon (RD).

2.2 Gass

Dieseldrift under jord krever målinger i innåndingsluften på arbeidsplassen, men også i

større grad enn hittil direkte i ufortynnet avgass fra motoren. På denne måten kan både den hygieniske situasjon og motorenes status bedømmes.

Ved Institutt for gruvedrift benyttes både Drägerutstyr og elektrokjemiske måleinstrumenter, eks. Theta Sensor NO_x -måler. ECOLYZER CO-måler. Disse har utgang for skriver slik at man kan få utskrift av gasskonsentrasjonens variasjon over lengre tidsperioder. Drägerør og håndpumpe er i de fleste tilfeller tilstrekkelig for rutinekontroll.

Nøyaktighet for de vanligste brukte rør er:

Komponent	Målefeil	Er ampullen brukbar
Oksygen	$\pm 5\%$	Ja
CO	$\pm 25\%$	Ja
CO_2	$\pm 25\%$	Ja
NO_x	$\pm 25\%$	Ja, enkelte
NO_2	$\pm 25\%$	Ja, enkelte
SO_2	$\pm 25\%$	Tvilsom

For sotmåling på dieselmotor benyttes Bosch sotmåler. For oksygenmåling i arbeidsatmosfære benyttes MSA Oxygen Indicator eller Drägerampuller. Radon samles opp i spesielle prøvetakingsflasker, og konsentrasjonen bestemmes i et ionisasjonskammer etter standard måleprosedyre.

Radondøtre, som er partikulære stoffer, oppsamles på et filter. Konsentrasjonene bestemmes med scintillasjondetektor ved måling av α -stråling fra filteret, og representerer en gjennomsnittsaktivitet for de ulike radondøtre i prøvetakingsøyeblikket. Radonanalysen utføres ved Statens institutt for strålehygiene. For måling av røyktetthet, f.eks. i en gasspropp, benyttes S.E.R.O.P. siktmåler.

3. MÅLERESULTATER

I det følgende skal oppsummeres resultater av endel målinger som er foretatt i norske gruver og anlegg i 1976 og 1977.

Noen av anleggsmålingene er bestilt av den utførende entreprenør (dels privat og dels offentlig), mens de øvrige er gitt på oppdrag av Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Forskningsråd (NTNF), og fulgt opp av samarbeidsprosjektet «Arbeidsmiljø-bygg og anlegg». En mer detaljert oversikt over måleresultater og anleggsdata vil bli utgitt som sluttrapport for prosjektet ved årsskiftet. Undersøkelsene omfatter:

- 13 anlegg med 21 stuffer
- Tverrsnitt 8—70 m²
- Tunnellengde 100—2600 m
- Ventilasjon 75—1225 m³/min.

Målingene i gruvene inngår dels i et NTNF-prosjekt, dels gitt som forskningsoppdrag av den enkelte gruve. Måleresultatene vil bli behandlet mer detaljert i rapporten: «Støvsituasjonen i norske gruver», som ventes ferdig ut på nyåret.

Samtlige målinger er utført av Institutt for gruvedrift med undertegnede som hovedansvarshavende.

I Fig. 14.1 er vist fordeling av respirable støvmålinger for en rekke typiske arbeidsoperasjoner i tunnelanlegg sett i forhold til yrkeshygienisk grensverdi for støv. Oversikten omfatter tilsammen 502 målinger med bærbart utstyr.

I Fig. 14.2 er vist en tilsvarende fordeling av 750 målinger med bærbart utstyr i 11 gruver.

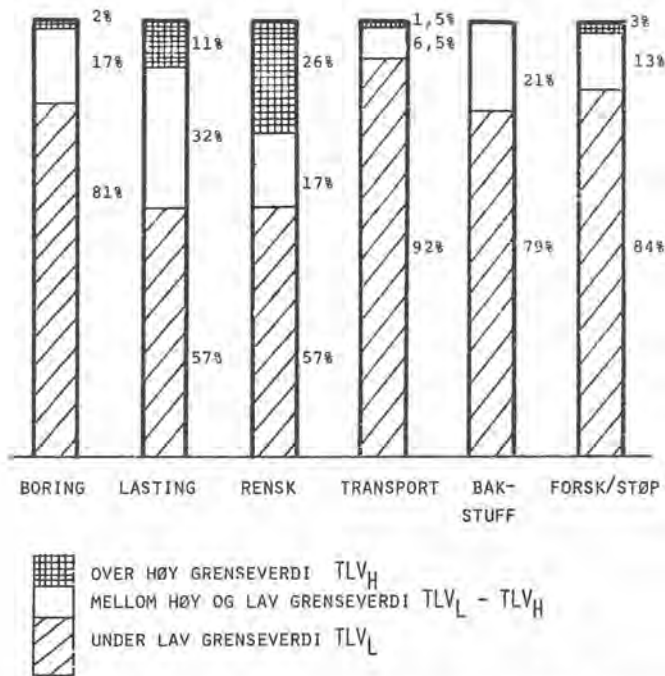


Fig. 14-1. Fordeling respirabel støvkonsentrasjon mg/m^3 . 502 målinger med bærbart utstyr. 13 anlegg med 21 stuffer.

Fig. 14.1 og 14.2 gir en viss mulighet til å bedømme støvsituasjonen i gruver og anlegg, uten at man for ensidig ser på de angitte prosenttall. Det må derfor være helt klart at yrkeshygieniske grenseverdier ikke uttrykker noen eksakt faregrense. Med de mangelfulle kunnskaper vi fremdeles har når det gjelder årsak og virkning av forurensninger under jord, og da særlig ulike stoffers kombinasjonseffekt, må grenseverdiene kun sees på som skjønsmessige anbefalinger.

I Fig. 14.3 er vist gjennomsnittlig respirabel støvkonsentrasjon for typiske arbeidsoperasjoner i tunnelanlegg. For å ha et sammenligningsgrunnlag er inntegnet lav grenseverdi TLV_L for støv med 10 % kvarts.

I fig. 14.4 er vist gjennomsnittlig respirabel støvkonsentrasjon for typiske arbeidsoperasjoner i gruver. Her er inntegnet TLV_L for støv med 5 % kvarts.

Fig. 14.5 viser gjennomsnittlig konsentrasjon av kulloksyd (CO) og nitrogendioksyd (NO₂) for lasting/rensk i tunnelanlegg og fordeling av gasskonsentrasjonen i forhold til den respektive grenseverdi.

Fig. 14.6 viser en tilsvarende CO og NO₂-oppstilling for diesellasting i gruver.

Fig. 14.7 viser resultatet av analyser på organisk materiale (olje/sot) i innåndingsluft, radon og radondøtre samt sotutslipp fra dieselmaskiner i tunnelanlegg.

Fig. 14.8 viser en oppstilling av diverse ventilasjonsdata for 12 av de målte tunnelanlegg. Det fremgår her ganske stor forskjell i ventilasjonskapasitet pr. kg. sprengstoff og dieselhk fra anlegg til anlegg. Det samme gjelder også rølekkasjer.

Fra Sverige rapporteres at det i gruver i forbindelse med diesellasting er funnet konsentra-

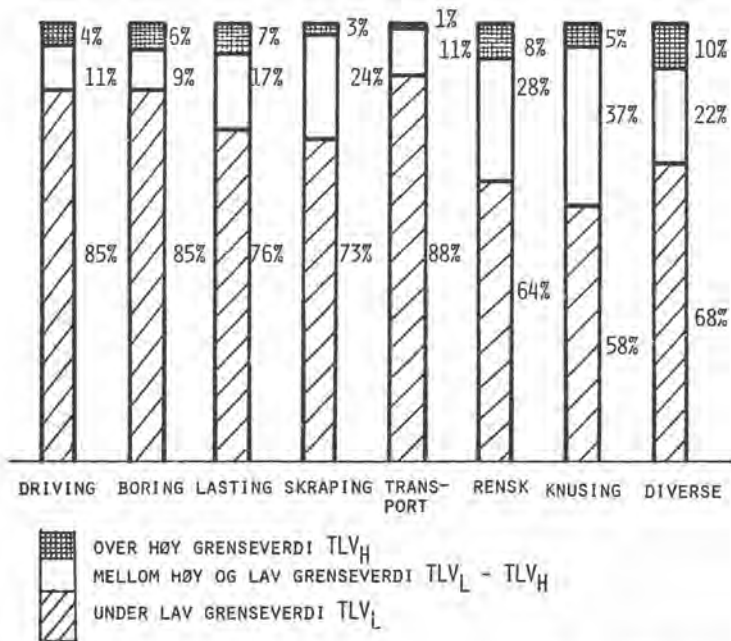


Fig. 14-2. Fordeling respirabel støvkonsentrasjon mg/m^3 . Ca. 750 målinger med bærbart utstyr. 11 gruver.

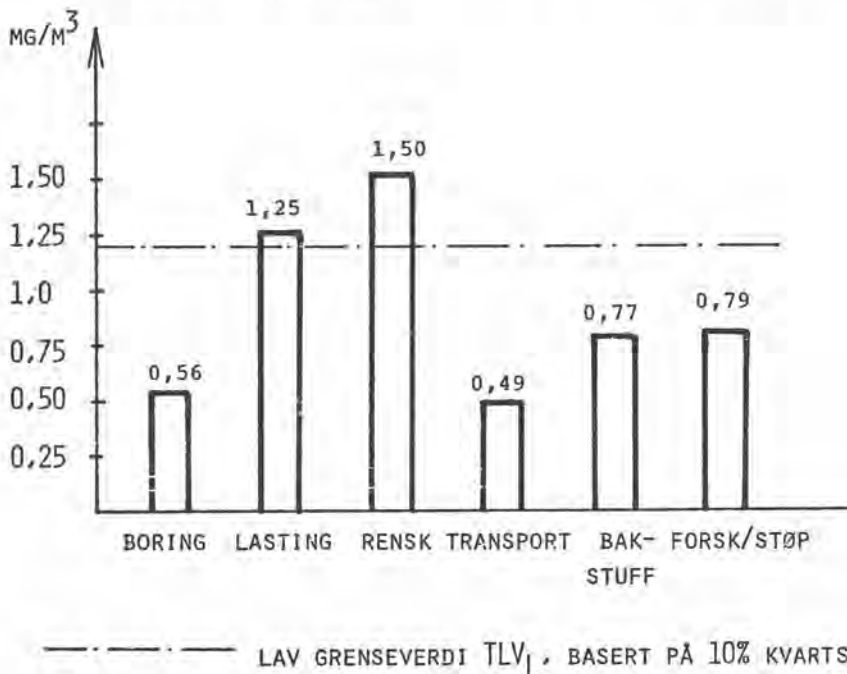


Fig. 14-3. Gjennomsnittlig respirabel støvkonsentrasjon mg/m^3 . 502 målinger med bærbart utstyr. 13 anlegg med 21 stuffer.

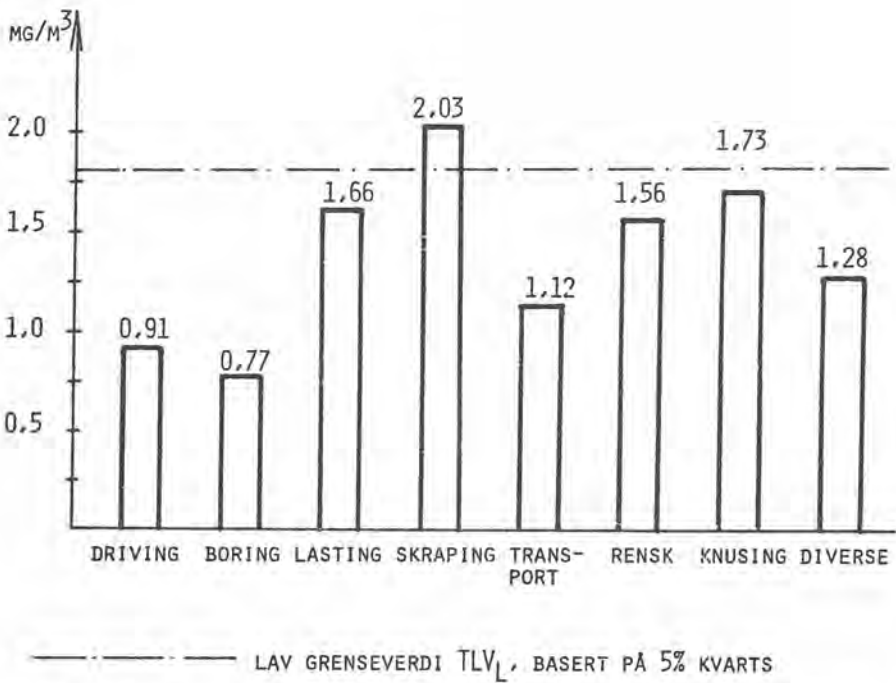


Fig. 14-4. Gjennomsnittlig respirabel støvkonsentrasjon mg/m^3 . Ca 750 målinger med bærbart utstyr. 11 gruver.

	MIDDELVERDI PPM	% OVER SPESIFISERT KONSENTRASJON		
		30 PPM	50 PPM	75 PPM
CO	15	10,1	4,6	2,1
NO ₂	1,2	3 PPM	5 PPM	7,5 PPM
		8,6	2,1	0,6

Fig. 14-5. Anlegg. Konsentrasjon av CO og NO₂ ved lasting/rensk, ca 1000 målinger.

	MIDDELVERDI PPM	% OVER SPESIFISERT KONSENTRASJON			
		20 PPM	30 PPM	50 PPM	75 PPM
CO	10	19,3	6,1	3,2	1,3
NO ₂	1,4	2 PPM	3 PPM	5 PPM	7,5 PPM
		23,2	7,6	3,9	0,6

Fig. 14-6. Gruver. Konsentrasjon av CO og NO₂ ved lasting. Ca. 900 målinger.

ORGANISK MATERIALE (OLJE/SOT) I INNANDINGSLUFT*:

BORING (127 PRØVER), 4 PRØVER > 5 MG/M³
LASTING (95 PRØVER), 4 PRØVER > 3,5 MG/M³
RENSK (53 PRØVER), 3 PRØVER > 3,5 MG/M³
TRANSPORT (123 PRØVER), 22 PRØVER > 3,5 MG/M³

*ENKEL OG GROV METODE

SOTUTSLIPP FRA DIESELMASKINER:

MÅLT SOTTALL I BOSCH-ENHETER PÅ 54 DIESELMASKINER.
 24 STK. HADDE SOTTALL OVER ANBEFALT VERDI,

RADON OG RADONDØTRE:

TILSAMMEN 59 ANALYSER.
 UNDER NORMALE DRIFTS- OG VENTILASJONSFORHOLD
 KONSENTRASJONER UNDER GRENSEVERDIEN
 (30 PICO CURIE PR. LITER LUFT).
 I UVENTILERT (1 DØGN) TUNNEL 220 PC1/L.

Fig. 14-7. Analyser av organisk materiale, sot, radon og radondøtre utført i tunneller.

ANLEGG NR.	TVERRSNITT M ³	VENTILASJON PÅ STUFF			
		M ³ /MIN	M ³ PR. MIN. PR. KG. SPRENGSTOFF	M ³ PR. MIN. PR. DIESELHK. ^{x)}	RØRLEKKASJE % PR. 100 M
1	8	75	0.50	1.43	4.4
2	8.5	210	1.78	4.00	2.9
3	18	684	2.12	1.54	1.8
4	18	744	3.10	1.42	1.9
5	20	894	6.25	2.10	2.8
6	35	570	1.93	0.85	3.1
7	46	300	1) 0.84 2) 0.89	0.59	2.7
8	49	1224	3.77	2.77	2.8
9	50	1002	2.99	1.25	1.4
10	52	612	1.78	0.79	2.0
11	60	-	-	-	-
12	70	792	2.33	0.87	1) 1.7 2) 4.0
13	75	1098	2.93	1.41	2.6

x) EN LASTEKK EKVIVALERER 0,35 TRANSPORTKK

Fig. 14-8. Oppstilling av diverse ventilasjonsdata.

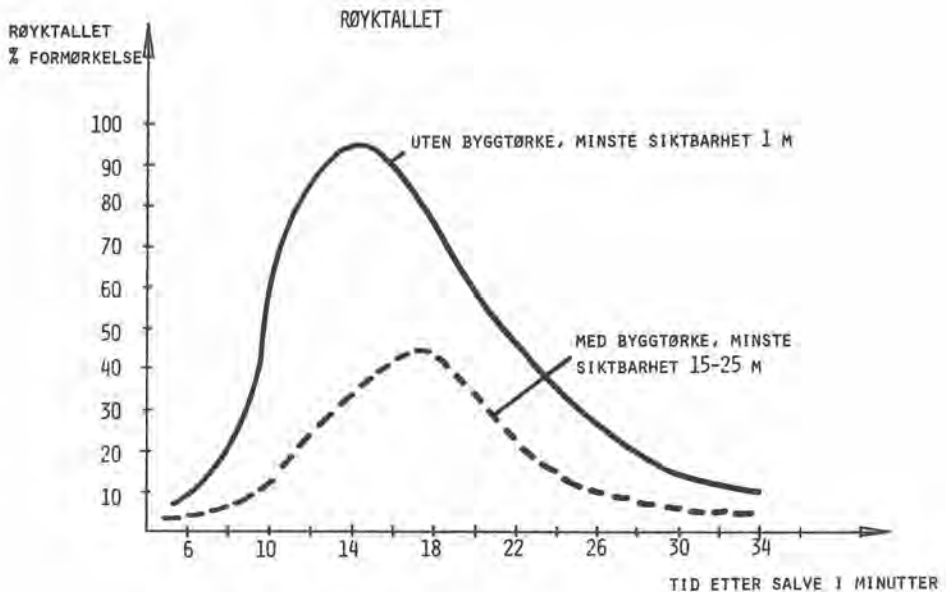


Fig. 14-9. Bruk av byggørke gir bedre sikt.

sjoner av 3,4 benzo-a-pyren som overstiger $10\text{ng}/\text{m}^3$ ($\text{ng} = \text{nanogram} = 10^{-12}\text{g}$) som de svenske Berganvisningarna forslår som grenseverdi. 3,4 benzo-a-pyren som er kreftfremkallende, inngår i gruppen polysykliske aromatiske hydrokarboner (PAH). Analyser av PAH ved et par av de undersøkte tunnelanlegg synes å indikere relativt lave konsentrasjoner av PAH.

I tillegg til de helseskadelige stoffer som finnes i arbeidsatmosfæren under jord må også nevnes dårlig sikt, og da spesielt ved kjøring gjennom røykproppen. En undersøkelse som ble utført av Institutt for gruvedrift for Vegdirektoratet viste at ved oppvarming av røykproppen med byggtørke ble siktbarheten i proppen vesentlig bedret. Dette er antydning i Fig. 14.9. Undersøkelsen ble gjennomført i en 46m^2 tunnel med lengde 970 m. Målingen ble foretatt ca. 250 m fra stoff mens røykproppen passerte. Ventilasjon over målepunktet var $16.1\text{ m}^3/\text{sek}$. Det ble brukt en Kochoverk TA 5 byggtørke med varmekapasitet 80000 kcal/h og luftmengde maks. $3000\text{ m}^3/\text{h}$. Videre utprøving og modifisering av «byggtørke-metoden» vil bli foretatt i samarbeide med Vegdirektoratet og Institutt for fjellsprenningsteknikk.

Innføring av hydrauliske borrhorer har ført til et betydelig bedre arbeidsmiljø hva angår støy og oljetåke. Målinger viser en senkning av støynivået i det lavfrekvente området på 15—20 dB, mens senkningen er vesentlig mindre i det høyfrekvente, 3—10 dB.

Beregner man virkningsgraden for ventilasjon i gruver, dvs. måler hvor mye luft som når frem til arbeidsplassene i forhold til den luft som pumpes ned, kommer man ut med lave tall, f.eks. 20 % i enkelte tilfeller. For tunnelanlegg er det ikke uvanlig med lekkasje fra dagen og inn til stoff på opptil 75 %, selv ved relativt korte tunnellengder (1000—1500 m). Teknikken med å tilføre og fordele luft til rett sted til rett tid og returnere brukt luft fra arbeidsplassene må løses tilfredsstillende.

4. KONKLUSJON

Stiftelsen Bergteknisk Forskning — BeFo, Stockholm, arrangerte våren 1976 er lite seminar, under temaet «Bedre underjordsventilasjon». Resultatet av dette møtet og konklusjonen på dette foredrag kan sammenfattes i tabelloppstillingen Fig. 14.10.

PROBLEMOMRÅDE	MANGLER I DAGENS TEKNIKK	FORESLÅTTE TILTAK
DÅRLIG LUFT I ALMINNELIGHET UNDER JORD	(FORURENSNINGSKILDER) - DAGENS TEKNIKK UTNYTTES IKKE GODT NOK. - MANGELFULL OPPLÆRING - MANGLENDE ENGASJEMENT - DÅRLIG VIRKNINGSGRAD PÅ VENT, INSTALLASJONER - VANSKELIG Å INNHENTE OPPLYSNINGER	ØKT INFORMASJON BEDRE OPPLÆRING KOMPENDIUM/HÅNDBOK SVARTJENESTE
HVA ER GODT UNDERJORDSMILJØ IDAG OG I MORGEN	MANGELFULL KUNNSKAP VEDRØRENDE VURDERING AV ARBEIDSMILJØ, SÆRLIG VEDR. ULIKE STOFFERS KOMBINASJONSEFFECT	FØLGE OPP MEDISINSKE UTREDNINGER M.M.
BEHAGELIG UNDERJORDSMILJØ - HVA ER DET?	TAR IKKE NOK HENSYN TIL UBEHAGSNIVÅET	DISKUTERE HVA SOM MANGLER I FORSKRIFTENE (GRENSEVERDIERNE)
REGISTRERING AV UNDERJORDSMILJØET - BESTEMMELSE AV LUFTKVALITETEN	"MANGELFULLE" MÅLEMETODER "KOMPLISERTE" MÅLINGER	- STANDARDISERE MÅLEMETODER (STØV, GASS ETC.) I NORDEN - UTVIKLE ENKLERE METODER FOR OLJE OG SOT.
Beregning av luftbehov	MANGLER I DET TEORETISKE UNDERLAGET (BEREGNINGSMODELLEN) MANGLER I BEREGNINGUNDERLAGET TVILSOMT GRUNNLAG FOR BEHOVSVURDERING (N ₂ /KG BRENNSTOFF OSV.) MANGLER I FORSKRIFTENE, VISSE FAKTORER (OLJE, STØV, SOT, RADON) MÅ MÅLES	UTVIKLE BEREGNINGSMODELLER (DATAPROGRAM) UNDERSØKE PRIKSJONS-FORHOLD M.M.
VARIERENDE LUFTBEHOV (TID, STED)	- SAVNER TEORETISK STYRINGSMODELL - SAVNER ROBUSTE, ENKLE INDIKATORER (GASSMÅLERE) - MANGLER I SYSTEM FOR Å STYRE VENTILASJONSLUFT (SPJELL, PORTER O.L.) - SAVNER FLEKSIBLE VENTILASJONSSYSTEM	- STUDERE STYRINGSSYSTEM - UTVIKLING AV INDIKATORER - UTVIKLING AV SPJELL, PORTER OG REGULERINGS-ANORDNINGER O.L. - MOBILE ENHETER
ENERGILØSERI	VARMEGJENVINNING NYTTE RETURLUFT (ETTER RENSING)	- NYE VENTILASJONSSYSTEM REVERSIBLE BLÅS/SUG.
DÅRLIG KONTAKTMULIGHETER FOR VENTILASJONSPOLK (DRIFTSINGENIØRER)	INTET FORUM DER VENTILASJON M.M. DISKUTERES	SYMPOSIER (UNDERJORDSMILJØDAGER)

Fig. 14-10. Tabell over problemområder og forslag til tiltak.

HYDRAULIC DUST EXTRACTION FOR UNDERGROUND WORK

Roto-Vent rensesystem for tunneldrift.

Disponent J. – CL. Vuilleumier, AG/SA Lyss, Sveits

SAMMENDRAG

Roto-Vent er et sveitsisk utstyr som produseres både for ekstrahering av støv og gasser.

Det har med hull vært brukt i forbindelse med fullprofilbormaskiner hvor en via en effektiv avsugning like bak borhodet oppnår en tilfredsstillende arbeidsatmotfære for operatoren. Den er videre brukt for å redusere NO_x og CO i springgasser. Problemet har ligget i å få hele gassproppen til å gå gjennom Roto-Vent'en. Dette kan løses f.eks. ved å bygge et system som fyller en større del av tunnelprofilen.

Traditional or mechanical excavation and many operations underground inevitably create dust. There are three ways of dealing with the problem: ignore it, which is often the case — evacuate it, which is not always possible — or treat it, which is the solution to many problems.

We shall not dwell on the first solution — to ignore it — since this is a question of philosophy.

Evacuation is often used successfully, but a small example serves to illustrate its limitations: Take a 2000 m tunnel equipped with a suction ventilation system having a rate of $5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Excavation with a tunnelling machine causes $2 \text{ g}/\text{m}^3$ dust. Nothing very extraordinary in these figures and yet they represent nearly one ton of dust a day in the ventilation shaft.

This is a cause where you solve one problem, only to create another one, so it is not a solution.

It is the functional and economic factors pertaining to each underground working that determine the choice of method to be used.

We will now examine the treatment of dust near the source and its climatic consequences underground.

The most important part of underground work is attacking the face. This is where the enterprise, where the mine makes a special effort, where the problems are toughest, where the miner, the specialist tackles the hard job he loves.

On the surface, sociologists, ecologists and politicians have managed to create the myth of work humanization. Although this is an illusion in many fields, there is a welcome development in the area of body hygiene and health. Yet this progress has made little change in the conditions of men working underground.

The climatic study of underground work is a necessary evil for most engineers, since it is neglected in teaching, whereas one studies all working methods and the judicious use of modern machinery.

Yet the human body is a superb machine whose internal combustion engine, complicated but efficient, is controlled by a computer on the one hand and a highly accurate self-regulating system on the other. The latter controls the metabolism and its ancillary functions.

Certain conditions have to be fulfilled if this mechanism is to operate efficiently. Whatever effort is required, the temperature of a human being cannot vary more than 10 % without serious consequences. Our body is therefore an efficient heat exchanger, as much by cutaneous radiation as by evaporation of the perspiration.

This state of affairs requires a ventilation which should not be less than 250 l/m^2 .

If the ventilation is too weak, insufficient air flows round the human body resulting in reduced output, exhaustion, illness and finally death when the heart stops beating. So we have an alarm system to protect us from the lack of fresh air.

What nature has also achieved is protection from natural dust. The finest particles observable in nature have a diameter of 10 microns. The respiratory system comprises a series of filters which can retain or reject these particles.

Technology does better than nature with regard to harmful effects and the human body, though very capable of adapting itself to the environment, is unable to protect itself from dust particles of less than 5 microns diameter.

Technology must therefore come to man's aid, so let us see what this involves in the case which concerns us.

The simplicity and robustness of mining and excavating equipment are characteristics which equally apply to dust removing installations.

These two factors must be taken into account when choosing the method of treatment.

The specific climate of the galleries, with a humidity generally exceeding 90 %, makes hydraulic dust removal a practical necessity.

Such an installation is expected to have the following characteristics:

1. Robustness and reliability
2. Simple handling
3. High separating capacity
4. Moderate dimensions and power
5. Reasonable price
6. Acceptance by the authorities
7. Considerable operating range

These characteristics, which are partly contradictory, have presented engineers with several problems.

At the beginning of the last decade, the «Ruhr Mining Association» proposed a research competition whose theme was the elimination of dust in the mines. The result has now emerged in the shape of the ROTO-VENT dust extractor made by HOELTER & CO. in Gladbeck. After more than ten years' improvement, this installation has achieved perfection with extremely high outputs, even in the microscopic field. The following results are based on recent measurements:

primary gas charge 2030 mg/m^3 , of which 30 % below 5 microns residual charge $0,65 \text{ mg/m}^3$, or 0,03 % below 5 microns

The safety organizations of many countries now demand residual charges of 1 to 10 mg/m^3 according to the quartz content in the dust.

Operation

A group of fans (fig. 15.1) produces the necessary flow inside the dust extractor unit and the suction of the dust. This air, charged with dust (primary gas), is put into acceleration in the converging inlet zone and penetrates the wetting pipes. According to the desired degree of separation, these pipes are of one or more stages. A spray nozzle projects a curtain of very fine droplets into the primary gas flow and wets the particles. As the relative speed between the particles and the droplets is very high in order to overcome the surface tension of the droplets by impact, a coating of the particles results. Since these particles have a microscopic diameter it is necessary to agglomerate them. This occurs along and particularly at the end of the agglomerating pipe where a discharge hub incorporated in the Venturi tube cuts the parabolic formation of the gas and transfers it to the laminar flow zone of the pipe.

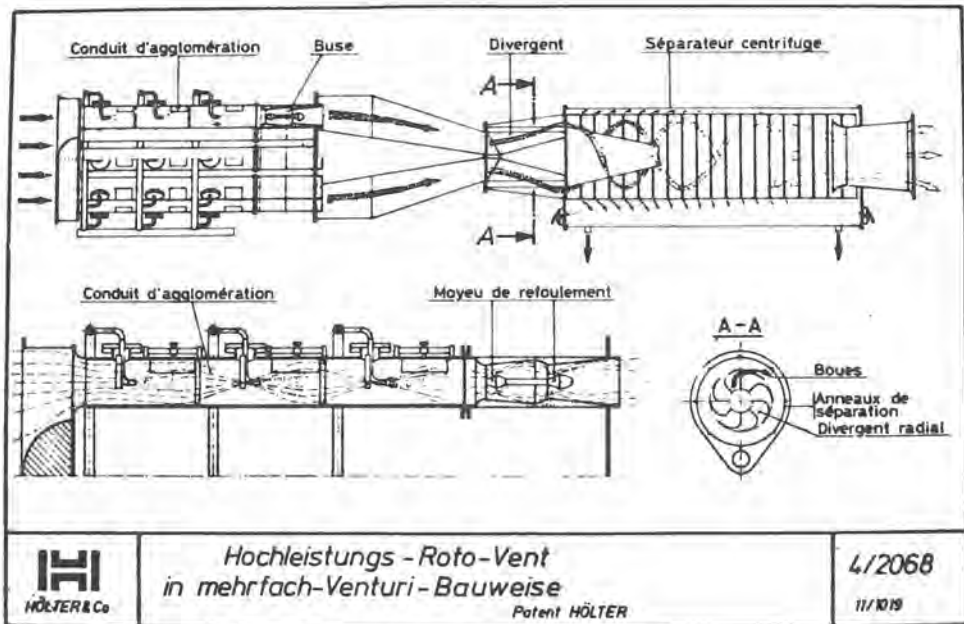
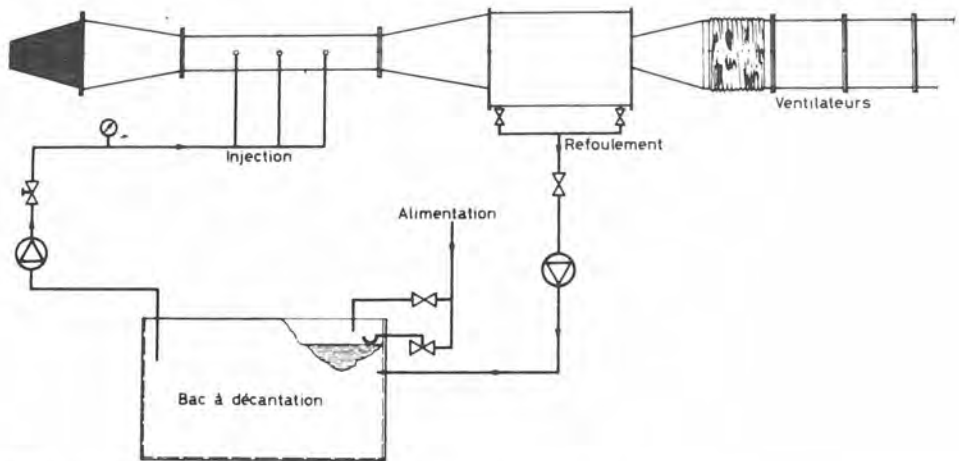


Fig. 15-1.

The output of a dust extractor largely depends on its particle wetting capacity. The mass, specific gravity and chemical composition are the main factors involved. The simplest solution for increasing the wetting efficiency is to lower the surface tension of the water, i.e. increase the pH factor of the water by injecting a base solution into the hydraulic circuit. It is now possible to have a cheap, simple dosing installation giving satisfactory results underground.

After this conditioning, the gases are put into centrifugal movement by the radial diffusor and precipitated into the centrifugal separator. The air there makes a converging spiral movement and emerges through the exhaust diffusor. The wetted particles, or mud, are thrown against the cleansing rings of the separator and discharged through the slits outside where they are sucked by a delivery pump.

There are several ways of treating the mud. Fig. 15.2. The simplest is the open hydraulic circuit, which is seldom used as it requires considerable water consumption. The usual met-



ROTO-VENT avec circuit hydraulique fermé

Fig. 15-2. Roto-Vent med sluttet hydrauliskkkrets.

hod is to use a closed or semi-open circuit. The mutli-stage decanting tank is a simple, tried and trusted installation.

Dust extraction for a tunnelling machine — is shown in fig. 15.3

A tunnel heading and cutting machine is a modern, expensive and relatively complicated piece of equipment. It is generally guided by laser and depends on this telematic mark; it is the-

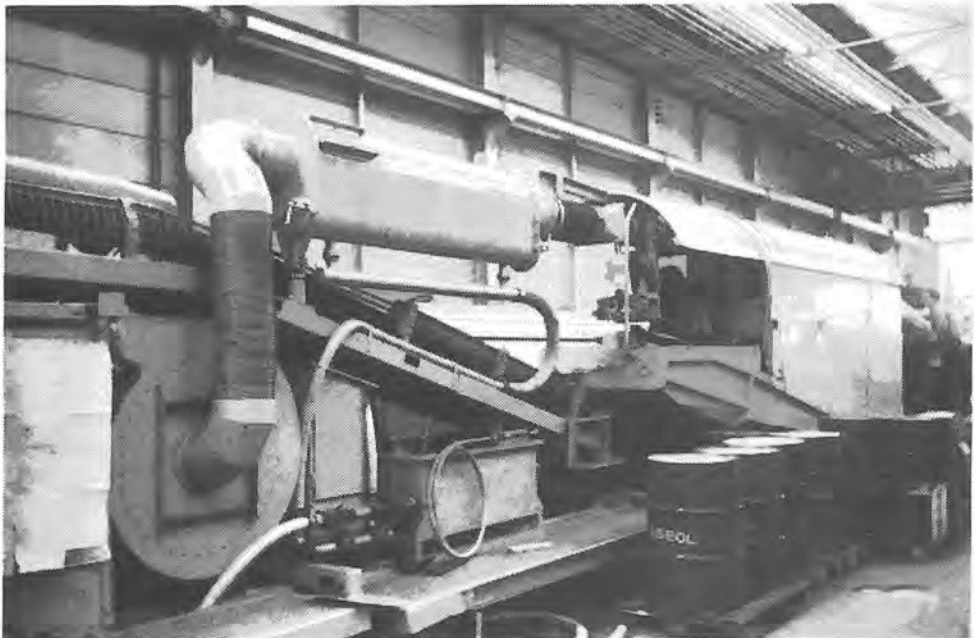


Fig. 15-3. Roto-Vent for fullprofilbormaskin

reforeshadowed that the beam projects up to the face. Moreover it involves highly specialized and therefore costly personnel to supervise the machine and see to its maintenance. These machines also generate heat in the transformer, engines and at the rock face by transformation of the thrust.

These facts explain why an acceptable climate has to be created on the advancing installation. This is achieved by employing a fan ventilation system due to the temperature and a separator for the dust. According to the quartz content of the rock, the dust extractor must have an output of 99.5 to 99.9% on all dust grain sizes.

The dust extractor is usually set up at the end of the head workings. Suction ducts convey the dust produced by the drilling head as well as the dust created by debris falling from one conveyor to another and by the car loading station. Measurements have established an emission ratio of 55 and 45% between the head and the catching hoods.

The hydraulic circuit is closed and the volume of the decanting tank is sufficient for 24 hours work at maximum load. The muddy water has to be discharged once every day into a tank of freshly renewed water. The fan is fitted with one or two silencers. Fresh air flows from the duct by means of a duct terage device on which it is possible to pile 20 m of ducting which snakes out as the work advances. A flow of air is obtained which, on the one hand, follows the machine, circulating via the pilot's station and filling the vacuum created in the drilling head through suction from the dust extractor, and which, on the other hand, returns to the catching hoods on the conveyors. The purified air emerging from the dust extractor is breathable and flows throughout the section to the outside.

The rate of air flow in the tunnel should never be less than 0.25 m/s.

Elimination of blasting fumes

A further application of hydraulic dust extraction has been introduced on the southern side of the Gotthard workings. It has given complete satisfaction to the enterprise and to those concerned with safety measures.

The problem was the following: with the temperature rising in the tunnel, the suction ventilation was reversed. It would then have been necessary to install an auxiliary ventilation system for trapping and evacuating the fumes. Secondary workings, such as drain construction and concreting, involved installing a duct of more than 1500 m length. The delivery rate of the existing ventilation did not allow for sufficient dilution of the fumes.

Only the elimination of these fumes near the working face could solve the problem satisfactorily.

A Roto-Vent of 4 m³/sec was first installed in the auxiliary gallery and, shortly afterwards, a set of two Roto-Vent machines were installed in the tunnel on the sliding floor. The flow rate of 14 m³/sec enabled the blast fumes to be treated in a quarter of an hour. It was found that in addition to the dust, all the hydrophilic gases were separated in an acceptable proportion.

Three installations of this kind have since been operating at the Furka tunnel where measurements have produced the following results: pH water 6.5

NO_x in front of the Roto-Vent 400 ppm max.

NO_x 20 m behind the Roto-Vent 21 ppm max.

Dust in front of the Roto-Vent about 1800 mg/m³

Dust behind the Roto-Vent 15 mg/m³

This method has led to us receiving an order from the engineers of Vattenfallsverk in Stock-

holm for a mobile installation of 20 m³/s for the Juktan tunnel, fig. 15.4. Unfortunately the immediate success of the installations in Switzerland has not enabled us to visualize all the problems we might have to face. In fact the blasting cloud has an infernal tendency to pass beside the dust extractor. The result is better after adding an air curtain system. About 60 to 70% of the fumes are treated. Various tests are being carried out at present and we hope to overcome these difficulties satisfactorily.

It is very important, however, to determine as accurately as possible the conditions of the workings, the rock and the nature of the explosives before drawing up the project.

We believe we could offer a worthwhile solution both from the technical and economic points of view.

As progress is an essential factor in our field too, we are now studying the possibilities of further reducing the energy consumption and also concentrating on the development of other filtration processes.

The exclusive properties of the Roto-Vent dust extractor are likewise appreciated by heavy industry, the metallurgical industry, thermal power and incineration plants.

Hoelter has equipped a 500 MW power station with a desulphurization plant.

The results are so satisfactory that an order has been placed for a further 500 MW stage.

These installations enable more than 80% of the sulphuric gases to be eliminated and the waste to be recovered in the form of commercial gypsum.

We can reliably say that the Roto-Vent represents an important factor for the health of miners in particular and for the protection of the environment in general.

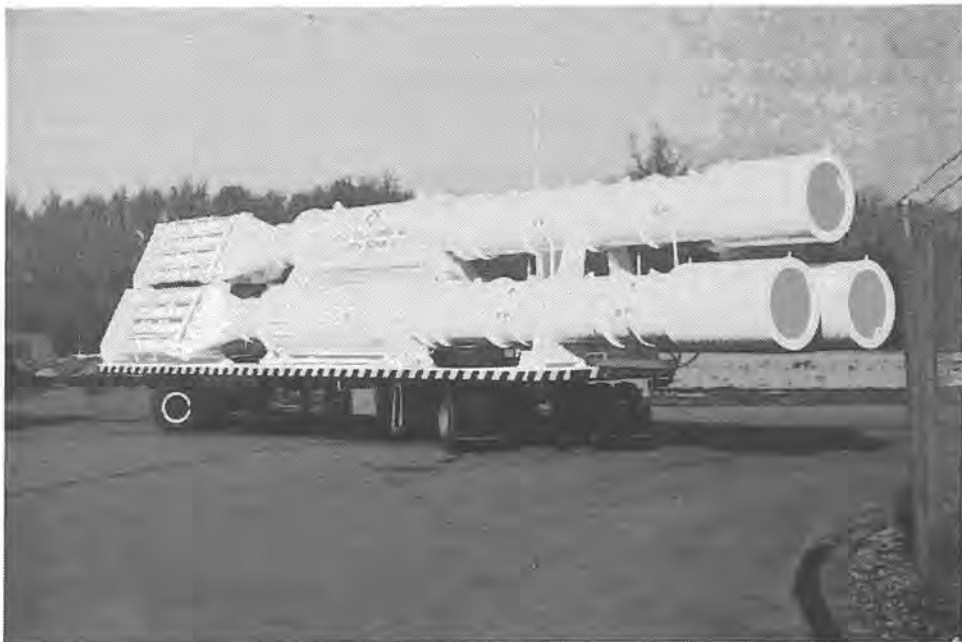


Fig. 15-4. Roto-Vent som mobil utrustning for bruk i Juktan-tunnelen - Sverige.

ERFARINGER MED LØSBLOKKDETEKTOREN

Experiences with «The Rock Fracture Finder»

Bergingeniør Godtfred Svensen, Institutt for gruvedrift, N.T.H.

SAMMENDRAG

En prototype av løsblokkdetektoren, laget av Atlas Copco ABEM AB, har vært utprøvd ved fire norske gruver. Instrumentet er laget for bergkontroll i forbindelse med rensking etter sprenging. Utstyret er anvendt til lokalisering av løse blokker og til kontroll av bergets tilstand. Løsblokkdetektoren tegner til å ha gode muligheter som redskap for tilstandskontroll av berget. Videre kan den også nyttes til kontroll av bolting. Løse blokker i tak og vegger vil kunne lokaliseres. Instrumentet gir imidlertid ingen indikasjon på risikoen for nedfall.

SUMMARY

A prototype on «The Rock Fracture Finder», made by Atlas Copco ABEM AB, has been tested at four norwegian mining locations. The instrument is made for controlling the scaling after blasting. The equipment has been used to locate blocks and to control the rock constitution. It seems to have good possibilities as an instrument for controlling the rock constitution after blasting. Further it can be used to control the bolting. Blocks will be located, but the instrument does not indicate the risk for rock fall.

INNLEDNING

Løsblokkdetektoren («The Rock Fracture Finder») er laget av Atlas Copco ABEM AB. Den foreligger i tre prototyper som har vært på utlån til bedrifter og institusjoner for utprøving.

Instrumentet er laget med henblikk på kontroll i forbindelse med renskearbeid etter sprengning. Løse blokker skal kunne lokaliseres direkte, eller en kan lokalisere og følge opp sprekkesystemer på større overflater. Imidlertid må en også kunne tenke seg at utstyret har andre anvendelsesområder, f.eks. kontrollmålinger med gjentakende målinger etter en tid, kontroll av sprøytebetong (dårlig hefte vil kunne indikeres) og kontroll av bolting (indikasjon på at forspente bolter har gitt øket innspenning).

En av prototypene har vært utprøvd her i landet gjennom Institutt for gruvedrift, NTH. Forsøk har vært gjort ved fire gruver: A.S. Røros Kobberverk, Orkla Industrier, Follidal Verk A.S og Fosdalens Bergverk A.S.

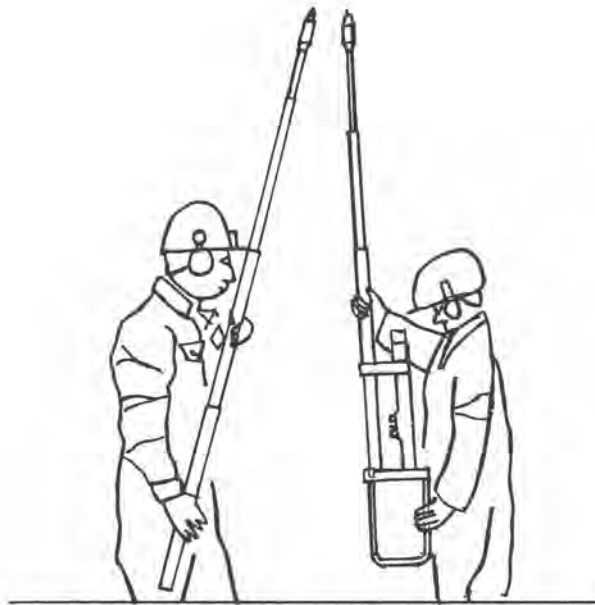


Fig. 16-1. Løsblokkdetektoren i bruk.

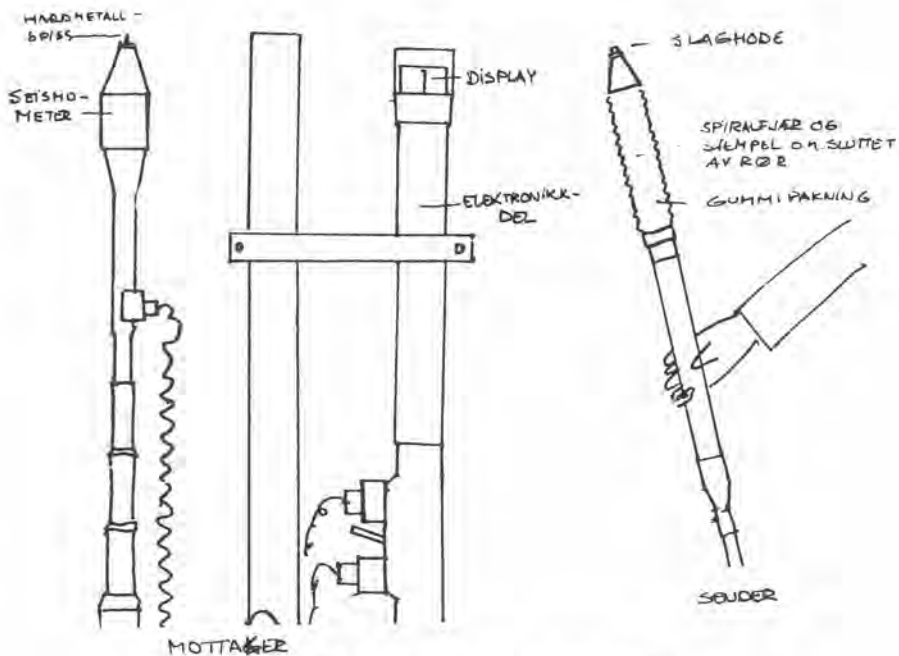


Fig. 16-2. Mottaker- og senderenhet.

BESKRIVELSE AV INSTRUMENTET

Utstyret består av to deler, en sender-enhet og en mottakerenhet. Det veier totalt 25 kg. inklusive oppbevaringskasse og håndteres enkelt av to mann. (Fig. 16.1)

Senderenheten

Senderenheten er et mekanisk slagverk. Den består av et stempel og spiralfjær som omslutes av et rør. (Fig. 16.2 b) Spiralfjæren spennes ved at slaghodet trykkes mot berget. Når fjæren har nådd bunnstillingen, utløses stempelet ved at slaghodet trykkes ytterligere mot berget. Idet stempelet settes i bevegelse, påvirkes et relé. Dette er via kabel koblet til mottakerenheten, og denne nullstilles samtidig som måleanordningen trer i funksjon. Stempelet avsetter et «mykt» slag mot berget via slaghodet. Mellom slaghodet og stempelet sitter en gummisylinde. Den «filtrerer» bort alle høye frekvenser, og dermed får en et mykt slag. Dette er av betydning for målingene. Ved gjentakende målinger får en god nøyaktighet selv om overflaten er ujevn og belagt med støv, sand o.l.

MOTTAKERENHETEN

Mottakerenheten består av et 28 Hz seismometer montert fjærende i et ytre beskyttelsesrør. Seismometerets høye egenfrekvens gjør at det fungerer like bra i alle retninger uten av den bevegelige spolen kommer i kontakt med endestopperen. Spissen som kommer i kontakt med berget, er laget av skarpslipt hardmetall. Mottakerenheten har også en elektronikkdel. Den er plassert inne i et beskyttelsesrør. På toppen av dette kan måleverdiene avleses digitalt gjennom et plastvindu. Måleverdien lyser i omtrent 2 sek., og det er normalt tilstrekkelig for avlesing. Om nødvendig kan den tilbakekalles ved hjelp av en vippestrømbryter. Utstyret forsynes med strøm fra en Nikkel-Cadmium batterikasset på 12 volt. Denner er oppladbar.

MÅLEPRINSIPP

Utsettes en blokk for et mykt slag, vil den forskyve seg ut av likevekt. Slaget er lavfrekvent, dvs. bølgelengden i berg er mye lengre enn blokkens størrelse. Blokken kan dermed betraktes som et stivt legeme elastisk innspent i det omliggende berget. Dette stive legemet har seks bevegelsesmuligheter, retlinjet bevegelse langs tre akser vinkelrett på hverandre og rotasjon om de samme tre aksene.

Med instrumentet registrerer en bare en bevegelse, nemlig maksimalhastigheten til forflytningen i tilnærmet samme retning som slaget er avsatt. Maksimalhastigheten er avhengig av blokkens størrelse og innspenningsgraden. Jo større blokk, dess lavere maks. hastighet, og jo kraftigere innspenning, dess lavere maks. hastighet.

KALIBRERINGSKURVER

Med instrumentet følger en kalibreringskurve. Denne viser sammenhengen mellom blokkstørrelse og måleverdi.

Når målingene starter, må en etablere en kalibreringskurve. Kalibreringskurven er laget etter målinger på løstliggende, kubiske granittblokker mellom 0,1 og 10 m³. Måleverdiene ligger mellom 0 og 200. Ut fra forsøk ved de fire gruvene er det satt opp kalibreringskurver for hver lokalitet. Disse er tegnet inn på fig. 16.3. Kurvene er basert på uregelmessige og tilfeldige blokker. Forløpet stemmer overens med ABEM's kurve. Imidlertid har de et noe annet leie. Flere forhold kan tenkes å ha innvirkning på kalibreringskurven:

- ulike kurver for ulike bergarter.
- blokkenes form kan ha betydning.
- ikke synlige sprekker vil kunne oversees p.g.a. dårlige lysforhold og støv.
- volumberegning av svært uregelmessige blokker vil være unøyaktig.

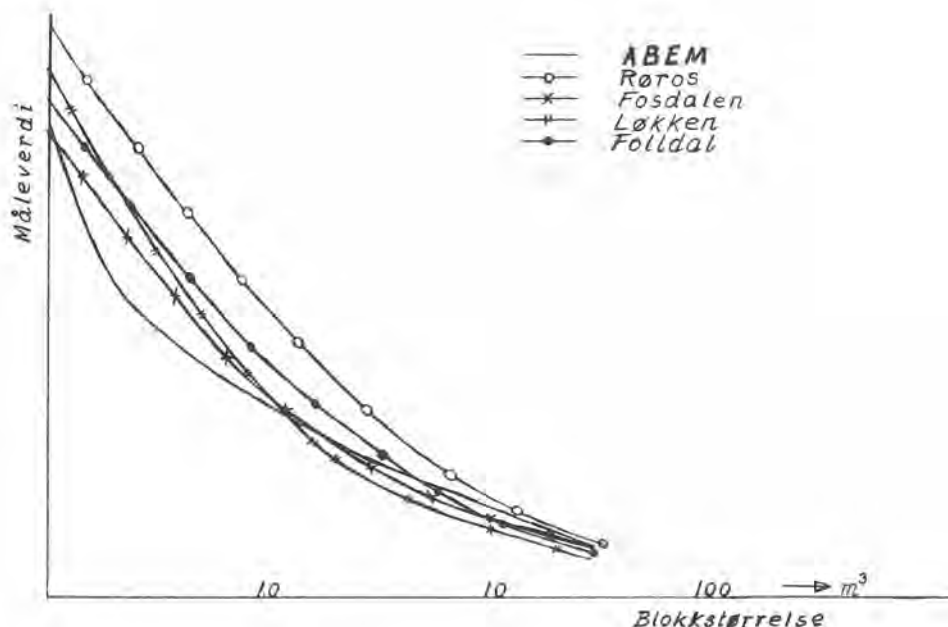


Fig. 16-3. Kalibreringskurver fra ulike lokaliteter.

UNDERSØKELSESMÅLINGER

Et stort antall målinger er utført ved de fire gruvene. Utstyret er brukt til undersøkelse av flere partier. Ved Fosdalens Bergverk A.S i Malm er en fullprofilboret ort undersøkt. I samme området er også en råsprengt ort undersøkt, og resultatene er sammenlignet. Alle målinger i orter er utført etter et visst system. Fig. 16.4 viser hvordan målingene i ortens vegger og tak er foretatt. Antall målinger avhenger av ortverrsnittet. Fig. 16.5 viser hvordan målingene er gjort langs ortens lengdeutstrekning. Det er målt i profiler f.eks. midt i annen hver salve eller om det har vært mer hensiktsmessig, med et visst antall meter mellomrom. Hensikten med et slikt system har vært å få en statistisk riktig fordeling av målepunktene. Skulle en i stedet oppsøke steder hvor det «så ut» eller hvor det «kunne tenkes» at det var løse blokker eller dårlig fjell, ville en lett kunne fått et uriktig bilde av forholdene.

Direkte lokalisering av løse blokker har vært mulig i enkelte tilfeller. Noe stort antall har det ikke vært tale om. Partiene har vært rensket etter sprengning og er siden etterrensket. Under slike forhold bør en ikke finne for mange løse blokker.

Hvor det har vært umulig, er de løse blokkene tatt ned og volummålt. Resultatet er samholdt med kalibreringskurven. Imidlertid vil en kunne bryte av deler av blokken ved nedtaking. Risiko for at det måles på en blokk som er mindre enn den opprinnelige, er derfor tilstedet. Ved oppsprukket fjell vil instrumentet gi et visst utslag. Tallverdien gir et mål for størrelsen og innspenningsgraden til legemet som beveger seg.

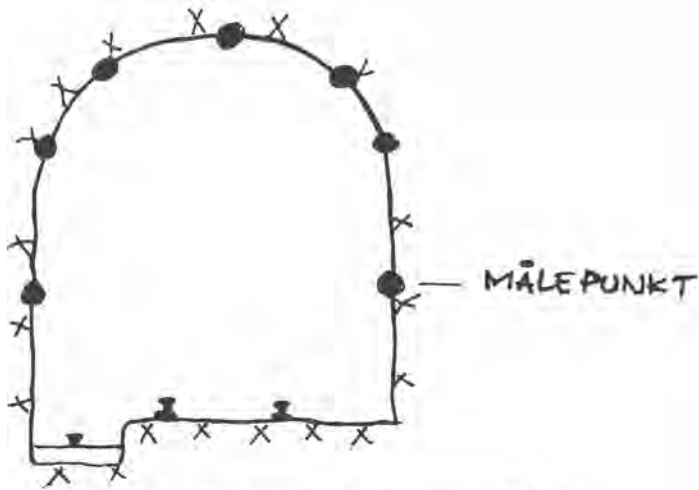


Fig. 16-4. Målepunkter i ort – i tverrprofilet.

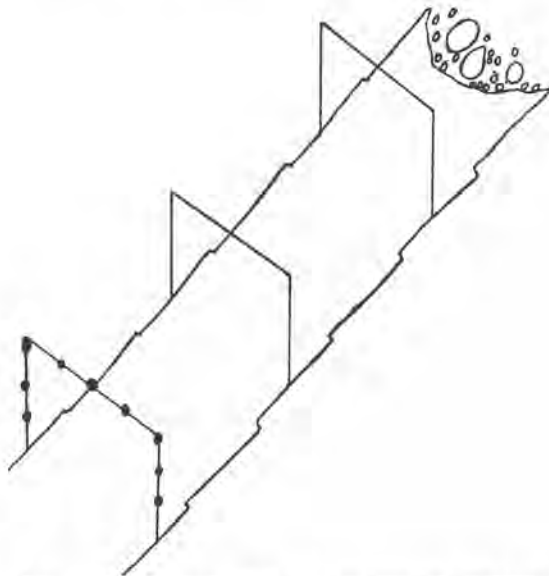


Fig. 16-5. Målinger i ort – i lengdestrekningen.

Instrumentet gir ingen indikasjon på hvor vidt det er risiko for at blokken kan falle ned. Om målingene for et parti samholdes, vil de kunne gi et godt bilde av fjellets tilstand.

Resultatet av målingene er for alle partiers vedkommende behandlet i regnemaskin. Måleområdet fra 0 til 200 er delt opp i 10 vinduer hver på 20. Regnemaskinen har så satt opp histogram med antall prosent i hvert vindu. Over histogrammet har den tegnet inn fordelingskurven som «overlay», og videre er middelveiden angitt.

EKSEMPLER FRA UNDERSØKELSENE

Histogram, fig. 16.6, viser en utvalgt måling fra Røros. Den ene delen representerer målingene i veggene og den andre i taket. Fra figuren ser en at taket har en dårligere tilstand enn veggene.

Histogram, fig. 16.7, viser sammenligningen mellom fullprofilboret og råsprengt ort ved Fosdalens Bergverk A.S. Av figuren ser en med tydelighet hvordan den fullprofilborete orten skiller seg ut fra den råsprengte. For den fullprofilborete orten ligger 87,0% av målingene mellom 0 og 20. For den råsprengte ligger 25,5% i den samme området. Histogram, fig. 16.8, er samholding av en ikke boltet del og en del hvor det er anvendt bånd og bolter i en skiveort ved Fosdalens Bergverk A.S. Vi må kunne anta at den delen av orten hvor det er anvendt bånd og bolter på forhånd, var dårligere enn den delen som ikke er boltet. Ut fra fig. 16.8 kan en slutte at tilstanden til dette partiet er bedret. Boltingen har vært effektiv, og den har tjent sin hensikt.

KOMMENTARER

De omtalte eksemplene er tatt ut fra et større antall undersøkelser for å belyse hvordan instrumentet kan anvendes. Vi ser at det kan brukes til kontroll av bergets tilstand.

Det vil også indikere løse blokker spesielt, men det gir ingen indikasjoner på hvorvidt det er risiko for nedfall. Dette poengteres også av fabrikanten.

Om det boltes med forspente bolter, vil innspenningen øke, og dette vil indikeres av instrumentet.

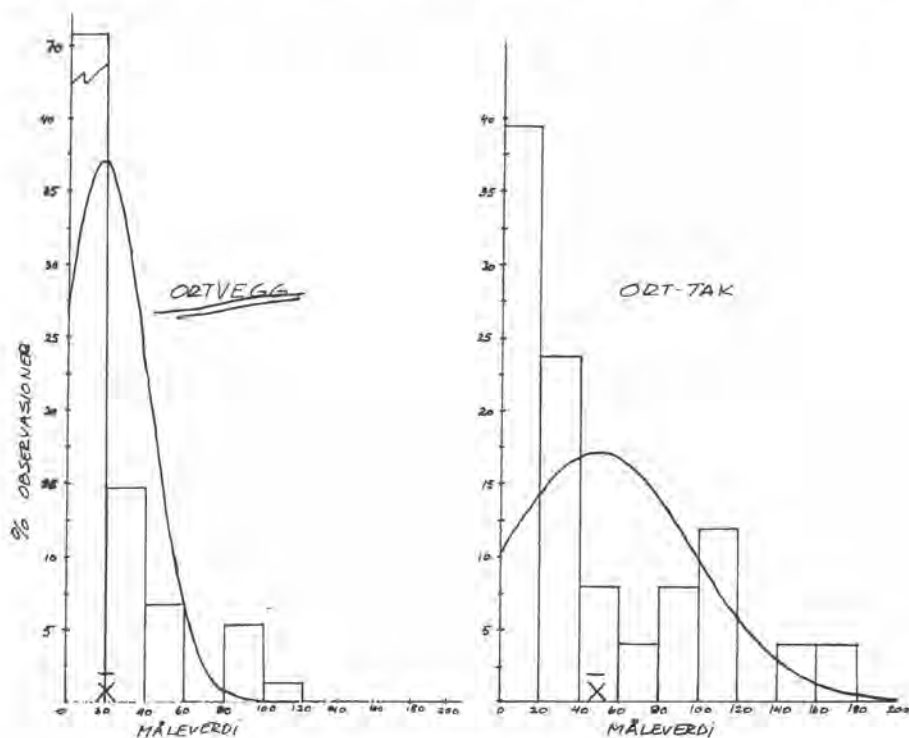


Fig. 16.6. Histogram med fordelingskurve fra målinger på Røros.

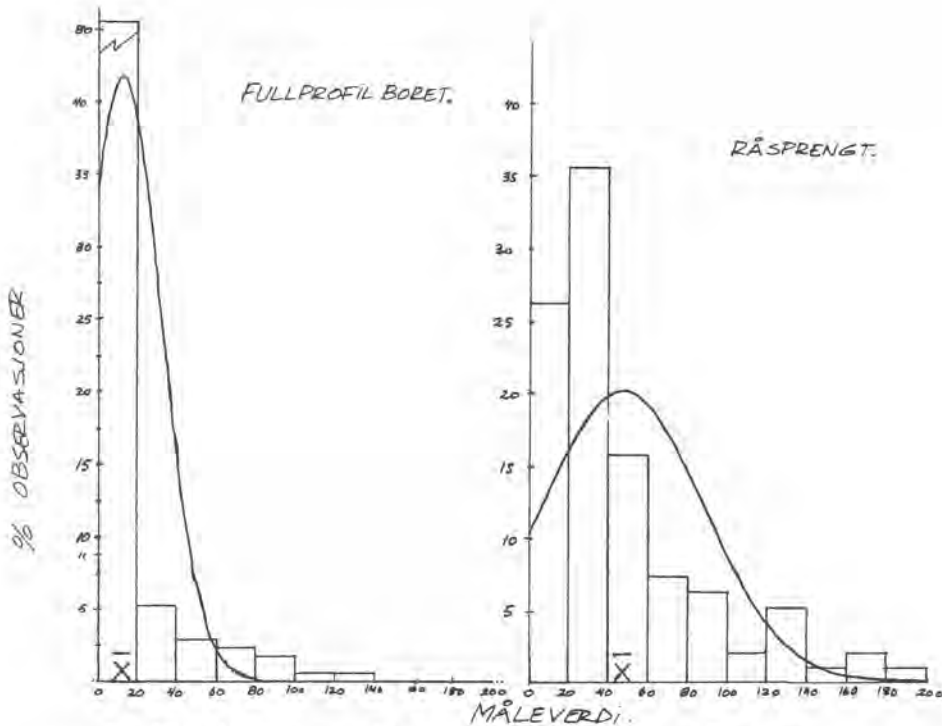


Fig. 16-7. Histogram med fordelingskurve fra målinger i Fosdalen.

Observasjoner over måle Verdi 160 vil representere tynne, løse flak. I en mer omfattende undersøkelse enn den som er foretatt, kunne det vært interessant å samholde antall observasjoner og medgått tid til etterrensning.

Utstyret har vært beheftet med noen småfeil. Disse kan være ergerlige nok når de opptrer. Ved underjordsundersøkelser har en ofte små muligheter til å rette slike på stedet, og målearbeidene blir forstyrret siden en må opp i dagen. Feilene skulle være enkle å rette på, og en kan derfor regne med at når utstyret kommer i produksjon, vil de være borte.

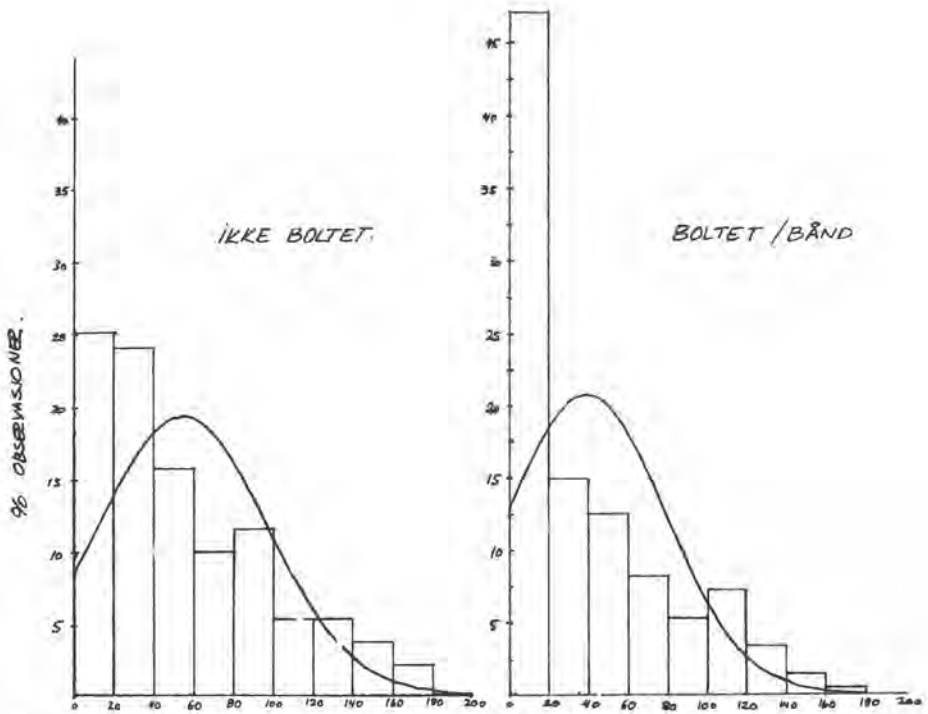


Fig. 16-8. Histogram med fordelingskurve fra boltet og ikke boltet ort i Fosdalen.

BERGMEKANIKKDAGEN 1977 GEOTEKNIKKDAGEN

ÅPNINGSTALE

Formann i Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund
Sivillingenlør Einar Broch, Geologisk Institutt, NTH.

Atter en gang kan vi ønske et rekordstort deltakerantall velkommen til Bergmekanikkdag og Geoteknikkdag i en høstlig hovedstad. Mange kjente ansikter finner vi i forsamlingen, både fra innland og utland. Som arrangører synes vi selvsagt det er hyggelig. Vi tror det må bety at tidligere arrangement har vært vellykkede. Minst like hyggelig synes vi det er å se nye ansikter dukke opp. Et spesielt velkommen til dem. Vi håper at de vil gli inn i det miljø som har dannet seg omkring disse arrangementene, og at de vil trives i det.

Som ved tidligere Bergmekanikkdager og Geoteknikkdager skal vi også i år starte med en felles sesjon. Personlig tillegger jeg disse fellessesjonene den største betydning. Spesialister som vi måtte være hver på vårt fagfelt, tror jeg det er uhyre viktig at vi fra tid til annen, og iallfall minst en gang i året, løfter blikket fra vår egen interessante navle og titter litt inn i naboenes sandkasse. Kanskje kan vi lære litt av den måten han bygger sandslott på.

I år er fellestemaet fyllingsdammer. Slik som disse dammene vanligvis bygges her i landet, skulle dette temaet til fulle vise at fjell- og jordfolk har viktige felles oppgaver. At problemene omkring prosjektering og bygging av fyllingsdammer etter mange års aktivitet på området fremdeles er aktuelle, var amerikanerne så vennlige å demonstrere for oss for bare et par dager siden med et dambrudd i Tennessee.

5 foredrag innen temaet vil vi bli presentert. Til sammen skulle de gi oss en variert oversikt over moderne dambygging. Hver foredragsholder vil ha inntil 30 minutter til disposisjon. Regner vi med en 10 minutters pause, skulle vi altså ha ca. tre kvarter disponible for spørsmål og diskusjon før lunsj. Jeg vil derfor oppfordre møtedeltakerne til å spise ørene og ha diskusjonen in mente.

Etter lunsj deles salen i to, og Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen fortsetter hver for seg. Vi har imidlertid arrangert foredragene slik at det blir felles pause. Det blir således anledning for dem som måtte ønske det å skifte tema.

Med disse ord har jeg gleden av å kunne erklære den 8. Bergmekanikkdagen og den 3. Geoteknikkdagen for åpnet.

INSTRUMENTERING AV SVARTEVANNSDAMMEN RESULTATER FRA BYGGETIDEN

Instrumentation of the Svartevann dam. Results from the construction period.

Siviling. Tore Valstad, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

For å kunne følge med hvordan den 127 m høye Svartevannsdammen oppførte seg, er den instrumentert for å kunne måle lekkasje gjennom dammen, poretrykk og jordtrykk i tetningskjernen, og deformasjoner i overflaten og inne i damkoppen. Resultatene viser at dammen hittil har vist små avvik fra den oppførsel man hadde forventet. Kostnadene ved instrumenteringen har hittil kommet opp i omlag 3 mill. kr eller 1,5 % av hele dammen.

SUMMARY

To monitor the behaviour of the 127 m high Svartevann Dam is it instrumentated to measure the seepage through the dam, pore pressure and earth pressure in the core and deformations on the surface and in the internal of the dam body. The results shows that the dam behaves with minor deviations from what have been expected. The costs of the instrumentation is approx. 3 million Norwegian crowns or 1,5 per cent of the total dam.

SVARTEVANNSDAMMEN ER NORD-EUROPAS HØYESTE DAM

Da Svartevannsdammen i Sira-Kvina-utbyggingen stod ferdig i fjor høst, var den Nord-Europas høyeste dam — 127 m høy. Den er bygd som en tradisjonell norsk fyllingsdam med tetningskjeerne av morene, filtersoner av naturgrus, overgangssoner av finsortert sprengstein og støttefyllinger av grov sprengstein. Det som skiller den fra de fleste norske fyllingsdammer er foruten høyden at bredden på tetningskjernen er liten, forholdet bredde og maksimalt vanntrykk er omlag 1:5 (jfr. fig. 17.1).

Dammen danner det øverste reservoar i Sirdalsvassdraget, og vannet vil bli nyttet i fire kraftverk ned til havet. Arbeidet er utført av Ing. F. Selmer A/S og Høyer-Ellefsen A/S i fellesskap, og med Norges Geotekniske Institutt som geoteknisk konsulent.

INSTRUMENTERING ER VIKTIG FOR KONTROLL AV DAMMENS SIKKERHET

Den store høyden på dammen og den smale tetningskjernen gjorde det nødvendig å gi dammen en omfattende instrumentering for å kunne kontrollere hvordan den oppfører seg. Instrumenteringen er utformet med en tresidig målsetning. Den skal bidra til å:

- Kontrollere at forutsetningene som ble lagt til grunn for utformingen (dimensjoneringen) av dammen blir oppfylt under byggingen.
- Gi et bilde av hvordan dammen oppfører seg under bygging, første fylling av reservoaret og fremtidig drift.
- Fremskaffe informasjon som kan bidra til en økonomisk riktig og sikkerhetsmessig forsvarlig utforming og utførelse av fremtidige dammer.

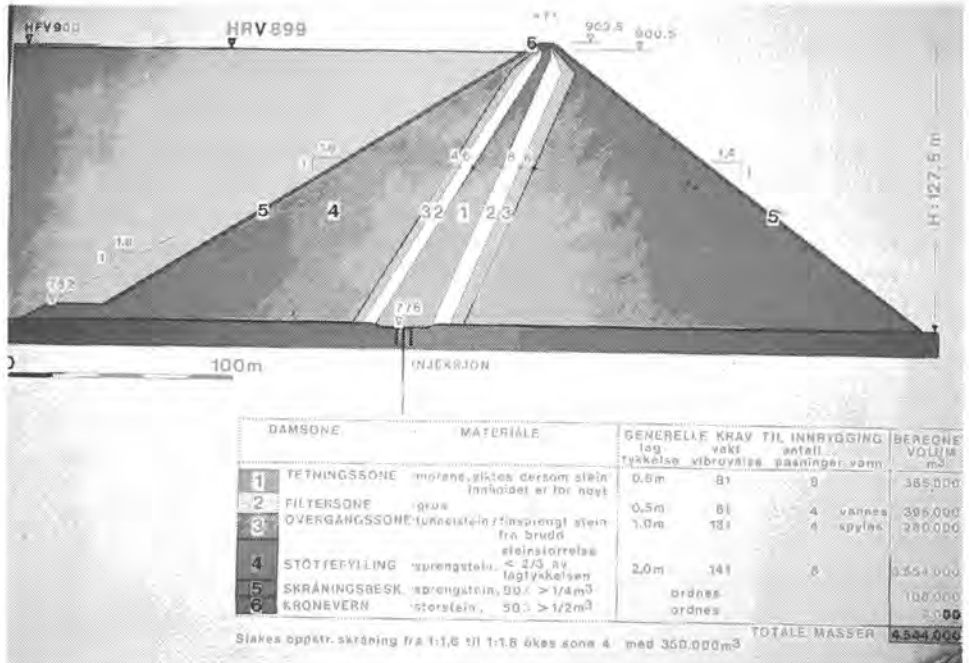


Fig. 17-1. Svartevannsdammen, høyeste tverrsnitt med sonebetegnelser, komprimeringskrav og massevolum.

De to første punktene i denne målsetningen er generelt akseptert. Det tredje punktet var det ikke så lett for Sira-Kvina Kraftselskap å akseptere da Svartevannsdammen var den siste fyllingsdammen som skulle bygges i deres regi. I det lange løp vil imidlertid samfunnet være tjent med at det er enhver byggherres ansvar at ny viten kommer frem der den er lett å hente.

På bakgrunn av erfaringer fra lignende fyllingsdammer ble det gjennomført en analyse av potensielle problemer som kunne tenkes å oppstå for Svartevannsdammen. Følgende problemer fremstod som de mest sannsynlige:

- Instabilitet av oppstrøms skråning forårsaket av høye poretrykk i tetningskjernen under innbygging.
- Oppsprekking og lekkasje gjennom tetningskjernen forårsaket av tensjonstøyninger på langs av damkroppen eller av ujevne setninger mellom tetningskjerne og støttefylling.

Så langt som mulig har man søkt å løse disse problemene ved utformingen av dammen. Med de analysemetoder man i dag rår over kan man imidlertid ikke eksakt forutsi hvordan dammen vil oppføre seg. Det er derfor nødvendig ved instrumenteringen av dammen å kontrollere hvordan dammen oppfører seg. Derved kan unormale tilstander bli oppdaget og motforholdsregler tatt før situasjonen blir farlig.

Instrumenteringen av Svartevannsdammen kan deles inn i 9 målesystemer. Av disse brukes to, vannstand og lekkasjemålingene, til kontinuerlig overvåking av dammen. Resten benyttes til en periodisk tilstandskontroll av dammen, (jfr. Fig. 17.2).

Av hensyn til fyllingsarbeidene er instrumenteringen konsentrert i 3 tverrsnitt, ett hvor dammen har sin største høyde og ett på hver anslutning hvor dammen er 40—50 m høy (jfr. Fig. 17.3).

Instrumenteringssystem	Symbol	Måle-system	Antall målepunkt (lengde)	Målt størrelse	Enhet
Vannstand i Svartvann	H	Svingende streng	1	Vannstand	m.o.h.
Lekkasje gjennom dammen	W	Svingende streng	1	Væskestrøm	l/s
Piezometer i tetningskjernen	P	Svingende streng	30	Poretrykk	kN/m ²
Jordtrykk i tetningskjerne og filter	E	Svingende streng	55	Jordtrykk	kN/m ²
Ekstensometer langs tetningskjernen	X	Svingende streng	28 (280 m)	Lengdeendring	mm
Termometer	T	Svingende streng	8	Temperatur	°C
Inklinometer	I	Inklinometer	4 (370 m)	Forskyvning	m
Forskyvningspunkt i overflaten av damkroppen	G	Teodolitt/Niveller	146	Forskyvning	m

Fig. 17-2. Sammendrag av geoteknisk instrumentering.

MULIGHETENE FOR MÅLING AV DAMMENS OPPFØRSEL ER BEGRENSET

Vassdragsdirektoratet har utarbeidet forskrifter for kontrollmålinger på dammer. For fyllingsdammer er det krav om måling av lekkasjen gjennom dammen og forskyvninger (setninger) i overflaten av damkroppen. For fyllingsdammer som er fundamentert på løsmasser skal dessuten poretrykket nedstrøms for dammen måles.

Lekkasjemålinger gir et direkte mål på hvor tett dammen er. Størrelsen på lekkasjen gjennom tetningskjernen kan under forutsetning om sprekkefrihet beregnes noenlunde nøyaktig, mens lekkasjen gjennom fundamentet er nesten umulig å anslå på forhånd. Begge bidrag må imidlertid alltid relateres til vannstanden i reservoiret for å kunne vurdere målt verdi til en beregnet verdi.

Måling av forskyvninger i overflaten gir et totalbilde av deformasjonene inne i damkroppen. For å lokalisere soner som kan spreke opp er det i de fleste tilfeller nødvendig å måle forskyvningene inne i damkroppen. Spesielt ved store dammer er det nødvendig å knytte målestasjonen til en basislinje som er upåvirket av deformasjoner i grunnen som skyldes vekten av dammen og vekten av vannet i reservoiret.

Poretrykksmålinger i tetningskjernen er nødvendige for å vurdere stabiliteten av dammen i byggeperioden dersom stabiliteten er kritisk. Det er ikke mulig med noen høy grad av nøyaktighet å beregne poretrykkene i denne perioden.

Jordtrykksmålinger gir opplysning om den indre spenningsfordeling i damkroppen og kan i tillegg til måling av forskyvninger bidra til å lokalisere områder med muligheter for oppsprekking.

Temperaturmålinger på høytliggende dammer gir svar på om det er mulighet for permafrost. I dalfører med liten innstråling kan det dannes permafrost i toppen av dammen, især hvis det tar noen tid fra dammen er ferdigbygd til reservoiret blir fylt helt opp.

STRENGE KRAV MÅ STILLES TIL INSTRUMENTER INNBYGD I FYLLINGS-DAMMER

De instrumentene som skal bygges inn i en fyllingsdam må fungere pålitelig i den forventede måleperiode. Det er ikke mulig å reparere eller skifte ut noe som en gang er bygd inn. Instrumentene må være robuste slik at de kan motstå påkjenninger fra byggingen (tunge vibrovalser), deformasjoner i fyllingen etter installasjon og et meget korrosivt miljø.

Det er for NGI naturlig primært å satse på instrument med svingende streng sensor så lenge man har 20 års erfaring med den. Andre sensorer er sikkert like gode. Ved det dataloggings-system som er installert på Svartevann har man imidlertid store fordeler av at alle målere har samme type sensor fremfor et blandet system.

Lekkasjemålingen ble tidligere utført ved oppsamling av vannet i nedstrøms damfot. Dette gav store forstyrrelser i målingene på grunn av nedbør og snøsmelting i nedstrøms skråning og tilliggende terreng. På Svartevann ble det for første gang bygd et oppsamlingssystem under dammen for å unngå tilsig av falsk vann. Systemet består av en skillevegg, en fangdam, en dobbel rørledning og en målekum (jfr. Fig. 17.4). Ved alvorlige tilfeller av oppsprekning i tet-

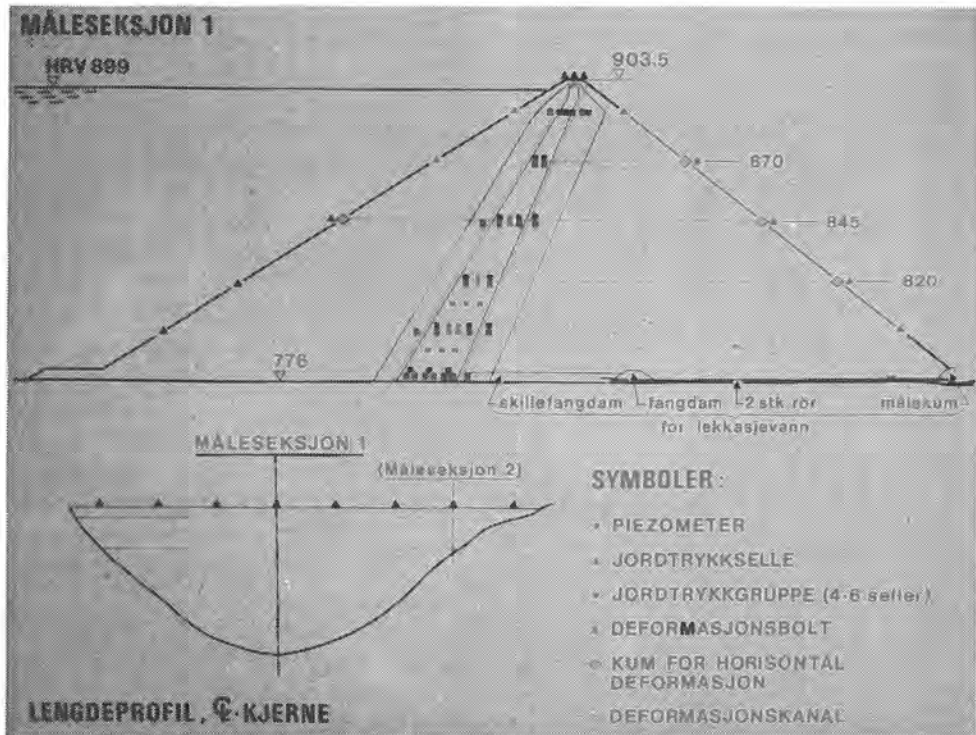


Fig. 17-3. Instrumentering i høyeste tverrsnitt og i lengdesnitt langs tetningskjernen.

ningskjernen har man erfaring for at lekkasjen kan komme opp i 200 l/s. Målesystemet på Svartevann er dimensjoert for 300 l/s. Fig. 17.5.

Forskyvningene i overflaten av damkroppen måles ved geodetiske metoder fra faste utgangspunkt til et nett av målepunkt (jfr. Fig. 17.6). I alt er det installert ca. 150 målepunkt i skråningene og 8 målepunkt forankret i toppen av tetningskjernen. I skråningene består målepunktene av bolter frastøpt i store steiner og på toppen av tetningskjernen av en betongplate med en stålstang opp til topp dam (jfr. Fig. 17.7).

Forskyvningene inne i dammen måles ved ekstensometer på langs av tetningskjernen og ved inklinometer i to tverrsnitt av dammen. Ekstensometrene er installert horisontalt i nedstrøms kant av tetningskjernen. De består av en 1" rørstreng som er forankret i bergfundamentet i den ene enden og i fyllingen for hver 10 m. Mellom hvert forankringspunkt er det montert inn et instrument som måler den relative lengdeendring (jfr. Fig. 17.8). Inklinometerinstallasjonen består av et teleskopisk firkantør som bygges inn i fyllingen. Ved å føre en inklinometersonde gjennom røret kan de laterale forskyvningene av røret måles (jfr. Fig. 19.9). Ved å føre en annen sonde gjennom røret kan de aksiale forskyvningene måles.

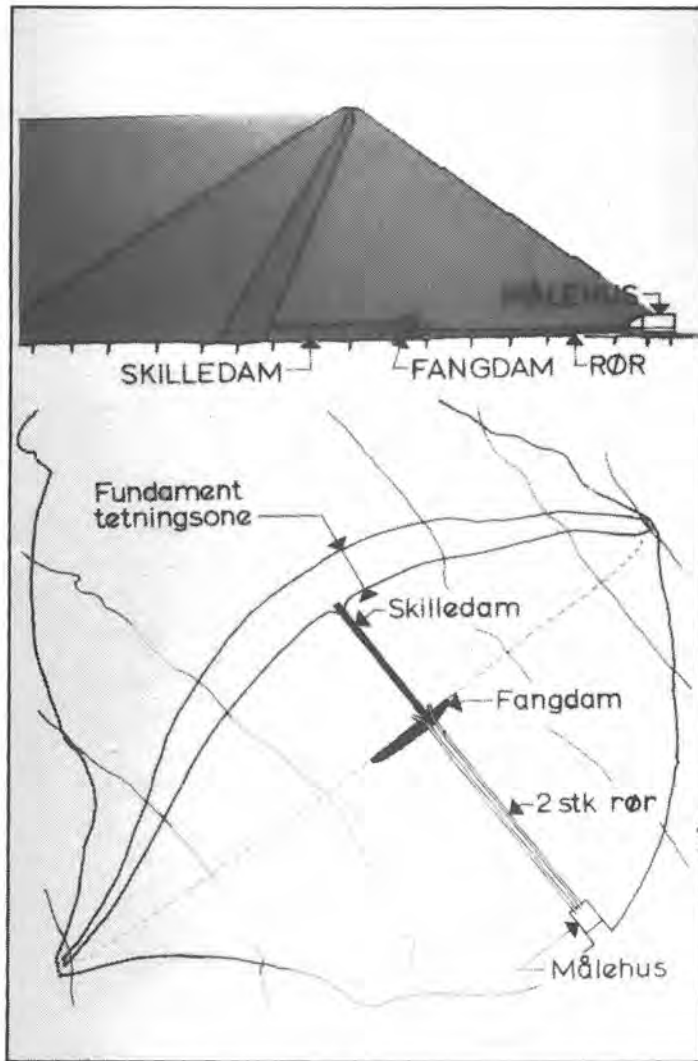


Fig. 17-4. Oppsamlingssystem for lekkasjevann under dammen.

Poretrykkene i tetningskjernen måles ved et piezometer som primært skal måle trykket i vannfasen. Ettersom porene i tetningsmassen etter innbygging er fylt med en blanding av vann og luft, må piezometeret ha et meget finkornet filter som ikke slipper luften gjennom (jfr. Fig. 17.10).

Jordtrykkene måles primært ved en membrancelle lik den som benyttes for måling av jordtrykk mot spuntvegger o.l. For innbygging i fylling er den montert inn i en plate med lavt tykkelse/breddenforhold (jfr. Fig. 17.11). Derved betyr forskjellen i stivhet mellom cellen og fyllmassene lite, og i midten av platen hvor membranen er montert vil randforstyrrelsen ikke ha noen betydning. Ved siden av membrancellene er det også montert en del hydrauliske jord-

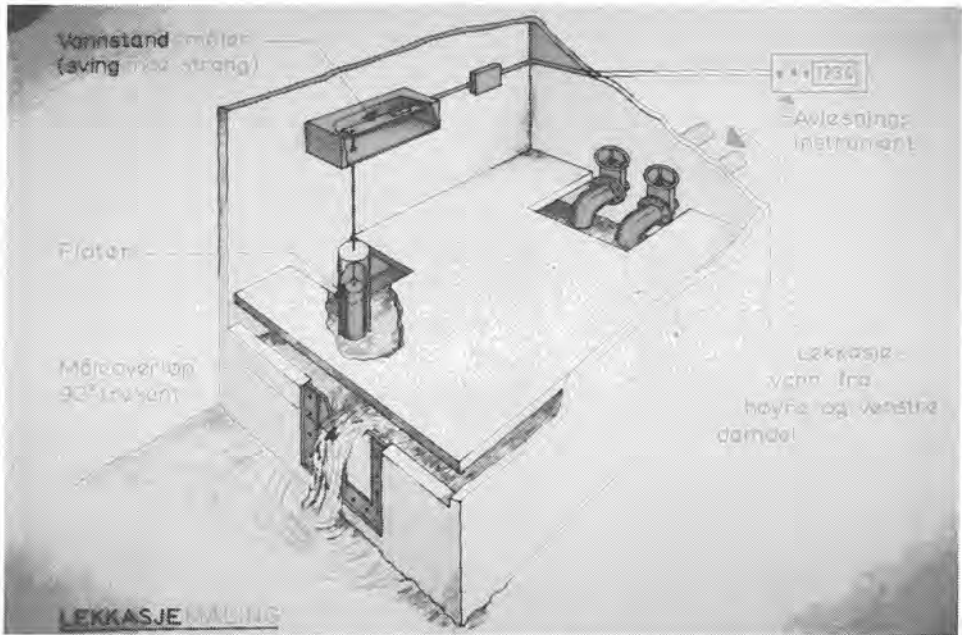


Fig. 17-5. Interiør av målehus for lekkasjevann.

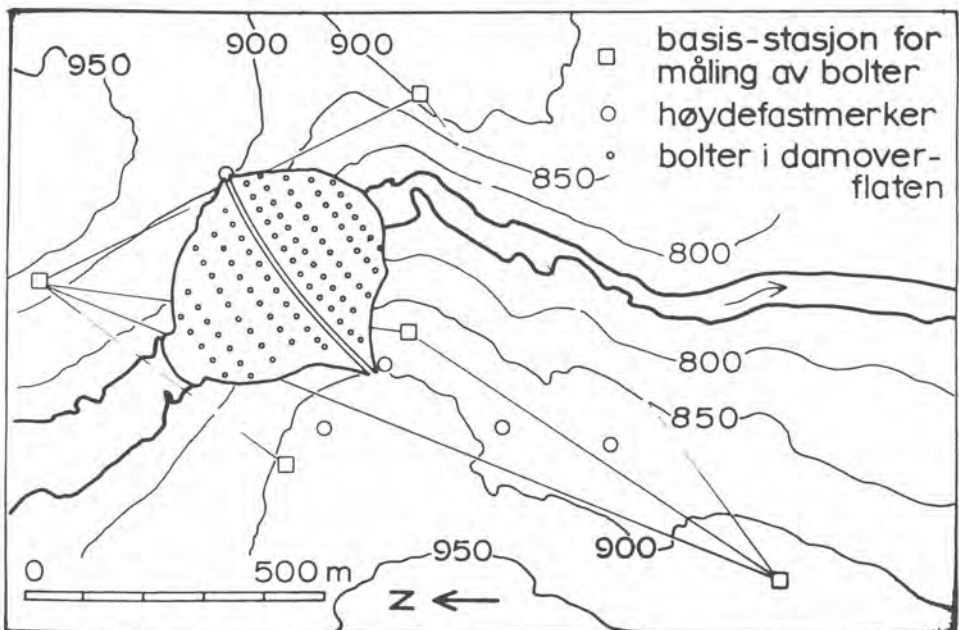


Fig. 17-6. Geodetisk system for måling av forskyvninger i overflaten av damkoppene.

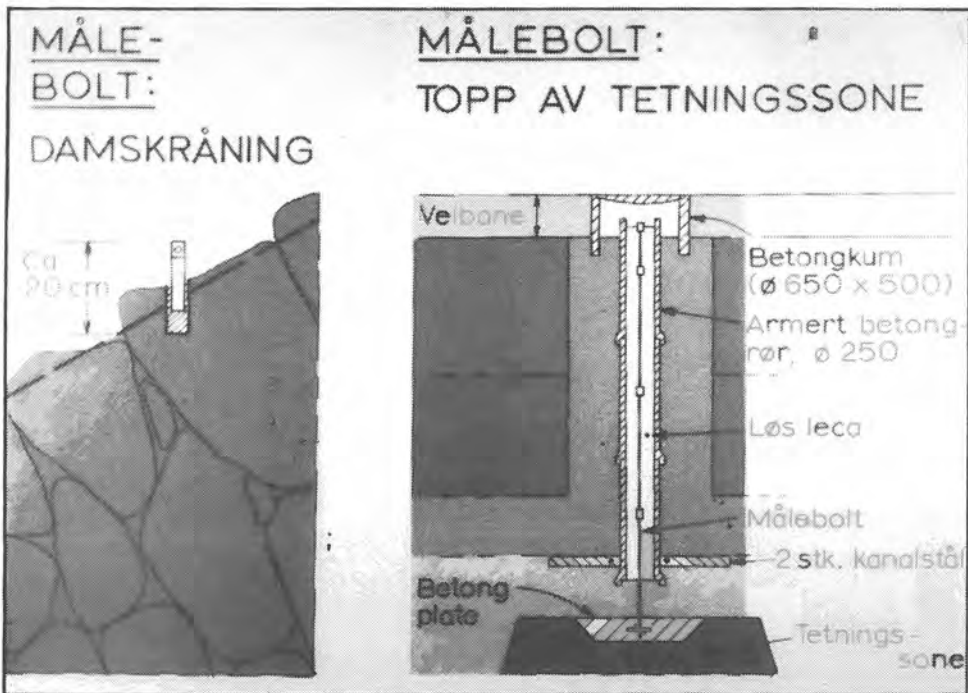


Fig. 17-7. Målepunkt for geodetisk måling av forskyvninger.

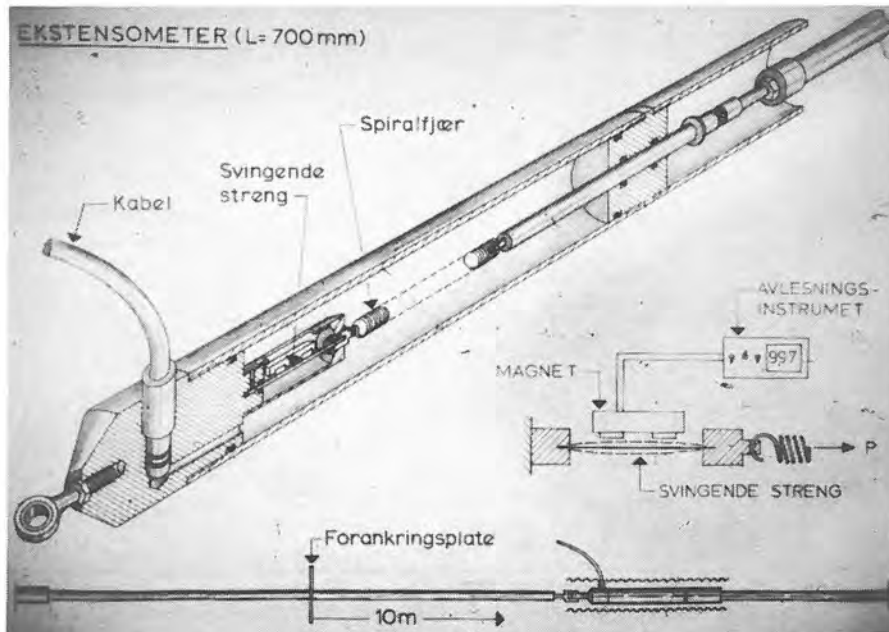


Fig. 17-8. Ekstensometer for måling av tøyninger på langs av tetningskjernen.

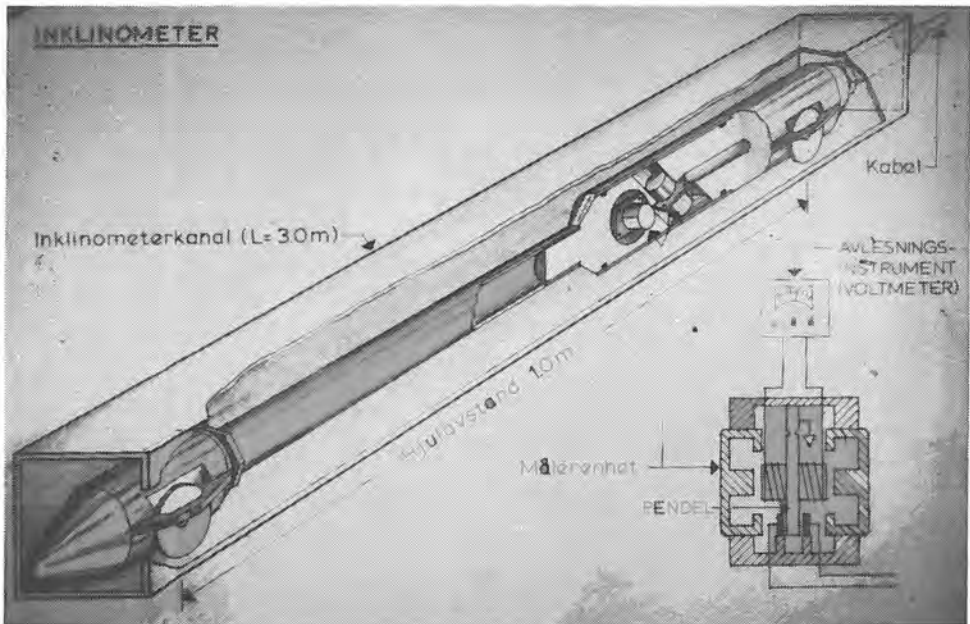


Fig. 17-9. Inklinometer for måling av laterale forskyvninger inne i damkroppen.

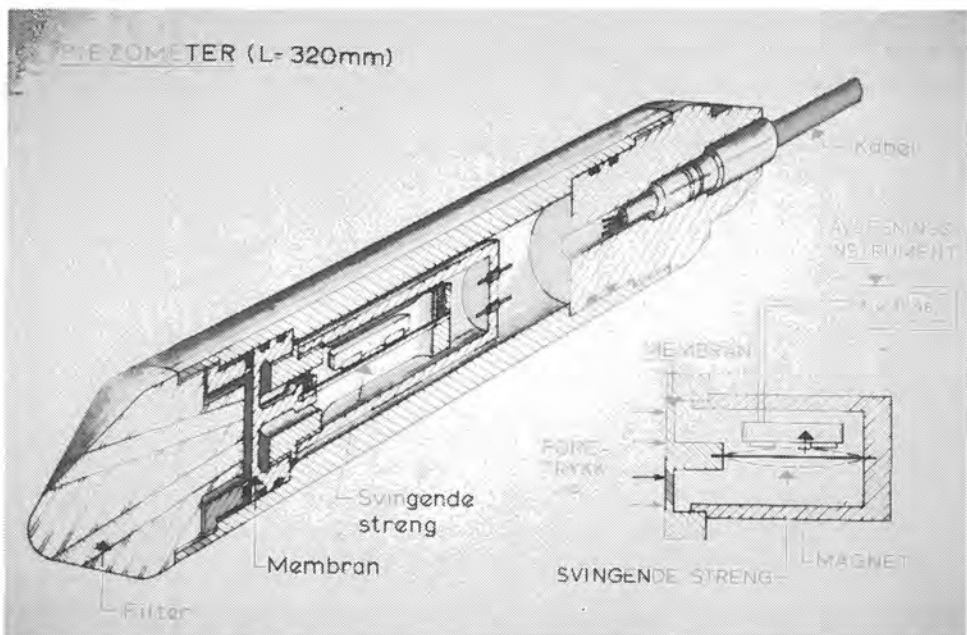


Fig. 17-10. Piezometer for måling av poretrykk i umettet jord.

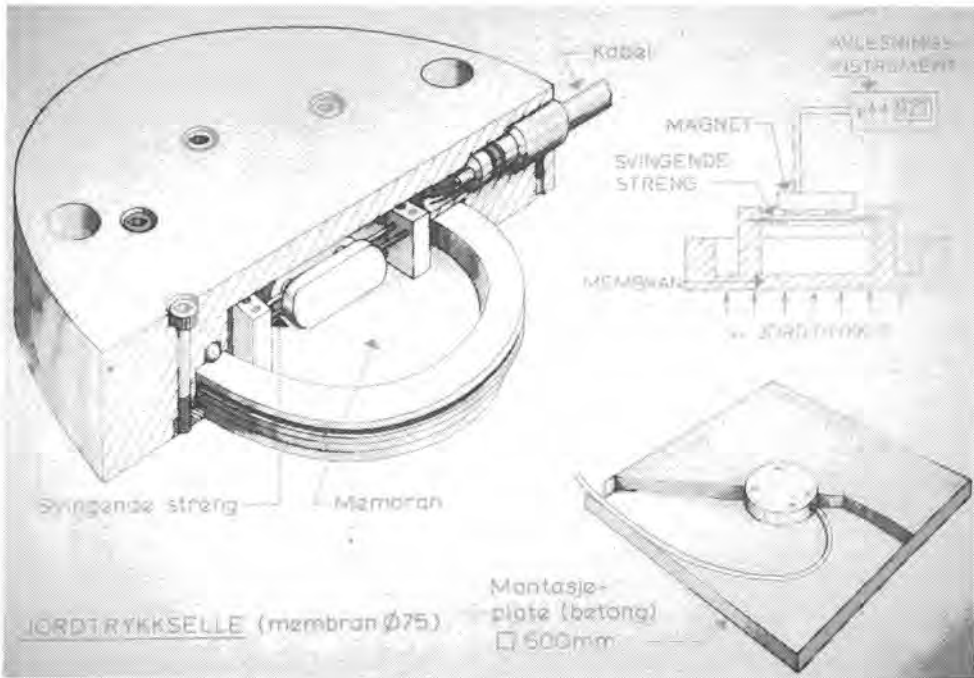


Fig. 17-11. Jordtrykkselle for bruk i fyllmasser.

tykkseller. Fordelen med dem er at størrelsen lettere kan tilpasse kornstørrelsen i fyllmassene, men p.g.a. lekkasjer er disse målingene beheftet med vesentlig feil.

FORSKYVNINGENE I OVERFLATEN ER OVER 1 METER

Det har tidligere vært praksis å starte måling av forskyvningene i overflaten av damkroppen når dammen er fullført. De største forskyvningene finner imidlertid sted før dette tidspunkt nede i skråningene som en følge av belastningen fra den overliggende del av dammen. På Svartevannsdammen er derfor alle målepunktene installert og målet inn, mens fyllingsplanet lå på samme nivå som målepunktet.

De målte forskyvningene i overflaten av dammen er absolutt store, men i relasjon til dammens dimensjoner er de normale. Største forskyvninger er målt i nedstrøms skråning omlag midt mellom dalbunnen og topp dam, og de er i overkant av 1 m. Et totalbilde av de målte forskyvninger fra første innmåling til midtvinters 1977 (1/2 år etter fullført dam) viser at forskyvningene er meget jevne og at de harmonerer godt med formen på damfundamentet (jfr. Fig. 17.12). Allerede på dette tidspunkt var det klart at det er relativt store strekktøyninger på langs av dammen ved begge anslutningene. Det har etter hvert skilt seg ut to soner, en på hver anslutning, hvor disse strekktøyningene er konsentrert (jfr. Fig. 17.13).

SMÅ PORETRYKK I TETNINGSKJERNEN UNDER INNBYGGING

Innbyggingsporetrykkene i tetningskjernen har i hele byggetiden vært relativt små. I de første ukene etter innbygging har imidlertid poretrykket svart til vekten av overliggende tetningsmasse. På grunn av rask konsolidering stagnerte denne poretrykksutviklingen selv om

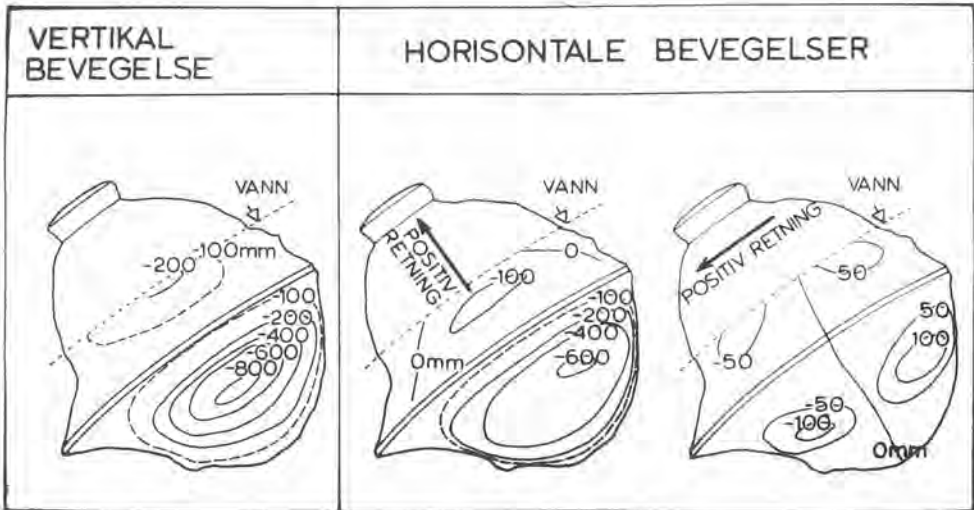


Fig. 17-12. Totale forskyvninger i overflaten av dammen fra første innmåling til et halvt år etter at dammen var fullført.

TANGENSIALE FORSKYVNINGER FRA FERDIG DAM TIL JULI 1977

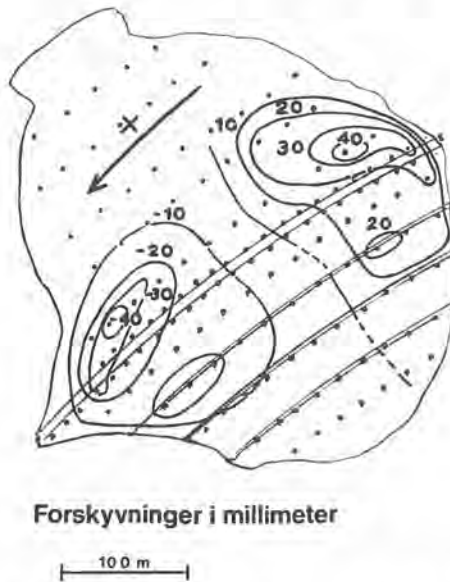


Fig. 17-13. Tangensiale forskyvninger etter at dammen var fullført.

fyllingen samtidig økte i høyde. Ved slutten av første vinterstans var således alle poretrykkene fra første byggesesong konsolidert ferdig, og da fyllingen igjen startet opp skjedde dette uten noen poretrykksreaksjon (jfr. Fig. 17.14).

Stabilitetsanalysen i byggetilstand av oppstrøms skråning viste at poretrykkene måtte være lavere enn svarende til et forhold mellom poretrykket og overlageringsrykket på 0,4 for å ha tilfredsstillende stabilitet. I motsatt fall måtte oppstrøms skråning slakes ut for å kunne fullføre dammen etter det oppsatte byggeprogram. Med en utslaking fra helning 1:1,6 til 1:1,8 kunne dammen bygges omtrent uavhengig av poretrykket i tetningskjernen. Ved avslutning av andre byggesesong kunne det konstateres at poretrykkene var så små at dammen kunne fullføres med den prosjekterte helning på oppstrøms skråning.

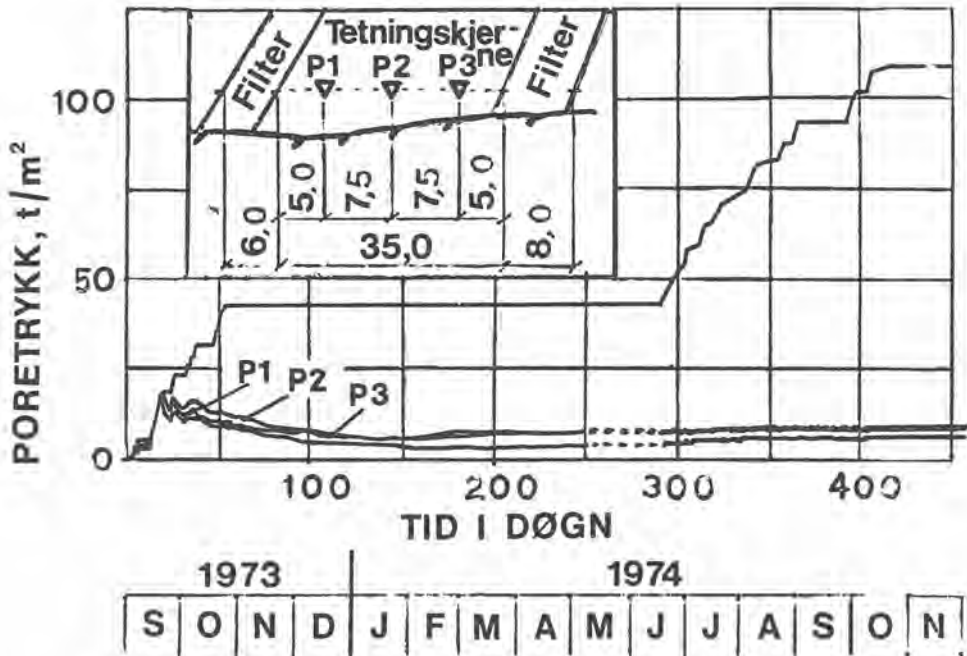


Fig. 17-14. Poretrykk i tetningskjernen på kote 780 i første del av byggetiden.

STRØMNINGSMOTSTANDEN STØRST I NEDSTRØMS DEL AV TETNINGSKJERNEN

Oppfyllingen av reservoaret foran Svartevannsdammen startet ved avslutningen av tredje byggesesong da det gjenstod å bygge de øverste 30 metrene av dammen. De piezometrene som lå lengst oppstrøms reagerte nærmest momentant da vannstanden passerte installasjonsnivået, og poretrykket var bare ubetydelig mindre enn det som svarte til vannstanden. Også i piezometrene lenger nedstrøms var poretrykket høyere enn man skulle forvente ut fra en konstant strømningsmotstand i tetningskjernen (jfr. Fig. 17.15). Fremstilles poretrykket i tetningskjernen ved hjelp av potensiallinjer, viser det at omlag halvparten av strømningsmotstanden (trykkfallet) er konsentrert i nedstrøms del av tetningskjernen i en bredde på 3—5 m (jfr. Fig. 17.16).

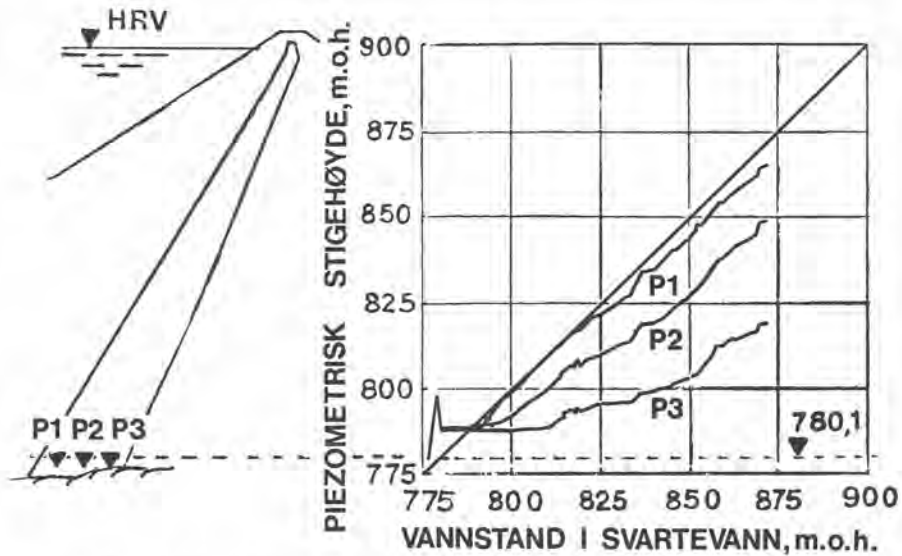


Fig. 17-15. Poretrykk i tetningskjernen på kote 780 som funksjon av vannstanden under første del av oppdemningen av reservoiret.

POTENSIALLINJER
20.09.77

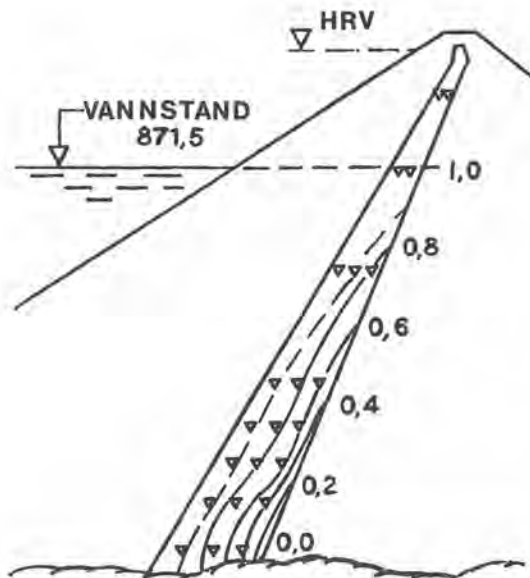


Fig. 17-16. Poretrykk i tetningskjernen fremstilt ved potensiallinjer pr. 20. september 1977.

LEKKASJEN GJENNOM DAMMEN ER NORMAL

Den målte lekkasjen gjennom dammen har hittil svart temmelig nøyaktig til den kurve som på forhånd var stipulert med en gjennomsnittlig hydraulisk konduktivitet i tetningskjernen på $1 \cdot 10^{-7}$ m/s (jfr. Fig. 17.17). Denne konduktiviteten er i overkant av det som er målet ved forsøk utført som en del av byggekontrollen. Det er derfor mulig at noe av lekkasjen passerer gjennom bergfundamentet.

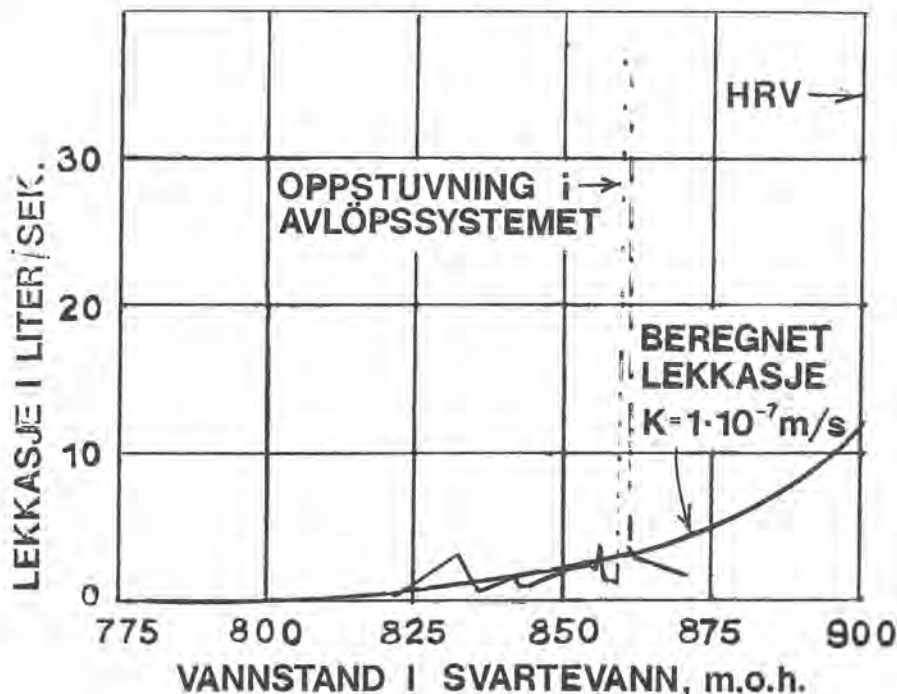


Fig. 17-17. Lekkasje gjennom dammen i første del av oppdemningen.

DEN GEOTEKNISKE INSTRUMENTERINGEN HAR KOSTET 3 MILL. KR

Arbeidet med instrumenteringen er i det alt vesentlige utført av NGI i samarbeid mellom måleteknisk gruppe og damgruppen. NGI har via underleverandører, især Geonor A/S, fremskaffet det meste av utstyret, og med noe assistanse fra entreprenøren foretatt alle installasjoner i dammen. Innsamlingen av måledata utføres i et samarbeid mellom NGI og byggherren. Databehandlingen og rapporteringen utføres av NGI alene. Fra starten i 1973 og frem til i dag har dette arbeidet kostet om lag 2 1/4 mill. kr ekskl. merverdiavgift. Av dette utgjør omlag kr 850.000,— leveranser av måleutstyr.

I tillegg kommer de arbeider som er utført av entreprenøren og betalt direkte av byggherren. Dette består vesentlig av betongkonstruksjoner som blant annet lekkasjemålesystemet. Til sammen med byggherrens direkte utgifter er totalprisen for instrumenteringen omlag 3 mill. kr. Av dette har NVE ved Statskraftverkene betalt kr 200.000,— og NGI av egne forskningsmidler det samme.

HVA ER AVKASTNINGEN AV DE 3 MILLIONENE?

Nytteverdien av et system for overvåking og kontroll av dammens sikkerhet lar seg vanskelig vurdere i penger. På dette felt bør det være i samfunnets interesse at man investerer ganske mye uten at man kan påvise noen rentabilitet av den investerte kapital. Utenom lekkasjemålingene har imidlertid den installerte instrumentering begrenset verdi for overvåking av dammen. Erfaring fra damkatastrofer viser i flere tilfeller at ulykkene har utviklet seg på tross av at resultatet fra instrumenteringen var tilgjengelig.

Det forbehold som var tatt om utslaking av oppstrøms skråning i fall byggetilstandsporetrykkene har blitt høye, har spart inn store verdier. En utslaking ville ha økt dammens volum med 350.000 m³ sprengstein eller et sted mellom 5 og 7 mill. kr. De nødvendige poretryksmålingene for å få bekreftet dette koster imidlertid bare en brøkdel av den totale instrumenteringen.

Den største nytte av instrumenteringen vil man etter all sannsynlighet ha under oppfyllingen av de siste 20 metrene av reservoaret. Det er i dette området at eventuelle sprekker kan bli stående åpne i tetningskjernen. Deformasjons- og sprengningsmålingene i denne del av dammen vil i tiden fremover bli fulgt med argusøyne. Det er konstatert meget små jordtrykk på vertikale plan i toppen av dammen, og det er en sone ved hver anslutning hvor strekkteyningene er formidable. Bare fremtiden vil vise.

De utførte deformasjonsmålingene har gitt oss et ypperlig materiale for å etterregne dammen ved hjelp av et tredimensjonalt elementprogram. Dette gjenstår imidlertid å bli utført. For den todimensjonale tilstand man har i midten av dammen stemmer målingene godt med resultatene av tidligere utførte elementanalyser og erfaringer fra målinger på andre dammer.

SIRA-KVINA HAR GJORT ET PIONERARBEID

Tilfeldigheter har gjort at Sira-Kvina Kraftselskap har utført den første dammen i Norge på over 100 m. Flere andre av samme størrelsesorden er under planlegging, og vil dra full nytte av de erfaringer som er høstet under byggingen av Svartevannsdammen, blant annet resultatene fra instrumenteringen.

Sira-Kvina fortjener en honnør for det arbeidet de har lagt grunnlaget for. De har i hele byggetiden vært behagelige å samarbeide med, og har vist stor tålmodighet med forsinket rapportering. Arbeidsfellesskapet F. Selmer/Høyer-Ellefsen har også i stor grad bidratt til at instrumenteringsprogrammet er blitt en suksess. De har alltid vært villige til å yte oss service når vi hadde problemer. Alle forhindringer vi stelte i stand for fyllingsarbeidene ved grøfter, kabler og oppstikkende rør ble godtatt uten protest. Fra NGI's side har ca. 25 personer deltatt over kortere eller lengre tid for å løse dette oppdraget.

EN ENTREPRENØRS ERFARING FRA BYGGING AV NYHELLERVATNDAMMEN

Dam Nyhellervatn. The Contractor's experience from the construction period.

Sivilingeniør Erling Knapstad, Ing. Thor Furuholmen A/S

SAMMENDRAG

Dam Nyhellervatn danner hovedmagasin i Aurlandsutbyggingen. Dammen ligger ca. 1400 , o.h., på fjellplatået mellom Sogn og Hallingdal. Dammen bygges under ekstreme klimatiske forhold. Arbeidene har vært utført etter planen. Entreprenøren har hatt problemer med frost i fjellet, store kostnader med snørydding og mas-seøkning i dammen.

SUMMARY

Dam Nyhellervatn is a typical rockfill dam. The dam is currently being constructed in the high mountain area of Aurland, Western Norway, as the main dam in a larger hydroelectric power scheme. The volume of the dam is 2,4 mill. cubic metres. The main problems related to the construction are the extreme climatic conditions under which the dam is built and the permafrost zones within the bedrock.

1. PROSJEKT

Dam Nyhellervatn danner hovedmagasin i Aurlandsutbyggingen i Sogn. Dammen ligger på høyfjellsplatåen nord-øst for Aurlandsdalføret mellom Aurland og Gol i Hallingdal. Dammen skal regulere vannstanden i Nyhellervatn mellom kote 1364 og 1438. Damtype er fyllingsdam med morenetetning og dammens volum er ca. 2,6 mill. m³ pluss en sekundærdam på 70.000 m³. Byggherre er Oslo Lysverker, Konsulent Norges Geotekniske Institutt. Hovedentreprenør er Ing. Thor Furuholmen A/S.

Fig. 18.1 Viser en oversikt over Aurlandsutbyggingen.

2. DAMMENS KONSTRUKSJON

Fig. 18.2 viser plan av dammen. Dammen er krum mot vannet med radius $R = 500$ m over en lengde 180 m på midten og rettlinjert på begge sider. Sekundærdammen ligger ca. 500 m øst for hoveddammen. Maksimal høyde er 87,5 m og lengde på toppen er ca. 680 m. Fig. 18.3 viser tverrsnitt av dammen med fangdam og arrangement for måling av lekkasje. Fig. 18.4 viser dammens tverrsnitt med sonevis oppbygging.



Fig. 18-1.

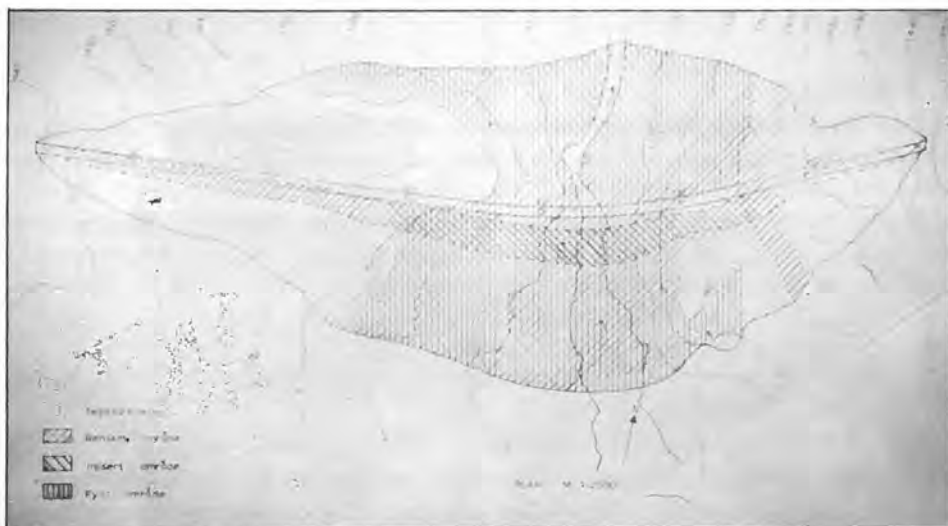


Fig. 18-2.

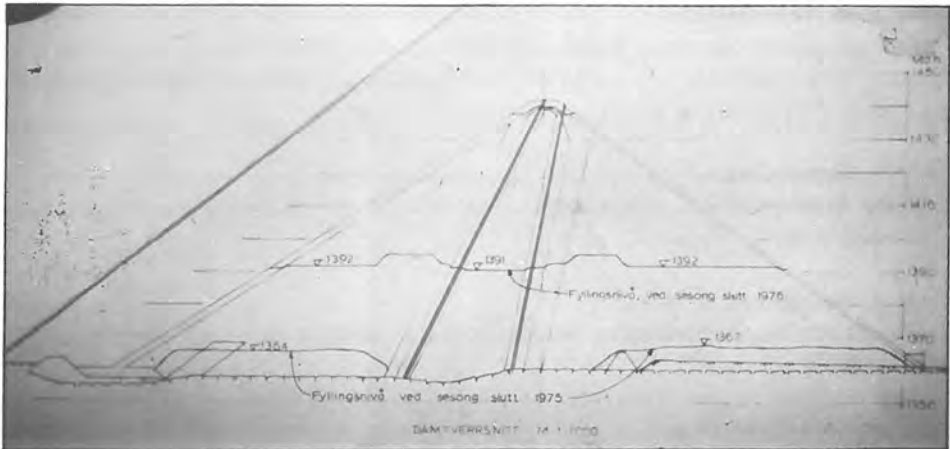


Fig. 18-3.

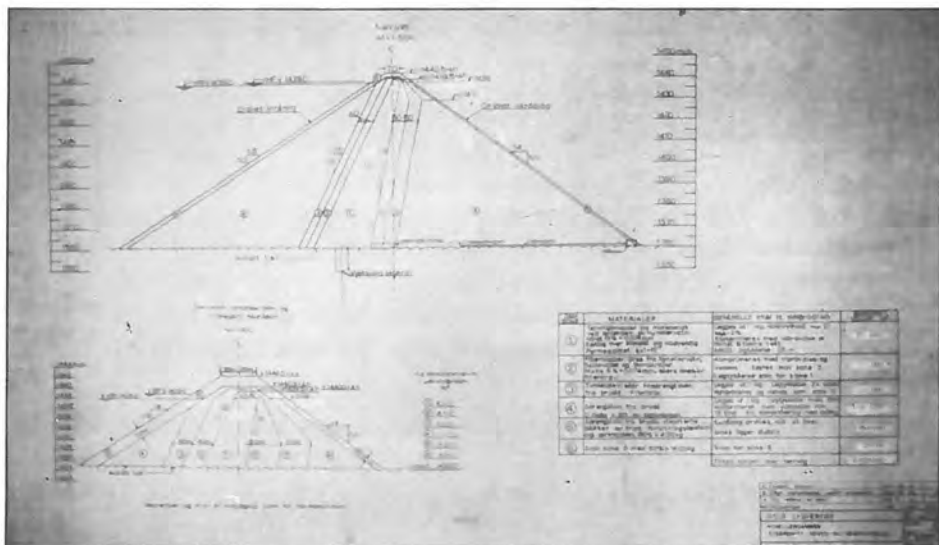


Fig. 18-4.

Sone 1. Morenekjerne.

Morena siktes på 20 cm stavsikt og legges ut i lag på 50 cm tykkelse. Konprimering med 6 overfaringer av 8 t valse.

Sone 2. Grusfilter.

Grusen siktes på 10 cm stavsikt og legges ut i lag på 50 cm tykkelse. Grusen vannes og komprimeres med 8 t valse, to overfaringer.

Sone 3. Overgangssone.

Overgangssonen utføres av knust tunnelstein. (granitt/gneis). Massen knuses med kjeft-åpning 120 mm og legges ut i lag på 100 cm tykkelse og spyles gjennom 40 mm dyse og 4 kg. trykk. Komprimering med 8 t vibrovalse, 4 overfaringer.

Sone 4. Støttefylling.

Består av bruddstein som legges ut i lag på max. 2,0 m tykkelse og konprimeres med 6 overfaringer av 15 t valse.

Sone 5. Skråningsbeskyttelse.

Ordnet skråningsbeskyttelse av bruddstein, lagt ut med gravemaskin. Min. 90 % av steinen over 0,25 m³.

Sone 6. Kronebeskyttelse.

Ordenet beskyttelse av utsortert bruddstein. Min. 50 % av steinen over 0,5 m³.

Damvolum.

Dammens konstruksjonsmål, gir følgende:

Masser:

Morene:	ca. 330.000 DM ³
Grusfilter	ca. 270.000 DM ³
Overgangssone	ca. 250.000 DM ³
Bruddstein	ca. 1.800.000 DM ³
Totalt	ca. 2.650.000 DM ³

Damfotarbeid.

Damfoten er preparert ved avdekning, sprengning, rensk og kiling av dårlig fjell, slemming og sementinjeksjon i kjernefundamentet. Fig. 18.5 viser lengdeprofil av damfoten med innlagt sprengning.

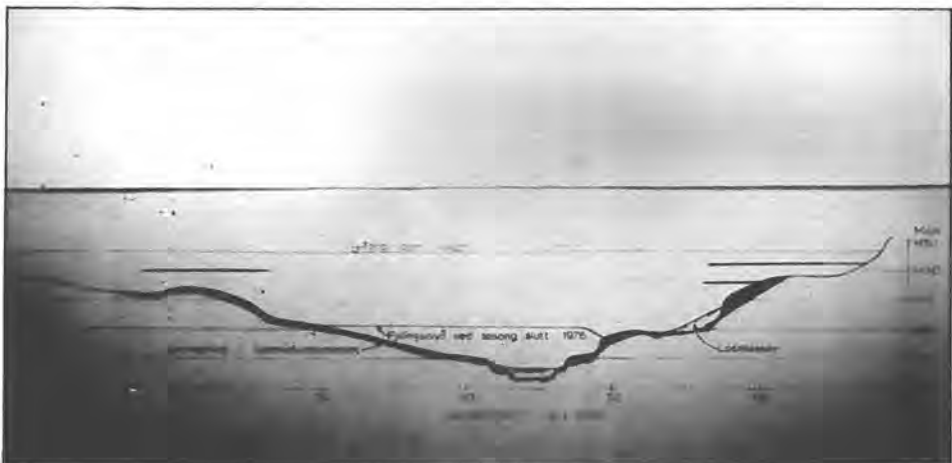


Fig. 18.5.

3. KONTROLL OG INSTRUMENTERING

Dammen er prosjektert med en rekke kontroll og måleinnretninger til bruk såvel i byggeperioden som ved senere anledninger.

De viktigste er:

1. Arrangement for lekkasjemåling. Prinsippet fremgår av fig. 18.6.
2. Deformasjonsmålinger. Prinsippet fremgår av fig. 18.7. Faste bolter i dammen måles inn fra basistasjoner i terrenget.
3. Piezometermålinger og inklinometerkanalmålinger for måling av poretrykk og setninger.

4. ARBEIDSPROGRAM - GJENNOMFØRING

På anbudsstadiet var prosjektet basert på 5 års byggetid med damfotarbeid og tilrigging i

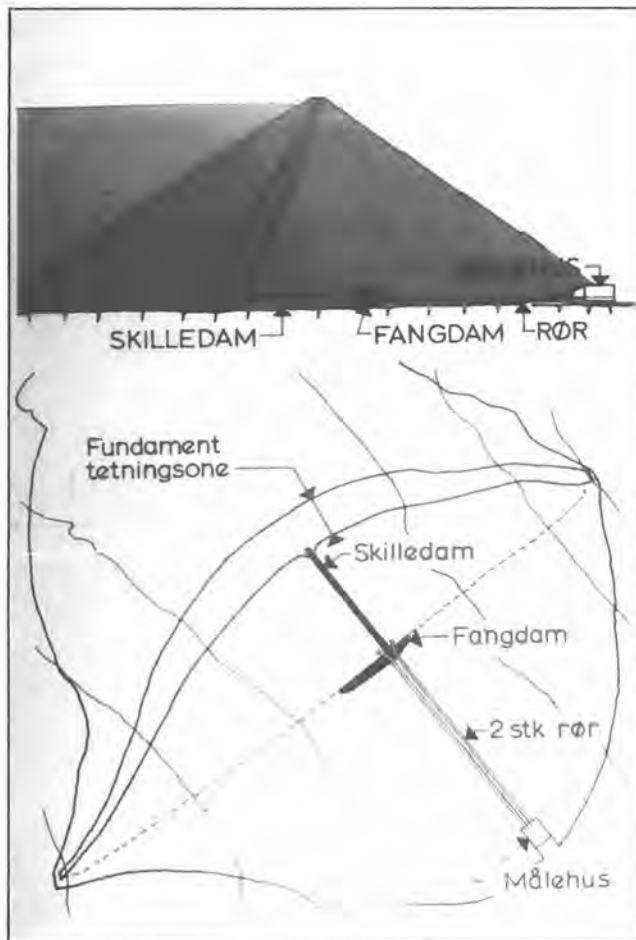


Fig. 18-6.

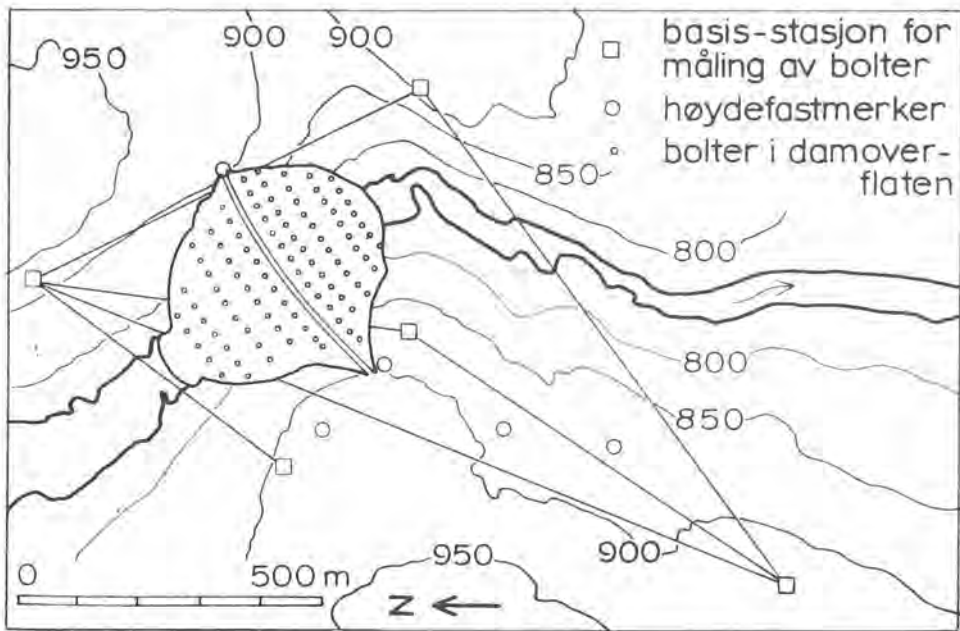


Fig. 18-7.

1975 og 4 års fyllingstid. Dette er blitt forandret til 3 års fyllingstid med følgende arbeidsprogram:

1975 : Rigg, damfotarbeid, injeksjon
 1976 : Innbygging av 700.000 m³ masse
 1976 : Innbygging av 1220.000 m³ masse
 1978 : Innbygging av 730.000 m³ masse

Fig. 18.8 viser gjennomføringen av fyllingsarbeidene.

Innebygget masse 1976:	755.000 m ³
Innebygget masse 1977:	1.150.000 m ³
Ukeproduksjon 1976:	ca. 55.000 m ³
Ukeproduksjon 1977:	78.000 m ³

Til tross for ganske store problemer for entreprenøren er arbeidet utført isamsvar med arbeidsprogrammet.

5. ENTREPRENØRENS ERFARINGER FRA DAMARBEIDENE

Det er ennå for tidlig å konkludere med hvilke erfaringer vi som entreprenør vil sitte igjen med etter dette prosjektet. Det hele må baseres på foreløpige betraktninger. De problemer vi har møtt, er vel ikke ukjente og heller ikke nye og uvesentlige egentlig, men vi tror vi har fått problemene på en mer brutal måte enn det som er vanlig.

Det spesielle ved dette prosjektet er knyttet til det å drive store anleggsarbeider 1400 m

o.h. Arbeiderne har blitt drevet under ekstreme forhold når det gjelder:

- a. Snømengder — Brøytekostnader
- b. Klimatiske forhold — lav temperatur, kort sesong med frost som i stor grad har heftet og forsinket arbeidene.

Vi har flere ganger under arbeidenes gang stilt oss spørsmålet om det er mulig å prosjektere og gjennomføre damarbeider under strengere klimatiske forhold i Norge idag.

Vi har også møtt problemer som vi mener byggherre og konsulent kunne ha gjort noe med. Vi tenker da i første rekke på mer omfattende forundersøkelser i marken for å kartlegge grunnforholdene bedre. Dette ville ha kostet endel, men vi tror at det ville blitt vesentlig besparelser under bygging.

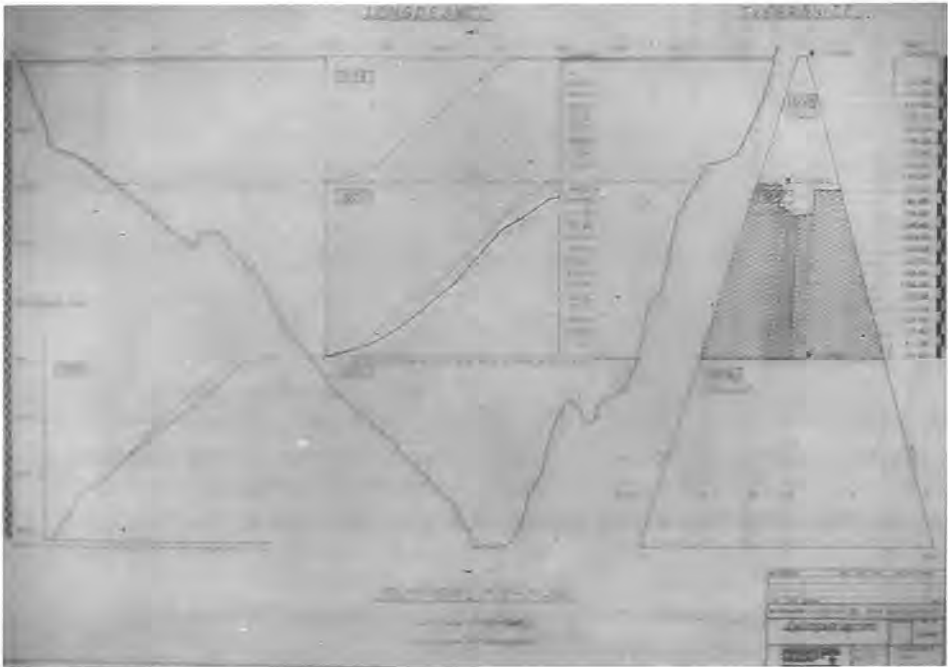


Fig. 18-8.

6. Karakteristiske problemer ved damarbeidene.

Nedenfor vises tilfeldig oppstilling over de problemer entreprenøren har hatt til nå, flere kunne ha blitt nevnt. Problemene er:

1. Store kostnader ved snørydding i høgfjellet 14—1500 m.o.h.
2. Frost i fjell.
 - a. Frysing av vann i borhull i steinbruddet.
 - b. Frysing av vann i injeksjonsborehull

- c. Forsinkelse og heft av damfotinjeksjonen
- d. Meget kort fyllingssesong.
- 3. Meget vanskelig damfotarbeider.
- 4. Stor masseøkning i forhold til beskrivelse.
- 5. Problemer med å holde arbeidsprogram.
- 6. Separasjon av morene.
- 7. Vannårer under høyt trykk i morenetak.
- 8. Knapphet på masser til overgangssone.

7. STORE KOSTNADER VED SNØRYDDING I HØGFJELLET 1400-1500 M.O.H.

Snømengdene så høgt til fjells er naturlig nok enorme. Temperaturen er så lav at vanlig snøsmelting ikke kommer igang før langt ut på sommeren.

Derfor kan man ikke regne med snøsmelting som en faktor for å komme igang med arbeidene, men man må fjerne all snø maskinelt, d.v.s. laste opp og transportere. Snødybden vurderte vi til ca. 5,0 m i 1976 og ca. 2,5 m i 1977 i gjennomsnitt.

Våre beregninger og oppgaver viser at vi kjørte bort ca. 1 mill m³ snø i 1976 og ca. 1/2 mill. i 1977.

Til dammen vil stå ferdig i 1978 vil snøryddingen ha kostet anslagsvis 18—20 mill. kroner. Det bør være nevnt at neppe noen entreprenør tør kalkulere inn dette i sine priser hvis han er interessert i å få jobben. Snøryddingen har virket i positiv retning må det gjeldes trimming og trening av mannskaper og maskiner.

Fig. 18.9 viser en situasjon fra damfoten mai 1976.

8. FROST I FJELL

Damstedet ligger i et område med midlere årstemperatur på ca. + 2°C. Frosten sitter i fjell og jord det meste av sommeren. Konsulentens målepunkt ved dammen viste at fjellet i damfoten ble frostfritt ca. 1. sept. i 1976, mens frosten ikke gikk ut i hele tatt i 1977, i dybder mellom 7 m og 20 m er det altså på grensen av en permafrosttilstand. Dette har på forskjellige måter hatt betydning for gjennomføring av arbeidene.

a. Frysing av vann i borhull.

Problemet har man hatt særlig i steinbruddet, men også for injeksjonsarbeidene. Borhull ble opptint med damp. Konsekvenser:

- 1. Ladevansker.
- 2. Økt kostnad p.g.a. tining og gjenoppboring. Ca. 100 % økning av mannskap til lading.
- 3. Usikkerhet ved salvene.
- 4. Nedsatt produksjonskapasitet.

b. Forsinkelse og heft av damfotinjeksjon.

Frosten har i en viss utstrekning forsinket injeksjonsarbeidene. Særlig på vårparten har det blitt sen start, men det har også blitt venting utover sesongen. Avgjørelsen om hvorvidt



Fig. 18-9.

det er frost til stede eller ikke har vært vanskelig da det ikke fantes tilstrekkelige og relevante målepunkter.

c. Meget kort fyllingssesong.

Temperaturforholdene har gitt en ekstremt kort fyllingssesong. Kravet er frostfritt fjell og morene før utlegging av morene kan starte. Fyllingsstiden for morene har vært 13 uker i 1976 og 15 uker i 1977 regnet brutto inkl. stopp p.g.a. regnvær.

9. MEGET VANSKELIGE DAMFOTARBEIDER

Geologisk rapport angir relativt godt fjell i damfoten. Fjellet i damfoten består av gneis og granitt. Fjellet er sterkt oppsprukket og forvitret i overflaten. Dette har ført til bortsprengning av ca. 60.000 m³ fast fjell i kjernefundamentet delvis for å komme i bedre fjell, men også for å slake ut skarpe overganger i lengdeprofilen som kan gi riss i morena.

Sprengningen har blitt etterfulgt av en meget omfattende kilrensk for hand. Kjernefundamentet har i stor utstrekning blitt slemmet med sementmørtel før utlegging av morene. Noen overheng og slepper har blitt utstøpt med betong, ca. 500 m³ ialt.

Tetning av fjellet under kjernefundamentet er utført med vanlig sementinjeksjon. Injeksjonen er utført med en hovedskjerm langs senterlinjen ned til ca. 60 m dybde pluss to sekundærskjerner i overflaten til 8 m dybde 2 m til side for senterlinjen.

Fjellet i et parti på 30 m i det gamle elveløpet var spesielt dårlig, oppsprukket og med svelleleire. Injeksjonsboringen måtte her i stor grad utføres som diamantboring fordi hullene raste sammen ved vanlig slagboring. Det gamle elveløpet pluss den generelle økning i damfotarbeidene utover beskrivelsen førte til at injeksjonsarbeidene måtte drives igjennom deler av vinteren.

Dette foregikk på den måte at det ble rigget plasthaller på injeksjonsstedet. Hallene ble oppvarmet slik at fjellet holdt seg frostfritt og arbeidene kunne drives gjennom hele vinteren. Slike arbeider er naturligvis forbundet med store ekstrakostnader. Ved Nyhellervatn ble det rigget 4 stk. haller, 10 x 30 m.

Hallene har klart snøpåkjenningen bra, og dette arbeidet var en interessant erfaring for senere anledninger.

Fig. 18.10 og 18.11 viser eksempel på drift under vinterforhold.

10. STOR MASSEØKNING I FORHOLD TIL BESKRIVELSE

Fig. 18.12 viser en sammenstilling av massene for hovedarbeidene. Særlig damfotarbeidene viser en voldsom masseøkning opptil ca. 1000 % økning. Dette forholdet representerer entreprenørens største hodebry ved anleggsarbeidene da det har blitt meget vanskelig å planlegge og gjennomføre en fornuftig disponering av ressursene.



Fig. 18-10.

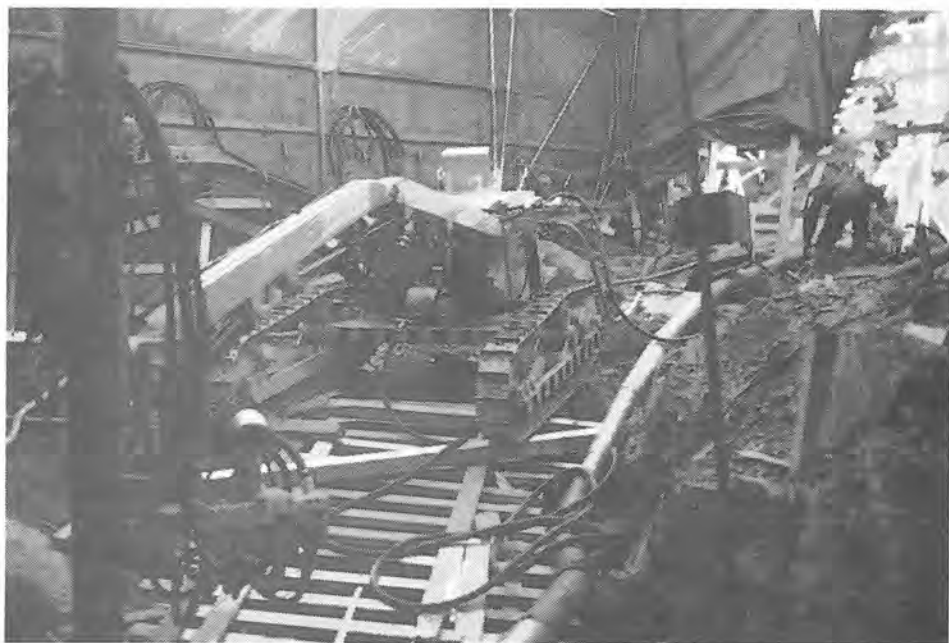


Fig. 18-11.

MASSESAMMENSTILLING				
BESKRIVELSE	ENHET.	KONTR.MASSER	TOTALE MASSER.	AVVIK 1% ⁵⁰
Avdekking av morene-filter,	M2.	11 000	19 000	72,7
— " —	M3.	22 000	28 000	27,3
Avdekking av damfundament	M2.	24 000	54 000	125,0
— " —	M3	34 000	87 000	156,0
Spr. i kjernefundament	M3	5 000	58 000	1060,0
Rensk etter spregning	M2	2 000	12 110	505,5
Kilerensk	M2	3 000	13 000	333,3
<u>Injeksjonsarbeider</u>				
Boring av injeksjonshull	M	5 275	12 000	127,5
Forbruk av sement	K&	288 000	380 000	31,9
Oppfylling av hull	STK	450	9 75	116,7
Diamantboring	LM	220	1 383	528,6
<u>Innebygging av masser</u>				
Innebygging av morene	DM3.	210 000	331 000	57,6
— " — grusfilter	DM3	255 000	270 000	5,9
— " — tnlsfilter	DM3.	236 000	250 000	5,9
— " — støttefylling	DM3.	1 797 000	1 800 000	0,2
Totalt	DM3.	<u>2 498 000</u>	<u>2 650 000</u>	<u>6,1</u>

Fig. 18-12.

Enhver entreprenør er forberedt på litt av hvert når det gjelder damfotarbeider, men grensen er vel i dette tilfelle overskredet.

11. PROBLEMER MED Å HOLDE ARBEIDSPROGRAM

Dette er en følge av forholdene nevnt under pkt. 1—4. Arbeidsprogrammet er holdt, men med store ekstrakostnader.

12. SEPARASJON AV MORENE

Dette er et av de få problemene man har hatt med håndtering av massene.

Den relativt steinrike morene har hatt tendens til separasjon med dertilhørende steinsamlinger på dammen. Separasjon fremkommer som følge av siktingen, pålasting på bilene og delvis utlegging på dammen. Forskjellige tiltak har blitt forsøkt for å rette på problemet, uten særlig hell.

For sesongen 1978 vil massene bli håndtert på en annen måte ved at man i prinsippet skal blande den separerte masse før utlegging på dammen.

13. VANNÅRER UNDER HØGT TRYKK I MORENETAKET

Morenetaket inneholder endel vannårer med stor vannføring og høgt trykk særlig i de dypere lag av morenetaket. Vannåresystemet er tilfeldig og vanskelig å grøfte/avlede. Når vannårene avskjæres, fører dette til rask oppbløting med vraking av masser samt driftsstyrrelser. Forøvrig er taket gunstig.

14. KNAPPHEIT PÅ MASSER TIL OVERGANGSSONE

Stein til overgangssonen skaffes fra tilløpstunnel for Aurland III. Dette vil gi en manko på ca. 70.000 m³ masse. Dette må tas fra brudd. Problemet kommer først i 1978. Massen skal knuses, og vi venter at produksjon av overgangsmasser vil bli en flaskehals i siste damsesong.

SLUTTKOMMENTAR

Bygging av dam Nyhellervatn har gitt entreprenøren mange grå hår i hodet underveis. Det har også gitt en rekke verdifulle erfaringer og tro på at teknikken kan mestre det meste, hvilket vil være en stor fordel ved kommende oppgaver innen dambygging i norske høyfjell.

DIMENSJONERING AV FYLLINGSDAMMER MOT JORDSKJELV

Earthquake resistant design of earth- and rockfill dams.

Sivilingeniør Per B. Selnes, Norges Geotekniske Institutt.

SAMMENDRAG

Artikkelen gir først en generell orientering om jordskjelv og jordskjelvmekanisme, jordskjelvrisiko i Norge og forklaring på en del vanlig anvendte ord og begreper på dette området. Deretter beskrives vanlig anvendte metoder for dynamisk analyse av fyllingsdammer, skader på dammer under jordskjelv og retningslinjer for dimensjonering og konstruksjon av dammer i jordskjelvområder.

SUMMARY

This article gives first a general introduction to earthquakes, earthquake mechanisms, seismicity in Norway and explanations to common terms used in connection with earthquakes. Methods for dynamic analysis of earth- and rockfill dams are then presented together with a list over dams damaged due to earthquakes and recommendations for the design of dams in seismic areas.

JORDSKJELV I NORGE - DEFINISJONER, MEKANISME

Det er da ikke jordskjelv i Norge — ihvertfall ikke større enn at de såvidt klarer å klirre litt i glass og flytte litt på bilder. Dette er en vanlig kommentar når man begynner å snakke om jordskjelv i Norge. Så hvorfor da et foredrag om jordskjelv — at Norge ligger i et rolig hjørne av verden — også når det gjelder jordskjelv, fremgår jo tydelig av jordskjelvoversikten på fig. 19.1.

Norske firmaer har imidlertid atskillige oppdrag i utlandet, og Norges Geotekniske Institutt har vært engasjert i damprosjekter i Nepal, Øst-Afrika og New Guinea, og i prosjekter for oljeplattformer utenfor California, New Zealand og Alaska — alle områder med stor jordskjelvakтивitet.

En annen grunn til å holde dette foredraget er at vi har jordskjelv i Norge også. Fig. 19.2 viser jordskjelv i Norge større enn $M = 5,0$ siden år 1800. Det har vært 3 jordskjelv av størrelse $M = 6,0$ — $6,5$ i denne perioden, altså relativt store skjelv, kanskje like stor som jordskjelvene utenfor Los Angeles i 1971 ($M = 6,4$) og i Italia i fjor ($M = 6,2$).

Det siste store jordskjelvet inntraff ute i Oslofjorden i 1904. Intensitetlinjen, fra dette jordskjelvet, viser at rystelsene ble merket over store deler av Norge, Sverige og Danmark ($I > 2$ — 3). Fig. 19.3. I København ble skjelvet registrert også denne måten:

*I fra vinduet fire alen
datt jeg like bums på halen.
Barnepiggen, könt at se på,
lå og ba en bön med blei på.
Det ble spillet på klaveret
uten at det ble trakteret
død og dänder, død og dänder.
Nu går jeg og verden under.*

(Dansk revyviser fra 1904,
gjengitt etter Kristine Sommerfeldt)

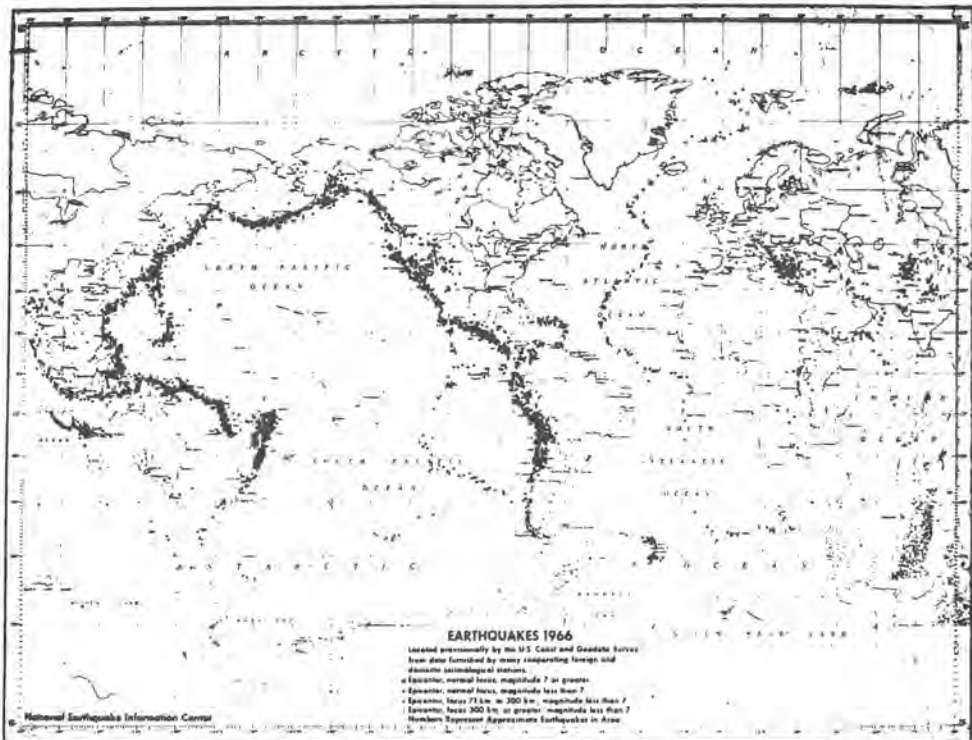


Fig. 19-1. Jordskjelv større enn $M = 4,0$ i 1966 (1).

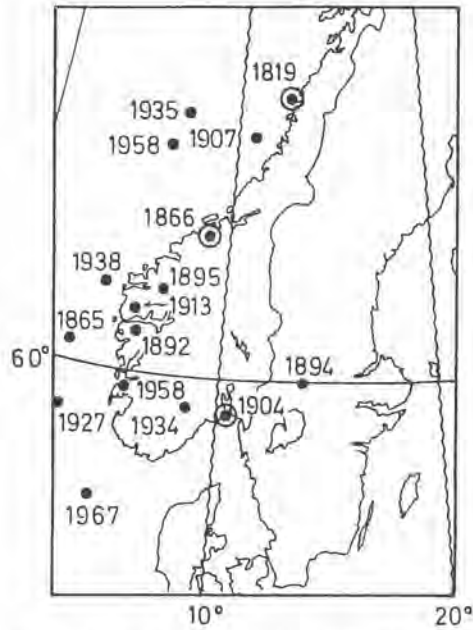


Fig. 19-2. Jordskjelv i Norge større enn $M = 5,0$ siden år 1800. ($M = 6-6,5$ er merket med dobbel sirkel) (2).

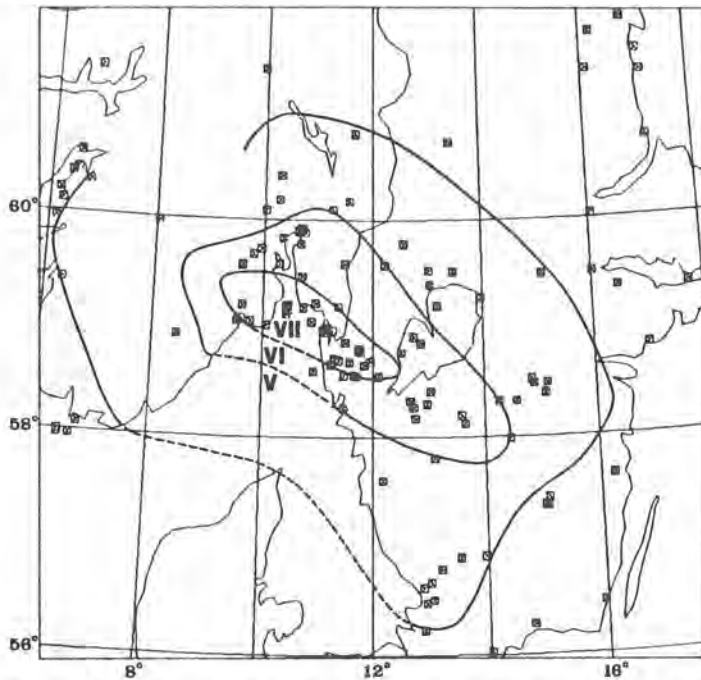


Fig. 19-3. Intensitetslinjer for jordskjelvet i Oslofjorden i 1904 (3).

INTENSITET, MAGNITUDE, AKSELERASJON

Jordskjelv kan altså beskrives på vers, men mer vanlig er intensitet og magnitude. Intensitet er en bedømmelse av rystelsene på et sted ut fra skadevirkninger og reaksjoner på rystelsene. Det finnes flere intensitetsskalaer, den mest brukte er «Modified Mercalli», forkortet MM, som i forenkelt utgave er gjengitt på fig. 19.4.

Magnitude er en instrumentelt bestemt verdi som med et tall angir størrelsen av jordskjelvet, og ble definert av Richter i 1935 som:

«The logarithm to the trace amplitude in 0,001 mm on a Wood-Anderson seismograph located 100 km from the epicenter».

Siden det sjelden finnes måleinstrumenter i 100 km's avstand fra episentret, benyttes korreksjonsfaktorer for avstanden. Magnitude bestemt for et og samme jordskjelv kan variere med opptil 1 M for forskjellige stasjoner.



Fig. 19.4. Intensitetsskala (Modifisert Mercalli, 4).

Jordskjelv med magnitudo mindre enn ca. 5,0 regnes vanligvis som uskadelige, største mulige magnitudo er antakelig 8,7—8,9.

Tidshistorien av rystelsene kan måles med akselerometre, og både akselerasjons-, hastighets- og forskyvningshistorier bestemmes. Fig. 19.5 viser tidshistorier for et $M = 7,6$ jordskjelv (Taft, California, 1952).

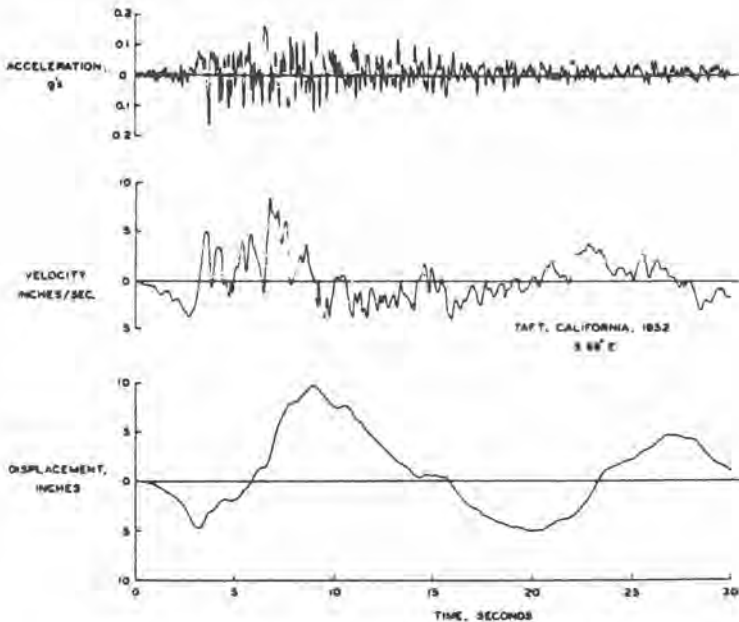


Fig. 19-5. Tidshistorier fra et $M = 7,6$ jordskjelv i California.

JORDSKJELVMEKANISME

Jordskjelv oppstår når spenninger i jordskorpa brått utløses. Hovedmekanismen i denne spenningsoppbyggingen forklares av kontinentaldriftsteorien — jordskorpa består av plater som forskyver seg i forhold til hverandre, fig. 19.6. Hastigheten kan være 1—5 cm/år.

USA og Europa fjerner seg fra hverandre, og det skjer en oppsprekking og utvidelse langs den midtatlantiske ryggen, India beveger seg inn under Himalaya og Stillehavsplaten beveger seg inn under vestkysten av USA, fig. 19.7. Hyppige jordskjelv, vulkansk virksomhet og fjellkjedeoppbygging skjer der platene kolliderer.

Spenninger kan også bygges opp av andre årsaker, for eksempel landhevning, men dette gir mindre energi, og mindre og sjeldnere jordskjelv.

Jordskjelv oppstår altså ved utløsning av spenninger i jordskorpa. Spenningene — og energien — utløses langs hele bruddflaten. Hyposentret er det punkt hvor spenningene først overstiger fastheten — initieringspunktet for jordskjelvet. Episentret er projeksjonen av hyposentret til overflaten, fig. 19.8. Ved store jordskjelv kan bruddet forplante seg hundrevis av kilometer, og det er selvsagt avstanden til bruddsonen og ikke avstanden til verken episenteret eller hyposenteret som avgjør størrelsen på rystelsene.

Størrelse og tid for bevegelser som har foregått under tidligere jordskjelv, kan ofte be-

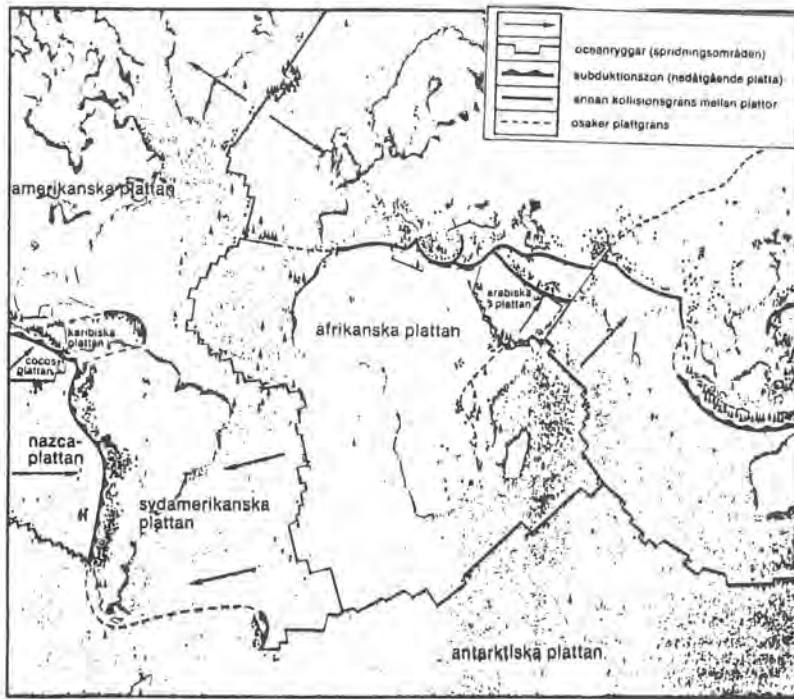


Fig. 19-6. Kontinentenes drift (4).

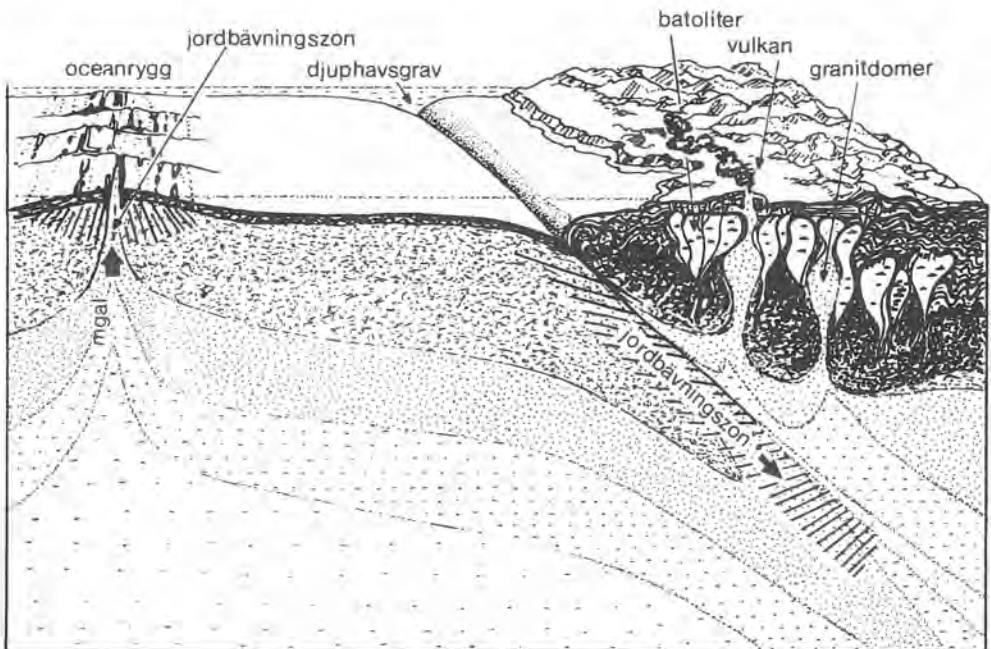


Fig. 19-7. Skjematisk fremstilling av platenes bevegelse (4).

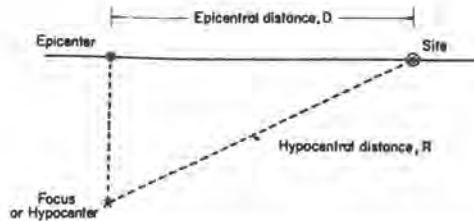
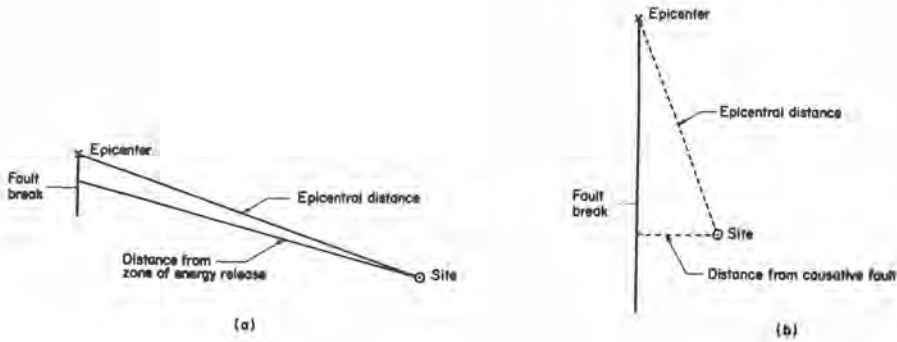


Fig. 19-8. Hyposenter, episenter, bruddsone og relative avstander.

stemmes ved geologiske undersøkelser. Profilet i fig. 19.9 viser for eksempel at bevegelsene i de siste 3000 år har vært 1,7 m vertikalt, hvorav 75 cm siste 1200 år. De 10—15 cm forskyvning som vises helt i overflaten, oppsto under et $M = 6,5$ jordskjelv. Horisontale forskyvninger kan man av og til se tydelig uten å være geolog. Fig. 19.10 er fra San Andreas-forkastningen i California.

FORPLANTNING AV RYSTELSER, LOKALE GRUNNFORHOLD

Jordskjelv skyldes altså utløsning av spenninger over en flate. Rystelsene forplanter seg ut over fra denne flaten, og størrelsen på rystelsene avtar med avstanden, både fordi bølgefronten øker i areal, og fordi energi absorberes underveis.

Både frekvensen av rystelsene og amplituden vil avta med økende avstand fra forkasningssonen, fig. 19.11.

Rystelsene på et sted er dessuten avhengig av lokale grunnforhold. Løsmasser vil f.eks. forandre både størrelse og egenskaper av rystelsene. Over dype jordlag vil frekvensen av rystelsene avta, og høyhus vil få de største påkjenningene. På fjell vil høyhus være relativt lite utsatt. For et lite, stivt hus vil forholdet være motsatt, fig. 19.12.

Små rystelser vil forsterkes av et jordlag, mens store rystelser vil forminskes.

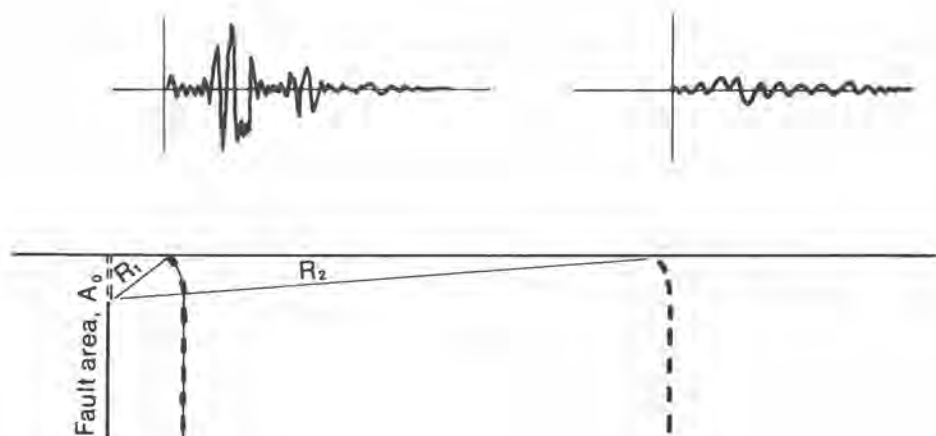


Fig. 19-11. Endring av rystelsene med økende avstand fra jordskjelvsonen.

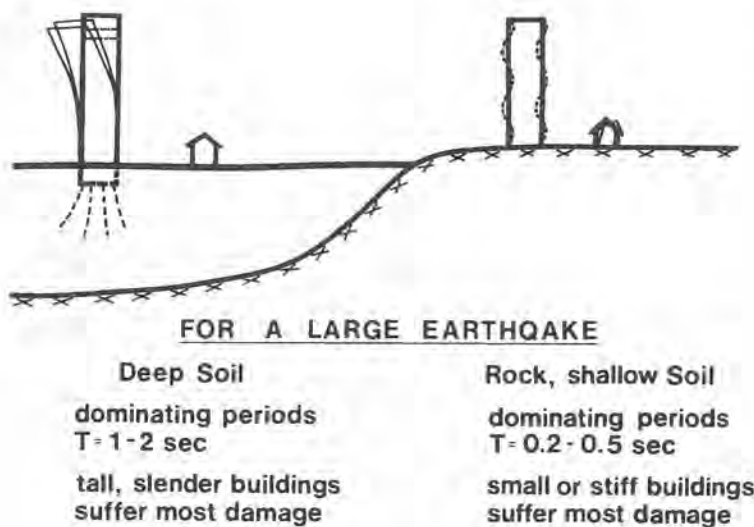


Fig. 19-12. Virkningen av løsmasser på jordskjelvrystelser.

STABILITETSBEREGNING VED JORDSKJELV

Et enkelt stabilitetsproblem

Fig. 19.13 viser det enkle realskoleforsøket for bestemmelse av friksjonsvinkelen. Klossen begynner å gli når skråningsvinkelen er lik friksjonsvinkelen φ , og sikkerhetsfaktoren, F , mot glidning uttrykkes enkelt ved:

$$F = \frac{\text{tg}\phi}{\text{tg}\rho}$$

STATIC STABILITY

$$F = \frac{W \cos p \operatorname{tg} \varphi}{W \sin p} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} p}$$

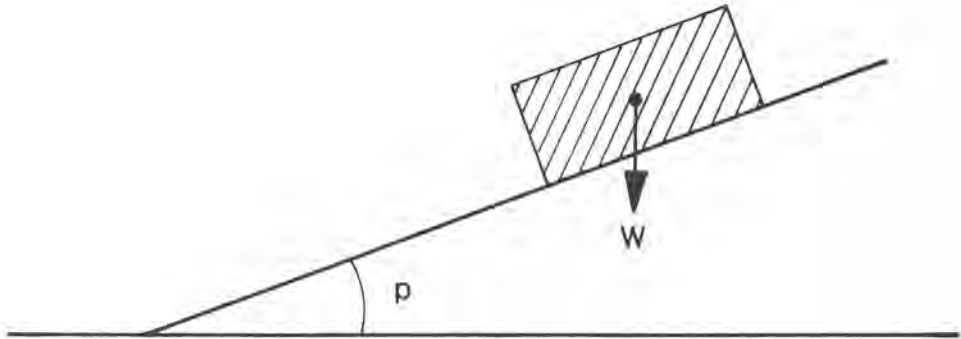


Fig. 19-13. Kloss på skråplan.

Hva nå hvis et jordskjelv inntreffer under forsøket? Hvis underlaget beveger seg mot høyre med akselerasjon a , vil massekreftene, $W \cdot a$, forandre stabilitetsligning til (fig. 19.14):

$$F = \frac{(W \cos p - W a \sin p) \operatorname{tg} \varphi}{W \sin p + W a \cos p}$$

(I ligningen er akselerasjonen a uttrykt i g (9,81 m/sek²)).

DYNAMIC (PSEUDO - STATIC) STABILITY

$$F = \frac{(W \cos p - W a_g \sin p) \operatorname{tg} \varphi}{(W \sin p - W a_g \cos p)}$$

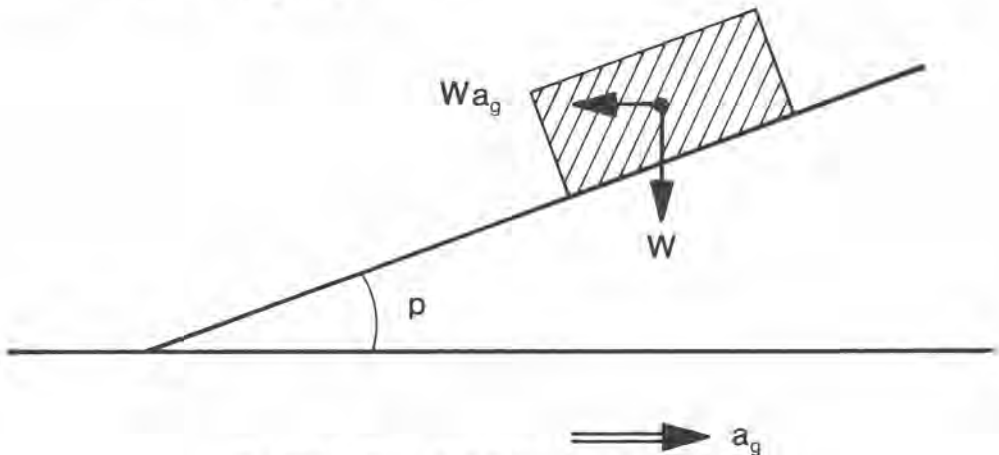


Fig. 19-14. Kloss på skråplan utsatt for jordskjelv.

Seismisk koeffisient

Tilsvarende beregninger kan vi gjøre ved stabilitetsberegning for dammer også, både for gli-desirkel- og lamellemetoden. Dette er prinsippet for den enkle pseudostatistiske beregningen av stabiliteten, også kalt den seismiske koeffisientmetoden.

Vi innfører altså en ekstra horisontal statisk kraft i stabilitetsberegningen som er proporsjonal med vekten av legemet, fig. 19.15. Størrelsen på denne proporsjonalitetsfaktoren, den seismiske koeffisienten, er gitt i forskjellige lands jordskjelvkoder, tabell I.

TABELL 1. Seismiske koeffisienter

USA	0,05 — 0,15
USSR	0,025 — 0,1
JAPAN	0,1 — 0,25
INDIA	— 0,15
TYSKLAND	— 0,1
ITALIA	— 0,1
SPANIA	— 0,4

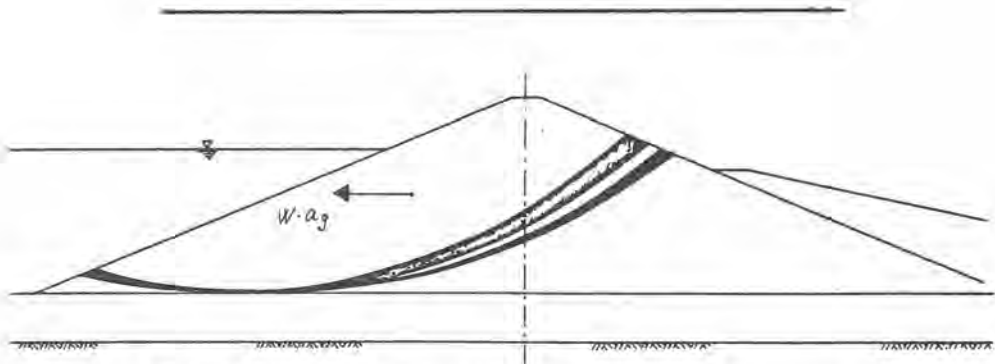


Fig. 19-15. Innføring av seismisk koeffisient i stabilitetsberegningen.

Det er vanskelig å sammenligne verdiene direkte siden de fleste koder benytter forskjellige korreksjonsfaktorer for konstruksjonstype, grunnforhold osv. Størrelsen på koeffisienten varierer imidlertid mye fra land til land, og valget av størrelse kan ofte synes nokså tilfeldig.

Inntil slutten av 60-årene var denne seismiske koeffisientmetoden omtrent den eneste som ble brukt, og den er fremdeles den mest brukte beregningsmetode.

Seismisk responsspektrumanalyse

En kritikk av koeffisientmetoden var at den ikke tok hensyn til de dynamiske egenskapene av damkonstruksjonen. En liten stiv betongdam vil jo bevege seg på en helt annen måte enn en høy fyllingsdam.

En måte å ta hensyn til dette på, er å gjøre størrelsen av koeffisienten avhengig av egenfre-

kvensen (resonansfrekvensen) av konstruksjonen. Den indiske standarden (6) uttrykker for eksempel den seismiske koeffisienten ved følgende uttrykk:

$$\alpha_h = \beta_0 I F_0 S_a/g$$

hvor

- α_h = seismisk koeffisient
- I = viktighetsfaktor = 2,0 for dammer (6,0 for atomkraftverk)
- F_0 = soneverdi, 0,05—0,40
- β = fundament/grunnforholdskoeffisient, 1,0—1,5
- S_a/g = koeffisient avhengig av konstruksjonens egenperiode, fig. 19.16

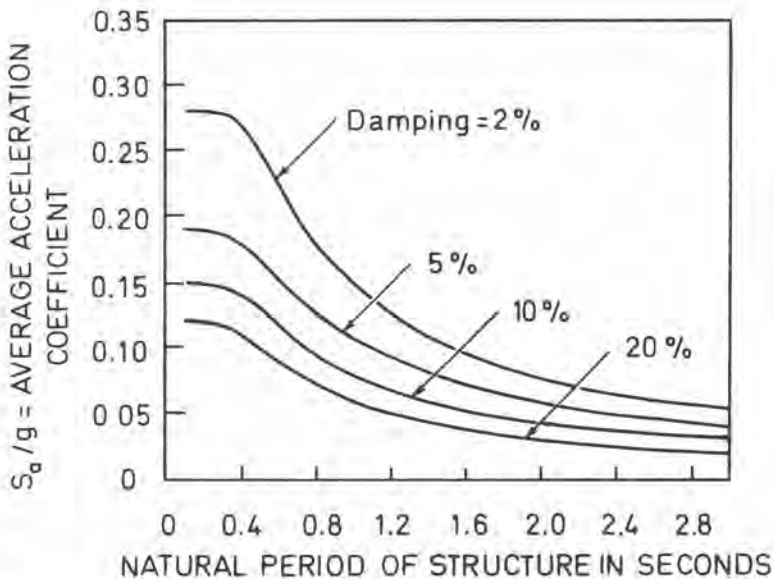


Fig. 19-16. Periodeavhengig seismisk koeffisient (responspektrum-metoden) (6).

DYNAMISKE F.E.M. BEREGNINGER

Inntil jordskjelvet utenfor Los Angeles i 1971 var stort sett alle fornøyde med disse metodene. Beregningene var svært enkle, dammene ble ikke fordyret — den seismiske ekstralasten ble oppveiet ved å tillate en lavere sikkerhetsfaktor for dynamiske laster, og dammene som var bygget, hadde tilsynelatende klart seg bra under jordskjelv.

Det var bare en del forskere som ikke var fornøyde. Hverken koeffisientmetoden eller responsmetoden tok nemlig hensyn til varigheten av rystelsene, heller ikke til at fastheten av materialene i dammen og i grunnen kunne bli nedsatt som følge av rystelsene og ikke til at frekvensinnholdet i jordskjelvet kunne variere.

Nedre San Fernando Dam

Det som virkelig fikk fart i utviklingen, både i USA og andre steder, var den katastrofen man nærmest ved et under unngikk i San Fernando i 1971. Fig. 19.17 viser nedre San Fernando dammen umiddelbart etter jordskjelvet. Fribordet var da redusert til litt over 1 m. På nedsiden av den 43 m høye dammen bodde ca. 80 000 mennesker som i all hast ble evakuert.

Undersøkelser som ble satt i gang etter at reservoaret var tappet ned, viste følgende (7):

1. Sikkerheten ved en vanlig seismisk koeffisientberegning var 1,2—1,7. Denne beregningsmåten kunne altså ikke forutsi dambruddet.
2. Deler av dammen hadde kommet i en fullstendig flytende tilstand (liquefaction), fig. 19.18.
3. En dynamisk F.E.M. beregning og dynamiske laboratorieforsøk kunne forutsi hvilke soner som ville flyte ut, fig. 19.19
4. Stabiliteten av dammen var nær 1,0 når fastheten i den flytende sonen ble satt lik null, fig. 19.20. Denne metoden var altså i stand til å forutsi dambruddet.



Fig. 19-17. Utglidning av nedre San Fernando dammen i 1971.

Beregningene for denne undersøkelsen ble utført med et dynamisk F.E.M. program som ga fordelingen av statiske og dynamiske spenninger i dammen. Disse beregnede spenningene ble så simulert i laboratorieforsøk for å finne hvilke soner som ville gå til brudd (flyte ut).

Et eksempel på resultatene fra et slikt laboratorieforsøk er vist på fig. 19.21. Den sykliske belastningen øker poretrykket i prøven, og prøven får store deformasjoner (flyter) når poretrykket er blitt lik belastningen på prøven, i dette tilfelle ved ca. 15 sykler.

De sonene som ifølge denne beregningen ville flyte ut er vist på fig. 19.19, og den sonen som i virkeligheten fløt ut er vist på fig. 19.18.

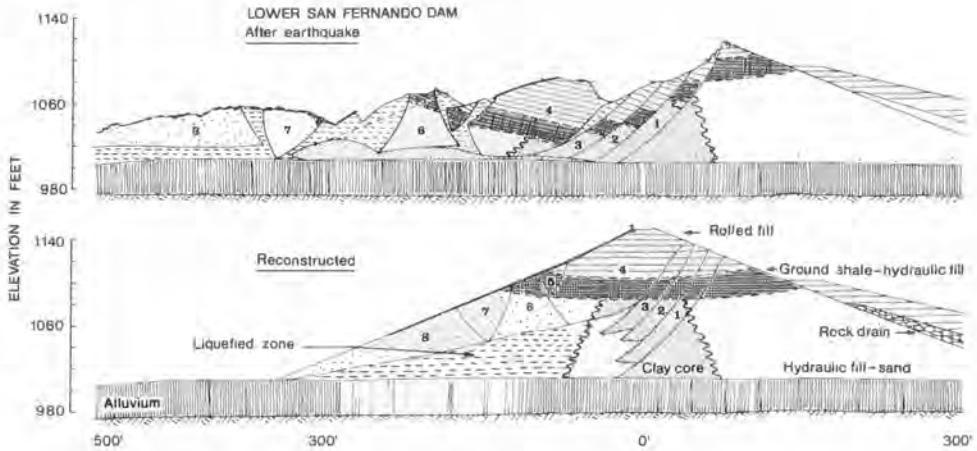


Fig. 19-18. Snitt gjennom nedre San Fernando Dam (7).

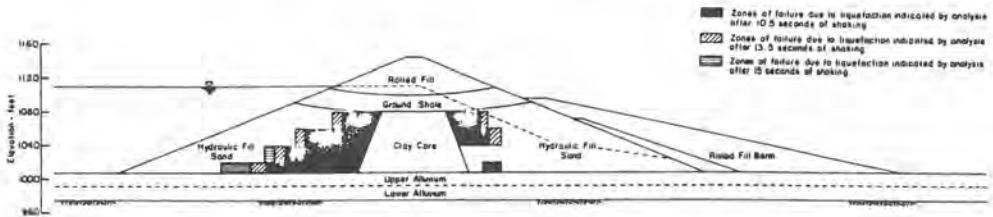


Fig. 19-19. Beregnede flytesoner for nedre San Fernando Dam (7).

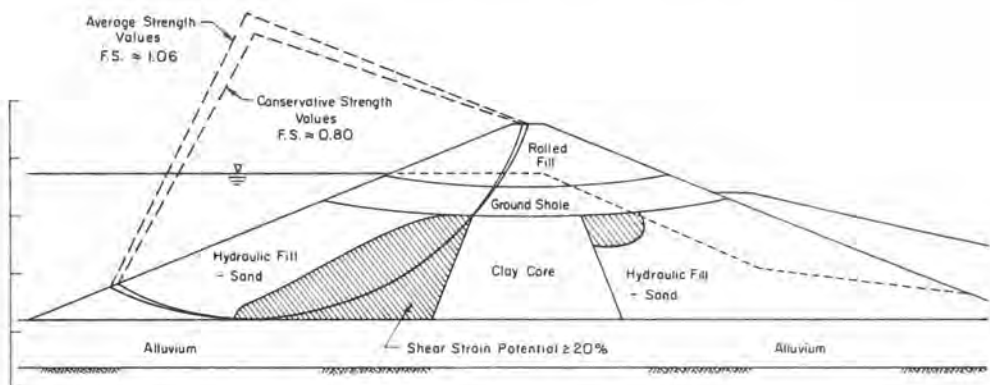


Fig. 19-20. Stabilitetsanalyse for nedre San Fernando Dam etter utvikling av «flytende» soner. (8).

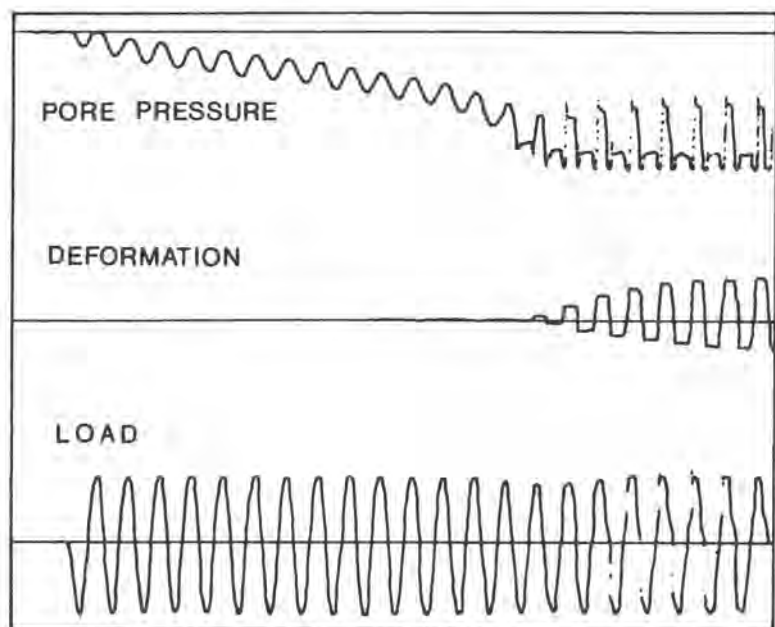


Fig. 19-21. Utvikling av poretrykk og deformasjoner ved syklisk belastning.

Beregning av deformasjoner

En tilsvarende analyse kan også benyttes til å beregne deformasjoner (8), forskjellen er at istedenfor å bare se på hvilke prøver som flyter, måles nå deformasjonene, ϵ_p på fig. 19.22, og en ny ekvivalent E-modul bestemmes. Disse E-modulene benyttes deretter i en statisk lineær F.E.M. model til å beregne deformasjonene av dammen.

Dette er altså en blandet dynamisk/statisk beregning. Årsaken til at en direkte dynamisk beregning av deformasjonene ennå ikke er i bruk, er vanskelighetene med å formulere materialmodellen, og kostnadene ved å gjennomføre analyser med tidsintegrering av ikke-lineære F.E.M. systemer.

Det arbeides også med å forbedre koeffisientmetoden. En videreføring som gjør det mulig å ta hensyn til poretrykkoppbyggingen på grunn av rystelsene er nylig utviklet ved NTH (9).

DIMENSJONERING AV DAMANLEGG MOT JORDSKJELV

Til slutt en oppsummering av forhold som må tas hensyn til ved dimensjonering av damanlegg mot jordskjelv. Dimensjonering utføres for:

1. Selve damkonstruksjonen.
2. Jord- og fjellskråninger i reservoarområdet.
3. Konstruksjoner i forbindelse med anlegget — overløp, luker, tunneler, kanaler, støttemurer, bygninger.

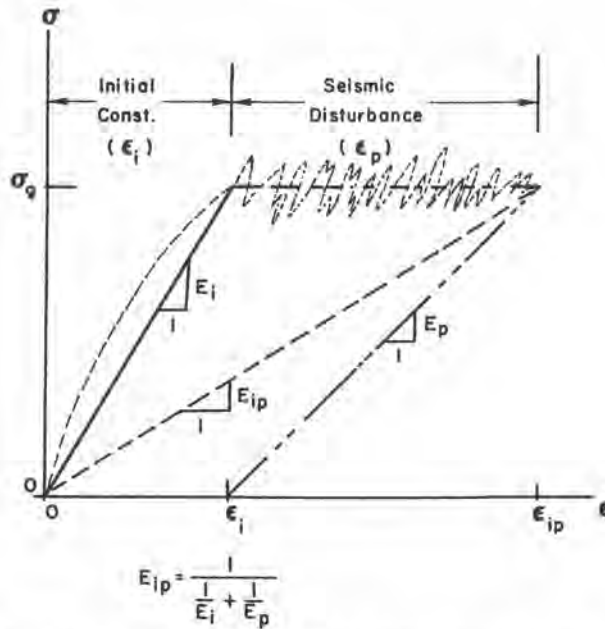


Fig. 19-22. Reduksjon i elastisitetsmodul p.g.a. rystelser (9).

Det må dimensjoneres både for rystelser og for mulig forskyvninger av forkastninger som går gjennom fundamentene. Forskyvninger vil også kunne forekomme langs svakhetssoner i nærheten av hovedforkastningen utløst av rystelsene eller av strukturell forbindelse med hovedforkastningen.

Forkastning som skal anses som potensielt aktive (capable faults) er ifølge amerikanske bestemmelser (10):

1. En forkastning som har hatt bevegelse i løpet av de siste 35 000 år eller gjentatte bevegelser i løpet av de siste 500 000 år.
2. En forkastning som har instrumentelt registrert aktivitet.
3. En forkastning som har strukturell forbindelse med en potensiell aktiv forkastning.

Dimensjonerende rystelser

Ofte bestemmes to nivåer som dammen dimensjoneres for:

1. *Største mulige jordskjelv*
Anlegget skal kunne tåle dette jordskjelvet uten at det skjer noen katastrofe.
2. *Største sannsynlige jordskjelv i dammens levetid*
Anlegget skal kunne tåle dette jordskjelvet uten større skader.

Størrelsen på dimensjonerende skjelv bestemmes ut fra:

1. *Geologisk, tektonisk vurdering*
Lengde av forkastninger, tid og størrelse på forskyvninger kan ofte bestemmes geologisk og relateres til jordskjelvstørrelse.
2. *Seismisk vurdering*
Sannsynlighetsberegning ut fra tidligere registrerte jordskjelv.
3. *Induserte jordskjelv*
Oppfylling av store reservoarer kan nedsette fastheten og øke spenningen i øvre deler av jordskopa tilstrekkelig til å utløse jordskjelv.

Dimensjonerende jordskjelv bestemmes altså ut fra både en seismologisk og en geologisk vurdering. Et utstrakt samarbeide og kommunikasjon mellom geolog, seismolog og ingeniør er derfor nødvendig fra første stund i et prosjekt.

Uførelse av dammer i jordskjelvområder

Følgende konstruksjonsregler er foreslått for fyllingsdammer i jordskjelvområder (11):

- Unngå potensielt aktive forkastninger i fundamentene.
- Tilstrekkelig fribord.
- Tykke filtersoner av materiale som ikke lett sprekker opp.
- Tykk kjerne av materiale som er selvtettende ved oppsprekking.
- Grundig vurdering av stabiliteten av jord- og fjellskråninger i nærheten av reservoaret.
- Damkronen utformes slik at virkningen av overtopping reduseres.

Skader på dammer fra jordskjelv

Skader fra jordskjelv kan skyldes:

- Bevegelse av forkastninger gjennom damfundamentet.
- Utglidninger.
- Relativbevegelser mellom dam og fundament.
- Redusert fribord på grunn av bevegelser i grunnen.
- Lekkasje og erosjon langs sprekker forårsaket av jordskjelv.
- Overtopping på grunn av jordskjelvinduserte bølger.
- Overtopping på grunn av jord- og steinskred i reservoaret.
- Nedsatt fasthet i dammen eller fundamentene.

Atskillige dammer er blitt utsatt for sterke jordskjelvrystelser. Tabell II gir en oversikt over større fyllingsdammer som er blitt skadet under jordskjelv.

Rystelsene for disse dammene har, med ett unntak trolig vært over 0,3—0,4 g, og alle dammene er eldre, nokså dårlig komprimerte jordfyllingsdammer. Dette skulle tyde på at fyllings-

dammer stort sett tåler relativt store jordskjelv uten større skader.

Moderne norske dammer, både steinfyllingsdammer og godt komprimerte jorddammer, vil antakelig kunne tåle temmelig kraftige rystelser, selv om de ikke er spesielt dimensjonert for det.

TABELL 2. Skader på fyllingsdammer fra jordskjelv.

DAM	TYPE	FOUNDATION	EARTHQUAKE	DAMAGE
Sheffield USA 1917	Compacted sand and silt, concrete facing 7.6 m height	1—3 m silt and sand ($D_r = 35—40\%$) over sandstone	1925 $M = 6,3$ 11 km away Intensity I = IX Max acc. = 0,2—0,4 g	Downstream slide
Lower San Fernando USA 1912—1940	Hydraulic fill and rolled earth 43 m height	10 m sand and stiff clay overlying rock	1971 $M = 6,4$ near dam Max acc. = 0,5—0,7 g	Major slide
Hebgen USA 1909—1914	Earth and rock fill with central concrete core 24 m height	Gravelly soil core extends to bedrock	1959 $M = 7,5$ close to dam Max acc. = 0,5—0,7 g	1 m settlement, 25 cm downstream movement, 4 times overtopped by seiches
Dry Canyon USA 1911—1912	Wagon rolled and hydraulic fill 20 m height	18 m wellgraded alluvium	1952 $M = 7,6$ Max. acc. 0,07—0,17 g	Severe cracking
Ono Japan 1914	Compacted earth fill with concrete core 49 m height	Mainly bedrock, alluvium on left bank	1923 Accelerations probably above 0,4 g	Large cracks, 25 cm settlements
Upper Murayama Japan 1923	Compacted earth with clay core and concrete block facing 24 m height	Loam	1923 Accelerations probably above 0,4 g	Cracks, 1,2 m settlements (Dam not full)
Otani-ike Japan 1920	Earth with impervious core 27 m height	Sandstone	1946 $M = 8,5$	Cracks

REFERANSER

1. **BOLT, B. A. (1970):**
Causes of earthquake. Earthquake engineering. Ed.: R. L. Wiegel. Englewood Cliffs, N. J., Prentice-Hall. S. 21—45.
2. **HUSEBY, E. S., H. BUNGUM, J. FYEN AND H. GØYSTDAL (1976)**
Earthquake activity in Fennoscandia between 1947 and 1975 and intraplate tectonics. (Manuscript to be published. NORSAR.)
3. **AUSTEGARD, A. (1975):**
The 1904-earthquake in the Oslo-fjord area. (Oslo). 14 s. Appendix C til Dames & Moore (1975) Rapport til Norges vassdrags- og elektrisitetstvesen. (Ikke publisert.)
4. **DAHLMAN, O. AND H. ISRAELSON (1976)**
Jordskjelvkatastrofer kan de förutsägas-förhindras? Forskning och Framsteg nr. 6 p. 5—11.

5. **CLARK, R. M., DIBBLE, R. R., FYFE, H. E., LENSEN, G. J. AND SUGGATE, R. P. (1965).**
Tectonic and earthquake risk zoning. R. Soc. N. Z. Trans, 1:113—126.
6. **INDIAN STANDARDS INSTITUTE (1976)**
Criteria for earthquake resistant design of structures. New Delhi. 72p. IS: 1893—1975.
7. **SEED, H. B., LEE, K. L. IDRIS I. M. AND MAKDISI F. (1973)**
Analysis of the slides in the San Fernando Dams during the earthquake of Feb. 9, 1971. Report No. EERC 73—2, June, University of California, Berkeley, 150 p.
8. **LEE, K. L. (1974)**
Earthquake induced permanent deformations of embankments. Report UCLA-ENG-7498, University of California, Los Angeles, 107 p
9. **LAVANIA, B. V. K. (1977)**
Aspects of earthdam stability. Thesis, Institutt for Geoteknikk og fundamenteringslære, NTH 197 p.
10. **UNITED STATES ATOMIC ENERGY COMMISSION (1973)**
Reactor site criteria. Rules and regulations, title 10, Atomic Energy, part 100. p. 237—238.
11. **INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (1975)**
A review of earthquake resistant design of dams. Bulletin 27. 106p.

TETNINGSKJERNE AV KNUSTE MATERIALER

Impervious core of crushed materials

Sivilingeniør Odd Hotvedt, Institutt for anleggsdrift, NTH

SAMMENDRAG

Fyllingsdam med kjerne av knuste materialer kan være et alternativ til dam med frontal betongplatetetning der tilstrekkelig morene ikke finnes. Resultater fra orienterende geotekniske forsøk kjørt på nedknust glimmerskifer er som en kan vente for morene med samme kornfordeling. For å oppnå tilstrekkelig finhet på nedknust materiale, må mølle benyttes i tillegg til konvensjonelle steinknuser. Et knuseverk som kan levere tetnings-, filter- og overgangsmateriale for Storglomvassdammen (5 mill. m³) er prosjektert og kalkulert. I kostnadsoverslag for dammen for begge byggemåter viser summen av byggekostnader, renter i byggetida og verdi av magasin en differanse på 185 mill. kr til fordel for alternativet med knuste materialer.

SUMMARY

A rockfill dam with impervious core of crushed materials can be an alternative to a rockfill dam with frontal impervious membrane of concrete in areas which are lacking sufficient quantities of moraine. Informative geotechnical investigations are carried out on crushed mica-schists. The results are as expected for moraine with the same grain-size distribution. To obtain the same fineness in crushed materials, a mill has to be used in addition to conventional stone-crushers. Crushing equipment for production of core material, fine and coarse filtermaterial to Storglomvassdammen (5 mill. m³) is projected and calculated. The two alternatives of construction mentioned above are estimated for this dam. When the costs of construction, difference in interests during the construction period and difference in the value of magazine are summed, there is a total difference of 185 mill. kr in favour of the crushed materials alternative.

INNLEDNING

Fyllingsdammer med tetningskjerne av knuste materialer kan være aktuelt ved større dammer på steder hvor tilstrekkelig mengde morene ikke finnes.

PROSJEKTGRUPPEN

En prosjektgruppe ved Institutt for anleggsdrift analyserte våren 1977 tekniske- og økonomiske forhold vedrørende nedknusing av stein og tetning-, filter- og overgangsmateriale

i fyllingsdammer. Prosjektgruppen besto av studentene Einride Berg-Rollnes, Asle Juul og Svein Solum, vitenskapelig assistent Odd Hotvedt, samt dosent Odd Johannessen.

STORGLOMVATN

Prosjektarbeidet ble knyttet konkret til reguleringen av Storglomvatn. Storglomvatn vil omfattes av en eventuell utbygging av Svartisverkene. Vannet er i dag regulert, men det foreslås nå en heving av HRV med 64 m. Magasinet blir da på ca 3,4 milliarder m³. To dammer må bygges, en 85 meter høy hoveddam på ca 5 mill. m³ og en 65 meter høy støttdam på ca 1 mill. m³. I området finnes ikke nok morene for begge dammene. Hoveddammen var derfor prosjektert som steinfyllingsdam med frontal betongplatetetning.

FRONTAL BETONGPLATETETNING

Fig. 20.1 viser tverrsnitt av en dam med frontal betongplatetetning. På grunn av krav til små og jevne setninger stilles store krav til kvaliteten av steinfyllinga. Bare i en mindre del, sone 2, er lagtykkelsen 2 m. Størstedelen har lagtykkelse 60 cm, sone 1. Under betongplata må det ligge to 50 cm lag av velgradert stein, pluss et asfaltstabilisert pukklag. Det er her sett bort fra et eventuelt krav om ytterligere en sone for retardasjon av vanngjennomstrømning ved brudd på betongplata. Steinfyllinga blir kostbar og vil kreve en omfattende knusing og sortering. Frontal betongplatetetning er lite ønsket av hensyn til sikkerhet, levetid og vedlikehold. Ved denne damtypen er en også avskåret fra å samle vann i takt med bygging av dammen. Dette vannet kan representere betydelige beløp.

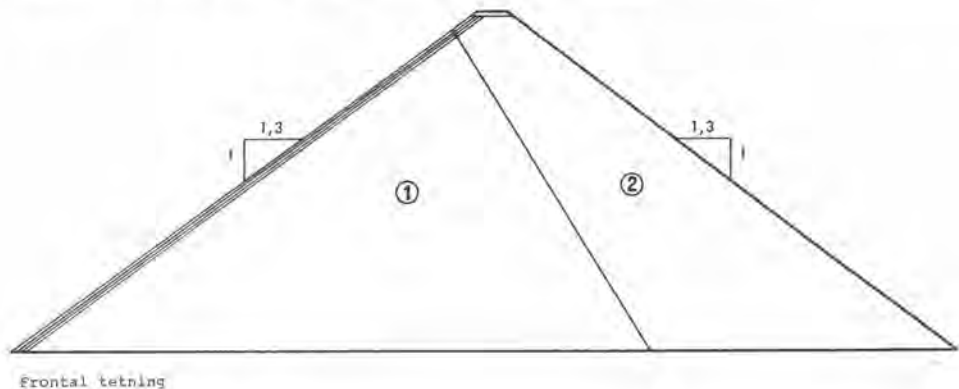


Fig. 20-1. Tverrsnitt frontal betongplatetetning.

KORNGRADERING, MORENE

Det vanlige tetningsmaterialet i fyllingsdammer er som kjent morene. En morene godkjennes som tetningsmateriale dersom den, når den er frasiktet stein større enn 20 mm, har et finstoffinnhold på 15 % og inneholdet av stein større enn 20 mm er lite. Finstoff defineres her som materiale mindre enn 0,074 mm. Fig. 20.2 viser en slik kornfordelingskurve.

KORNGRADERING, KNUSTE MATERIALER

En må i utgangspunktet anta at samme krav til kornfordeling også må gjelde for kunstig medknust materiale. I vår ble det kjørt orienterende forsøk vedrørende dette spørsmål. Prøver med varierende finstoffinnhold ble satt sammen av nedknust glimmerskifer. Permeabi-

litetskoeffisienten lå på $3-5 \cdot 10^{-5}$ cm/s for prøver med finstoffinnhold i området 12—20 %. Finstoffets leirinnhold var som for en morene, komprimeringsegenskaper var også som en kunne vente seg for en tilsvarende morene. Resultatene skulle altså bygge under antakelsen om at samme materialkrav må gjelde enten knusingen er gjort av maskiner eller av naturen selv.

Mer omfattende forsøk gjøres nå i NGI's regi. Det kan her legges til at kravet til kornfordeling er vesentlig ut fra produksjonshensyn. En økning i finhet, f.eks. fra 15 til 20 % finstoff betyr en vesentlig økning i knusearbeid. Dessuten medfører det at det såkalte filter- og overgangsmaterialet i dammen også må knuses finere, så alt i alt betyr det en fordyring av knuseprosessen.

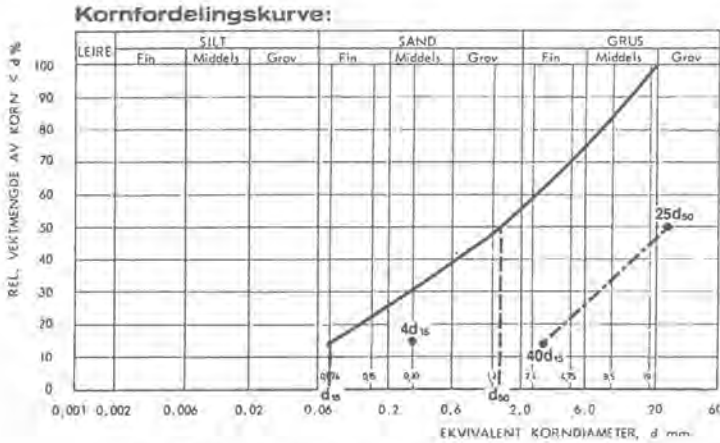


Fig. 20-2. Kornfordeling morene, — filterkrav.

FILTER- OG OVERGANGSMATERIALE

Knuseverket som ble planlagt for Storglomvatn, skulle produsere filter- og overgangsmateriale i tillegg til tetningsmateriale. Kravene til korngradering som NGI nå bruker for filtermateriale, er også vist på fig. 10.2. Tilsvarende krav gjelder for overgangsmaterialet i forhold til filtermaterialet. Kornfordelingskurvene som vi ønsket de tre materialene fra knuseverket skulle ha, er vist i fig. 20.3.

TVERRSNITT

Tverrsnitt av hoveddam som vi gikk ut fra ved kapasitetsberegning av knuseverket, er vist i fig. 20.4. Dette er en smal kjerne med horisontal bredde i forhold til vanntrykk ved fullt magasin på 1:3,6, altså med gradient 3,6. Til sammenlikningens skyld er gradienten ved Svartevassdammen 5.

Det er ikke sikkert det er ønskelig å bygge Storglomvassdammen med så smal kjerne som vi her gikk ut fra. Derfor ble det i overslaget som jeg skal komme tilbake til, regnet med en noe bredere kjerne, som vist i fig. 20.5. Gradienten er der 2,3. Det må her bemerkes at reduksjon i kjernebredden vil føre til betydelig reduksjon i byggekostnadene.

Masseberegningen for støttedammen er basert på et tverrsnitt med kjerne hvor gradienten er 2,3.

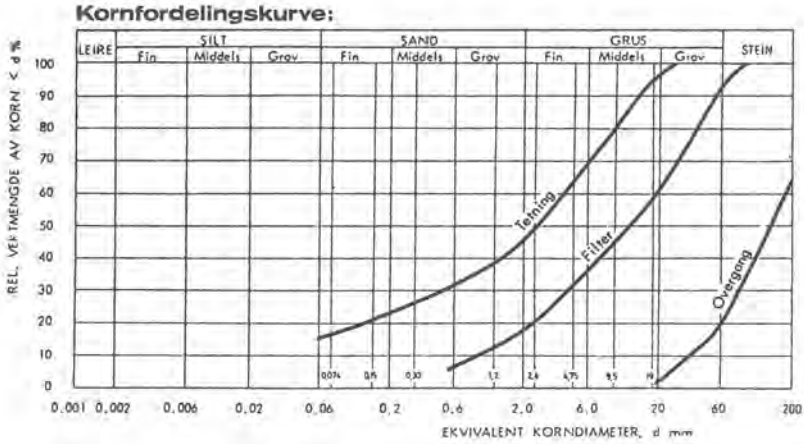


Fig. 20-3. Ønskede kornfordelingskurver fra knuseverk.

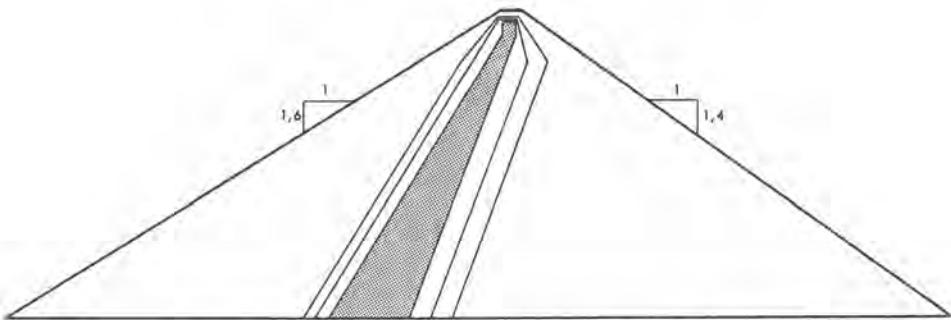


Fig. 20-4. Tverrsnitt sentral tetning, smal kjerne.

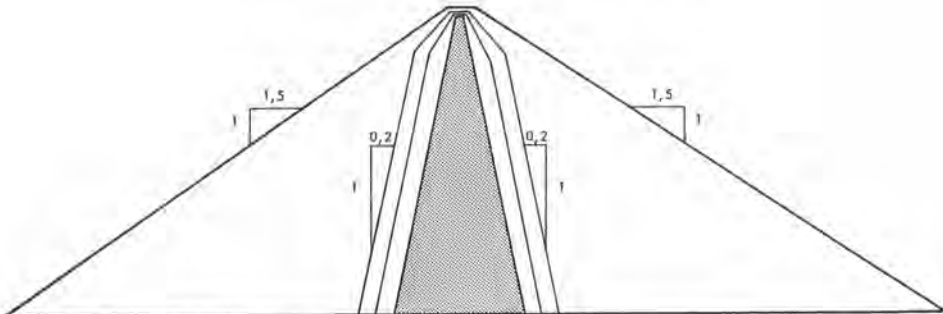


Fig. 20-5. Tverrsnitt sentral tetning, middels smal kjerne.

KAPASITET KNUSEVERK

Knuseverket skal produsere tetnings- og filtermateriale for begge dammer samt overgangsmateriale for hoveddammen. Totale masser gjennom knuseverket blir når en har korrigert for overmasser p.g.a. unøyaktigheter ved utlegging (virkelig anbrakte m³):

Tetningsmateriale:	761.000 m ³
Filtermateriale:	628.000 m ³
Overgangsmateriale:	495.000 m ³

Det ble regnet med produksjon i 4,5 sesong, 90 produksjonsdøgn pr. sesong, 15 skift pr. uke og 6 effektive knusetimer pr. skift. Videre er regnet med at maskinene i gjennomsnitt yter 90 % av det maskinleverandørene oppgir. Steinen som her skal knuses, er glimmerskifer med spesifikk vekt nær 2,8. For å regne om knuseverkets kapasitet til tonn pr. time er følgende tørr-romvekter antatt for komprimert materiale:

Tetningsmateriale:	2,2 t/m ³
Filtermateriale:	2,1 t/m ³
Overgangsmateriale:	2,0 t/m ³

Nominell kapasitet for knuseverket er under disse betingelser satt til:

Tetningsmateriale:	246 t/h
Filtermateriale:	202 t/h
Overgangsmateriale:	202 t/h
Totalt:	650 t/h

FLYTSKJEMA

En rekke maskinkombinasjoner ble forsøkt og regnet gjennom før en kom fram til en brukelig kombinasjon. Kravene til kapasitet og kornfordeling skulle tilfredsstilles med enklest mulig maskinkombinasjon og med begrenset størrelse på enhetene.

Hvilke maskiner som er i bruk og hvordan materialstrømmene går, framgår av fig. 20.6. Ved oppbyggingen av dette er det tatt hensyn til en rekke forhold. Alt finstoff fra brudd og de første knusetrinn blir tatt vare på til tetningsmaterialet. Tre av de fem kornknuserne mates med s.k. korte fraksjoner (4—8 mm eller 8—25 mm) for å øke nedknusingsgraden. Bufferlageret etter første knusetrinn rommer omtrent 2 døgns produksjon og tar opp variasjoner i tilkjøring av stein.

De 5 siloene tar opp mindre variasjoner i materialstrømmene. Både før og etter mølla (se nedenfor) er det silo, slik at denne i sterk grad kan kjøres uavhengig av knuseverket for øvrig.

Tetningsmaterialet settes sammen av 5 strømmer med materiale av forskjellig gradering. På denne måten har en kontroll over kornfordelingen til produktet. Utmatingen vil skje kontinuerlig med matere styrt av båndvekter. Massene går til slutt gjennom blandeverk med vanntilsetning før de kjøres på dammen.

Flytskjemaet i fig. 20.6 ble kontrollregnet på EDB av Svedala-Arbrå ved deres kontrakt i

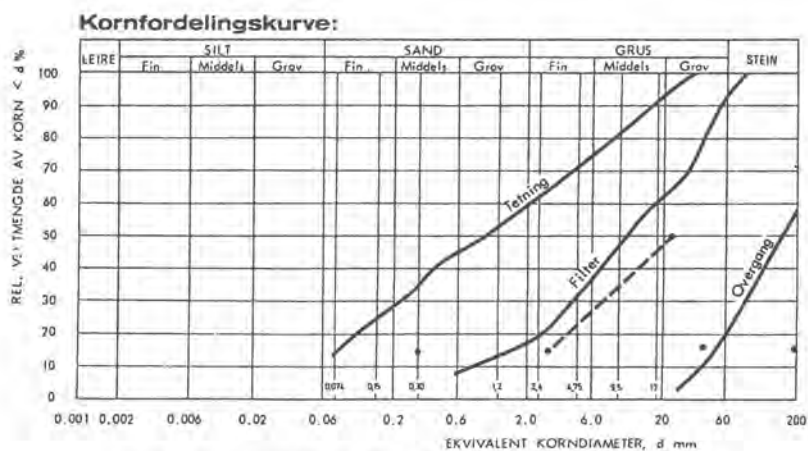


Fig. 20-7. Beregnede kornfordelingskurver fra knuseverk.

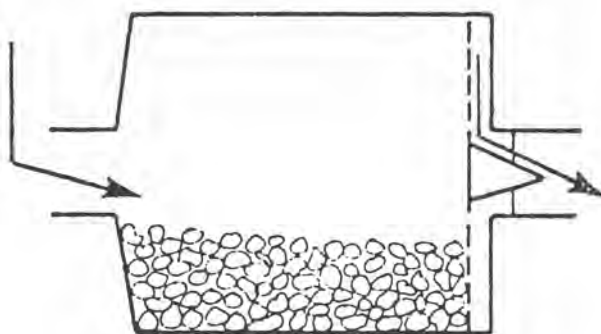


Fig. 20-8. Utøsende kulemølle.

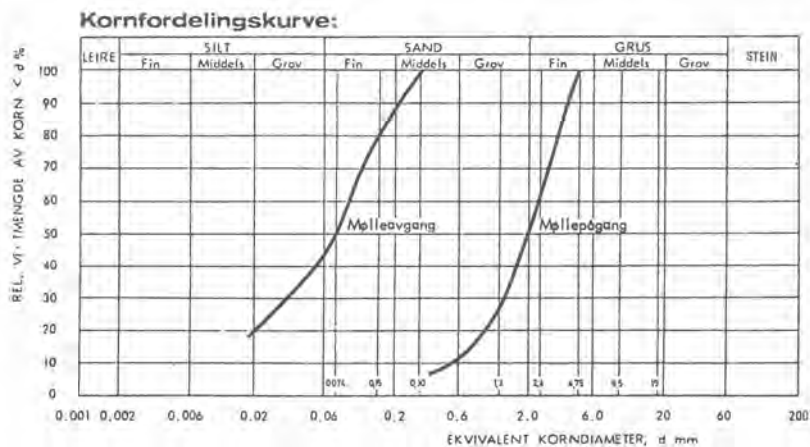


Fig. 20-9. Kornfordelinger til materiale i mølla.

INNLEGGING I TERRENG

Skissen i fig. 20.10 viser hvordan knuseverket kan legges inn i det aktuelle terrenng. Siktene konsentreres i en bygning og finknuserne i en annen. Det er værhardt på stedet, derfor bør alle maskiner, bortsett fra de største og groveste, bygges inn.

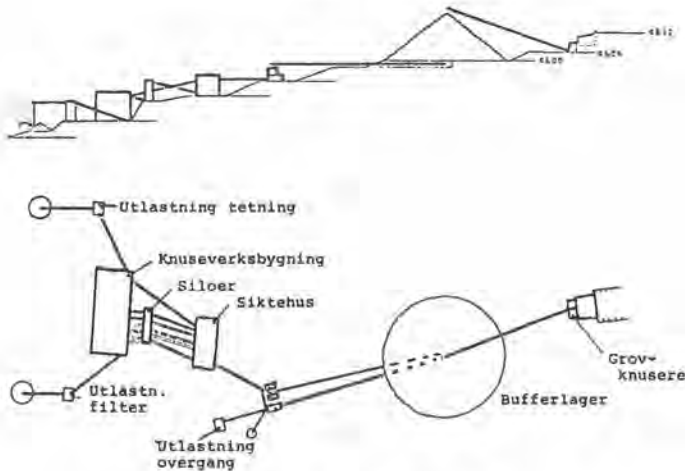


Fig. 20-10. Innlegging i terrenng.

INVESTERINGER

Investeringer i 1000 kr., 1977 prisnivå:

Knusere	5.750
Mølle	2.000
Matere	820
Sikt	910
Transportører	2.180
Blandeverk	200
El. installasjon, automatikk m.m.	2.000
Siloer	600
Bygning	470
Opprigging	2.140
Nedrigging	500
Samlet invest. ekskl. avgift	17.570
Investeringsavgift	2.280
Samlet invest. inkl. avgift	19.850

SAMLEDE KOSTNADER

De enkelte investeringer er avskrevet ulikt etter mulighet for omsetning etter avsluttet drift, men samlet avskrivning på hele investeringen er på ca. 75 %. Det er regnet 10 % rente av uavskrevet kapital. Driftskostnadene er beregnet på grunnlag av data innhentet fra pukkverksdrift og bergverksdrift forøvrig og som er tilpasset anleggsdrift.

Samlede kostnader pr. tonn gjennom verket vil bli:

Avskrivninger :	3,86 kr/tonn
Renter :	1,51 kr/tonn
Reparasjon :	0,64 kr/tonn
Slitedeler :	0,83 kr/tonn
El-kraft :	0,30 kr/tonn
Olje, fett :	0,95 kr/tonn
Arbeidslønn :	0,36 kr/tonn
Totalt :	7,55 kr/tonn

Disse kostnader er fordelt på de tre produktene ved at timekostnadene er fordelt med:

- 60 % til tetningsmaterialer
- 30 % til filtermaterialer
- 10 % til overgangsmaterialer

Dette gir følgende kostnader for selve knuseprosessen:

Tetningsmateriale	12,00 kr/tonn
Filtermateriale	7,30 kr/tonn
Overgangsmateriale	2,40 kr/tonn

ENHETSKOSTNAD STORGLOMSVATN

Ved Institutt for anleggsdrift er også steinbruddsdriften og transporten ved Storglomsvatn planlagt og kalkulert. På grunnlag av kostnadene derfra er følgende enhetspris beregnet for knuste materialer:

	Tetning	Filter	Overgang
1. Boring, lading, skyting	5,50 kr/fm ³	5,50 kr/fm ³	5,50 kr/fm ³
2. Lasting	2,70 kr/fm ³	2,70 kr/fm ³	2,70 kr/fm ³
3. Transport	5,00 kr/fm ³	5,00 kr/fm ³	5,00 kr/fm ³
4. Knusing	34,26 kr/fm ³	15,65 kr/fm ³	4,96 kr/fm ³
5. Mellomlagring og utlasting	2,40 kr/fm ³	1,60 kr/fm ³	—
6. Transport til dam	6,95 kr/fm ³	6,95 kr/fm ³	6,95 kr/fm ³
7. Øvrige arbeider	0,80 kr/fm ³	0,80 kr/fm ³	0,80 kr/fm ³
	57,61 kr/fm ³	38,20 kr/fm ³	25,91 kr/fm ³
Faktor for omregning fra kr/fm ³ til kr/vam ³	$\frac{2.8}{2.2} = 1,27$	$\frac{2.8}{2.1} = 1,33$	$\frac{2.8}{2.0} = 1,40$
Masse levert i dam	45,26 kr/vam ³	28,65 kr/vam ³	18,51 kr/vam ³
Utlekking og komprime- ring	5,00 kr/vam ³	5,00 kr/vam ³	4,00 kr/vam ³
	50,26 kr/vam ³	33,65 kr/vam ³	22,51 kr/vam ³
+ 15 % (risiko, avvik)	7,54 kr/vam ³	5,05 kr/vam ³	3,39 kr/vam ³
Grunnpris knuste materialer	57,80 kr/vam ³	38,70 kr/vam ³	25,90 kr/vam ³

OVERSLAG STORGLOMVASSDAMMEN

Ved instituttet er det regnet overslag for begge byggemåter ved Storglomvassdammen. Alternativet med sentral tetningskjerne av knuste materialer er basert på to skifts drift, mens alternativet med frontal betongplatetetning er basert på tre skifts drift.

	Sentral tetning	Frontal tetning
Byggetid	8 år	6 år
Byggekostnader, ekskl. generalkostn.	153 mill. kr.	203 mill. kr.
Renter i byggetida, differens	—	+ 65 mill. kr.
Verdi magasin, differens	—	+ 70 mill. kr.

En dam av knuste materialer byr på så store fordeler at det er nødvendig å forfølge prosjektet videre.

KJENTE PROSESSER

Selv om knusing av stein til tetningsmateriale såvidt kjent ikke tidligere har funnet sted, er ingen nye og ukjente prosesser involvert. En kan si det hele bare er en kombinasjon av prosesser som hver for seg er kjent fra andre virksomheter:

Knusing	— pukkverksdrift
Maling	— oppredning
Sammensetning av delmaterialer.	
til matr. med bestemt korngradering	— asfaltblandeverk
Blanding, vanntilsetning	— betongblandeverk

Knusing av dambyggingsmaterialer kan også ses på som en logisk utvikling av den behandling naturlige dambyggingsmaterialer i dag gjennomgår i form av sortering.

DAMMBROTT OCH RISKANALYS

Sjefsingeniør Karl-Arthur Scherman, Statens Vattenfallsverk, Sverige

1. INLEDNING

Inom all mänsklig verksamhet inträffar olyckor. Olyckorna kan vara av två skilda typer. Å ena sidan kan man ha olyckshändelser av måttlig omfattning, som inträffar relativt ofta t ex arbetsplatsolyckor och bilolyckor. Å andra sidan kan man ha mycket omfattande olyckshändelser, som inträffar sällan t ex mycket store flygplanshaverier. Många människor accepterar lättare den första kategorien av händelser och ser mycket allvarligt på den andra kategorien dvs. de stora, relativt sällan förekommande olyckorna. Till den senare kategorien av olyckor kan vi räkna dammrar och det är denna fråga som närmare skall belysas här. Härvid utnyttjas mycket av data ifrån en internationell utredning som författaren medverkat i och som gjorts inom ICOLD dvs. International Commission on Large Dams. Utredningen gjordes inom en särskild kommitté mellan årene 1965 och 1973.

2. BEGREPPET BROTT OCH BEGREPPET RISK

Ordet brott kan ha olika betydelser. Somliga lägger i ordet brott betydelsen ett oväntat resultat t ex om det gäller en byggnad, sprickor i betongbalk eller sättning i grunden eller dylikt. Andra vill med brott mena en allvarligare händelse t ex en observerad kollaps i eller hos en byggnad eller anläggning. Jacob Feld har också diskuterat liknande betydelser hos det engelska ordet failure. Inom den tidigare nämnda utredningen inom ICOLD har ordet brott, på engelska failure, använts i följande betydelse.

«F1 = A major failure involving the complete abandonment of the dam».

«F2 = A failure which at the time may have been severe, but yet has permitted the extent of damage to be successfully repaired and the dam again brought into use.»

I fortsättningen på denna uppsats skal dessa ICOLD definitioner användas.

Ordet risk förekommer i flera språk och har därvid följande olika betydelser. Det kan betyda antingen «något som hotar» eller «sannolikheten att en ogynnsam händelse skall inträffa». På senare tid har det i tekniken också ibland utvidgats att betyda sannolikheten för en händelse multiplicerat med konsekvensen av denna händelse. I fortsättningen skall med risk menas sannolikheten för en ogynnsam händelse t ex ett dammrar. Konsekvenserna av ett dammrar kommer icke att beröras.

3. METODER FÖR BERÄKNING AV SANNOLIKHET

3. a. Allmänt

De metoder man har för beräkning av en sannolikhet för brott skulle kunna vara baserade på antingen de dimensioneringsregler man har för konstruktion av anläggningar eller på en

syntetisk beräkning av en konstruerad och byggd anläggning eller på en analys av statistik över verkliga händelser.

3.2 Dimensioneringskriterier

De nuvarande dimensioneringskriterierna för en konstruktion baserar sig på tillämpning av vissa normerade säkerhetsgrader ofta omräknade till tillåtna material-påkänningar. Dessa säkerhetsgrader är uttryck för förhållandet mellan bärförmåga och inverkan av last. Dimensionering kan också basera sig på den s.k. partialkoefficientmetoden, där i stort sett säkerhetsgraden har uppdelats i två partiella koefficienter, den ena avseende lasten och den andra avseende bärförmågan. I det senare fallet har man genom val av partialkoefficient tagit hänsyn till sannolikheten för variation hos såväl laster som materialegenskaper samt för konsekvenser av ett brott. En tredje framtida metod kan vara en dimensioneringsmetod baserad på total sannolikhetsanalys av last och bärförmåga hos konstruktionen. Det är lång väg att gå innan man kommer fram till en sådan fullständig sannolikhetsbaserad dimensioneringsmetod. Sammantaget kan man säga att de nuvarande dimensioneringsmetoderna icke ger någon god bas för bedömning av den totala sannolikheten för ras hos en anläggning.

3.3 Syntetiska metoder

För att man skulle kunna syntetiskt analysera sannolikheten för brott hos en konstruktion, behövde man gå djupare in i problemen och därvid noggrant känna till konstruktionens utformning i detalj och de olika brottbilder, som kan uppstå. Samtidigt måste man då känna till sannolikheterna för materialegenskaper i detalj och sannolikheten för olika laster, som kan uppträda under konstruktionens livstid. Ett sätt som har använts i samband med analyser av fel inom kärnkraftanläggningar är den s.k. felträdsanalysen. Den bygger på att man gör en noggrann kartläggning av sambandet mellan olika händelser och mellan olika bärande element inom hela konstruktionen och till slut framräknar den totala sannolikheten för en ogynnsam händelse.

Metoden förutsätter att den samling anläggningar man vil studera är lika sinsemellan och att objekten är tekniskt väl definierade i minsta detalj.

3.4 Statistik över verkliga händelser

Ett helt annat sätt att analysera risken för brott är att basera denna på statistik över verkliga händelser under en lång tid för ett stort antal av liknande objekt.

4. DAMMAR

Dammar kan ha många olika ändamål, såsom för

- vattenkraft
- flottning
- inlandssjöfart
- vattenförsörjning
- bevattning av mark
- skyddsinvallning av mark o dyl.
- sedimentationsbassänger vid gruvor

Ibland har dammar ett dubbelt ändamål eller till och med flera ändamål (engelska: multi-purpose).

Inom Skandinavien är vi mest bekanta med de första av här nämnda ändamålen. För kraft-ändamål kan en älv ha ett helt system av ett stort antal dammar, ibland upp till flera tiotal. Några dammar i övre delarna av älven användes då mest för långtidsreglering av vattenflödet och dammarna i övrigt för kraftstationer, som tack vare det långtidsreglerade vattenflödet och sin egen korttidsreglering kan producera elkraft i den takt som elkraften efterfrågas.

Antalet dammar i världen är mycket stort, speciellt om även alla små dammar inräknas.

Det finns en särskild internationell organisation som behandlar dammbyggnadsteknik, International Commission on Large Dams, ofte förkortat till ICOLD. Inom ICOLD föres ett register över alla stora dammar hos de anslutna länderna.

Inom Norge och Sverige fanns i 1974 följande antal stora dammar uppdelade på följande typer.

Dammtype	Antal stora dammar i	
	Norge	Sverige
Jordfyllnad	12	50
Stenfyllnad	84	33
Massiv	25	12
Lamell	42	28
Valv	43	5
Summa	206	128

Med massiv-damm menas här gravitationsdamm av betong eller murverk. Med lamell-damm avses här det engelska uttrycket «buttress».

De högsta dammarna i världen har en betydande höjd och då erforderlig volym byggnadsmaterial i stort sett ökar med tredje potensen av höjden, blir byggnadsvolymen avsevärd. Av de nu färdigbyggda högsta dammarna i världen kan nämnas följande:

Namn	Land	Höjd, m	Typ	Färdig år
Grand Dixence	Schweiz	285	Massiv	1962
Vajont	Italien	262	Valv	1961 (Nu ej i drift)
Mica	Canada	242	Sten	1974
Mauvoisin	Schweiz	237	Valv	1957
Chivor	Colombia	237	Sten	1975
Oroville	USA	235	Jord	1968

Det kan nämnas att några mycket höga dammar planerade att bli över 300 m höga är under byggnad.

De nu högsta dammarna i Skandinavien är Svartevatn i Norge, 125 m hög, en stenfyllnadsdamm färdig år 1976 resp. Trängslet i Sverige, 125 m hög, en stenfyllnadsdamm färdig år 1961.

5. INTERNATIONELL UTREDNING OM DAMMBROTT

5.1 Insamling av data

I mitten av 1960-talet påbörjade International Commission on Large Dams, ICOLD, utredningar om brott och andra händelser hos dammar. Utredningarna sammanfördes sedan i en särskild kommitté «Committee on Failures and Accidents to Large Dams», som 1974 publicerade sitt utredningsmaterial i en bok «Lessons from Dam Incidents».

Underlaget till utredningarna erhöles genom frågeformulär som utsändes till alla ICOLD's medlemsländers nationalkommittéer. I formuläret definierades vilka typer av händelser, som skulle rapporteras. Av de dåvarande medlemsländerna rapporterade 24 länder att de hade haft händelser av den angivna karaktären hos ett antal av sina dammar. Vidare meddelade 19 länder att de icke hade haft någon händelse hos sina dammar. Det totala antalet höga dammar, dvs. minst 15 m, som berördes av inventeringarna i dessa länder var närmare 9000.

5.2 Några historiska dammolyckor

Av de rapporterade större dammhändelserna utvalde kommittéen att speciellt redovisa tio kända dammar då de är av historiskt och tekniskt intresse. Dessa är:

Namn	Land	Dammtyp	Brott år
Hovudsaklingen grundläggningsproblem:			
Puentes	Spanien	Murverk	1802
Bouzey	Frankrike	Murverk	1884/1895
Gleno	Italien	Lamell på murverk	1923
Saint Francis	USA	Massiv	1928
Malpasset	Frankrike	Valv	1959
Baldwin Hills	USA	Jord	1963

Hovudsakligen problem i dammkropp:

South Fork	USA	Jord + sten	1862/1889
Tigra	Indien	Murverk	1917
Vega de Tera	Spanien	Lamell och murverk	1959

Överströmning under byggnadstiden:

Oros	Brasilien	Jord + sten	1960
------	-----------	-------------	------

Bergras i vattnet uppströms dammen:

Vajont reservoir	Italien	Valv	Ej dammbrott. Händelsen 1963
------------------	---------	------	---------------------------------

Man bör observera att Vajont-dammen finns kvar men är ej i bruk på grund av att magasinet är fyllt av rasade bergmassor och att den således ej brast när den överströmmades av en massiv hög vattenvåg, som sedan vandrade längs den nedanför varande älven.

Alla de ovan angivna mera kända fallen har vart och ett i sin tid uppmärksamats även

från teknisk synpunkt och därvid ökat förståelsen för de tekniska problem, som finnes inom dammbygget. Lärdomarna från dem har på så sätt medverkat till den tekniska utvecklingen under gångna tider.

INNTRYKK FRA ROCKSTORE 77

Impressions from Rockstore 77

Dr.ing. Reidar Lien, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Forfatteren gir her en kort oppsummering og beskrivelse av personlige inntrykk fra deltagelse i det internasjonale symposium om lagring i bergrom, som ble holdt i Stockholm 5.—8. september 1977. Det er også knyttet noen kommentarer til spørsmål som var oppe til behandling på rådsmøtet i International Society for Rock Mechanics, som ble holdt i tilknytning til Rockstore 77.

SUMMARY

The author gives a short description and personal comments on Rockstore 77 which was an international symposium on storage in excavated rock caverns held in Stockholm, September 5th—8th, 1977. Some comments are also given concerning questions discussed at the Council Meeting of the International Society for Rock Mechanics which was held in connection with Rockstore 77.

INNTRYKK FRA ROCSTORE 77

Rockstore 77 var et internasjonalt symposium om lagring av væsker, gass, matvarer o.l. i utsprenge bergrom, som ble holdt i Stockholm 5.—8. september 1977.

Da jeg fikk anledning av NGI til å delta i Rockstore 77, ble jeg utpekt av Norsk Bergmekanikkgruppe til å representere denne på rådsmøtet i International Society for Rock Mechanics (ISRM) som ble holdt i Stockholm i tilknytning til Rockstore 77. Jeg vil derfor først komme litt inn på de spørsmål som var oppe til behandling på rådsmøtet og som kan tenkes å ha interesse i dette forum.

Utenom rene økonomiske og administrative spørsmål nevnes program for 4. ISRM-kongress som skal arrangeres i Sveits i september 1979. I den hensikt å få et enhetlig program for denne kongressen ble det vedtatt et program for de tema som skulle behandles:

1. Bergarters og bergmassers flyteeenskaper. Herunder innvirkning av temperatur.
2. Prosjektering og utførelse av undergrunnskonstruksjoner. Herunder fullprofilboring.
3. Overflatedeformasjoner som følge av undergrunnskonstruksjoner.
4. Bruk av forsøksresultater ved prosjektering av bergrom.

Dette siste tema går stadig igjen på slike konferanser, og stadig er det flere som spør hvordan målte data fra felt- eller laboratorieundersøkelser kan benyttes i praktisk anleggsvirksom-

het. Som et steg i retning til å kunne svare på dette ble det foreslått å opprette en komité til å utrede svelleforsøk og bruk av disse ved dimensjonering av sikringskonstruksjoner. Dette er forøvrig et spørsmål som det også arbeides med i Bergmekanikkgruppen her i landet, det var oppe til diskusjon på et medlemsmøte nå i høst.

Når det gjelder selve symposiet Rockstore 77, så var det 6 hovedtemaer:

1. Behov for undergrunnslagring.
2. Erfaringer ved bruk av undergrunnslager.
3. Forundersøkelser for og prosjektering av undergrunnslager.
4. Lagringsproduktene innvirkning på bergmassene.
5. Utførelse av bergrom.
6. Eksempler.

Ekstra: Lagring av kjerneavfall.

En slik inndeling må nødvendigvis føre til at det blir vanskelig å plassere foredragene konsekvent. Blant annet er det vanskelig å skille mellom pkt. 2 «Erfaringer» og pkt. 6 «Eksempler». Dels gjelder dette også pkt. 4 «Prosjektering» og pkt. 5 «Utførelse». Videre synes det vanskelig å omtale pkt. 1 «Behovet», uten å belyse dette med eksempler (pkt. 6). Av denne grunn ble presentasjonen noe springende. Intensjonen syntes imidlertid å være ut fra eksempler å dokumentere fordeler ved å lagre i undergrunnen og derved søke å overbevise eventuelle brukere om behovet. Uten å ha kjennskap til fordelingen av deltakerne, virket det ofte som brukerne var i mindretall og at de som skulle levere tjenester i form av f.eks. prosjektering ofte bare holdt på å overbevise hverandre om behovet uten at brukerne var med på dette. Imidlertid ble det presentert flere gode foredrag hvor det ble dokumentert økonomisk vinst ved innspar energi forbruk både ved oppvarmede lager og ved kjølelager, blant annet ble et norsk innlegg presentert som nylig er referert til i Engineering News Record.

Alle foredragene ble utlevert i en foreløpig utgave (preprints) ved åpningen av symposiet.

Det spesielle ved bergrom for undergrunnslagring, i forhold til andre bergrom, er når det er ekstraordinære trykk-temperaturforhold til stede eller når det lagrede materiale (væskegass) har innvirkning på bergmassenes egenskaper. Av slike foredrag ble det også presentert flere av stor interesse. Problemer vedrørende lagring av naturgass (LNG) under ekstremt lave temperaturer (-160°C) og lagring av trykkluft med trykk på opptil 50 atm. ble omtalt. Tilfeller der den lagrede væske direkte har kjemisk innvirkning på bergartsegenskapene er sjeldne og for skandinaviske forhold er dette mindre interessant. Derimot vil ekstreme temperaturer og trykk ha betydning rent fysisk på bergmassens egenskaper. Disse spørsmål ble blant annet belyst ved svenske innlegg.

Rockstore 77 ble en klar demonstrasjon av hvor flinke de svenske underjordsbyggere er til å presentere hva de kan og til å drive PR for faget. Symposiet har vakt internasjonal oppmerksomhet og anerkjennelse og har utvilsomt ført faget framover.

Til symposiet ble det skrevet 8 norske innlegg og 6 av disse ble presentert muntlig. Kvaliteten av de norske innleggene på symposiet både med hensyn til innhold og presentasjon var meget god, og etter min mening godt over gjennomsnittet.

Ofte blir det hevdet fra utlandet at skandinavisk praksis ved utnyttelse av undergrunnen er betinget av de spesielt gode berggrunnsforhold som finnes her. Trolig er dette til en viss grad riktig, særlig når det gjelder økonomi ved utsprengning og sikringspraksis. Engelsmannen

Muir Wood ga en nokså god karakteristikk av bakgrunnen for forskjellen på skandinavisk og europeisk-amerikansk praksis. Forskjellen synes å være at utgangspunktet i Skandinavia er gode berggrunnsforhold der vanskene og sikringen danner unntak, mens de andre tar utgangspunkt i vanskelige forhold der sikring er mer en rutine. Oversikring vil ofte kunne oppstå i siste tilfelle, mens den skandinaviske praksis innbyr mer til improvisasjon og tilpassing på stedet, med den fare for underdimensjonert sikring som dette kan innebære.

I forbindelse med Rockstore 77 ble det arrangert utstilling for konsulenttjenester og anleggsutstyr. Videre var det på samme område en stor utstilling av campingvogner og en større salgsmesse. Disse utstillinger ga sikkert mange en avkobling og verdifulle impulser, men for den faglige opplevelse av selve symposiet kunne mye av dette like snart virke forstyrrende.

Forøvrig var arrangementet lagt opp i store stil med presentasjon av mange prominente personer. Men dessverre oppsto unødig mye kluss med detaljer som lysbildeapparat. Dette er en vanlig gjenganger og hører til detaljer det er lett å overse når opplegget er stort med mange innslag av seremoniell art.

Skulle jeg våge meg på en generell konklusjon vil det måtte bli slik:

1. Rocstore 77 var en god oppsummering av hvor vi står med hensyn til underjordslagring i dag, og det ble dokumentert et klart behov for videre utvikling ut fra økonomiske og miljømessige hensyn.
2. De spørsmål som synes å stå i fokus er:
 - a) Grunnundersøkelser og utnyttning av innsamlede måledata ved prosjektering og utførelse av bergrom.
 - b) Bergarters og bergmassers fysiske egenskaper under påvirkning av ekstreme temperatur- og trykkforhold.
 - c) Tetting av bergmasser mot høye væske- og gasstrykk og mot lettflytende oljeprodukter.
 - d) Lagring av kjerneavfall.

PRAKTISK BRUK AV BERGMEKANIKK OCH INGENIÖRGEOLOGI I GRUVEDRIFT ERFARINGAR OCH SYNPUNKTER PÅ UTVECKLINGSMÖJLIGHETER

Practical use of rock mechanics and geological engineering in mining. Experiences and considerations on development.

Sjefsgeolog O. Lindholm, Gruvegeologiska avd.
Rautaruukki Oy.

SAMMENDRAG

I föredraget beskrivs arbetsrutiner och redskap, som utvecklats vid RAUTARUUKKI OY's gruvor för att underlätta ingeniörgeologiska observationer. Erfarenheter från bergmekaniska och ingeniörgeologiska undersökningar jämföras med resultat från gruvdriften. Möjligheter till en vidare utveckling av undersökningsmetoderna diskuteras. Bl.a. föreslås ett samnordiskt projekt att utveckla de seismiska undersökningsmetoderna.

SUMMARY

This paper deals with work routines and equipment that have been developed in the mines of Rautaruukki Oy to make the engineering geological observations easier. Experiences made with rock mechanical and engineering geological investigations are compared to practical results obtained in the mines. Possibilities of further development of work methods are discussed. A proposition is made to start a research project of the northern countries for developing the seismic methods.

Den bergmekaniska och ingeniörgeologiska undersökningen i en gruva skall ge den grund, på vilken man skall kunna uppgöra tillförlitliga prognoser. Sådana prognoser, som visar hur bergmassan kommer att bete sig under och efter brytningen och vilka stabilitetsförhållanden då kommer att vara förhärskande. Varje gruva har sin egen speciella geologiska egenart. Kännedomen om denna är den naturliga utgångspunkten för alla utredningar. Det gäller att insamla ett mångsidigt och detaljrikt observationsmateriale. Denna kunskap om kommande brytningsområden skall sedan redovisas på ett sådant sätt att de, som har ansvar för planering och brytning, skall kunna förstå och dra nytta därav.

De erfarenheter, som detta föredrag baserar sig på är samlade vid Rautaruukki Oy's järnmalmgruvor.

Karteringsrutiner

Fotogeologi

Då det gäller att utreda en malmförekomsts geologiska uppbyggnad och tektoniska natur, har det visat sig vara nyttigt att ta i beaktande ett tillräckligt stort område. Fotogeologiska tolkningar har visat sig vara till stor hjälp. Hos oss i Finland är mer än 95 % av berggrunden övertäckt av lösa jordarter, kärr och sjöar. Vi måste därför använda oss av speciella metoder. Falce-color fotos tagna från stor höjd (9 km), ger möjlighet att iakttaga omväxlingar i vegetation och vattenföring som ett komplement till de topografiska drag, som kan observeras. På detta sätt kan man få en rätt noggran och detaljrik tolkning, trots att vi inte har berggrunden synlig.

Exempelvis kan nämnas att vid Otanmäki gruva hittar vi endast några få blottor. Vid fotogeologisk tolkning kan man urskilja flere viktiga tektoniska riktningar. Några av de observerade sprickzonerna är påträffade i gruvan i exakt förutspådda platser. Läget och den geologiska uppbyggnaden av de här påträffade malmförekomster förenar sig med den regionala tektoniken. Även de spricksystem och krosszoner, som påträffas i gruvorna, iakttar samma generella drag.

Sprickfrekvens

Till våra normala arbetsrutiner hör kartering av bergets sprickighet. Vi mäter in sprickornas orientation och sprickfrekvensen. Vi räknar skilt för sig de flacka sprickornas antal per meter och skilt de branta sprickornas antal. Resultatet har varit i viss grad överraskande. Trots att skiffriheten i alla våra gruvor står brant, är det de flacka sprickorna, som ofta överväger i antal.

Bilden (fig 23.1) visar de flacka sprickornas fördelning i ett schakt i Otanmäki gruva. Bergarten är gabbro och anortosit. Vi kan konstatera en tydlig rytmisk perioditet. Vid kartering i andra schakt och i andra gruvor, har vi kunnat iakttaga samma fenomen, varpå denna rytmiskt fördelade sprickfrekvens beror, har vi inte kunnat utreda. Den måste dock ha någonting att göra med spänningsfördelningen i berget. En liknande rytmisk perioditet hos brant stående sprickor har vi inte kunnat konstatera.

Gefüge

Då malmen i alla våra gruvor är magnetisk, kan vi inte använda kompass vid tektoniska observationer. Vi har därför konstruerat ett enkelt instrument, med vars hjälp vi noggrant kan inmäta sprickornas riktning. Som referensriktning är syftlinjen mellan två fixpunkter. Dessa karteringar av tektoniska element, sprickfrekvens, gefügeanalys osv. syftar till att skaffa grundmaterial för berghållfasthetsbestämning. Vi borde kunna utveckla detta ännu ett steg vidare. Vi borde ta bergets strukturella egenskaper i beaktande vid brytningen och placera borrhålen i ett riktigt förhållande till förhållande spricksystem.

Att detta är möjligt, visar ett exempel från Otanmäki. Inom vissa brytningsområden förekommer en tydligt accentuerad vertikalt stående sprickbildning, den ligger nästan vinkelrätt mot malmens strykning. Malmen inom detta område blev bruten med långsgående skivpallbrytning. Produktionsborrningens solfjädrar blev lagda nästan parallellt med spricksystemet, där vi kunde räkna upp till 10—15 sprickor per meter. Styckefallet blev mycket gott. Ortdrivningen längs malmerna inom samma område var besvärlig, då borrhålena i salvorna ville brista.

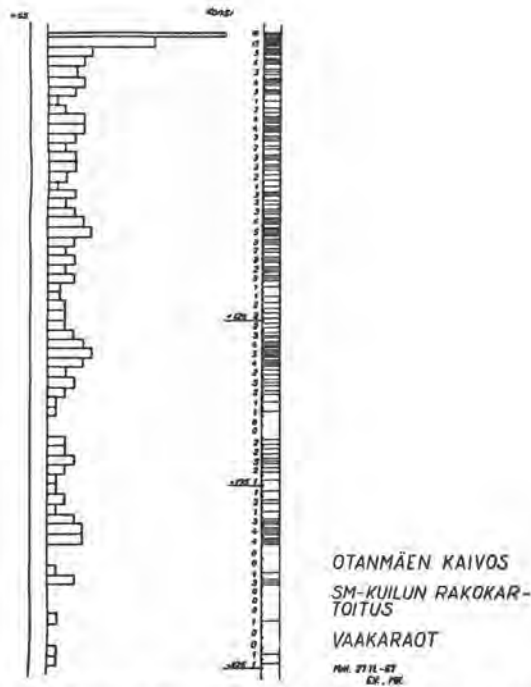


Fig. 23.1 De flacka sprickornas fördelning i SM — schaktet i Otanmäki gruva.

Undersökningsbörning

För att kunna utreda de invecklade geologiska förhållandena vid våra gruvor är vi tvungna att utföra mycket undersökningsbörningar. Vid Otanmäki gruva borrar vi årligen ca. 14 km diamanthål och därtill 30—35 km långhål med slående bormaskin och skarvstål.

Enligt verksamhetsplanen för Rautuvaara skall år 1978 där göras diamanthål 8—10 km. Denna skall kompletteras med ca. 20 km långhålsbörning.

Det är ett tätt nät även för ingeniörgeologiska observationer, som vi på detta sätt kan få. I Otanmäki och Rautuvaara där bergarterna är hållfasta, är vi intresserade av kärnförluster, krossat och sprickigt material och andra indikationer på svaghetszoner i berget. Då vi kombinerar dessa med resultat från karteringar i orter och brytningsrum, får vi en rätt pålitlig prognos, som sedan göres mera fullständig då arbetet fortskrider.

Hållfasthetskarter

I den numera utbrutna gruvan i Raajärvi vållade själva berget svårigheter. Vissa delar av berget var totalt uppluckrat. För gruvans brytningsplanering var det lika viktigt att känna bergets hållfasthet, som att känna malmens läge och kvalitet. Observationer från undersökningsbörningen var därför viktiga. Studier av diamanthålskärna kompletterades med observation vid långhålsbörning. En väl tränad borrar kunde på basen av borkax, borsjunkning osv. med stor säkerhet klassificera det genomborrade berget. På basen av insamlat material uppgjordes så kallade hållfasthetskarter, där berget var indelat i fyra klasser från totalt uppluckrat till mycket starkt berg. Gränserna mellan de olika hållfasthetsklasserna sammanföll

inte alltid med bergartsgränserna. Dessa kartor var av vital betydelse för gruvan. Med deras hjälp kunde man styra ortdrivningen förbi svåra ställen, minimera förstärkningsbehov och undvika alltför stora malmförluster.

Orienterade kärnor

Borrkärnorna visar ofta geologiska strukturer, men det är omöjligt att bestämma deras strykning och stupning, om man inte kan ta orienterade kärnor. Vi har gjort ett enkelt redskap, varmed vi tar en avgjutning av diamanborrhålets botten. Lodlinjen indikeras med ett hagel. Härefter fortsättes borrarbningen. Efter upptaget av kärnorna passas den översta kärnstumpen in i avgjutningen. I ca. 7 fall av 10 lyckas det, att på detta sätt orientera kärnan. Inne på geologens arbetsrum placeras den orienterade kärnan i ett specialkonstruerat stativ (fig. 23.2), som på arbetskartan ställs in i borrhålets riktning och lutning. En ringformad plastskiva inriktas parallellt med skiffrihetsplan eller andra synliga strukturer. Med hjälp av en speciell linjal ritas strykningen direkt in på kartan. Stupningen mätes med en vanlig klinometer.

Bergtrycket

De flesta mätningarna av spänningstillståndet i berget är i Finland gjorda med prof. Hast's metod. Detta är fallet också i Rautaruukki's gruvor. 1975—1976 utförde emellertid en arbetsgrupp från Norges Tekniske Høgskole under dr.ing. Arne Myrvangs ledning en rad mätningar i tre av våra gruvor. Resultaten av dessa stämde väl överens med kända geologiska förhållanden och med tidigare mätningar. Den märkbaraste skillnaden var, att norrmännen med Leeman — metoden per dag fick lika mycket gjort, som vi tidigare hade fått per vecka.

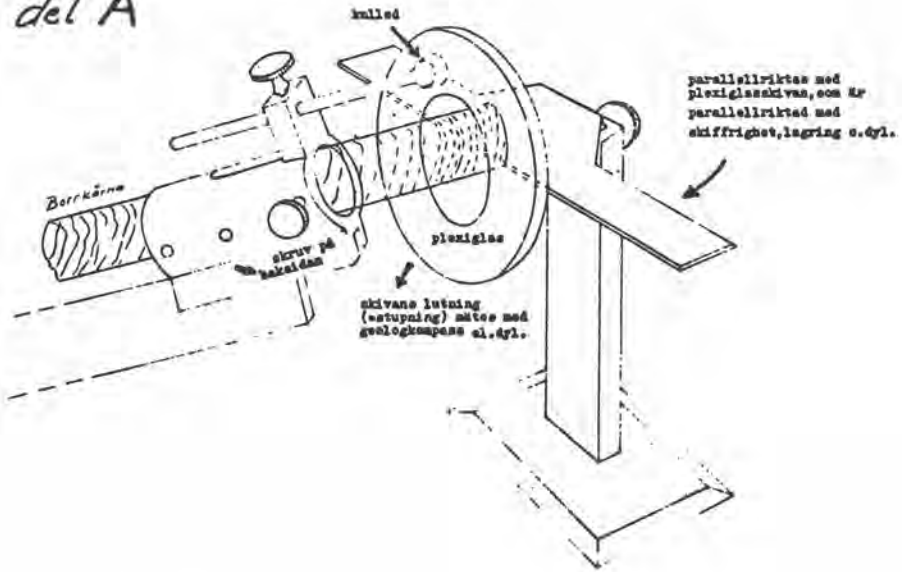
I Otanmäki är den största huvudspänningen nästan horisontal och parallel med malmförekomstens allmänna strykningsriktning (fig. 23.3). I olika mätningar har storleken varierat 300—600 kp/cm². Den minsta huvudspänningen är i alla mätpunkter närmelsevis vertikal, och har en storlek som är 1/4—1/3 av den största spänningen. Denna vertikalkomponent brukar vara mindre, än vad som rent teoretiskt borde vara fallet på motsvarande djup. Det verkar, som om de stora horisontalspänningarna förmådde avlasta vertikaltrycket och lyfta hela bergmassan. En möjlig indikation på detta är de öppna sprickor, som vi funnit på nästan 600 meters djup.

I den nordöstra ändan av malmförekomsten i Otanmäki finner vi de största malmkoncentrationerna. Inom ett bergränsat område är malmarealen mer än 6000 m². Malmlinserna ligger intill varandra. Vid brytningen lämnades en takpelare, som på sina ställen var endast 5—7 meter. Då brytningen nått + 225 hade en stor del av de vertikala pelarena mellan de olika malmlinserna rasat. Men taket höll. Vi hade lagt ut över taket fixpunkter för nivellering. Kontrollmätningarna visade, att under det första året efter brytningen höjde sig taket max 6 cm. Samtidigt kunde vi konstatera, att på nivå + 225 brast en rad pelare mellan lastningsorterna. Där bildades vågräta sprickor, som tydligt öppnade sig.

I januari i år (1977) rasade taket. Det var ingen överraskning, vi hade väntat på det i tio år.

Även i Rautuvaara gruva är bergtryckets största huvudspänning horisontal. Den står dock närmelsevis vinkelrätt mot styrkningsriktningen. Rautuvaara är en skarnmalm och förekomsten är mycket lik Fosdalen. Samma malmtyp samma sidoberg, liknande tektoniska förhållanden. Vår brytning går från dagbrott direkt ner under jord. Vi är nu nere på nivå + 100. Brytningsmetoden är långsgående skivrasbrytning. Eller borde vara det. Vi får emellertid inte sidoberget att gå i ras. trots att teoretiskt alla förutsättningar finns förhanden. Spänningarna i be-

del A



del B

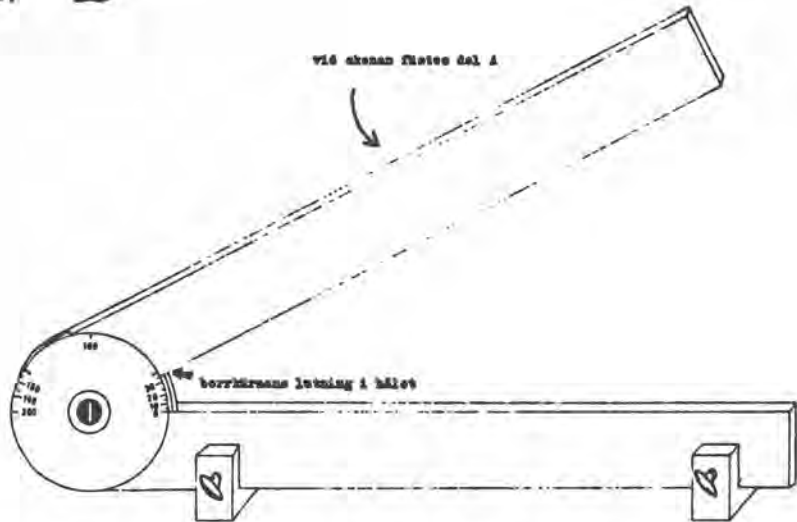


Fig. 23.2 Stativ för inmätning av tektoniska strukturer från orienterade borrhärdar.

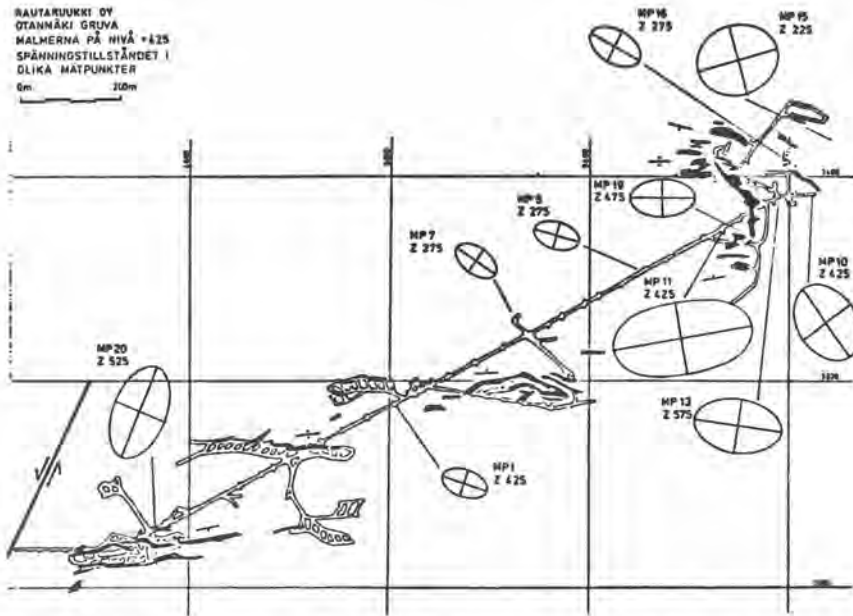


Fig. 23.3 Bergtrycksmätningar i Otanmäki gruva samlade på kartan över avvägning + 425. Z invid mätpunkten (MP) anger på vilken nivå mätningen är gjord.

rget är så höga, att utflakning och smällberg förekommer. Intensiv sprickbildning har förklyftat sidoberg och malm. Krosszoner och grafitskölur ligger i hängen parallellt med malmen. Vid brytningen uppluckras sidoberget och består av lösa stenblock på varandra. Men går inte i ras på önskat sätt. Då vi försöker skjuta ner ras, får vi bara in en massa gråberg i malmen. (Som bäst studerar vi magasinierande brytningsmetoder.)

De oerhörda krafter, som utlösas då bergtrycket övervinner bergets egen hållfasthet kan observeras i Pyhäsalmi gruva som ägs av Outokumpu Oy. Här är problemet aktuellt. I Pyhäsalmi har malmen generellt en mycket större hållfasthet än de omgivande bergarterna. I kontaktzonerna förekommer glimmerrika skifferar, som under inverkan av det höga bergtrycket pressas in i de utbrutna rummen. detta utlöser i sin tur nya ras.

Rasvinkel

I gruvan Raajärvi hade vi möjlighet att följa rasets utveckling i samband med skivrasbrytningen. Rasen kunde följas upp i dagen, där det bildades nya tensionssprickor i en allt vidare cirkel runt det tidigare dagbrottet. Då dessa sprickor karterades och de yttersta sprickorna förenades med den samtidiga brytningssituationen nere i gruvan, fick vi fram de rasvinklar, som syns i fig. 23.4. medelvärde av dessa visade sig vara 70°.

Seismiska undersökningar

För att kunna bestämma läget för schakt, snedbanor, takpelares mäktighet mm har vi vid olika gruvprojekt använt seismiska lodningar. Vi har fått fram det lösa jordtäckets mäktighet, bergets sprickighetsgrad, krosszoner osv.

Ett aktuellt exempel är dagbrottet i Mustavaara, där vi påträffade krosszoner, som måste tagas i beaktande vid värdering av släntstabiliteten. På basen av false-color stereobilder gjordes en fotogeologisk tolkning. Resultatet framgår av fig. 23.5. Det framgick drag, som inte kunde observeras på topografiska kartor.

Med denna fotogeologiska tolkning som utgångspunkt, planerades en seismisk undersökning. Med dess hjälp ville vi få fram det exakta läget för sprickzonerna, deras intensitet och djupgående.

En del av sprickzonerna framgick direkt ur de seismiska profilerna. En del kunde observeras först vid förnyad granskning i samband med bergsbesiktning. På vissa ställen visade sig berget vara mycket söndrigt (i SW-delen $V = 4000$ m/s) ännu på ett djup av mer än 20 m. Denne seismiska undersökning påvisade även några nya svaghetszoner.

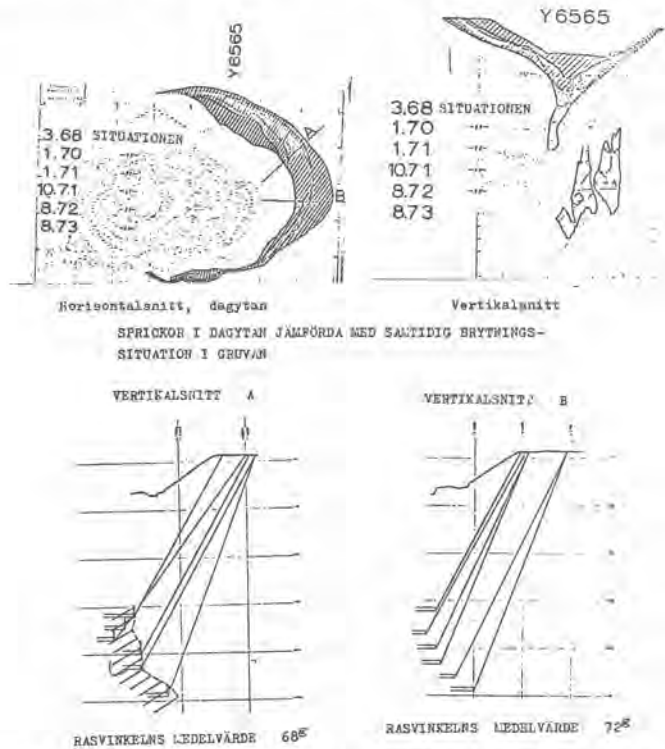


Fig. 23.4 Bildserien visar rasvinkelns utveckling vid skivrasbrytning i Raajärvi gruva under tiden mars 1968 — augusti 1973.

Utvecklingsmöjligheter för bergmekaniska och ingeniörgeologiska undersökningsmetoder

De bergmekaniska och ingeniörgeologiska undersökningarna är i dag så långt utvecklade, att vi ungefärligen vet, vilka geologiska och tektoniska egenskaper, som inverkar på hållfastheten. Likaså vet vi, vilka är de fjällets materialtekniska faktorer, som bör tagas i beaktande vid beräkningar av stabilitetsförhållanden.

Problemet i dag är, att dessa undersökningar är arbetsdryga och ofta dyra. detta betyder, att

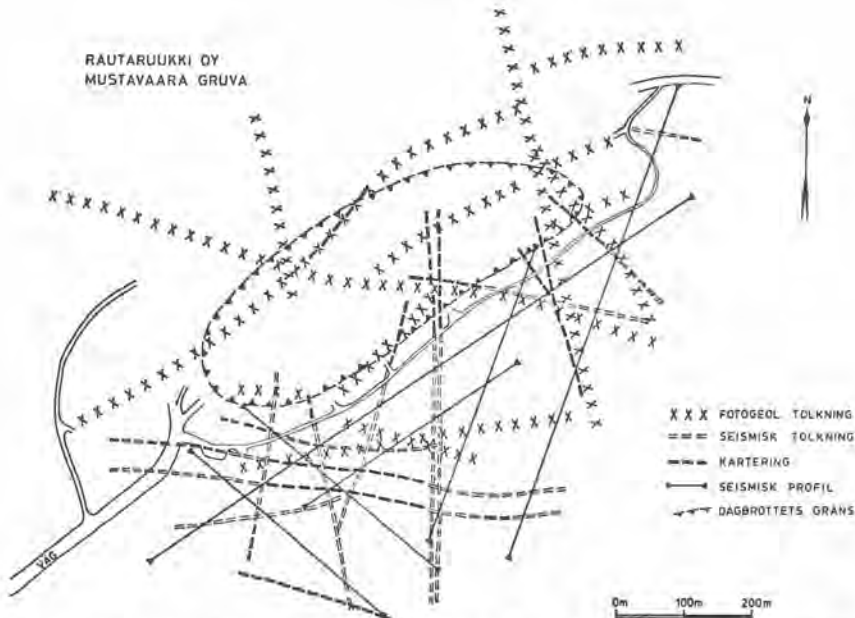


Fig. 23.5 Sammanställning visande fotogeologisk och seismisk tolkning av svaghetszoner vid Mustavaara dagbrott jämfört med direkta karteringsobservationer.

det inte alltid blir gjort tillräckligt grundliga förundersökningar och mätningar. Vidare samlar vi i gruvorna fortfarande det största observationsmaterialet i områden, där brytningen redan är i gång.

Vi har flere exempel, som visar, att man vid planeringsstadiet borde ha en bättre kännedom om fjället. Då kunde vi senare ha undvikit betydliga kostnader eller malmförluster. Det är alltid svårt, att försöka reparera brytningsplanerna då tillredningsarbetena är nästan färdiga.

Om den ingenjörgeologiska undersökningen skall vara av betydelse, måste vi kunna skaffa kunskap om kommande områden. Det är därför den information, som vi kan få från borrhål och från geofysikaliska, närmast seismiska mätningar, som bör utvecklas.

Det första steget i detta utvecklingsarbete vore att normera alla observationer så, att de i numerisk form direkt kunde överföras till ett dataregister. Det må då vara fråga om geologiska, tektoniska, materialtekniska eller fysikaliska observationer. På detta sätt kunde man spara tid och arbetskraft och samtidigt undgå de misstag, som normal manuell behandling av observationerna lätt för med sig.

I följande tabell är uppskissat några möjligheter till utveckling av undersökningsmetodiken.

Utveckling av ingenjörgeologisk och bergmekanisk undersökningsmetodik

1. Borrhålsinformation

Borrhälskärnor

- materialtekniska och hållfasthetsfaktorer
- seismisk hastighet
- tektonik (orienterade kärnor)
- bergklassifikation

Borrhålstelevision

- kamera för Ø 46 mm hål
- indikation av lodlinje, lutning och azimut
- monitor med datorstyrd bestämning av tektoniska strukturers riktning

2. Geologisk, tektonisk kartering

- bergbesiktning
- fotogrammetrisk bestämning av svaghetszoner och sprickor (i dagbrott)
- termosscanner
- automatisk sprickfrekvens-analys
- automatisk gefüge-analys

3. Bergtrycksmätning

- Bestämning av bergtryck utan friborring
- jämföra borrhålets form med motsvarande orienterade kärna

Automatisk registrering av förändringar i spänningstillståndet kring rum under brytning.

4. Seismik

- Undersökning av seismiska parametrar
- fortplantningstid hos olika vågrörelser
- inverkan av frekvens
- inverkan av amplitud och energi
- inverkan av bergets spänningstillstånd
- inverkan av strukturer, sprickighet mm

Mätteknik

- valbar frekvens
- definierad sändarenergi
- polariserad signal
- selektiv mottagning (frekvens, riktning, polarisation)
- möjlighet att sända och mottaga signal i borrhål Ø 46 mm.

Genom att observera flere parametrar, kunde man för en obetydlig kostnadsökning få en betydande mängd merinformation.

Att utveckla de seismiska undersökningsmetoderna och att anpassa dem för de problem, som skall lösas i gruva, torde vara en av våra viktigaste arbetsuppgifter. Intresset för detta har alldeles tydligt vaknat och man börjar höra om nya resultat.

I samråd med en ingenjörsbyrå GEOTEK OY har vi gjort försök med seismisk undersökning av typen well to well. Försöket gjordes för att bestämma hastighetsfördelningen i ett område med känd geologi. Samtidigt ville vi testa mät- och beräkningstekniken.

Mätningen gjordes i Otanmäki gruva på nivå + 325 med en ABEM seismograf av typen TRIO. Uppställningen av sprängladdningar och geofoner framgår av kartan i fig. 23.6.

För att beräkna hastighetsfördelningen i bergpartiet uppgjordes ett dataprocessor-program. Korsande signalers fortplantningshastighet togs därvid i beaktande. Den bild av hastighetsfördelningen, som visas i fig. 23.7, är en preliminär beräkning, där endast en del av observationsmaterialet behandlats. Den N-S-orientation, som syns på kartan är en geometrisk faktor, som

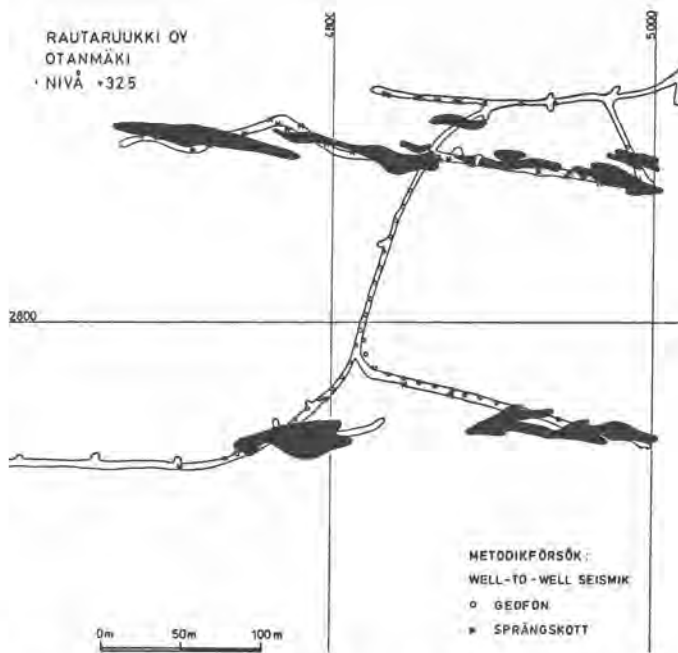


Fig. 23.6 Kartan, där malmerna är inritade, visar geofonernas och sprängladdningarnas läge i orterna i försöksområdet på nivå + 325 i Otanmäki gruva.

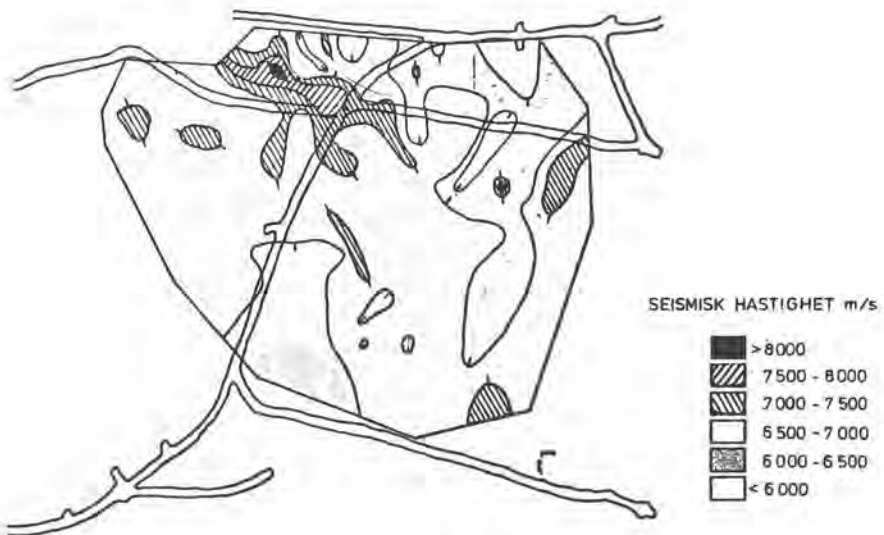


Fig. 23.7 Kartan, som är i samma skala som fig. 6, visar den seismiska hastighetens fördelning i försöksområdet på nivå + 325 i Otanmäki gruva. Dette är et preliminært resultat, där endast en del av observationsmaterialet beaktats.

beror på valet av beräkningsmaterial. Vi ser dock en alldeles tydlig korrelation mellan områden med hög seismisk hastighet och malmlinserna.

Försöket gjordes med enkla instrument, som inte var de bästa för detta ändamål. Lämpliga geofoner, digital avläsning osv. skulle göra observationerna snabbare och säkrare. Vi torde dock vara på rätt väg och har ett färdigt program för AD-behandling av resultatet.

Vid U.S. Army's laboratorier har man utvecklat ett system för trådlös förbindelse mellan bergsrum. Man använder seismo-akustisk utrustning med max 200 W effekt för att få förbindelser på upp till 2 km. Detta ger oss en tankeställare: sprängladdning är kanske inte det bästa sättet att åstadkomma den signal, som de seismiska metoderna i gruva skall använda.

På senare tid har man på olika håll insett behovet av att utveckla de seismiska metoderna. Ett sådant arbete är påbörjat hos Er här i Norge. Även i Luleå är ett undersökningsprogram på gång.

Seismik i gruva skulle enligt min mening vara ett naturligt samnordiskt undersökningsprojekt. Det är här fråga om ett tvärvetenskapligt projekt (brytningsteknik, bergmekanik, geofysik, geologi, elektronik, databehandling mm). Som utgångspunkt för detta borde vi ha ett undersökningsarbete på bred front och tillräckliga resurser. För att kunna genomföra ett dylikt program, borde vi ha en gemensam ledning och en ordnad inbördes information.

Jag hoppas, att detta frö ville falla i god jord och att ett intresse för ett gemensamt projekt kunde väckas inom de nordiska länderna.

BEREGNINGER, MÅLINGER OG OBSERVASJONER AV SPENNINGER VED ØRTFJELL DAGBRUDD

Calculations, measurements and observations of stresses at the Ørtfjell open pit.

Sivilingeniør Einar Broch, Geologisk Institutt, NTH og sivilingeniør Bjørn Nilsen, A/S Norsk Jernverk, Rana Gruber.

SAMMENDRAG

I forbindelse med prosjektet «Stabilitet av dagbruddsvegger», som var et samarbeide mellom A/S Norsk Jernverk, Rana gruber og Geologisk Institutt, NTH, og som ble presentert på Bergmekanikkdagen i fjor, er det utført omfattende spenningsberegninger (endelig element-analyser) og på et senere tidspunkt også bergtryksmålinger. Etter en kort beskrivelse av de utførte beregninger, målinger og observasjoner av spenninger, foretas det en sammenligning mellom beregnede og målte spenninger. Resultatene blir vurdert i lys av observerte bergslagsytringer. Det konkluderes med at de høye horisontalspenninger som står parallelt med strøket for bergartene og med dagbruddets lengderetning kan føre til betydelige stabilitetsproblemer i pallene i liggveggen (sydveggen).

SUMMARY

During the design period for the Ørtfjell open pit in Rana (Norway) the stress situation was investigated by the use of finite element models. At a later stage an exploration tunnel made three-dimensional stress measurements possible. Brief descriptions of the techniques used are given. The results are compared and correlated with observations of rock bursts in the exploration tunnel. It is concluded that high horizontal stresses oriented parallel to the strike of the rock and to the length axis of the open pit, may cause severe stability problems in the benches of the footwall.

INNLEDNING

Ørtfjell dagbrudd som ligger i Dunderlandsdalen i Rana er planlagt så dypt at bergtrykket eller spenningene i fjellet kan tenkes å komme til å representere en fare for stabiliteten. Fig. 24.1 viser et oversiktskart over dagbruddet med tilliggende fjellområder. Den dypeste delen av bruddet, Vestbruddet, vil som vist få en største dybde av ca. 500 m. Et spesielt problem med Vestbruddet er at nordveggen fortsetter i en naturlig fjellside helt opp til toppen av Eiteråfjell, ca. 1000 m.o.h.

Berggrunnen i området domineres av glimmerskifrer. Bergartene er orientert med strøk

omtrent langs bruddets lengdeakse og med fall steilt mot nord, slik at sydveggen i bruddet er liggvegg, mens nordsiden er hengvegg.

Som et første utgangspunkt for planlegging av bruddet ble antatt totalvinkler for veggene på 51° .

På oversiktskartet er spesielt inntegnet profil 400, som danner utgangspunkt for spenningsberegningene, og undersøkelsestunnelen, hvor bergtrykksmålingene og observasjonene av bergslagsaktivitet er gjort.

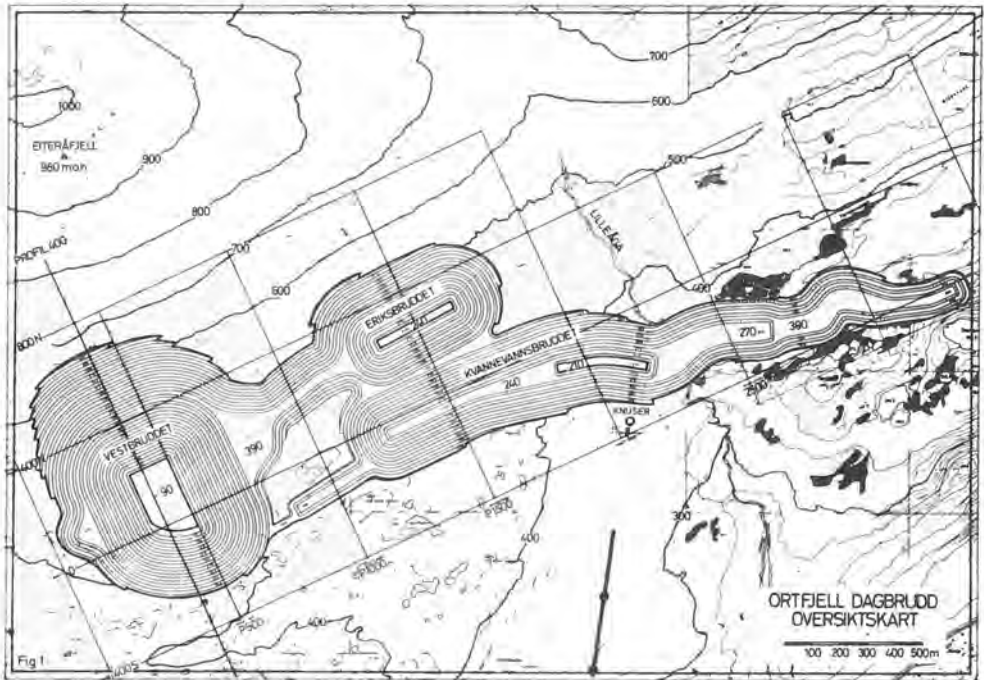


Fig. 24.1 Oversiktskart over Ørtfjell dagbrudd. Punktene hvor bergtrykksmålingene i undersøkelsestunnelen ble utført, er merket Mp 1 og Mp 2.

SPENNINGSBEREGNINGER

For å få en oversikt over spenningsbildet i Ørtfjell, er det utført spenningsanalyser ved hjelp av todimensjonale regnemaskinmodeller; såkalte endelig element-analyser. Det rent programtekniske og regnemaskinmessige arbeid ved analysene er utført ved Institutt for Statikk SINTEF-avdeling.

Fig. 24.2 viser (øverst) er vertikalsnitt langs profil 400 gjennom Ørtfjell dagbrudd med tilliggende fjellområder. I samråd med geologer ved Rana Gruber er det foretatt en inndeling i bergartssoner etter de sannsynlige geologiske hovedgrensene mot dypet. Bergartssonene er tillagt mekanisk egenskaper i overensstemmelse med tidligere utførte målinger.

På grunnlag av denne geologiske modellen er det konstruert en todimensjonal endelig element-modell som vist nederst i fig. 24.2. Elementene i modellen er lagt etter bergartssonene, og hvert enkelt element er tillagt vedkommende sones mekaniske egenskaper. Elementtette-

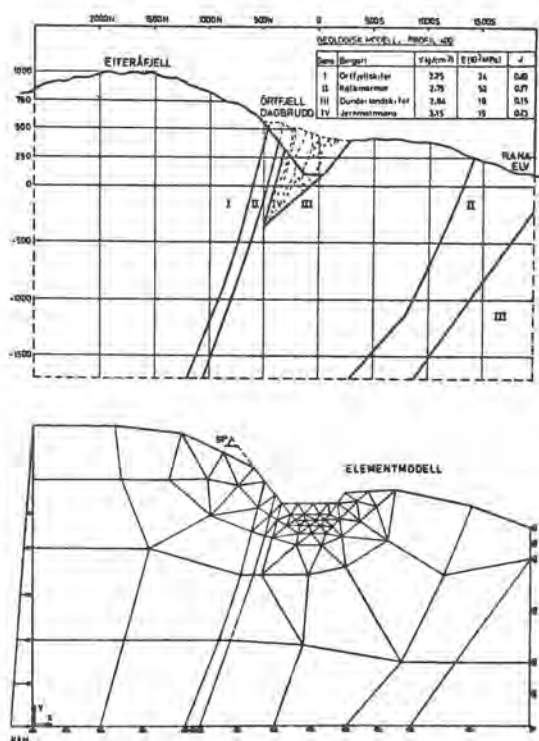


Fig. 24.2 Geologisk modell (øverst) og todimensjonal endelig elementmodell (nederst) for Ørtfjell dagbrudd, profil 400.

ten er gjort størst nær dagbruddets vegger og bunn, hvor det er av størst betydning å kjenne spenningsbildet. Element-modellen inneholder 103 elementer (260 knutepunkter). Den tillater en trinnvis avbygning av de siste 200 meterne av dagbruddet, slik at en kan få et bilde av spenningsutviklingen etter som de dypeste delene av bruddet brytes. Modellen er basert på plan tøyningsstilstand, og inneholder som vist både trekant- og firkant-elementer.

Grensebetingelsene fremgår av element-modellen. Knutepunktene langs den horisontale bunnen av modellen er fastholdt mot vertikalforskyvning, men kan bevege seg fritt i horisontal retning. Langs den høyre vertikale siden er samtlige knutepunkter fastholdt i horisontalretningen, men fritt bevegelige i vertikalretningen. I vertikal retning er det forutsatt en rent gravitativ belastning (γH). I horisontal retning utgjøres belastningen av en fordelt trekant-last ($k \gamma H$) på venstre modellside. Denne belastningen skal simulere resultanten av horisontalt hviletrykk og tektoniske spenninger.

Endelig element-analysene ble utført før det var teknisk mulig å gjennomføre bergtrykksmålinger i Ørtfjell (underjordisk adkomst manglet), og en måtte derfor anslå en sannsynlig K -verdi (horisontal-spenningsforhold). På grunnlag av tidligere målinger og erfaringer, bl.a. fra beregninger av sikkerheten mot hydraulisk splitting i trykksjakter, betraktes en K -verdi i størrelsesorden 0,5 som vanlig her i landet, SELMER-OLSEN & BJØRLYKKE (1972), og denne verdien er derfor benyttet i element-analysene. Ved endelig element-analysene er spenningene beregnet i samtlige knutepunkter. For hver analyse er hovedspenningene plottet som isobar-

kart, og hovedspenningsretningene er plottet i form av spenningskors. I fig. 24.3 er resultatene vist for full avbygning (endelig bunn på kote 90) av element-modellen i fig. 24.2. Trykkspenninger er gitt positivt fortegn, og lengden av strekene i spenningskorsene er proporsjonal med størrelsen av hovedspenningene.

Mer omfattende beskrivelser og diskusjon av resultatene fra spenningsanalysene er gitt i BROCH og NILSEN (1977 a og b).

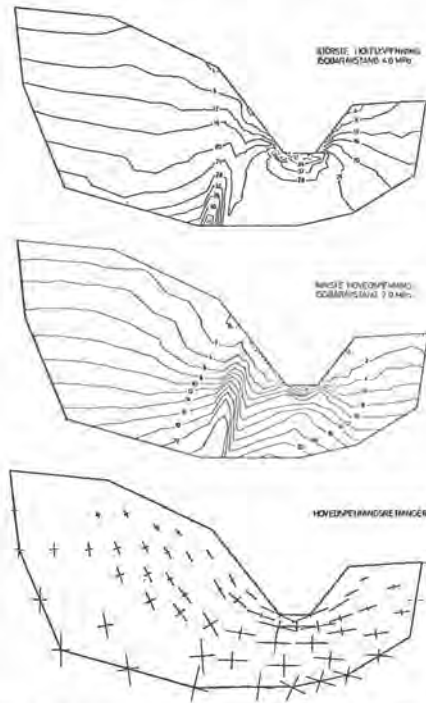


Fig. 24.3 Resultater fra endelig element-analyse for fullt avbyggt dagbrudd ($K = 0,5$). Størrelsen av største og minste hovedspenning er presentert i form av isobarkart (øverst og i midten), hovedspenningsretningene i form av spenningskors (nederst).

SPENNINGSMÅLINGER

Høsten 1976 ble det satt i gang driving av en undersøkelsestunnel i Ørtfjell. Bergmekanikk-laboratoriet ved NTH utførte i april 1977 bergtrykksmålinger på to steder i tunnelen, begge steder under ca. 250 m overdekning, se fig. 24.1. Målepunkt 1 (Mp 1) er i massiv, grovkornet kalkmarmor med tydelig foliasjon. Foliasjonsplanene er orientert med slakt fall mot nord-nordvest (ca. 30° NNV). Målepunkt 2 (Mp 2) er i massiv, intenst foldet glimmerskifer. Foliasjonen er vanskelig å måle, men i store trekk synes skiferen å være orientert med slakt fall mot nord-nordøst (ca. 30° NNØ).

Bergtrykksmålingene er utført med den såkalte Leeman-cellen som gir triaksiale tøyning-målinger, MYRVANG (1974). På grunnlag av tøyningmålingene kan en beregne hovedspenningstilstanden. Tøyningene blir målt på veggen av et borhull ved hjelp av en målecelle med

tre tøyingsrosetter (strekkklapper) som limes til veggen i tre ulike vinkler. For å utløse tøyningene, benyttes prinsippet med overboring med grovere kjernedimensjon.

For å få pålitelige resultater er det foretatt 8—9 målinger med ca. 0,5 m innbyrdes avstand i borhullene. I laboratoriet er det senere foretatt målinger av E-modul (E) og Poissons forhold (ν) for borkjernene fra friboringen, og etter dette er hovedspenningstilstanden beregnet.

For begge målepunktene i undersøkelsestunnelen i Ørtfjell er bergtrykksmålingene foretatt i nær horisontale borhull som er boret mot nordvest. Fig. 24.4 viser en sammenstilling av resultatene fra målingene. Hovedspenningsretningene er plottet i Wulff-nett (vinkeltro projeksjon), øvre halvkule, og spenningenes størrelse er påført. Resultater fra målepunkt 1 (Mp 1) er angitt med kryss, resultater fra målepunkt 2 (Mp 2) med sirkler.

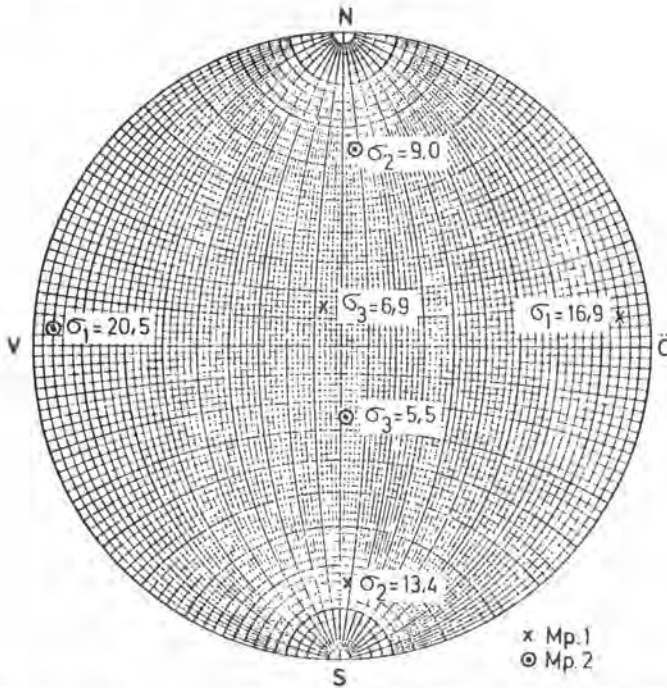


Fig. 24.4 Sammenstilling av resultatene fra bergtrykksmålingene. Hovedspenningsretningene er plottet i Wulff-nett, øvre halvkule, spenningenes størrelse (MPa) er påført de respektive punkter.

Som det fremgår av stereonettet, er største hovedspenning, σ_1 , i begge målepunktene orientert nær øst-vest og tilnærmet horisontalt. I begge målepunktene er σ_1 dessuten orientert nær parallelt bergartsfoliasjonens strøkretningsretning. Størrelsen til σ_1 viser at en har betydelige tektoniske horisontalspenninger i Ørtfjellområdet. Midlere hovedspenning, σ_2 , er i begge målepunkter orientert tilnærmet nord-syd, i Mp 1 med slakt nordlig fall, i Mp 2 med slakt sydlig fall. Minste hovedspenning, σ_3 , står steilt ved begge målepunkt, ved Mp 1 med fall mot syd og ved Mp 2 med fall mot nord. Det er god overensstemmelse mellom disse målte, tilnærmet vertikale spenninger og den vertikalspenning som kan beregnes på grunnlag av fjelloverdekningen på stedet. Dette, sammen med at målte aksialtøyninger i de tre tøyingsrosettene er svært like for ett og

samme målepunkt, er forøvrig forhold som indikerer at troverdigheten av de utførte målingene er god.

I Mp 1 er forholdet $\sigma_3:\sigma_2:\sigma_1$ tilnærmet lik 1:2:4. Spenningsbildet skifter altså litt fra Mp 1 til Mp 2. Dette skyldes sannsynligvis i hovedsak variasjoner i bergartssammensetning og foliasjonsretning.

Hovedkonklusjonen fra spenningsmålingene blir at en har store tektoniske horisontalspenninger i Ørtfjell. Største hovedspenning (σ_1) er orientert nær øst-vest, dvs. nær parallelt Dunderlandsdalens lengderetning på stedei, og tilnærmet parallelt de prosjekterte heng- og liggvegger i Ørtfjell dagbrudd. Som en vil se i et senere kapittel, vil dette ha konsekvenser for stabiliteten i dagbruddsveggene når bruddet brytes mot dypet.

OBSERVASJONER AV BERGSLAGSYTRINGER

Høye anisotrope spenninger nær fjelloverflaten vil kunne føre til overflateparallel oppsprekning og avskalling av fjellflak (bergslag) i høye og steile fjellsider. Slike bergslagsytringer er ikke observert i fjellsidene ned fra Eiteråfjell, og heller ikke i andre deler av Ørtfjellområdet.

De første 700 meterne av den tidligere omtalte undersøkelsestunnel går i grovkornet, foldet kalkmarmor, noen steder gjennomslutt av skiferbånd. Videre innover går tunnelen i glimmerskifer (Dunderlandskifer). Den indre delen av tunneltraséen er inntegnet i fig. 24.1. Målepunktene Mp 1 og Mp 2 er henholdsvis 670 m og 950 m fra påhugg. Fra ca. 400 m og videre innover er det registrert sprakefjell i tunnelen, med knitring og avskalling i hengen. Bergslagsytringene er tydeligst fra ca. 550 til 700 m i kalkmarmoren, og fra ca. 1000 m til stuff (ca. 1150 m) i glimmerskiferen. I disse områdene har det vært nødvendig å sikre tunnelhengen med bolter, til dels supplert med netting.

Årsaken til at bergslaget opptrer stykkevis i tunnelen er sannsynligvis variasjoner i den primære detaljoppsprekning og i bergartsstyrken. Bergslagsintensiteten i tunnelen synes forøvrig i overensstemmelse med dette også å være størst på de steder hvor skiferen står nær tangentielt til tunneloverflaten. Bergslagsfenomenene er konsentrert til tunnelhengen (hovedsakelig til overgangen mellom heng og østvegg). Dette faktum stemmer godt overens med resultatene fra spenningsmålingene, etter som største hovedspenning orientert flatt og tilnærmet vinkelrett tunnelaksen normalt gir bergslag i tunnelhengen. Etter som undersøkelsestunnelen bare ligger ca. 250 m under overflaten, bekrefter også observasjonene at en har betydelige tektoniske horisontalspenninger i området.

SAMMENLIGNING MELLOM BEREGNEDE, MÅLTE OG OBSERVERTE SPENNINGER

RUSSENES (1974) har kommet frem til en empirisk metode for vurdering av bergslagsaktivitet hvor bergslagsintensiteten i tunneler er funnet å være en funksjon av bergartenes punktlaststyrke og tangentialspenningen i konturen, fig. 24.5. Anvender en denne metoden på måleresultatene fra Ørtfjell, ser en av fig. 24.5 at det er liten grunn til å tvile på at de utførte bergtrykksmålingene gir et rimelig riktig bilde av spenningene ved målepunktene Mp 1 og Mp 2. Som det fremgår, plotter målepunktene i området for henholdsvis «moderat» og «intens» bergslagsaktivitet. Dette er i god overensstemmelse med observasjonene av bergslag i tunelheng. (For beregning av $\sigma_{1(\max)}$ er gjort den forenkling at σ_1 er forutsatt å være orientert vinkelrett tunnelaksen. Eventuell feil p.g.a. denne antakelsen antas å være liten).

Etter som spenningsberegningen ble utført før det var teknisk mulig å utføre bergtrykksmålinger i Ørtfjell, er det, som tidligere beskrevet i endelig element-modellen, antatt tektoniske

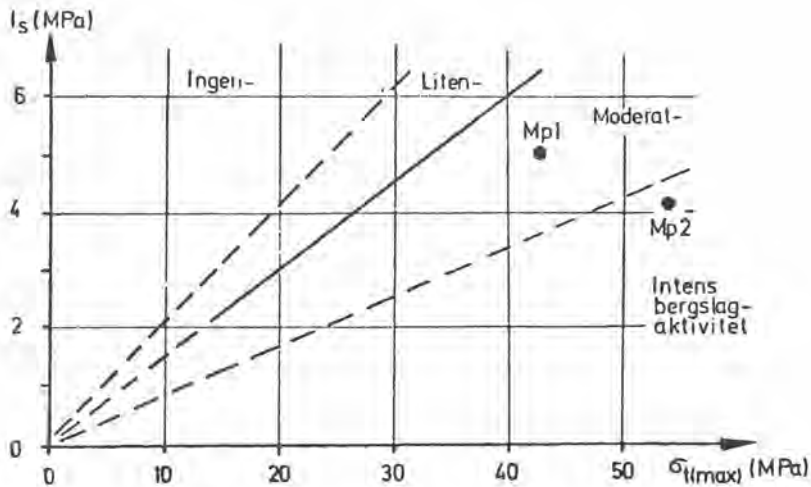


Fig. 24.5 Punktlaststyrke (I_s) og beregnet maksimal tangentialspenning ($\sigma_{t(max)}$) i de to målepunktene for bergtrykksmålinger (Mp 1 og Mp 2) plottet i Russe's diagram for vurdering av bergslagsaktivitet.

horisontalspenninger i modellplanet tilsvarende K-verdi lik 0,5. I resten av dette kapittel vil denne antakelsen bli vurdert på grunnlag av de utførte bergtrykksmålingene.

Som fig. 24.1 viser, er bergtrykksmålingene utført omtrent langs profil 1620 (feilen ved å projisere resultatene fra målepunktene Mp 1 og Mp 2 inn i profil 1620 antas å være neglisjerbar). Endelig element-analysene er utført for en todimensjonal modell langs profil 400, og det må derfor foretas en sammenligning av topografi og geologi langs de to profilene.

Topografien langs henholdsvis profil 400 og profil 1620 fremgår av den øverste skissen i fig. 24.6. For profil 400 er dagbruddet avbygd til kote 290 (200 m over endelig bunn). Denne avbygningen antas å ikke ha særlig innvirkning på spenningsbildet så langt syd i profilsystemet som spenningsmålingene er utført (markert med sirkler i figuren). En støtte for denne antakelsen er at spenningsbildet i dette området ifølge endelig element-analyser endres svært lite ved videre avbygning av dagbruddet (σ_1 og σ_3 avtar svært lite, hovedspenningsretningene endres 1–2°). Av figuren ses ellers at de topografiske forhold langs profil 400 og profil 1620 er så like at spenningsbildet ved målepunktene må antas å kunne projiseres fra profil 1620 til tilsvarende pelnummer i profil 400 uten større feil.

Geologien langs profil 400 og profil 1620 er skissert henholdsvis i midten og nederst i fig. 24.6. Det fremgår at geologien i hovedtrekk er svært lik langs de to profilene.

De topografiske og geologiske forhold langs de to profilene er etter dette så like at spenningsbildet så langt syd i profilsystemet som spenningsmålingene er utført, antas å være svært likt for de to profilene. Målepunktene Mp 1 og Mp 2 med tilhørende hovedspenninger antas derfor uten større feil å kunne projiseres inn fra profil 1620 til tilsvarende pelnummer i profil 400.

Bergtrykksmålingene i punktene Mp 1 og Mp 2 viste at største hovedspenning, σ_1 , er orientert nær parallelt bergartens foliasjon på målestedet (tilnærmet øst-vest og horisontalt). Der- som dette gjelder generelt, vil σ_1 i profil 400 være orientert nær vinkelrett profilplanet og nær horisontalt, mens midlere og minste hovedspenning, henholdsvis σ_2 og σ_3 , vil ligge i profilpla-

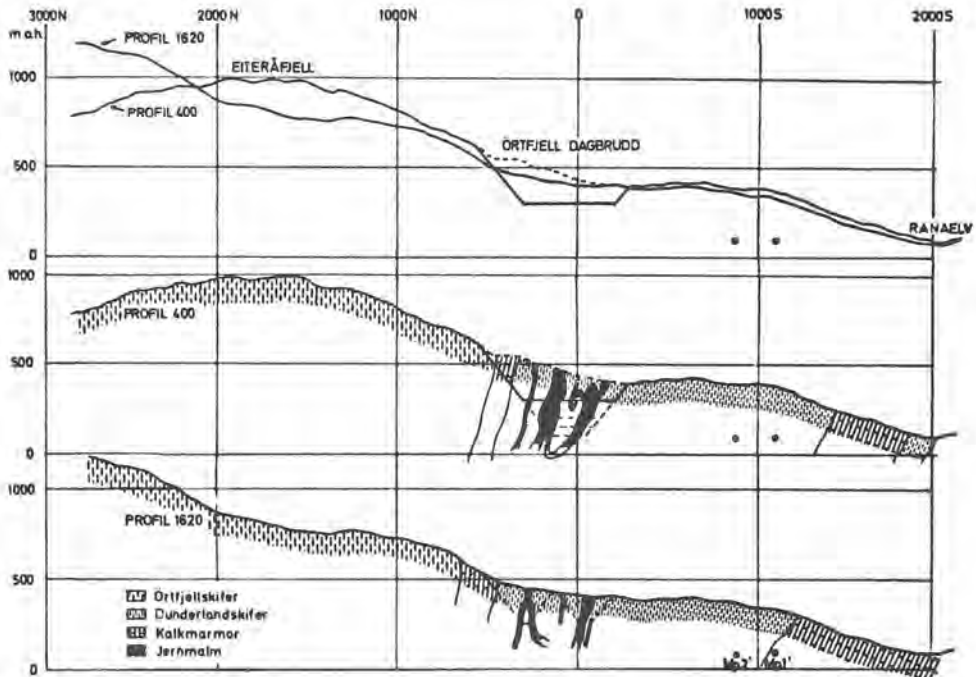


Fig. 24.6 Øverst: Topografiske forhold langs henholdsvis profil 400 og profil 1620. I midten og nederst: Forenklet geologi langs henholdsvis profil 400 og profil 1620. De inntegnede sirklene markerer målepunktene for bergtrykksmålinger (Mp 1 og Mp 2) projisert inn i profilplanet.

net. Dette fører til at σ_1 ikke kommer med i endelig element-analysene. Det som i modellplanet er kalt største hovedspenning er altså egentlig midlere hovedspenning (σ_2) i det tredimensjonale spenningsbildet.

På grunnlag av antakelsene om at målepunktene fra bergtrykksmålingene med tilhørende hovedspenninger uten større feil kan projiseres inn i profil 400, og at σ_2 og σ_3 ligger i profilplanet, er målte hovedspenninger (σ_2 og σ_3) i fig. 7 inntegnet på kartet over de hovedspenninger som er beregnet ved hjelp av endelig element-analyser langs profil 400. Hovedspenningskorsene angir som før hovedspenningenes orientering og størrelse. Det fremgår at hovedspenningenes retning og størrelse skifter noe fra Mp 1 til Mp 2. Dette antas dels å skyldes lokale variasjoner i foliasjonsretning og dels unøyaktigheter i målingene. De målte hovedspenningenes midlere størrelser og retninger er forøvrig også skissert i fig. 24.7.

Av figuren fremgår det at de målte spenninger, særlig middelet av målingene, stemmer godt overens med dem som er beregnet i endelig element-analysen. Etter som relativt små endringer i K-verdi har meget stor innvirkning på spenningsbildet, synes det derfor etter dette som om antakelsen om K-verdi i størrelsesorden 0,5 i profilplanet er riktig. Dersom største hovedspenning skulle endre retning og ikke lenger stå nær normalt modellplanet, vil de «målte» spenningene bli større. Som figuren viser, er imidlertid disse noe mindre enn de tilsvarende beregnede. Det skulle derfor være innebygd en viss liten sikkerhetsmargin i modellantakelsen om K-verdi lik 0,5.

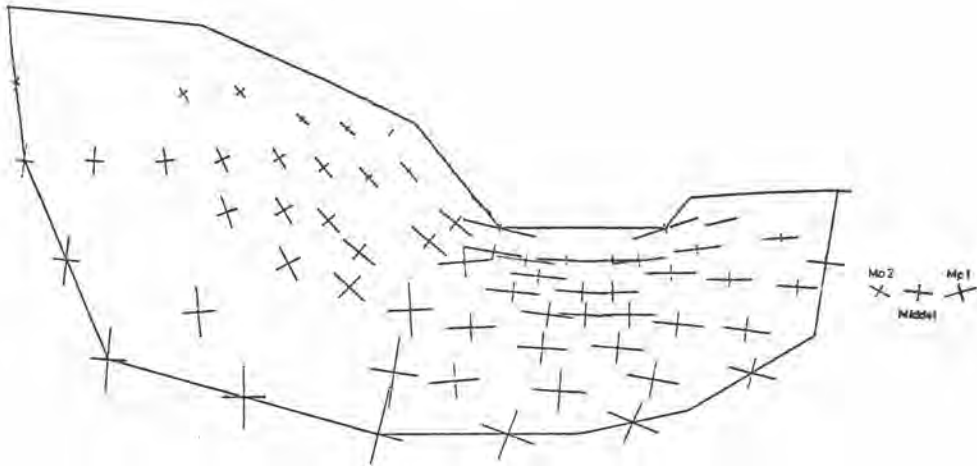


Fig. 24.7 Målte hovedspenninger (σ_2 og σ_3) i punktene Mp 1 og Mp 2 projisert inn i profil 400 og inntegnet på hovedspenningskartet fra endelig element-analyse.

KONKLUSJON

Ifølge bergtrykksmålingene er største hovedspenning i størrelsesorden 1 1/2 ganger større enn midlere hovedspenning ($\sigma_3:\sigma_2:\sigma_1$ er i middel tilnærmet lik 1:2:3). I nord- og sydveggene i dagbruddet vil derfor σ_1 , som er orientert tilnærmet parallelt veggene, direkte utgjøre en tangentialspenning. I tillegg er det en spenningskomponent som i disse veggene vil gi tangentialspenning i retning av pallenes fallinje-retning.

I liggveggene (sydveggene) av dagbruddet er foliasjonen orientert slik at de høye tangentialspenningene vil virke langs foliasjonsplanene. Dermed oppstår en situasjon som kan bli meget ugunstig for pallstabiliteten, idet utbukling av plater i de skifrige bergartene lett vil kunne forekomme. I hengveggene (nordveggene) er foliasjonen stabilitetsmessig gunstigere orientert.

Analysen har vist at en i sydveggen i Vestbruddet, og til dels også i tverrveggene (se fig. 24.1), vil kunne risikere detaljstabilitetsproblemer som beskrevet når bruddet er brutt til et dyp av ca. 250 m, og problemene vil øke etter som bruddet brytes dypere.

Etter som spenningene i fjellet ofte viser betydelige variasjoner innenfor relativt små områder, vil det komme på tale å utføre supplerende og kontrollerende bergtrykksmålinger når undersøkelsestunnelen er drevet inn til området for det prosjekterte Vestbruddet.

Utgangspunktet for stabilitetsanalysene i Ørtfjell var et ønske om å få avklart faren for totale utrasninger av de høye dagbruddsveggene. Spesielt var en engstelig for den høye nordveggen som vil gå fra et bunnivå på ca. kote 100 og helt opp til toppen av Eiteråfjell på kote 1000.

Som artikkelen fra i fjor viser, synes totalstabiliteten i dagbruddet å være tilfredsstillende, BROCH og NILSEN (1977 a). Disse spenningsvurderingene har imidlertid fokusert oppmerksomheten på hva en kan kalle detaljstabiliteten, dvs. den lokale stabilitet av én eller et fåtall paller. Dessuten også på at det er i liggveggen, dvs. sydveggen, at faren for utrasninger er størst.

Disse erkennelser vil føre til at totalvinkelen for sydveggen må reduseres noe i forhold til det opprinnelige utgangspunkt. Til gjengjeld kan nordveggen muligens gjøres noe steilere.

LITTERATURREFERANSER

BROCH, E. & NILSEN, B. (1977 a): Undersøkelser av stabilitetsforholdene for Ørtfjell dagbrudd i Rana. Bergmekanikkdagen 1976. Tapir, Trondheim. 29 s.

BROCH, E. & NILSEN, B. (1977 b): Analyse av stabilitetsforholdene ved Ørtfjell dagbrudd. Sluttrapport for samarbeidsprosjektet «stabilitet av dagbruddsvegger» mellom Geologisk Institutt og A/S Norsk Jernverk, Rana Gruber. Rapp. nr. 4, Geologisk Institutt, NTH. 189 s.

MYRVANG, A. (1974): Prinsipper for en del bergmekaniske målemetoder. Bergmekanikkdagen 1973. Tapir, Trondheim. 13 s.

RUSSENE, B.F. (1974): Bergslagsanalyser for tunneler i dalsider. Hovedfagsoppgave i Ingeniørgeologi, Geologisk Institutt, NTH. (Upubl.). 247 s.

SELMER-OLSEN, R. & BJØRLYKKE, S. (1972): Nødvendig overdekning i dalsider med fjellrom med høyt innvendig vann- eller lufttrykk. Rapp. nr. 6, Geologiske Institutt, Ingeniørgeologi, NTH. 13 s.

RESIDUALSPENNINGER I FJELL

Residual stress field in rock

Siv.ing. Bjørn Buen — Ingeniør A. B. Berdal A/S

SAMMENDRAG

Endringer i residualspenninger i fjell, kan måles indirekte ved å måle lydgiennomgangshastighet og punktlastindeks. Metodene gir både kvalitative og kvantitative verdier. Endringer i residualspenningsfeltet har praktiske konsekvenser for langtidsstabiliteten i fjellrom og for de mekaniske egenskaper til steinmaterialer generelt.

SUMMARY

Changes in the residual stress field in rocks can be measured indirectly by recording changes in sonic pulse travel time and the point load index. The methods are quantitative as well as qualitative and are suitable for giving a practical measure of the energy dissipation properties of rock materials. Changes in the residual stress fields have practical consequence for the long term stability of underground openings and for the mechanical properties of rock materials in general.

INNLEDNING

Ved byggearbeider i fjell, og ved bruk av fjell som materiale er det observert fenomener, ofte tidsavhengige, som tilskrives indre spenninger. Disse indre spenninger kalles ofte residualspenninger, men remanente spenninger, glasspenninger, egenspenninger, valsespenninger og sveispenninger er synonyme begreper.

I perioden 1974—77 ble det ved Geologisk institutt NTH, under ledelse av professor R. Selmer-Olsen, arbeidet med metoder for å påvise og måle endringer i bergartsegenskaper som skyldes endringer i residualspenninger. Økonomisk støtte ble gitt i form av universitetsstipend og prosjektstøtte fra NTNf.

RESIDUALSPENNINGER — ÅRSAK OG VIRKNING

Residualspenninger defineres som de spenninger som står i et legeme som ikke påvirkes av ytre krefter.

Fenomener som sprakefjell i tilfeller der topografisk- eller tektonisk betingede spenninger ikke kan være årsaken, tilskrives residualspenninger. Likeledes anses bergarters kløyvegenskaper delvis å ha sin årsak i residualspenninger.

Nettopp bergarters kløyvegenskaper viser at det skjer en tidsavhengig omlagring i residuals-

penningsfelt. Nylig frisprenge blokker har gjerne god kløyv, mens denne normalt blir dårligere ved tiltagende lagringstid.

Det er også kjent at bergarters kløyvretning endres med temperaturen, sommerkløyv og vinterkløyv. Dette viser at vektorsummen av de indre virkende krefter, her termiske spenninger og residualspenninger, bestemmer kløyvretningen.

Under de innledende forsøk ble det ved Institutt for Gruvedrift, i en nylig frisprenget blokk, målt tøyninger som svarer til en deviatorspenning på 2—3 MPa.

For å forklare hvordan energi kan lagres i et materiale er i fig. 25.1 vist en krypturve. Hele den lagrede elastiske deformasjon kan gjenvinnes om tiden som går etter at den kryptgivende last fjernes er lang nok. En enkel fjærmodell som på fig. 25.2 viser hvordan energi kan lagres mellom mineralkorn med forskjellige mekaniske egenskaper. Når fjærene påtvinges lik deformasjon vil fjærene merket A stå under trykk, mens fjæren B står i strekk.

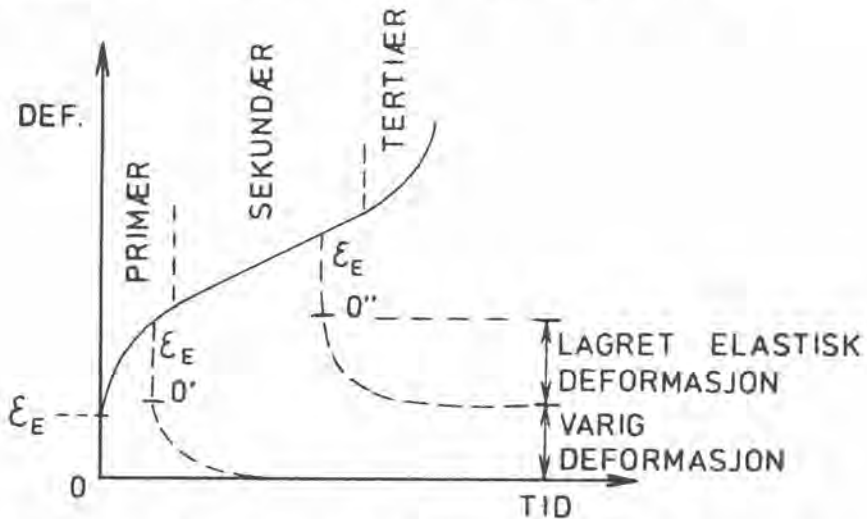


Fig. 25-1. Deformasjonsforløp med primær-, sekundær- og tertiærkryp.

MÅLINGER — VALG AV METODE OG RESULTATER

Problemet lå i på enkelt vis å måle endringer i residualspenningsfelt over lang tid. Kjente teknikker med bruk av tøyningmåling med strekkklapper ble utelukket da det ikke ble ansett mulig å holde konstant referansenivå over tidsrom på flere måneder og med stadige fra- og tilkoblinger til målekretsene.

Fra litteraturen var kjent at lydgiennomgangshastigheten i bergartsprøver økte med økende omslutningstrykk. Dette skyldes at porer og riss lukkes. Arbeidshypotesen for disse forsøkene var at endring i residualspenningene ville føre til øket pore- og rissdannelse og dermed en reduksjon av lydgiennomgangshastigheten. Måling av lydgiennomgangshastighet ble foretatt radielt på 62 mm kjerner, vist i prinsipp i fig. 25.3. Første måling fant sted umiddelbart etter friboring og siden ble målt med jevne mellomrom over en periode på flere måneder.

Kjernene ble boret ut på steder der fjellet var antatt å være vannmettet. Kjernene ble oppbevart i vanntette lukkede sylindere for på denne måten å unngå at måleresultatene skulle influeres av endringer i vanninnhold i bergarten.

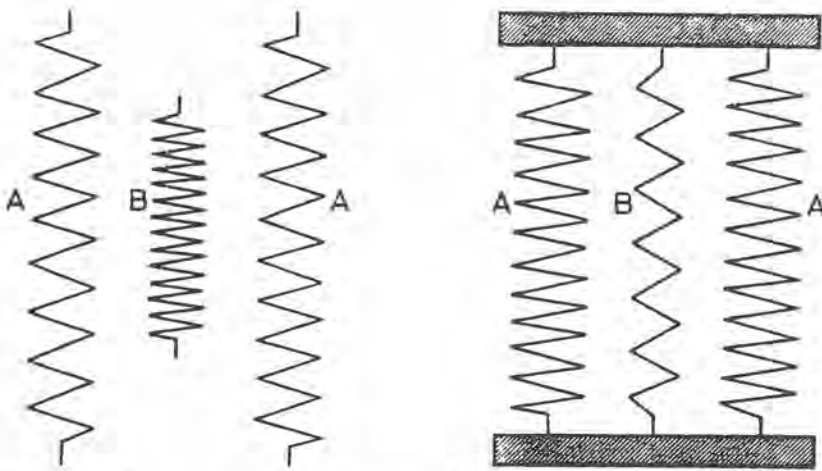


Fig. 25-2. Residualspenninger i fjærer av forskjellig lengde som sammenkobles.

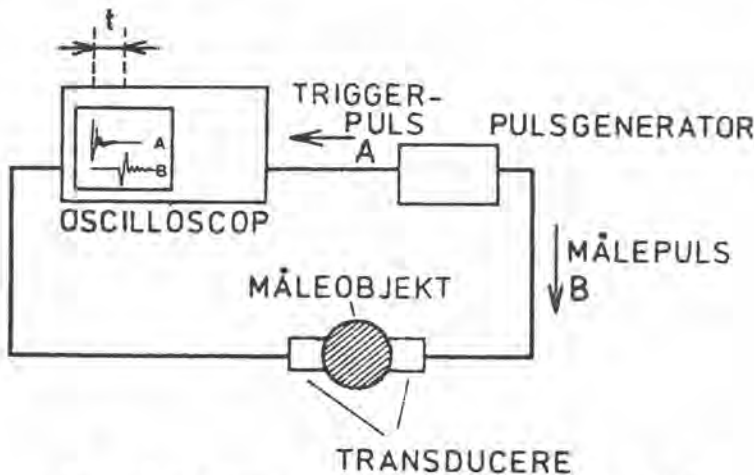


Fig. 25-3. Prinsipp for måling av lydgjennomgangshastighet.

I fig. 25.4 er vist endring av gangtid i et prøvestykke som funksjon av lagringstid. Gangtiden øker, her med ca. 15 %. Det betyr en reduksjon i lydgjennomgangshastigheten på ca. 15 % over en lagringsperiode på ca. 14 måneder.

Fig. 25.5 viser eksempel på endring av lydgjennomgangstiden vinkelrett og parallelt foliasjonen i prøvestykker. Typisk for de fleste materialer var at anisotropiforholdet avtok med tiden. I enkelte tilfelle ble retning for laveste lydgjennomgangshastighet ved forsøksstart til retning for høyeste hastighet ved forsøkenes avslutning.

For å måle endring i mekaniske egenskaper ble benyttet punktlastindeks. Her, som ved måling av lydgjennomgangshastighet, er testen rask og krever ingen spesiell bearbeiding av prøvestykket.

Det ble gått ut fra at et brudd i et prøvestykke inntreffer når vektorsummen av ytre og indre

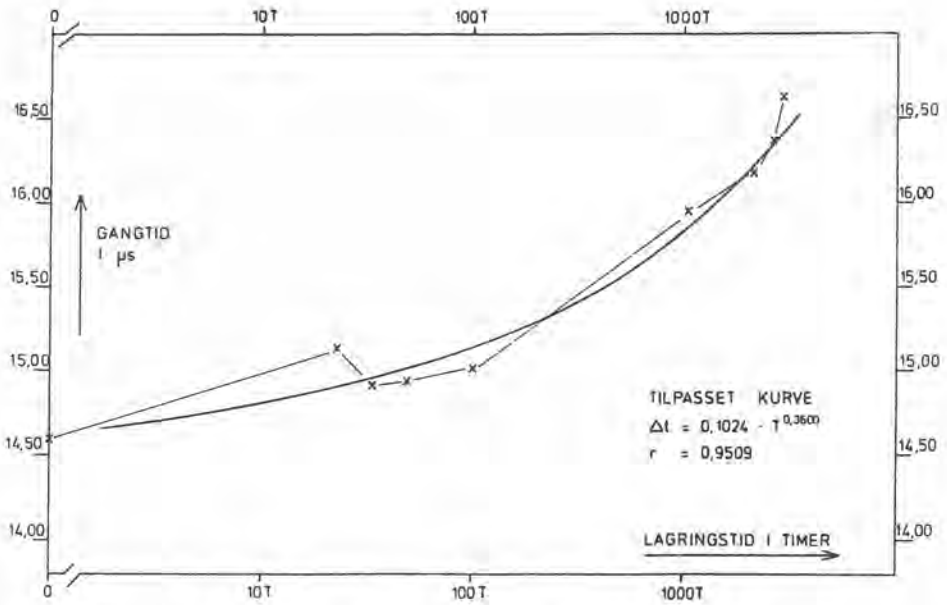


Fig. 25-4. Gjennomsnittlig endring i gangtid og kurve for beste tilpasning for alle målinger på trolle.

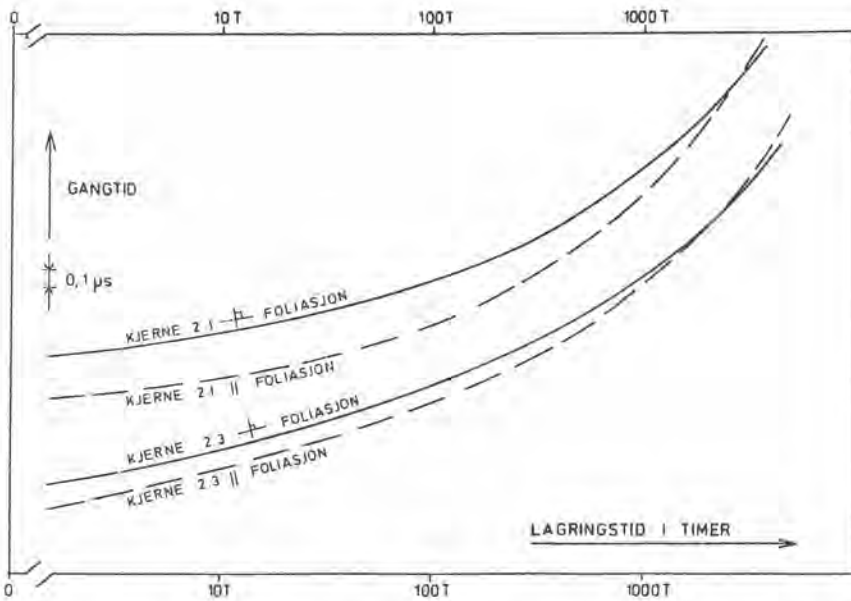


Fig. 25-5. Tilpassede kurver for målinger vinkelrett og parallelt foliasjon for trolle.

virkende krefter overstiger materialets fasthet. Endringer i indre virkende krefter vil derfor føre til at ytre, og målbare, krefter må endres for å fremkalle brudd.

I fig. 25.6 er vist eksempel på endring av punktlaststyrke etter en lagringsperiode på ca. 3 måneder. Enkelte bergarter viste en fasthetsøkning i løpet av lagringsperioden, andre en redusert fasthet. Den største relative fasthetsendring for et materiale var ca. 39 %.

Fig. 25.7 viser korelasjon mellom endring i lydgiennomgangstid og endring i punktlaststyrke. En korelasjonskoeffisient på $r = 0,86$ indikerer en stor grad av avhengighet mellom de to tester.

Forsøksserien begrenset seg til et utvalg gneis- og granittbergarter. I andre bergartstyper kan de mulige lagrede energimengder være større eller mindre. Omlagringshastigheten i residualspenningsfelt vil også variere.

KONKLUSJON OG PRAKTISKE KONSEKVENSER

Målingene har vist at residualspenningsfelt i utborede prøvestykker endres med tiden. Til dels betydelige endringer i lydgiennomgangshastighet, anisotropi og punktlaststyrke har funnet sted i løpet av en lagringsperiode på 3—4 måneder.

De målte endringer tilsier at også trykkfasthet, elastisitetsmodul, skjærmodul og tverrkontraksjon vil påvirkes av endringer i residualspenningsfelt.

Praktiske konsekvenser vil endringer i residualspenningsfelt ha for laboratorieundersøkelser av bergarter. De målte egenskaper vil ikke nødvendigvis representere bergartens egenskaper in situ.

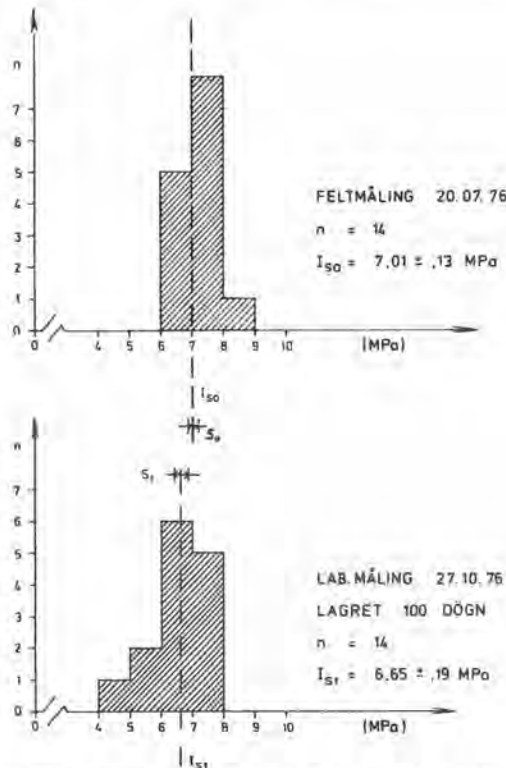


Fig. 25-6. Histogram for puntlastindeks dynjanfoss, D = 32 mm.

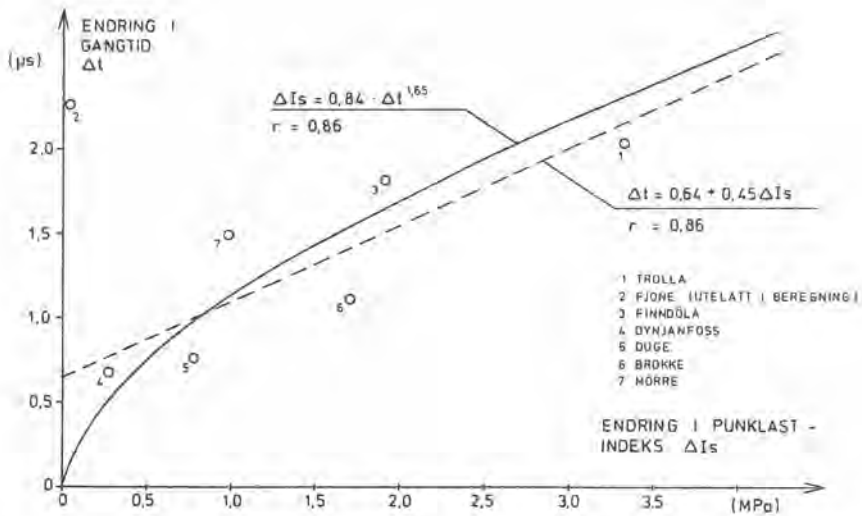


Fig. 25-7. Sammenheng mellom endring i gangtid og endring i punktlastindeks på medianverdi – basis.

Tidsavhengig endring i residualspenningsfelt rundt utsprengte fjellrom vil kunne ha betydning for langtidsstabiliteten av disse, og også for endring av belastningen på eventuelle sikringskonstruksjoner.

Endring i fasthet og anisotropi vil kunne være av betydning for bearbeiding av bergarter. Måling av endring i residualspenningsfelt kan hjelpe til å velge det tidspunkt da en bearbeiding vil kreve minst tilført energi.

LITTERATUR

BUEN, BJØRN «RESIDUALSPENNINGER I FJELL»

Rapport nr. 3. GEOLOGISK INSTITUTT NTH 1977

147 s. /61 ref.

BAB/me

5.12.77

SANNSYNLIGHET OG RISIKO FOR SKRED I BOLIGPLANLEGGINGEN. HVA BYGNINGSLOVEN SIER OM SKREDFAREN. EKSPERTENS ROLLE OVERFOR OPPDRAGSGIVERE OG POLITISKE MYNDIGHETER.

Slide probability and risk in planning of building areas.

Cand.real K. Lied, N.G.I

SAMMENDRAG

Trange dalfører og bratte fjellsider er vanlig i Norge, og snøskred, steinsprang og skred i løsmasser er et forholdsvis vanlig fenomen. Mange steder er bebyggelsen plassert først og fremst av hensyn til skredfaren. I de senere år er det blitt vanlig å planlegge bebyggelsen i konsentrerte boligfelt. Samtidig skyves boligfeltene inn mot fjellsidene p.g.a. ønsket om å verne dyrkbar jord i de flattere dalbunnområdene. Følgen av dette er at bebyggelsen utsettes for skredfare, da enhver skråning potensielt sett kan være skredfarlig. En viss risiko for skred må derfor aksepteres, særlig fordi alle aktiviteter i livet medfører risiko for ulykker. Ved hjelp av risikoa-analyse kan man belyse hvilket risikonivå som eksisterer for forskjellige aktiviteter. Risikonivået kan uttrykkes ved dødsfrekvensen P_f som er den gjennomsnittlige sannsynlighet for død pr. times deltagelse i en aktivitet. For naturkatastrofer i Norge er $P_f = 4.5 \cdot 10^{-10}$, for bilkjøring er $P_f = 1 \cdot 10^{-6}$, $P_f = 4.5 \cdot 10^{-10}$ tilsvarer en årlig risiko på ca. 1/200.000, som igjen tilsvarer skred med et gjennomsnittlig gjentagelsesintervall på 200.000 år. Det er neppe mulig å ta hensyn til slike sjeldne skredhendelser i praktisk boligbyggingspolitikk, fordi nær sagt alle størrelser og typer av skred kan tenkes å forekomme i løpet av et så langt tidsrom. Skred med ekstremt stor rekkevidde, f.eks. store fjellskred, eller sørpeskred (snø-/vannblandinger) som også rekker langt utover i dalbunnen, og ekstremt store snøskred og utglidninger i løsmasser må da tas hensyn til. Bygningslovens § 68 sier i første ledd: «Grunn kan bare bebygges dersom det er tilstrekkelig sikkerhet mot synking, flom, ras e.l.». Hva er tilstrekkelig sikkerhet? Er det sikkerheten sammenlignet med hele befolkningens gjennomsnitt? I så fall må det tas hensyn til 200.000 års-skred ved boligplanlegging. I rundskriv fra Departementet i 1968 og 1969 inn-skjerpes at boligbygging ikke må skje i «potensielle fareområder». Det kan derfor se ut til at bygningsloven legger opp til et farenivå likt eller lavere enn det gjennomsnittlige risikonivå: $P_f 4.5 \cdot 10^{-10}$. Samtidig tilsier landets topografi og klima

at det ikke finnes store nok areal med denne sikkerhet som kan dekke den pågående boligbygging. Fastsetting av risikonivået må bli en politisk avgjørelse. Mynighetene, nasjonale eller lokale, må avgjøre hvilken risiko som kan tolereres. Eksperten må kun beskrive risikoen, dvs. hvor stor skredfaren er på det aktuelle sted. Skredfrekvens, størrelse og rekkevidde belyses av fagmannen, og politikerne eller andre oppdragsgivere kan derved ta en beslutning om bygging kan skje — eller ikke. Eksperten har selv ikke nok kjennskap til lokalsamfunnets økonomi, eller behov for andre sikringstiltak (gangveier, brannvern o.l.) til å ta beslutningen om bygging av hus eller oppføring av sikringstiltak mot skred er tillatelig. Eventuelle vurderinger av sikringstiltak må komme som et selvstendig avsnitt i ekspertenes rapport etter at sannsynligheten for skred er beskrevet.

SUMMARY

Narrow valleys and steep mountain sides are common in Norway, and avalanches, rockfalls and slides in loose deposits are relatively common phenomena. In many places the risk of slides is the most important factor to consider when locating housing. In recent years it has become normal practice to plan housing in concentrated building plots. At the same time the plots are pushed in towards the valley sides, due to the desire to preserve the arable land in the valley bottoms. As a result housing is subjected to slide risk, since each and every slope exhibits a certain slide risk. A certain slide risk must therefore be accepted, especially since all life's activities result in a certain accident risk. With the help of risk analysis one can illustrate which risk levels exist for different activities. Risk level can be expressed by a fatality frequency, P_f , which is the average likelihood of death for each hour one takes part in a given activity. For natural disasters in Norway $P_f = 4.5 \times 10^{-10}$, while for cardriving $P_f = 1 \times 10^{-6}$. The value 4.5×10^{-10} is equivalent to a yearly risk of approximately 1/200,000, which can be interpreted as an average frequency of one slide per 200,000 years. It is hardly realistic or practical to allow for such low probability of natural slide disasters in housing politics, because almost all types and sizes of slide can be imagined in the course of such a huge time interval. Slides having extreme length of reach would need to be designed against, for example large rockslides, slushes (mixtures of water and snow) and extremely large snow and soil avalanches, all of which may be expected to reach far out over valley floors. The National Building law § 68 states in the first paragraph: «Ground can only be built on if there is sufficient safety against settlement, flood, avalanche, etc.». How much is sufficient safety? Is it safety compared to the average for the whole population? If so the 200,000 year slide must be taken account of in housing planning. In memos from the Departement in 1968 and 1969 it is emphasised that housing must not be built in «potential danger zones». It therefore may appear that the building law is approaching a risk level equal to or lower than the average: $P_f = 4.5 \times 10^{-10}$. At the same time the country's topography and climate dictate that sufficient areas having the above safety level cannot be found to satisfy present housing projects. The decision concerning risk level must be a political one. The authorities, whether national or local, must decide what risk can be tolerated. The expert should only describe the risk, that is to say how great is the slide risk at the actual location. The slide frequency, size and length of reach

should be estimated by the specialist, and the politician or other authority can thereafter come to a decision whether building can — or cannot occur. The expert alone is unlikely to have enough knowledge of the local economy, or of the need for other types of safety measures (access, fire protection etc.) to be able to decide whether building of houses and related slide protection measures are reasonable. The consideration of possible safety or slide protection measures should be given in a separate part of the expert's report, following the description of the probability for slide or avalanche occurrence.

INNLEDNING

Trange dalfører og bratte fjellsider er svært vanlig i vårt land og i fjord- og dalstrøkene særlig på Vestlandet og i Nord-Norge er naturødeleggelse i form av skred en realitet. I mange dalfører er f.eks. gårdsbebyggelsen plassert først og fremst av hensyn til skredfaren.

I de senere år er det blitt stadig mer alminnelig å planlegge ny bebyggelse i konsentrerte boligfelt der utnyttelsesgraden, dvs. boligtettheten, er forholdsvis høy. Samtidig har ønsket om å verne dyrkbare områder ført til at nye boligfelt forskyves bort fra de flattere dalbunnområdene, til skråninger i eller nær fjellsider der man ikke kommer i konflikt med jordbruksinteressene. Mange steder finnes det heller ikke andre muligheter for ekspansjon rundt tettstedene enn i de nærliggende fjellsider.

Følger av disse forhold, dvs. de store konsentrerte boligfelt og plasseringene i eller nær fjellsiden er en økende fare for ulykker som følge av skred. Oftest er det i slike tilfelle ikke mulig helt å utelukke faren for f.eks. flomskred, snøskred, utglidninger av løsmasser eller steinsprang så lenge området ligger i nærheten av en fjellside. Denne boligbygging vil derfor nær sagt alltid medføre en viss risiko for uønskede skredhendelser.

Det ville også være urealistisk og økonomisk sett uforsvarlig å plassere bebyggelse ut fra det hensyn at den skulle være 100 % sikker mot skred. Hvor sikker bebyggelsen skal være er imidlertid mer et politisk /økonomisk spørsmål enn et faglig. Det fagmannen kan gjøre er å beskrive mulighetene eller sannsynligheten for at skred skal forekomme, og så får de politiske myndigheter avgjøre om risikoen for skred er liten nok til å kunne aksepteres.

Hvilket risikonivå som er akseptabelt er både et følelsesmessig og et samfunnsøkonomisk spørsmål. Følelsesmessig fordi enkelte mennesker aksepterer en høyere risiko for skred enn andre vil gjøre. Samfunnsøkonomisk fordi det i bunn og grunn er et spørsmål om hvilken pris samfunnet er villig til å betale for innbyggernes sikkerhet mot denne form for fare. Sannsynligvis bør man komme fram til et akseptert risikonivå for naturskader når f.eks. grensene for et boligfelt skal trekkes mot et område der skred kan tenkes å forekomme.

RISIKOANALYSE

Det er her av betydning å være klar over at absolutt sikker kan man ikke være i noen situasjon i livet. Risiko er tilstede i alle forhold til alle tider. Risikonivået kan være vesentlig forskjellig for ulike forhold, f.eks. er dødsfrekvensen for naturkatastrofer (snøskred, jordskjelv etc.) ca. 1 / 2000 av dødsfrekvensen for bilkjøring. Sikkerheten kan imidlertid aldri bli absolutt. Begrepene risiko og sannsynlighet er behandlet i Jensen & Sande, 1973: «Risikoanalyse — Konkretisering av fare som ledd i beslutningsprosessen».

Ifølge boken kan dødsfrekvensen P_f uttrykkes ved følgende forhold:

$$P_f = \frac{D}{N \cdot h}$$

D = antall dødsfall i et tidsintervall som følge av en gitt aktivitet,

N = antall personer som har deltatt i aktiviteten i tidsintervallet,

h = gjennomsnittlig antall timers deltagelse i tidsintervallet.

Dødsfrekvensen betegner altså den gjennomsnittlige sannsynlighet for død pr. times deltagelse i aktiviteten i tidsintervallet.

I Norge er dødsfrekvensen, P_f for snøskred og andre naturkatastrofer ca. 4.5×10^{-10} . For trafikkulykker med dødelig utgang er P_f ca. 1×10^{-6} .

Sjansen for å omkomme ved bilkjøring eller i trafikken er altså ca. 1 milliontedel i gjennomsnitt pr. times deltagelse. Den tilsvarende mulighet for at en vilkårlig valgt person i Norge skal omkomme på grunn av en naturkatastrofe i løpet av 1 time er ca. 2200 ganger mindre.

Det aksepterte risikonivå er forskjellig i de forskjellige situasjoner og er, som nevnt, avhengig av flere ting, vesentlig av psykologiske forhold og av samfunnsøkonomiske interesser.

Risiko ser imidlertid ut til å kunne deles i 2 hovedgrupper:

- (a) Frivillig risiko, dvs. risiko fra aktiviteter som enkeltindivider har valgt selv.
- (b) Ufrivillig risiko, dvs. risiko fra aktiviteter som er påført enkeltindivider av andre (f.eks. av samfunnet).

I boken «Risikoenalyse» av Jensen & Sande er det nevnt at frivillig risiko (som f.eks. bilkjøring) ser ut til å ha en dødsfrekvens på $P_f = 1 \times 10^{-6}$, og ufrivillig risiko (naturkatastrofer) en dødsfrekvens på $P_f = 1 \times 10^{-9}$. Det er etter dette en forskjell mellom frivillig og ufrivillig risiko på 1000:1.

I boken er det foreslått at risikonivået mellom bestående forhold og planlagte forhold bør være forskjellig:

Bestående forhold

Frivillige aktiviteter $P_f \leq 1 \cdot 10^{-6}$

Ufrivillige aktiviteter $P_f \leq 1 \cdot 10^{-9}$

Planlagte forhold

Frivillige aktiviteter $P_f \leq 1 \times 10^{-7}$

Ufrivillige aktiviteter $P_f \leq 1 \times 10^{-10}$

P_f dødsfrekvensen, er uttrykt i timer. I ett år er det 8760 timer. Hvis man forenkler regnestykket og forhøyer til 10 000 timer pr. år, dvs. 10^4 timer, vil 100 år inneholde 10^6 timer. Dette medfører at man med en dødsfrekvens på 1×10^{-6} , som f.eks. gjelder bilkjøring, i gjennomsnitt kan kjøre bil i 100 år før man forulykker med døden til følge.

RISIKONIVÅ FOR BEBYGGELSE

Hvis man aksepterer et risikonivå for naturkatastrofer på 1×10^{-9} , medfører således dette at bebyggelsen ikke skal treffes av skred som i gjennomsnitt går oftere enn én gang pr. 100 000 år. Planlagt bebyggelse skal videre ligge i sikkerhet for «million-årsskredet» hvis de foreslåtte risikonivåer skal tas til følge. (10^{10} timer tilsvarer omkring 1 million år).

Disse lave risikonivåer der det er snakk om «100 000» og «millionårsskred», vil medføre at

svært mye av bebyggelsen i Norge har et altfor høyt risikonivå, fordi nær sagt alle størrelser og typer av skred kan tenkes å forekomme i løpet av et så langt tidsrom. Planleggingen av boligfelt ville også bli nokså umulig hvis man skulle ta hensyn til slike sjeldne hendelser. Konsekvensene ville i så fall bli at all bebyggelse måtte planlegges på «flat mark» langt borte fra fjellsidene. I så fall ville andre konkurrerende hensyn komme inn, bl.a. måtte dyrket mark i høyere grad tas i bruk som byggeland. I vårt land ville derfor et slikt risikonivå for bebyggelse med hensyn til skredfare være for lavt fordi det samfunnsøkonomisk ikke er forsvarlig, da risikoen for skred blir uforholdsmessig mye mindre enn den risikoen man utsettes for ved andre aktiviteter., f.eks. bilkjøring.

BEDØMMELSE AV FAREN FOR SKRED

De ytre nedbrytende krefter som virker på jordoverflatens former foregår uavbrutt. Det vil si at i løpet av det man kan kalle et geologisk tidsrom, vil alle ujevnheter i jordoverflaten brytes ned, men andre ord ender fjellkjedene i havnivå. Dette medfører igjen at alle fjellsider avtar i høyde og steilhet. Alle fjellskråninger er derfor «dømt til å ramle ned», i smått og stort. Og er skråningen brattere enn ca. 40° , som er fjellets friksjonsvinkel, er det sannsynlig at endel av denne nedbrytningen foregår som større eller mindre skred. Slike fjellskred kan bli meget store, men som regel foregår nedfallene som mindre steinsprang. Å avgjøre med absolutt sikkerhet om en slik bratt fjellside vil ramle ned som et stort fjellskred som f.eks. i Loen, eller i form av tusenvis av mindre steinsprang, er ofte ikke mulig.

Når man vurderer disse forhold i en aktuell fjellside, uttrykkes faren for den ene eller annen ytterlighet ved hjelp av sannsynligheter, og bedømmelsen blir mer eller mindre subjektiv fordi objektive og sikre målemetoder ikke finnes. Nær sagt alle fjellsider av noen størrelse er oppsprukket og sprekksystemene danner ofte et komplekst mønster. Sett over et lengre tidsrom der de ytre nedbrytende krefter virker uavbrutt, har vi ikke målemetoder eller kriterier som med sikkerhet forteller oss hvordan stabiliteten er. Det er derfor meget vanskelig å avgjøre om, og når, eventuelle utfall vil forekomme og hvor store disse vil bli.

Det er videre kjent at store fjellskred har en mye større rekkevidde enn mindre utfall som steinsprang eller steinsprang. Rekkevidden er noenlunde proporsjonal med utfallets størrelse fordi friksjonen nedsettes med økende masse. Den gjennomsnittlige friksjonskoeffisient for forskjellige store fjellskred er belyst av bl.a. Scheidegger (1975). Han har funnet at skred med masse 10^4 m^3 har en gjennomsnittlig friksjonskoeffisient, f , på ca. 1. Når massen øker til 10^{10} m^3 , avtar f til ca. 0,1. Det er innlysende at rekkevidden for store skred derfor blir betraktelig større enn for små skred.

Hvis det kriterium ble lagt til grunn for bebyggelsens sikkerhet at denne skulle ligge utenfor rekkevidden av de maksimale fjellskred som overhodet kunne tenkes å oppstå i en fjellside, *uten* at man tok hensyn til sannsynligheten for slike, ville dette føre til at svært mye av bebyggelsen på Vestlandet og i Nord-Norge måtte flyttes og store områder erklæres for ubrukelige til byggeformål. Det er imidlertid lite sannsynlig at samfunnet er villig til å ta konsekvensene av et slikt syn, fordi kostnadene for store sammenliknet med faren for slike skred.

Liknende betraktninger kan også gjennomføres for de fleste typer løsmasseskred. Der forholdvis bratte skråninger er dekket av løsmasser som f.eks. organisk jord, bunnmoreneavsetninger, silt- og sandavsetninger eller av urmasser, vil det alltid være en viss mulighet for at massene raser ut. Skred i denne type løsmasser skjer oftest på grunn av unormalt store poretrykk i løsmaterialet forårsaket av intens nedbør. Men det er ikke mulig å avgjøre hvilke nedbørsforhold som fører til skred, eller ved undersøkelser og målinger å si noe bestemt om gra-

den av fare. Rekkevidden av slike skred vil i høy grad være avhengig av vanninnholdet. Hvis vannmengden blir stor nok, vil skredet bevege seg nærmest som en væske uten at rekkevidden kan avgjøres på forhånd.

Det er hevet over tvil at mye bebyggelse ligger eksponert for slike skred i vårt land. Faren for utrasning er imidlertid såpass liten, sett i forhold til bebyggelsens levetid, at risikoen for skred aksepteres. Geologisk sett er det imidlertid tenkelig at slike løsmasseforekomster en eller annen gang vil rase ut i form av skred. Det tidsrom man da snakker om, kanskje av størrelsesorden 10 000 år, er imidlertid forholdsvis stort og sjansen for en utrasning statistisk sett tilsvarende liten.

For snøskred kan det gjennomføres tilsvarende betraktninger som for andre typer skred. Tankegangen er kanskje mer anvendelig her, fordi snøskred er et «periodisk» eller tilbakevendende fenomen i likhet med f.eks. flom.

Det er kjent at snøskred oftest går i de samme skredfår, men med varierende hyppighet, avhengig av topografi og klima. Enkelte skred går flere ganger pr. år, andre med flere 100-års mellomrom. Utbredelsen av ett og samme skred varierer på tilsvarende vis, «normalt» har skredet en viss utbredelse, enkelte år kan skredet få svært stor rekkevidde på grunn av spesielle vær- og snøforhold.

I Sveits er det vanlig å bruke det såkalte «300-årsskredets» utbredelse som grense for boligbebyggelsen. Uttrykt i sannsynlighet pr. time gir 300-årsskredet et risikonivå på ca. 4×10^{-7} , dvs. fire timilliontedels sjanse pr. time i gjennomsnitt for at bebyggelsen skal treffes av skred.

Dette kan synes som et svært lavt tall, dvs. høy sikkerhet, men sammenliknet med den gjennomsnittlige sannsynlighet for at en vilkårlig valgt person i Norge skal omkomme på grunn av en naturkatastrofe, er tallet høyt. Som nevnt på side 3, er risikoen for en slik hendelse så lav som ca. 4.5×10^{-10} .

At «300-årsskredet» utgjør et høyt risikonivå kan også illustreres ved følgende: Hvis hele Norges befolkning (4 mill. mennesker) bodde like innenfor 300-års snøskredets rekkevidde, skulle 13383 mennesker omkomme pr. år som følge av slike skred:

$$\left(\frac{1}{300} \cdot 4 \text{ mill.} = 13383 \right).$$

HVA BYGNINGSLOVEN SIER OM SKREDFARE

Tidligere er det sagt at sannsynligheten pr. time for at en tilfeldig valgt person i Norge skal omkomme som følge av skred i gjennomsnitt er ca. 4.5×10^{-10} eller en halv milliardedels sjanse pr. time. Dette tilsvarer ca. 200.000 års skredet. Ifølge Jensen & Sande, om «ufrivillige aktiviteter i planlagte forhold», bør risikonivået ikke overstige: $P_f = 1 \times 10^{-10}$ (million-årsskredet). Å snakke om slike sjeldne skred er ikke realistisk, og selvfølgelig ikke mulig å ta konsekvensen av i praktisk boligbyggingspolitikk. Hvis bebyggelsen i Norge skal ha en fornuftig plassering, sett i sammenheng med andre samfunnsforhold, er vi tvunget til å akseptere et langt høyere risikonivå. Dette gjelder særlig i de strøk av landet som er mest utsatt for skred. Hvis disse strøkene fortsatt skal bebos, og det er det vel ingen tvil om, må man legge bebyggelse på steder som har et høyere risikonivå for skred enn hele landet sett under ett. Herav følger at det heller ikke er mulig å garantere sikkerhet for slik bebyggelse. Hvis garanti skulle gis, ville svært mange dalfører på Vestlandet og i Nord-Norge være ubeboelige.

Bygningslovens § 68 omhandler byggegrunn og drenering og første ledd har følgende ordlyd:

«Grunn kan bare bebygges dersom det er tilstrekkelig sikkerhet mot synkning, vannsig, flom, ras e.l.»

Et interessant spørsmål er hva som i denne sammenheng menes med «tilstrekkelig sikkerhet». Er det sikkerheten sammenlignet med andre boligfelt i kommunen, i fylket eller på landsbasis? Hvor liten skal skredfrekvensen eller risikoen for skred være før sikkerheten er «tilstrekkelig»? Tar man gjennomsnittet av hele befolkningen som utgangspunkt, kan man med en viss rett hevde at «tilstrekkelig sikkerhet» medfører et risikonivå likt eller lavere enn gjennomsnittet, dvs. $P_f = 4,5 \times 10^{-10}$ («200 000-årsskredet»). I så fall kan bygningslovens intensjoner ikke praktiseres svært mange steder i landet, ganske enkelt fordi den sikkerhet man da krever blir så høy at det ikke finnes plass for bebyggelsen.

Det synes derfor innlysende at man for mange områder i Norge må akseptere et forholdsvis høyt risikonivå. Dette bør både eksperter på skred, planleggere av boligområder, forsikrings- og erstatningsmyndigheter og politikere være oppmerksom på. Vest-Norge har f.eks. ca. 6 ganger større ulykkesfrekvens enn Øst-Norge ved naturkatastrofer (Vest-Norge $p_f = 6,1 \times 10^{-10}$, Øst-Norge $P_f = 1,1 \times 10^{-10}$).

Loven har ingen forskrifter som presiserer begrepet «tilstrekkelig sikkerhet». I forbindelse med flom og raskatastrofer har departementet riktignok sendt to rundskriv til fylkene vedrørende flom, skred og geotekniske forhold h.h.v. i 1968 og 1969.

I rundskrivet fra 1968 heter det bl.a. at fylkesmennene «overfor de kommunale myndigheter innskjerper nødvendigheten av at man nøye passer på at det ikke skjer bebyggelse i potensielle fareområder». Det heter videre: «Ekspertundersøkelser bør også foretas i områder hvor de topografiske, meteorologiske og geologiske forhold medfører risiko for steinskred, snøskred m.v.»

I rundskrivet fra 1969 nevnes at: «Åpenbare og potensielle fareområder innenfor mulige utbyggings- eller anleggsområder skal vurderes spesielt, i det graden av fare presiseres».

»Potensielle fareområder» og «områder hvor forholdene medfører risiko for skred» skal etter dette ikke bebygges.

Lovens formulering har store konsekvenser hvis loven tolkes bokstavelig. Etter mitt skjønn pålegges man å ta hensyn til helt ekstreme skredsituasjoner både m.h.t. frekvens og størrelse. Svært sjeldne skred og ekstremt store skred må trekkes inn i vurderingen. Hendelser som «Stor-Ofsen» og skred av Tafjord-Loen-typen omfattes av loven.

Det kan derfor se ut til at utbyggingsloven legger opp til et risikonivå som tilsvarer det som tidligere er nevnt, altså $P_f 4,5 \times 10^{-10}$ eller «200 000-årsskredet», eller enda lavere.

Et slikt lavt risikonivå er det som nevnt ikke mulig å gjennomføre i svært mange distrikter, og bygningslovens formulering synes derfor urealistisk.

Konklusjonen på det som er sagt foran må bli at bygningslovens ordlyd, samt de verdier vi har for gjennomsnittlig dødsfrekvens i Norge, tilsier en ekstremt høy sikkerhet. Samtidig medfører landets topografi og klima at det tilgjengelige areal med denne sikkerhet ikke er til stede. Med den store etterspørsel man har etter byggeområder, og den utbygning som finner sted, ser det ut til at lov og praksis ikke er overensstemmende. Spørsmålet blir så: hva skal man gjøre med dette?

HVEM SKAL FASTSETTE RISIKONIVÅET?

Det er ikke mulig, og blir heller neppe mulig, å gi uttrykk for en eksakt hyppighet for hverken stein, snø eller andre typer skred. Tallene som er presentert tidligere er *kun* brukt for å vise at hvis risikoen for boligbebyggelsen i «skredområder» i Norge skal bli like lav som andre

risikofylte forhold, plikter man å ta hensyn til svært sjeldne skred. I praksisk når skredfaren skal bedømmes, bør nær sagt alle «mistenkelige» formasjoner tas hensyn til. Hva kan ikke tenkes å skje i en fjellside i løpet av f.eks. 300 år?

Det blir etterhvert stadig mer klart at spørsmålet om hvor sikkert er sikkert nok? er et politisk problem som prinsipielt må besvares av våre nasjonale, politiske myndigheter. En ting skulle derfor være *sikkert*, nemlig at det ikke er eksperten eller konsulenten som skal avgjøre hva som er sikkert nok.

Sikkerhet, eller krav til sikkerhet, er ikke et absolutt begrep. Menneskets krav til sikkerhet er en følge av samfunnets sosiale og tekniske utviklingstrinn, og den politiske linje myndighetene fører. Som følge av dette vil forskjellige land ha forskjellig syn på hvilken sikkerhet innbyggerne bør ha m.h.t. uønskede hendelser.

På liknende måte vil kravet til sikkerhet og synet på tillatelig risiko overfor naturkatastrofer sannsynligvis variere fra landsdel til landsdel. Forskjellen her skyldes ulike tradisjoner og levekår, klima og topografi. I mange områder av landet oppleves snøskred f.eks. som en vanlig ting, og risikoen for skred aksepteres i høyere grad av den «innfødte» befolkning enn av en tilflytter fra et «ikke-skredområde».

Et viktig moment her er at risiko eller fare-begrepet ser ut til å kunne deles i to grupper:

- 1) Reell risiko: basert på konkrete målbare forhold (f.eks. historiske data, ulykkesfrekvens, beregningsregler for stabilitet)
- 2) Opplevd, eller følt risiko: det inntrykk eller den følelse av fare mennesker har i en viss situasjon.

Forskjellen mellom reelt og opplevd risikonivå kan være stor, avhengig av hvilken kunnskap mennesker har om årsakene til at risiko oppstår, og i hvilken grad risikonivået lar seg beregne med eksakte metoder. Samfunnet har sannsynligvis forpliktelse til å ta hensyn til den følte risiko såvel som den reelle. Eksperten har imidlertid ikke automatisk evne til å oppleve og forstå den følte risiko, både fordi han er tilbøyelig til å anvende vitenskapelige metoder for å belyse risikonivet, og fordi han ikke selv opplever faren på kroppen. Eksperten bør f.eks. ikke med sin familie i det aktuelle skredområdet, og vurderer faren mere «objektivt». Hvis eksperten, og det er ofte tilfelle, kommer frem til at risikoen er mindre enn oppsitterens følte risiko, behøver det aldeles ikke være ekspertens syn som gir den beste løsning samfunnsmessig sett. Bygging av sikringstiltak kan f.eks. føre til at lokalsamfunn overlever. En fraflytting og nedlegging av lokalsamfunnet kan være samfunnsmessig mere kostbart enn sikring av bebyggelsen og opprettholdelse av lokalsamfunnet.

På den annen side kan det også tenkes at eksperten ut fra sine kriterier kommer frem til at faren er større enn det lokalbefolkningen har inntrykk av. Forskjellen i vurdering av risikoen kan da vekke sterke reaksjoner på lokalt hold, når f.eks. områder blir nektet bebygget fordi eksperten mener å ha konstatert skredfare. Som regel er det økonomiske interesser knyttet til utnyttelsen av slike områder, og eksperten blir utsatt for sterkt press fra lokalt hold. Samtidig ligger gjerne store deler av den eldre bebyggelsen i kommunen minst like skredutsatt som området der det planlegges ny bebyggelse. I de gamle boligområdene er det imidlertid ikke foretatt noen skredundersøkelse. Konsekvensene av dette er at de nye boligfelt som føres opp der man har tatt hensyn til skredfaren, får mange ganger større sikkerhet mot skred enn den eldre bebyggelse. Dette forhold bør oppdragsgiver gjøres oppmerksom på, slik at han kan foreta en av-veining, og muligens bli i stand til å akseptere en viss risiko for skred også i de nye boligområder.

I tillegg til disse ting har eksperten alltid manglende innsikt i lokalsamfunnets økonomiske ressurser. Bruk av sikringstiltak medfører alltid kostnader. Eksperten vet heller ingenting om lokalsamfunnets behov for andre sosiale goder og nødvendigheter. Det kan jo meget vel tenkes at investering i en sykkelsti, eller gangveier, eller utbygning/forbedring av brannvernet i kommunen ville heve innbyggernes sikkerhet i større grad enn investering i sikringstiltak mot skred.

Et vesentlig spørsmål er også om ikke all bebyggelse innen lokalsamfunnet (eller kommunen) bør vurderes m.h.p. skredrisiko, før beslutningen om bygging av sikringstiltak/raflytting i ett enkelt område blir tatt. Ved bare å vurdere det området som tilfeldigvis har fått søkelyset rettet mot seg («en steinblokk løsnet og ramlet ned øverst i hagen 100 m fra huse»), og eventuelt foreslå sikringstiltak, kan det meget vel tenkes at andre områder i kommunen, som er mere utsatt for fare, blir liggende uten sikringstiltak fordi utfall eller skred ikke er kjent herfra. Bør eksperten i slike tilfelle forslå hele kommunen undersøkt, slik at myndighetene tar hensyn til skredfaren der den er størst, og får oppført sikringstiltak der, i stedet for der utfallet foregikk?

Konsekvensene av en skredfareundersøkelse er jo ofte at bebyggelse nektes oppført. Men hvis nå resten av kommunen ble undersøkt, kan det tenkes at bebyggelsen likevel ble godkjent i det opprinnelige området fordi alle andre potensielle utbygningsområder eller store deler av den bestående bebyggelse var like utsatt eller mere utsatt for skredfare.

Det skulle derfor være innlysende at det ikke er NGIs eller andre ekspertorganers sak å avgjøre om risikoen for skred er tillatelig eller ikke og om f.eks. bolighus skal oppføres hvis et område kan tenkes å utsettes for skred. Spesielt er dette tilfellet når man på landsbasis ikke er kommet frem til et akseptert risikonivå for hendelser av denne art. Vi har ikke noen norsk standard som tallmessig uttrykker hvilken skadefrekvens som kan tillates hverken for bolighus eller ved anleggsdrift f.eks. Så lenge vi ikke har et politisk vedtatt regelverk kan derfor ikke vi som eksperter uttale oss om bygging er tillatelig eller om sikring bør utføres.

Derfor må ekspertene foreta en risikoanalyse som gjør det mest mulig klart for oppdragsgiver hvilket farenivå det snakkes om. M.h.t. skred må frekvens, størrelse på utfall og rekkevidde belyses best mulig. Oppdragsgiver må derpå være i stand til å ta konsekvensen av denne analysen ved f.eks. å få utført sikringstiltak.

Denne betraktningmåten medfører ikke at man skyver fra seg ansvar og er redd for å ta beslutninger. Det vi gjør er å overføre beslutningene til de riktige organer. Vi som eksperter vil ha vårt ansvar knyttet til det å uttrykke risikoen korrekt. Vår beskrivelse av utfallsmulighet, skredfrekvens, størrelse, rekkevidde og de konsekvenser dette får, medfører jo i høy grad ansvar. Er beskrivelsen gal, og dette får konsekvenser for samfunnet i form av skredulykker, er jo ansvaret vårt.

Vår erfaring har vist at en slik fremgangsmåte aksepteres og forstås av våre oppdragsgivere. En slik risikoanalyse gjør det også mulig å sammenlikne faren for skred med andre risikofylte forhold i samfunnet. Full sikkerhet mot skred på et anlegg bør ikke nødvendigvis kreves, når tunneldrift eller annet arbeid medfører risiko. Det er derfor viktig at risikoen ved de forskjellige aktiviteter veies mot hverandre og at midler til sikringstiltak anvendes der de har størst virkning for sikkerheten. Ved at sannsynlighetsbetrakninger og risikoanalyse etterhvert gjennomføres innenfor flere og flere områder, bør så våre oppdragsgivere bli i stand til å vurdere alle risikofylte forhold og derved fatte riktigere beslutninger.

Diskusjonen av hvilke sikringstiltak som eventuelt kan gjennomføres må komme som et eget avsnitt i ekspertens rapport. Avsnittet kan f.eks. starte slik: Hvis man ønsker større sikker-

het enn beskrivelsen av risikonivået i 1. del av rapporten angir, kan følgende gjøres.... Etter min oppfatning bør også sikringen som forslås legges opp til forskjellige grader av sikkerhet. Prinsipielt vil ingen sikringstiltak innenfor vårt fagfelt gi full sikkerhet, uansett hvilken dimensjonering de får. Følgene av dette er at det må foretas en sannsynlighetsberegning av hvilken sikkerhet sikringstiltaket gir. Noe slikt høres innviklet og tungvint ut, men det er vel det vi gjør alle sammen, kanskje mer eller mindre ubevisst når sikring foreslås. Jeg tror likevel det er viktig at både oppdragsgiver og ekspert får best mulig klarhet i hva sikringen egentlig er ment å tåle, og spesielt for at oppdragsgiver og publikum skal forstå at 100 % sikkerhet er uopnåelig.

En sannsynlighetsberegning av sikringstiltak kan illustreres ved et eksempel fra flomforbygninger. Flomnivået for 50-års, 100-års og 300-årsflommen beregnes. Hvis samfunnet ønsker å sikre mot flom dimensjoneres de tilsvarende flomforbygningene som kan ta imot de nevnte flommene. Hvis nå flomverket skal beskytte et boligfelt blir det samfunnets (politikernes, innbyggernes) sak å avgjøre hvilken flom man ønsker å sikre seg mot. Tilsvarende fremgangsmåte må kunne benyttes overfor skred, både snøskred og steinsprang. En setning som: «Vi anser skredfaren til å være såpass liten at området kan bebygges», bør derfor ikke forekomme i en ekspertuttalelse.

DYNAMISKE REGNEMODELLER FOR STEINSKRED

Models for calculation of dynamical behaviour of rockslides.

Siv.ing. Bonsak Schieldrop, Industriell hydro- og aerodynamikk

INNLEDNING

Steinblokker beveger seg ved å gli, rulle eller sprette i lange sprang. Blokkenes (vanligvis) uregulære form og det «uryddige» terreng de beveger seg i, fører erfaringsmessig ofte til meget kompliserte bevegelsesmønstre hvor de tre bevegelser inngår i varierende kombinasjoner og rekkefølger. I enkelte tilfeller kan man imidlertid observere at en av bevegelsesmåtene «rendyrkes» slik at blokkene i *hovedsak* bare glir, bare ruller, eller bare spretter, slik at mønstret forenkles.

Selv slik «forenklede» bevegelser er imidlertid vanskelige å behandle teoretisk, idet bl.a. de krefter som styrer bevegelsene bare unntaksvis kan formuleres eksakt. I mange tilfeller er det til og med vanskelig bare å få fastslått kreftenes størrelsesorden.

Begynner steiner og blokker å bevege seg i sprang vesentlig lenger enn sin egen typiske dimensjon, forenkles imidlertid problemet endel. For store deler av slik bevegelse — nemlig i sprangene — vil blokkene da bare være påvirket av tyngden og luftmotstand, og må følgelig adlyde lovene for vanlig kastebevegelse. Kan dessuten luftmotstanden neglisjeres blir det som kjent disse lovene enda enklere å behandle. Bare ved støtene mot bakken opptrer det krefter som ikke uten videre kan bestemmes. Skal imidlertid kastebevegelsen opprettholdes må disse kreftene tilfresstilte visse krav, og det er derfor mulig å gjøre relativt virkelighetsnære antagelser for kreftene slik at hele problemet kan behandles.

Dette er imidlertid av mindre interesse hvis blokker bare meget sjelden beveger seg på denne måten. I mange strøk, f.eks. i Sør-Europa, blir det nemlig hevdet at bare mindre og helt små steiner greier å opprettholde bevegelse i sprang. Og selvom slike mindre steiner ofte kan oppvise spranglengder på opptil flere hundre meter og hastigheter mellom 50 og 100 m/s, opptrer de relativt spredt både i tid og rom og har dessuten en ubetydelig masse. De betraktes derfor ikke vanligvis som noen vesentlig trussel, iallfall ikke mot eiendom.

I Norge har man imidlertid direkte erfaring for at også større blokker kan bevege seg i lange sprang, og at de da kan gå både hurtigere og lengre enn blokker som ruller og/eller glir (1,2). I tillegg har de selvsagt også muligheten for å hoppe over eventuelle hindre som settes opp. Det er således åpenbart av betydning å få belyst nærmere slike blokkers bevegelse.

BLOKKER SOM SPRETTER PÅ HORISONTALT UNDERLAG

Som første tilnærming tenker man seg blokken som et massepunkt som faller fritt ned på et horisontalt underlag fra en høyde H_0 . Det spretter deretter utover det horisontale underlaget uten tap i støtene. Luftmotstanden neglisjeres, og underlaget betraktes som plant.

Med referanse til fig. 27.1 kan man da lett vise at massepunktets spranglengde er lik

$$L_1 = 2(v_1^2/g) \sin \alpha_1 \cos \alpha_1 = (v_1^2/g) \sin 2\alpha_1 \quad (1)$$

Uten støttap må

$$v_1^2 = v_0^2 = 2gH_0 \quad (2)$$

slik at

$$L_1 = 2H_0 \sin 2\alpha_1 \quad (3)$$

Denne får sin største verdi for $\alpha_1 = 45^\circ$, dvs. $2\alpha_1 = 90^\circ$,

$$L_{1m} = 2H_0 \quad (4)$$

Resultatet brukes ofte for å demonstrere hvor langt sprettende steiner virkelig kan gå.

Uten støttap vil

$$L_1 = L_2 = L_3 = \text{osv.} = L_n \quad (5)$$

så langt horisontalplanet rekker.

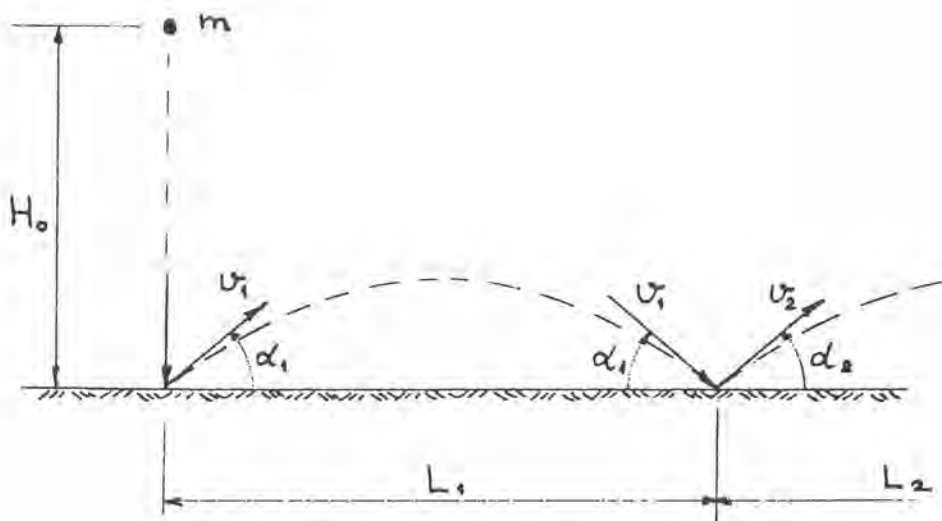


Fig. 27-1. Massepunktets lengdesprang.

Mere virkelighetsnær blir modellen om man inkluderer støttapene. Slike tap uttrykkes som kjent ved «restitusjonskoeffisienten» e , som angir hvor stor del av hastighetens normalkomponent som «restitueres». Hastighetskomponenten langs planet bevares gjennom støtet for et massepunkt. Man kan lett vise at man i dette tilfellet har at

$$\begin{aligned}
 L_2 &= eL_1 \\
 L_3 &= eL_2 = e^2L_1 \\
 \text{osv.} \\
 L_n &= e^{n-1}L_1
 \end{aligned}
 \tag{6}$$

Rekkevidden for n støt blir følgelig lik

$$SL_n = L_1(1 + e + e^2 + \dots + e^{n-1}) \tag{7}$$

som etter vanlige regler for summasjon av geometriske rekker er lik

$$SL_n = L_1 (1 - e^n)/(1 - e) \tag{8}$$

Da e nødvendigvis alltid er mindre enn 1, konvergerer summen mot verdien

$$\lim (SL_n)_{n \rightarrow \infty} = L_1/(1 - e) \tag{9}$$

Under laboratorieforhold [3] har man funnet at

$$e \simeq (0,6)^{\frac{1}{2}} = 0,7746 \tag{10}$$

Med denne verdien, som i praksis i hvertfall ikke vil overskrides, går (9) mot

$$\lim (SL_n)_{n \rightarrow \infty} = 4,44 \cdot L_1 \tag{11}$$

Antaes tap i også det første støtet mot bakken kan man regne ut at

$$L_1 = 1,293 \cdot H_0 \cdot \sin 2\alpha_1$$

eller maksimalt

$$L_{1m} = 1,293 \cdot H_0 \tag{12}$$

når $\alpha_1 = 45^\circ$.

Ved et fall på f.eks. $H_0 = 100$ m og det ovennevnte støttap gitt ved $e = 0,7746$, skulle man derfor ifølge dette trygt kunne oppholde seg i en avstand lik

$$\lim (SL_n)_{n \rightarrow \infty} = \underline{\underline{574 \text{ m}}} \tag{13}$$

fra nedfallsstedet.

En virkelig blokk avviker fra massepunktet i modellen ved at den nesten alltid omsetter en del av sin kinetiske energi i rotasjon i støtene mot bakken. Den vil dessuten alltid være utsatt for luftmotstand. Begge effekter vil imidlertid bare redusere de spranglengder modellen gir, og luftmotstanden viser seg å være for liten til at bevegelsens karakter blir endret. Samlet vil de to

effektene sannsynligvis redusere den enkelte spranglengde med størrelsesorden 10%.

En innvending som kunne reises mot modellen er at forutsetningen om et horisontalt underlag medfører en bestemt refleksjonsvinkel. Med støttap som ovenfor finner man at

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha_2 &= e \cdot \operatorname{tg} \alpha_1 \\ \operatorname{tg} \alpha_3 &= e \cdot \operatorname{tg} \alpha_2 = e^2 \cdot \operatorname{tg} \alpha_1 \\ &\text{osv.} \\ \operatorname{tg} \alpha_n &= e^{n-1} \cdot \operatorname{tg} \alpha_1 \end{aligned} \quad (14)$$

Da man samtidig vet at den enkelte kastelengde, f.eks. nr. i er gitt ved

$$L_i = (v_i^2 / g) \sin 2\alpha_i \quad (15)$$

vil det åpenbart være avgjørende for denne hvilken verdi α_i har.

Det viser seg imidlertid at så lenge underlaget er horisontalt i *gjennomsnitt* vil den maksimale rekkevidde alltid være gitt ved uttrykket (9). Dette skyldes at selv om kastelengden L_i reduseres med vinkelen α_i , så vil støttapet reduseres tilsvarende, og hastigheten v_i vil følgelig øke. For et hellende terreng er imidlertid dette ikke lenger tilfelle.

BLOKK SOM SPRETTER NEDOVER ET SKRÅPLAN

Av større praktisk interesse er det å få undersøkt hvordan blokker spretter i et fallende terreng. For dette formål bibeholdes massepunktet uten rotasjon og luftmotstand som modell for blokkene, og det horisontale underlaget erstattes med et skråplan med hellingsvinkel β (fig. 27.2).

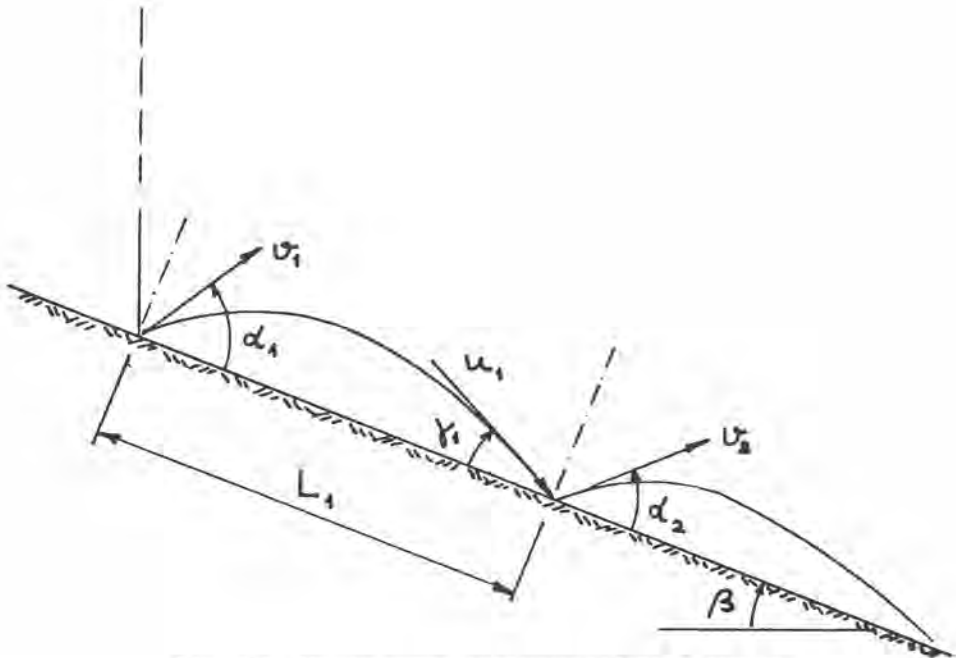


Fig. 27-2. Massepunktets lengdesprang i fallende terreng.

Antar man at støttapene fortsatt er gitt ved restitusjonskoeffisienten e , kan man da vise at refleksjonsvinkelen α etter $n+1$ støt mot skråplanet er gitt ved

$$\operatorname{tg} \alpha_{n+1} = (e^n \operatorname{tg} \alpha_1) / (1 + 2 \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \alpha_1 (1 + e + \dots + e^{n-1})) \quad (14)$$

eller ved å summere rekken

$$\operatorname{tg} \alpha_{n+1} = (e^n \operatorname{tg} \alpha_1) / (1 + 2 \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \alpha_1 (1 - e^n) / (1 - e)) \quad (15)$$

hvor α_1 er refleksjonsvinkelen etter første støt mot bakken. Da $e < 1$ avtar åpenbart vinkelen α_i hurtig. Eksempelvis vil $\alpha_1 = 60^\circ$, $\beta = 30^\circ$, $n = 10$ og $e = (0,6)^{1/2}$ gi $\alpha_{11} = 0,84^\circ$!

Tyngden har nå en komponent også langs underlaget, og hastighetskomponenten parallellt dette vil altså ikke lenger være konstant men øke på nedover. Spranglengden blir nå gitt av uttrykket

$$L_i = (v_i^2 / g \cos \beta) (\sin 2\alpha_i + 2 \operatorname{tg} \beta \sin^2 \alpha_i) \quad (16)$$

og hastighetene av

$$v_i^2 = v_{i-1}^2 (e^2 \sin^2 \alpha_{i-1} + \cos^2 \alpha_{i-1}) + 2gL_{i-1} \sin \beta \quad (17)$$

Som man kan tenke seg vil en summeformel for spranglenden tilsvarende formen (8) ikke lenger være så lett å utlede. De lar seg imidlertid lett beregne numerisk.

Betrakter man f.eks. et massepunkt som faller fra en høyde $H_0 = 15$ m fritt ned på skråplanet $\beta = 30^\circ$ med støttap gitt ved $e = (0,6)^{1/2}$, finner man at:

$L_1 = 41,24$ m	$H_1 = 7,79$ m
$L_2 = 56,69$ m	$H_2 = 4,68$ m
$L_3 = 58,75$ m	$H_3 = 2,81$ m
$L_4 = 54,42$ m	$H_4 = 1,68$ m
$L_5 = 47,50$ m	$H_5 = 1,01$ m
$L_6 = 40,00$ m	$H_6 = 0,61$ m
$L_7 = 32,91$ m	$H_7 = 0,36$ m
$L_8 = 26,64$ m	$H_8 = 0,22$ m
$L_9 = 21,33$ m	$H_9 = 0,13$ m
$L_{10} = 16,94$ m	$H_{10} = 0,08$ m

$$SL_{10} = 396,42 \text{ m}$$

Man ser at selvom lengdene øker til å begynne med er den valgte e -verdien, om i praksis vil være lavere, liten nok til å kutte ned på spranglengdene.

Det som imidlertid er mere vesentlig er at høydene H_i , som er målt normalt skråplanet, faller så raskt av. I det 10. spranget er den allerede kommet ned i 8 cm! I praksis ville blokken derfor forlenget ha sluttet å sprette, og enten ha stanse helt opp eller gått over til å rulle. I denne modellen ville massepunktet nemlig ved det 11. støtet ha en hastighet langs skråplanet på hele 62,95 m/s!

REFLEKSONSVINKEL FOR MAKSIMAL KASTEVIDDE

Ved å anta et plant underlag, horisontalt eller skrått, antar man implisitt et bestemt sett av refleksjonsvinkler idet hastighetens komponent langs planet går uforandret gjennom støtene mens koeffisienten e bare virker på normalkomponenten. For horisontalt underlag er det tidligere nevnt at dette ikke hadde betydning for den maksimale kastevidden så lenge $e < 1$. For $e = 1$, altså uten tap i støtene, ble det derimot vist at kastevidden ble størst når $\alpha = 45^\circ$.

For bevegelse langs skråplan vil det imidlertid være avgjørende for spranglengdene hvilken refleksjonsvinkel «blokken» får i det enkelte støt også når $e < 1$. Man kan vise at man ved slik bevegelse får den største kastevidden når refleksjonsvinkelen er gitt ved uttrykket

$$\operatorname{tg} 2\alpha = -(1/\operatorname{tg}\beta) \quad (18)$$

Antar man derfor at «blokken» alltid får nettopp denne refleksjonsvinkelen i støtene, kan man gi utsagn om at ingen virkelig blokk kan gå lenger enn «blokken» i modellen. Da vi dessuten vet at både rotasjon og luftmotsatand vil redusere kastelengdene ytterligere kan vi slutte at ingen virkelig blokk heller vil gå like langt.

Antakelsen forenkler også beregningen. I uttrykket for spranglengdene

kfr. (16)

vil nemlig da vinkelen α ha samme verdi i alle sprangene. Den siste parantesen i (16) har derfor en konstant verdi gitt ved skråplanets helling β . Uttrykket for hastigheten (17) blir tilsvarende forenklet.

Benyttes antagelsen om maksimal kastevidde i det enkelte sprang i henhold til (18) på eksemplet som ble regnet foran, får man til sammenlikning at:

$L_1 =$	36,00 m	$H_1 =$	7,79 m
$L_2 =$	64,80 m	$H_2 =$	14,03 m
$L_3 =$	116,64 m	$H_3 =$	25,25 m
$L_4 =$	209,95 m	$H_4 =$	45,46 m
$L_5 =$	377,91 m	$H_5 =$	81,82 m
$L_6 =$	680,24 m	$H_6 =$	147,28 m
$L_7 =$	1.224,44 m	$H_7 =$	265,10 m
$L_8 =$	2.203,99 m	$H_8 =$	477,18 m
$L_9 =$	3.967,19 m	$H_9 =$	858,92 m
$L_{10} =$	7.140,93 m	$H_{10} =$	1.546,05 m
$SL_{10} =$	16.022,10 m!		

Som man ser er det betydelig forskjell både i lengder og høyder. Allerede etter fire sprang ville denne «blokken» ha gått forbi den som benyttet normal refleksjon. Den siste beregningen ovenfor viser også hvilke spranglengder som kan oppvises. Imidlertid må man ta hensyn til at hastigheten på slutten av sprang nr. 10 er kommet opp i størrelsesorden 350 m/s. Luftmotsatanden vil følgelig ha begynt å gjøre seg gjeldene, og en virkelig blokk, om den kunne komme opp i så store hastigheter, ville ikke lenger bevege seg i parabler som det er antatt her. En helt annen ting er om skråplanet er så langt!

Resultatene ovenfor er selvsagt helt urealistisk av en annen grunn enn luftmotstanden også.

I modellen er det benyttet en verdi for koeffisienten e som er oppnådd ved forsøk i et laboratorium hvor man har sluppet spesielt utvalgte steiner ned på flate, større steinblokker av samme materiale. I praksis vil blokkene imidlertid møte et høyst varierende underlag med vesentlig lavere verdier for e enn $(0,6)^{1/2}$.

Ved å sammenlikne resultater modellen med maksimal kastevidde gir, med opptegnelser etter tidligere steinsprang ser det ut til at en verdi for e på 0,5 til 0,6 er rimeligere. For de samme begynnelsesverdier som ovenfor, men med $e = 0,6$ (istedenfor 0,7746), blir

$$SL_{10} = 312,91 \text{ m}$$

med en hastighet i nedslaget på ca. 25 m/s. Som man ser er verdien av e sterkt utslagsgivende.

TILPASSING TIL DET VIRKELIGE TERRENG

Metoden med maksimal kastevidde innebærer den store fordel at man bare behøver å kjenne terrenget i hovedtrekk, idet modellen alltid vil velge vinkelen α_{maks} gitt av den gjennomsnittlige helling β . Dette uansett hvordan de lokale formasjoner i det virkelige terrenget er i støtområdet. Et terrengprofil fra et kart kan derfor brukes som grunnlag. Man kan da enten tilnærme profilet med rette linjer, skråplan, eller man kan benytte profilet slik det er i en iterativ prosess i en regnemaskin. Modellen er benyttet på begge måter ved endel undersøkelser foretatt for Norges geotekniske institutt.

Steinskred i Tveitolia, Rjukan, 30/9 -74, NGI 74623

Steinsprang ved Mannsåker, Odda, 11/6 -77, NGI 54700

Fumagalli, E.: Verifica su modello di operer etc., Interpraevent 1975. Int. Symp. Schutz Alpen Lebensraum. Innsbruck. Band I.

RAS I BITDALSTUNNELEN

Rock fall in the Bitdalen headrace tunnel.

Dr.ing. Reidar Lien, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Artikkelen gir en beskrivelse av et ras som forårsaket blokkering av Bitdalstunnelen ved Songa Kraftverk etter 9 års drift. Songa Kraftverk er en del av Tokkeutbyggingen, og ligger i vestenden av Totak i Telemark fylke. Det er gitt en kort beskrivelse av de geologiske og tektoniske forhold i området, videre er det beskrevet mer i detalj situasjonen omkring selve raset og hvordan det ble etablert ny sikret omfaringstunnel forbi raset.

SUMMARY

The article gives a description of a rock fall in the Bitdalen headrace tunnel at Songa Hydropower Station, which is a part of the Tokke Hydropower Development in the central part of Telemark district. The rock fall blocked the tunnel after 9 years of operation. A short description is given of the geologic and tectonic conditions in the area, and a more detailed description is given of the rock fall and how a safe bypass tunnel was constructed.

INNLEDNING

Under rutinekontroll av varegrind og tilløpstunnel for Songa Kraftverk 29. juli 1977 ble det oppdaget store mengder stein og grusmateriale i Bitdalstunnelen. Ved nærmere ettersyn viste det seg å være et større ras i tunnelen som praktisk talt hadde blokkert denne.

Hensikten med dette innlegget er for det første å beskrive de geologiske forhold som har ført til at ras har oppstått, dernest å vise at det kan være vanskelig å påvise slike forhold under utsprengningsarbeidet, hvordan slike forhold kan påvises ved en ingeniørgeologisk kartlegging og prøvetaking og til sist vise hvor omfattende et slikt sikringsarbeide kan bli.

Songa kraftverk som ble ferdig 1968 er den del av Tokkeutbyggingen og eies av Statskraftverkene. Bitdalstunnelen har altså vært i drift i 9 år. Kraftverket utnytter fallet mellom Songa/Bitdalsmagasinene som kommuniserer og Totak. Fallhøyden er 204 m og maskininstallasjonen er 130 MW.

Etter at raset ble oppdaget og undersøkt nærmere, ble arbeidet med å utbedre skaden overlatt til entreprenørfirmaet Thor Furuholmen A/S under ledelse av Statskraftverkens anleggsleder K. Aas ved Kjelaanlegget, som nå er under utførelse som siste del av Tokkeutbyggingen. NGI ble engasjert som rådgiver i ingeniørgeologiske spørsmål, mens valg av driftsmåte og sikringsomfang ble bestemt av anleggsledelsen.

GEOLOGI

Songa kraftverk ligger i Arabygdi ved vestenden av Totak. Berggrunnen i området består av gneisgranitt og tilhører det Sydnorske grunnfjellsområde.

Fig. 28.1 viser et kopi av flyfoto over området med hovedtrekkene i det tektoniske mønster av svakhetssoner. En større regional svakhetszone følger Farastadbekken med retning N60°. I området vest for Farastadbekken finnes dessuten en rekke med mindre svakhetssoner med retning N170°. Disse to retningene er de mest dominerende ut fra det en kan se fra flyfoto. Raset er avmerket og som en kan se ligger ikke dette i noen markert svakhetszone som kan sees på flyfoto.



Fig. 28-1.

BESKRIVELSE AV RASET

Fig. 28.2 viser en oversikt over tunnelarrangementet ved ventilkammeret og rasstedet i Bitdaltunnelen. I den kløfta som bekken følger ligger steintippen etter tunneldriften og her er også adkomsttunnelen til varegrindkammeret. Noe høyere oppe er inntak av Farastadbekken.

Raset har ikke gått der den regionale svakhetssonen langs Farastadbekken krysser tunnelen, men ca. 50 m lenger ute i tunnelen. Svakhetssonen som har forårsaket raset har også en annen retning enn de soner som kunne sees fra flyfoto (se sprekkeroser fig. 28.2) idet den avviker med ca. 25° i forhold til de markerte sonene med retning N170° som er vist på fig. 28.1. Under

(smektitt). På en prøve er det utført svelleforsøk etter metode som benyttes ved NTH. Svelletrykket ble målt til 45 t/m² med et innhold på 70 % svelleleire i prøven (materiale < 20 µm). Ut fra dette må materialet < 20 µm karakteriseres som aktivt med et høyt svelletrykk. Av totalt innsamlet prøve utgjorde materiale < 20 µm ca. 10 % for samtlige 6 prøver som ble tatt i tunnelen.

I Fig. 28.3 er det gitt en tabell med beskrivelse av de enkelte svakhetssoner og av de prøver som er innsamlet fra svakhetssonene.

BESKRIVELSE AV UTSTØPTE SVAKHETSSONER							
Nr.	Beskrivelse	Løsmasse i sonen i % av sonens bredde	Svelleleire i hele prøven i %	Materiale <20 µ i prøve i %	Prøve <20 µ		
					Innhold av svelleleire i %	Fri avelling i %	Svelletrykk t/m ²
1.	0,5-1,0 m bred leirsoner med delvis onvandet bergart. Bra sideberg.	~75	30				2,8
2.	0,5-1,0 m bred svakhetsone, oppknytt og leirholdig, tørr. Oppsprukket sideberg.						4,0
3.	Ca. 5 m bredt parti med delvis onvandet bergart særlig høyre vegg. Fjære leirslepper.	~10	10		70	175	45
4.	Tre markerte leirslepper. 0,5 m bred blottingsone.	~10	10				7,0 + 4 m veggstøp
5.	1-1,5 m bred svakhetsone. Oppknytt og leirholdig.	~10					2,1
6.	(Beskrivelse mangler)						3,0
7.	Blokkig ustabil parti i kryss.						1,7
8.	0,5 m bred leirholdig sone. Oppsprukket sideberg.	100	~10	12	70	185	2,8
9.	2 leirsoner, 0,5 m brede. Oppsprukket mellomparti.	100	~ 5	11	20-50	180-280	3,7

Fig. 28-3.

SIKRING

Opprinnelig var det ikke utført sikring i den del av Bitdalstunnelen som er vist på fig. 28.2. På samme tegning er vist steder som ble utstøpt. Ved utstøping nr. 1 er det en ca. 1 m bred leirsoner med bra sideberg. Her hadde det foregått utvasking til 1—2 m dybde. Ytterligere utvasking måtte forventes og da kunne en heller ikke se bort fra større blokkfall. Forsegling med bolteforankret armert sprøytebetong ville gitt fullgod sikring, men utstøping ble valgt. Ved utstøping nr. 2 er det flere parallelle leirsoner, som hver for seg ikke ville være så farlige, men som samlet kunne tenkes å forårsake ras. Ved utstøping nr. 3 er det en større sone og flere markerte sprekker. Her ble det nødvendig med 7 m hvelvsløp + 4 m veggstøp. Den sonen som synes å ha forårsaket raset krysser omfaringsstollen ved utstøping nr. 4. Sonen består her av 3 enkeltsepper og er her lite markert. Det er utført en 2.1 m hvelvstøp. Utstøping nr. 5 dekker en 1—1,5 m bred sone oppknytt og leirholdig materiale, mens utstøping nr. 6 var forskallet og kunne ikke beskrives. Utstøping nr. 7 er utført pga. dårlig stabilitet i krysset, mens nr. 8 dekker en ca. 0,5 m bred sone hvor utvasking var foregått. Her kunne utvasking tenkes å få betydning for stabiliteten av sjakten. Utstøping nr. 9 dekker to parallelle soner hver på ca. 0,5 m bredde og med avstand ca. 3 m. Dette er så vidt en kan se den regionale svakhetssonen som følger Farastadbekken. Det hadde foregått utvasking i de to sonene og da partiet mellom var oppsprukket ville det her kunne utvikle seg til et større ras.

Som en ser er det under utbedring av raset også utført sikring av steder i den opprinnelige usikrede tunnel. I alt er det utført sikring på 4 steder i den opprinnelige tunnel og 5 steder i

omfaringstunnelen. På bakgrunn av konsekvenser som raset hadde er det valgt en relativt høy grad av sikring i området siden en i alle tilfelle måtte til med et omfattende tilriggingsarbeide.

Fig. 28.4, 28.5, 28.6 og 28.7 viser deler av de påtrufne rassoner.



Fig. 28-4.



Fig. 28-5.



Fig. 28-6.



Fig. 28-7.

ANISOTROPI I MEKANISKE EGENSKAPER I GLIMMERSKIFER OG GNEIS

Anisotropy in mechanical properties of mica schist and gneiss.

Sivilingeniør Bent Aagaard, Oslo Lysverker.

SAMMENDRAG

Tre anisotrope bergarter, en glimmerskifer og to gneiser, ble underlagt forskjellige laborietester for å undersøke hvordan bergartenes styrkeegenskaper varierer m.h.t. foliasjonens og lineasjonens orientering. 32 mm's borkjerner ble undersøkt ved å måle lydgjennomgangshastigheten og punktlaststyrken. Målinger ble utført både på tørre og vannmettede prøver, og det ble funnet at bergartene har størst punktlaststyrke parallelt foliasjonen og lineasjonen, og at denne avtar til et minimum ved strekkpåkjenninger vinkelrett disse strukturer. Nær disse ytterpunktene er punktlaststyrken nær konstant for et begrenset avvik til strukturene. Lydhastighetsmålingene viser samme tendens, men anisotropien kommer her dårligere til uttrykk.

SUMMARY

Three anisotropic rocks, one mica schist and two gneisses, were examined in laboratory to find the behavior of the mechanical properties of the rocks, when orientation to foliation and lineation was varied. Cores with 32 mm diameter were examined by measuring the velocity of sound propagation through the cores and by the point load strength. Tests were performed on dry as well as on water saturated cores. It was found that the rocks have their maximum tensile strength parallel to the foliation and the lineation. The strength has its minimum at right angle to those structures. Within a certain interval the tensile strength is nearly constant. The measurements of sound velocity showed the same tendency, but the anisotropy of sound velocity is less pronounced than that of tensile strength.

1. INNLEDNING

Denne artikkelen er et sammendrag av forfatterens hovedoppgave i Ingeniørgeologi ved Bergavdelingen, NTH, høsten 1976. En del bergarter med klare anisotropiforhold er undersøkt ved bruk av punktlastmetoden, BROCH and FRANKLIN (1972). Kjerner ble utboret med forskjellig orientering til bergartens strukturer, og punktlasten ble påført diametralt. Det er tidligere vist at testen gir et godt bilde av en bergarts styrkeanisotropi, en parameter som synes oversett av mange i forbindelse med klassifisering.

Trykkfasthetsmålinger, som fortsatt er den mest benyttede styrketest, er lite egnet til å angi

en bergarts anisotropi ettersom maximum skjærfasthet her oppnås ved belastning parallelt lagdelingen, mens minimum opptrer ved belastning omkring 30° til lagdelingen.

Punktlasttesten har dessuten vist god korrelasjon med borbarhetsindeksen og sprengbarhetsindeksen, BROCH (1972), og bergslagsaktiviteten, RUSSENE (1974), der bergartenes totale anisotropi også er tatt med i vurderingen. I denne oppgaven har en forsøkt å finne ut hvordan styrken varierer med retningen i anisotrope bergarter.

Undersøkelsene er utført på tre anisotrope, metamorfe bergarter (gneis og glimmerskifer). I tillegg til bruddforsøkene er det utført lydshastighetsmålinger. Rapporten må ses i sammenheng med en rekke arbeider utført ved Geologisk Institutt, NTH, der bl.a. vanninnholdets innvirkning på bergartene er undersøkt. For å bygge videre på dette er det kjørt tilsvarende målinger både på tørre og vannmettede prøver.

2. GENERELLE FORHOLD

En bergart som ikke har noen foretrukket retning for styrke- og elastisitetsegenskapene, kalles en *isotrop* bergart. Anisotrope bergarter har varierende styrkeegenskaper i forskjellige retninger. Bergarter med forskjellige egenskaper i tre ortogonale retninger og som har tre ortogonale elastiske symmetriplan, klassifiseres som *ortotrope*. Gneisene som er benyttet i denne oppgaven går inn under denne gruppen, idet de er lagdelte (folierte) og har en parallellorientering av mineralenes lengdeakse, (lineasjon) se fig. 29.1.

DE ANVENDTE BERGARTER

G2	<u>GRANITTISK BIOTITT - HORNBLENDEGNEIS</u>
	- LINEASJONEN STERKT UTVIKLET - FOLIASJON MERE UKLAR
G3	<u>GRANITTISK GNEIS</u>
	- FOLIASJON TYDELIG OG PLAN - LINEASJON MINDRE UTVIKLET
R1	<u>EPIDOT - KALKGLIMMERSKIFER</u>
	- (DUNDERLANDSSKIFER, RANA GRUBER) - FOLIASJONEN TYDELIG, MEN BERGARTEN ER NOE FOLDET. - LINEASJON MANGLER

FOR HVER BERGART ER ALLE BORKJERNER UTBORET FRA EN OG SAMME BLOKK.

Fig. 29-1.

Punktlaststyrkeindeksen, I_s , er av BROCH og FRANKLIN (1972) definert som

$$I_s = \frac{P}{D^2} \quad , \quad \text{der}$$

P = belastningen og

D = avstanden mellom punktlastene (dvs. diameteren av kjernen).

Styrkeanisotropien i bergarten uttrykkes ved forhold mellom største og minste punktlaststyrkeindeks. Dermed framkommer

$$\text{Styrkeanisotropiforholdet } A_s = \frac{I_s(\text{max})}{I_s(\text{min})}$$

På tilsvarende måte defineres

$$\text{Lydhastighetsanisotropien } A_s = \frac{V_p(\text{max})}{V_p(\text{min})}$$

Ved måling av lydhastighet benyttes ultralyd, og bølgeforplantningshastigheten for de longitudinale bølgene måles på langs av kjernen.

3. TIDLIGERE ARBEIDER

Vannets innvirkning

Selv i svært uporøse bergarter, som de fleste norske, har vanninnholdets innvirkning på bergartsegenskapene vist seg å være av stor betydning, BROCH (1974). Når det gjelder lydhastigheten, viser det seg at den øker mest i området nær vannmettet tilstand. Med andre ord vil kun små mengder luft i porene senke hastigheten betydelig. I en sammenstilling av en del hovedoppgaver ved Geologisk Institutt, NTH, har SELMER-OLSEN (1974) funnet at det må være mengden og typen av grove porer som er bestemmende for lydhastigheten. Avdamping som skjer fra vannmettede prøver må foregå først fra de grove porene, og en slik avdamping gir en hurtig senkning i lydhastigheten.

For punktlaststyrken er det funnet en markant økning i styrken når vannmetningsgraden kommer under 20 %. En tørr bergart har ifølge målinger utført av BROCH (1970), fra 13 til 33 % større styrke enn den samme bergarten i vannmettet tilstand. Det er her de fine porene som vannmettes først, og som er årsaken til nedsatt styrke ved vannmetning.

Bruddteorier.

Mange forfattere har diskutert brudd-dannelsen i bergarter. WALSH and BRACE (1964) bygger på Griffith's teori om induserte strekkspenninger rundt mikroriss i materialer under tryktpåkjenning, og postulerer at brudd i anisotrope bergarter er et strekkbrudd som går langs ensorienterte sprekker. Disse sprekkenes kommer i tillegg til de vilkårlig orienterte sprekkenes som finnes i isotrope deler av bergarten. I et notat vedrørende kløyvbegrepet, diskuterer SELMER-OLSEN (1974) mikroporekarakteristikken i bergarter, og han mener at en god kløyvretning trolig har et høyt forhold mellom grove og fine mikroporer tilnærmet orientert etter

kløyvretningen. Det er altså ikke først og fremst *mengden* av ensorienterte mikroporer som teller. Som faktorer som kan ha innvirkning på mikroporekarakteristikken, nevnes mineralenes orienteringsgrad og de spenninger bergarten har vært utsatt for, som de viktigste. Utløsning av residualspenninger vil dessuten gjøre at kløyven bedres ved dannelse av grovere mikrosprekker som en følge av avspenning. Dette siste er behandlet av BUEN (1978).

I en diskusjon av årsaken til store anisotropiforhold i skifrige bergarter, fant MELLO MENDES (1966) at dette skyldtes en omvandling av bergarten, og ikke så mye den petrografiske sammensetningen. Størst anisotropi ble funnet der skifrihetsplanet var sterkt forvitret, og dette ledet til den konklusjon at de bergartsdannende mineralene mellom disse planene har liten betydning for bergartens anisotropi.

4. RESULTATER MED DISKUSJON

For å få tilstrekkelig nøyaktighet ved målingene, er det kjørt omlag 6 parallelle lydshastighet — og ca. 15 parallelle punktlaster. For hver forsøksserie er medianverdien og standardavviket beregnet.

Lydshastighetsmålingene

Først presenteres lydshastighetsmålingene foretatt på tørre kjerner, vist som forholdet

$$\frac{V_p(\alpha, \beta)}{V_p(\min.)} \text{, der } V_p(\alpha\beta) \text{ er lydshastigheten i forskjellige vinkler til}$$

foliasjonen og lineasjonen, se fig. 29.2. Det er med hensikt valgt å presentere målingene som et anisotropiforhold. Dette fordi absoluttverdiene i denne sammenheng er av liten betydning, og fordi målingene lar seg sammenligne bedre på denne måten.

α = Vinkelen mellom foliasjonsplanet og borkjerneakse.

β = Vinkelen mellom lineasjonen og borkjerneakse.

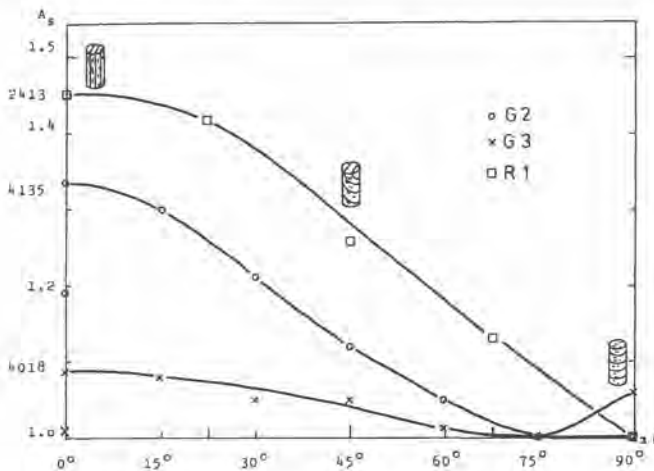


Fig. 29-2. Lydshastighetsanisotropien $\frac{V_p(\alpha, \beta)}{V_p(\min.)}$, tørr, plottet som funksjon av vinkelen til foliasjonen og lineasjonen. $V_{p(\max)}$ er angitt i m/sek. langs ordinaten.

hensikt valgt å presentere målingene som et anisotropiforhold. Dette fordi absoluttverdiene i denne sammenheng er av liten betydning, og fordi målingene lar seg sammenligne bedre på denne måten.

Glimmerskiferen (R1), viser størst variasjon i lyd hastighetsanisotropi, og som de andre bergartene viser den størst lyd hastighet ved måling parallelt foliasjonen. Minste lyd hastighet inn-treffer for $\alpha\beta = 90^\circ$. Sammenholdt med tidligere erfaringer viser dette at mikrosprekker og porer er sterkt utviklet i foliasjonsplanet. Foliasjonen representerer derfor et svakhetsplan i bergarten.

Et annet markant trekk med diagrammet er den ikke-lineære sammenheng mellom orientering og lyd hastighet. Spesielt ser en at lyd hastigheten avtar mindre mellom 0 og 15° s vinkel til foliasjonen, enn under det nær lineære forløp mellom 15° og 75° . Lyd hastighetsverdiene nær 90° til foliasjonen er mere tvetydige, men en skal her merke seg det jevne forløpet for gneis 2, som viser en utfliating mot 90° .

Lineasjonens innvirkning på lyd hastigheten ble også undersøkt, og det viste seg at linjeorienteringen av mineralkornene står for en betydelig del av bergartens totale anisotropi. Foliasjonsplanet er med andre ord ikke det helt dominerende svakhetsplan, for en vil også vente en god kløyvretning parallellt lineasjonen.

Målinger på vannmettede prøver viser en betydelig større lyd hastighet enn på tørre prøver. Samtidig skjer det en utvisking av anisotropien. Dette må skyldes at vannmetningen utjevner lyd hastighetsegenskapene omkring porene, og det er tidligere vist av SELMER-OLSEN (1974) at det er de grove porene som har størst innvirkning på lyd hastigheten. Dermed øker hastigheten forholdsvis mer vinkelrett foliasjonen enn parallelt, fordi den første måleretningen er mer avhengig av poreforholdene. Siden anisotropien var så liten for disse målingene, ble det ikke forsøkt å trekke noen konklusjoner med hensyn til orienteringens betydning.

Punktlaststyrkemålingene

Først presenteres absoluttverdiene for den induserte strekkfasthet målt på tørre kjerner, fig. 29.3. Deretter er anisotropiforholdet $\frac{I_s(\alpha\beta)}{I_s(\min)}$ beregnet for de forskjellige vinklene. Disse forholdene er så plottet i diagrammet fig. 29.4. Alle bergartene hadde størst styrke ved belastning vinkelrett foliasjonen, og de splittet lettest langs foliasjonsplanet. Størst anisotropi, 1.98, ble funnet for gneis 2.

Kurveforløpet er tydelig ikke-lineært, og det mest markante trekk er en utfliating av kurvene når vinkelen mellom belastningsretningen og foliasjonsplanet går mot 0° , dvs. mot høyre på figuren. Grovt kan det for denne siste delen av kurven, angis et vinkelintervall på $15-20^\circ$, hvor punktlaststyrkeindeksen ikke viser særlig variasjon. Dette må ha sammenheng med at bruddet delvis utvikles i foliasjonsplanet også ved belastning 15° og 20° til foliasjonen, men bruddet har likevel måttet krysse enkelte foliasjonsplan i bergarten. Når bruddstyrken blir så liten, må det skyldes at det finnes spredte svakhetsplan i andre retninger enn foliasjonen, hvor brudd initieres like lett.

Ved brudd vinkelrett foliasjonen eksisterer ikke muligheten for brudd på denne måten, idet mineralkornene må slites av på tvers. En reduksjon i styrken må bero på de enkelte mineral-korns spalteeegenskaper. For bergartene i denne undersøkelsen er ikke anisotropien større enn at mineralene (spesielt kvarts og feltspat) vil ha spalteriss i alle retninger, men prosent spal-teriss i en bestemt retning, vil øke eksponentielt mot foliasjonsplanet. Dermed vil det bli en grad-vis reduksjon i styrken med økende $\alpha\beta$, og en naturlig flat del for kurven nær $\alpha\beta = 0^\circ$, se fig.

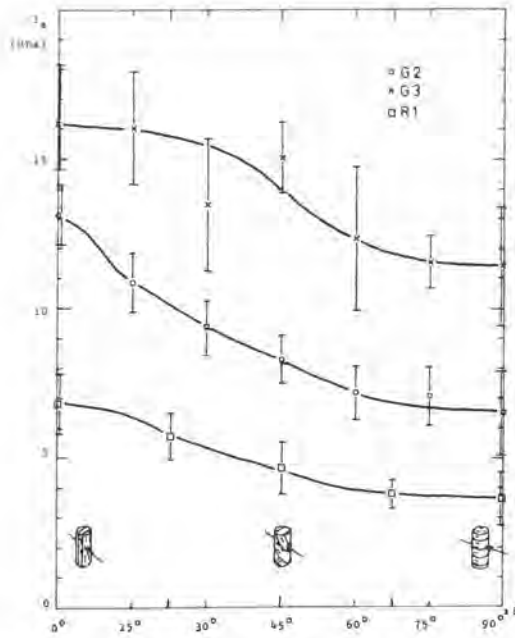


Fig. 29-3. Punktlaststyrkeindeksen målt på tørre borkjerner.

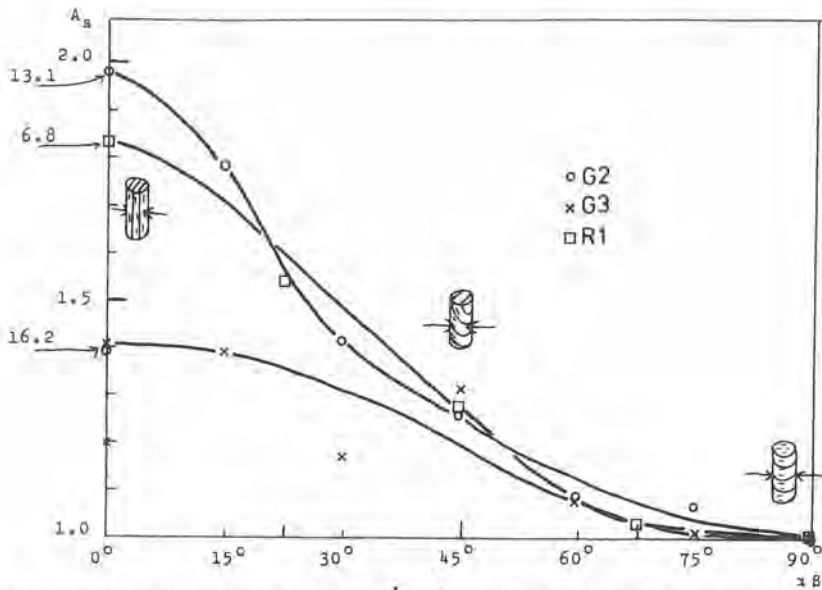


Fig. 29-4. Styrkeanisotropi-forholdet $\frac{I_s(\alpha \beta)}{I_s(\min)}$ tørr plotet som funksjon av vinkelen til foliasjonen og lineasjonen. $I_s(\max)$ er angitt i MPa langs ordinaten.

29.5. Som vist med punktene på aksene for $\alpha\beta = 0^\circ$, har lineasjonen en stor innvirkning på styrkeanisotropien. (Punktene angir en bruddutvikling vinkelrett foliasjonen, men parallelt til lineasjonen). Målingene viser en reduksjon i styrken på mellom 15 og 30 % fra parallelt til vinkelrett lineasjonen.

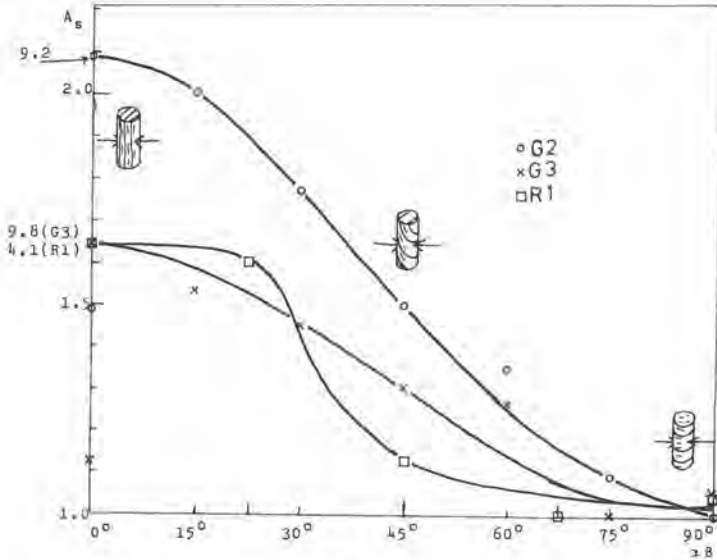


Fig. 29-5. Styrkeanisotropiforholdet $\frac{I_s(\alpha\beta)}{I_s(\min)}$, våt, plottet som funksjon av vinkelen til foliasjonen og lineasjonen. $I_s(\max)$ er angitt i MPa langs ordinaten.

Tilsvarende målinger på vannmettede prøver viser en reduksjon i styrken i forhold til tørr tilstand, mens anisotropien stort sett er den samme, se fig. 29.6. Maksimum anisotropi, 2.09, får en ved testing av gneis 2, og kurvene viser samme tendens som testing på tørre kjerner, med en markant utflating av kurven for $\alpha\beta > 70^\circ$. Det viste seg også her at lineasjonen er av avgjørende betydning ved brudd vinkelrett foliasjonen.

Et bilde av dette får en ved plotting av resultatene i tre ortogonale retninger, ser fig. 29.7.

5. KONKLUSJON

For det første konstateres at maksimal lydshastighet og punktlaststyrke oppnåes på kjerner boret parallelt foliasjonen og lineasjonen. Minimumsverdien for målingene oppnås på kjerner boret vinkelrett foliasjonen og lineasjonen, eller for noen tilfeller ved boring 15° på strukturplanene.

Dette gjør at maksimum anisotropi med stor sikkerhet kan beregnes ved utboring parallelt og vinkelrett det mest markante strukturplan i bergartene. Videre viser målingene god korrelasjon mellom lydshastighets- og punktlastmålinger, men anisotropien er betydelig mindre for lydshastighet.

De opptegnede diagrammene viser at kurvene for lydshastighet og punktlaststyrkeindeks (og kurvene for anisotropiforholdene) som en funksjon av foliasjonen og lineasjonen, grovt kan deles i tre deler, se fig. 29.8. I intervallet fra $\alpha\beta = 70^\circ$ til $\alpha\beta = 15^\circ$ avtar verdien ubetydelig,

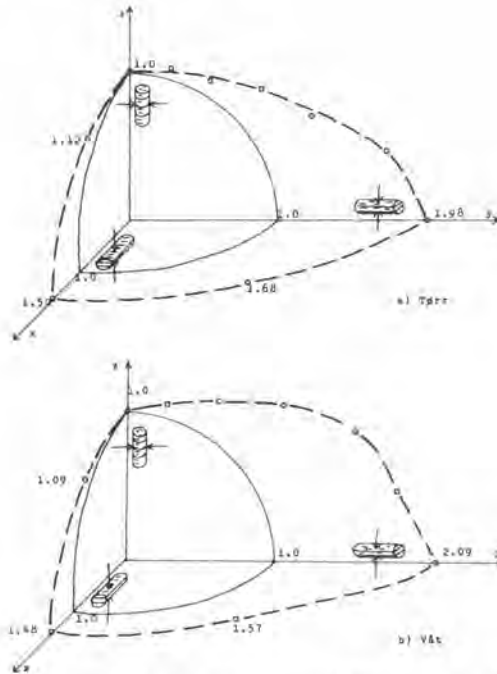


Fig. 29-6. Styrkeanisotropiforholdene for gneis 2 i tørr og våt tilstand. Anisotropiforholdene er oppgitt samtidig med at kurvene for en isotrop bergart er lagt inn.

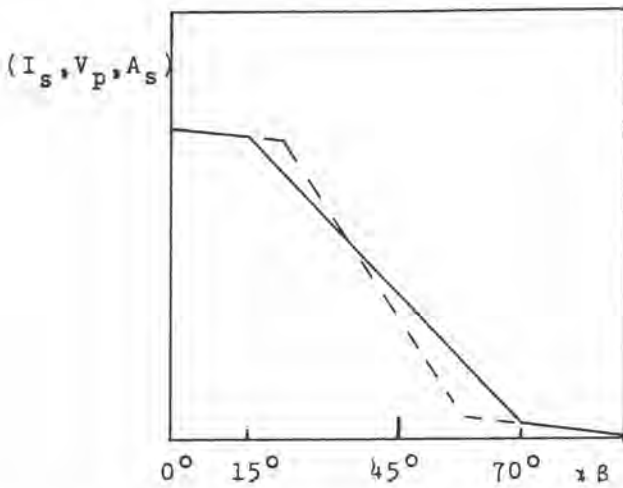


Fig. 29-7. I_s , V_p og A_s som funksjon av vinkelen til foliasjonen og lineasjonen.

mellom ca. 15° og ca. 70° inntreer nesten hele den totale reduksjonen, og fra $\alpha\beta = 70^\circ$ viser målingene nær minimum lydhastighet og punktlaststyrke. Denne siste horisontale delen skyldes foliasjonen eller svakhetsplanets innvirkning, og det er trolig at svært anisotrope bergarter vil ha et kurveforløp med et mer sammentrengt midtparti (den stiplede kurven).

Resultatene har også vist at lineasjonen har stor innvirkning på anisotropien. Selv gneis 3, som hadde foliasjonen som et utpreget kløyvplan, viste at lineasjonen sto for ca. 50 % av den totale anisotropien.

Som vist i resultatene foran, finnes minste strekkfasthet i en bergart ved klipping i foliasjonsplanet. Ved flere anledninger kan det imidlertid være interessant å vite hvor stort utbøringsavvik som kan tillates, før strekkfastheten øker. Det er da forutsett at klippingen hele tiden foretas i foliasjonsplanet.

Gneis 2 ble undersøkt på denne måten og resultatene viste at det lar seg gjøre å angi et vinkelintervall på ca. 35° fra $\alpha = 90^\circ$, som vil gi tilnærmet minste strekkstyrke ved klipping i foliasjonsplanet.

LITTERATURENHENVISNINGER

BROCH, E. and FRANKLIN, J.A.:

The Point-Load Strength Test. International Journal of Rock Mechanics and Mineral Sciences Vol. 9, 1972, s. 669—697.

BROCH, E.:

Funksjonell klassifisering av fjell, generell oversikt — punktlastmetoden. Bergmekanikk 1971, Ingeniørforlaget. s.7—21.

RUSSENEs, B.F.:

Bergslagsanalyse for tunneler i dalsider. Hovedoppgave i faget Ingeniørgeologi. Geologisk Institutt, NTH, 1970. Upubl.

BROCH, E.:

The influence of water on some rock properties. Proc. 3rd Int. Congr. on Rock Mech., Denver 1974, Vol. II A, s. 33—38.

SELMER-OLSEN, R.:

Porevannets innflytelse på bergarters styrke og volum i temperaturområdet -15°C til $+30^\circ\text{C}$. Intern rapport nr. 14. Geologisk Institutt, NTH, 1974.

BROCH, E.:

Point Load Testing of Rocks. Department of Mining and Mineral Technology, Imperial College of Science and Technology, London, nov. 1970.

WALSH, J.B. and BRACE, W.F.:

A Fracture Criterion for Brittle Anisotropic Rock. Journal of Geophysical Research, Vol. 69, no. 16, 1964.

BUEN, B.:

Residualspenninger i fjell. Bergmekanikk 1977, Tapir, Trondheim. (in print)

MELLO MENDES, F.de:

About the Anisotropy of Schistose Rocks. Proc. of the 1st Congr. of ISRM, Lisboa 1966.

DE ANVENDTE BERGARTER

GRANITTISK BIOTITT — HORNBLENDEGNEIS

- G2 — LINEASJONEN STERKT UTVIKLET
- FOLIASJON MERE UKLAR

GRANITTISK GNEIS

- G3 — FOLIASJON TYDELIG OG PLAN
- LINEASJON MINDRE UTVIKLET

EPIDOT — KALKGLIMMERSKIFER

- (DUNDERLANDSSKIFER, RANA GRUBER)
- R1 — FOLIASJONEN TYDELIG, MEN BERGARTEN ER NOE FOLDET.
- LINEASJON MANGLER

FOR HVER BERGART ER ALLE BORKJERNER UTBORET FRA EN OG SAMME BLOKK.

SPENNINGSTILSTANDEN VED DALEN- OG KJØRHOLT KALKSTREINSGRUVER

The state of stress at the Dalen- and Kjørholt Limestone mines

Dr.ing. Bjørn Li og dr.ing. Arne Myrvang.

SAMMENDRAG

Spenningsverdier er målt ved Dalen og Kjørholt Kalksteinsgruver. Disse viser svært høye verdier i såvel pilarer, mellomsåler og tak. Verdiene viser at den horisontale komponent langs strøket er størst, men også den vertikale komponenten er betraktelig større enn den teoretiske verdien. Det er tydelig at spenningene er av tektonisk natur og det er tegn som tyder på at de er «fastfrosset» i bergarten remanente.

SUMMARY

Stress values are measured in Dalen and Kjørholt Limestone mines. The values are extremely high in both the pillars and the roof. The major principal stress is nearly horizontal, parallel to the strike of the deposit. The vertical stress component is also much higher than indicated by the overburden and specific gravity. It is obvious that the stresses are due to tectonical forces and it is probable that they may be of remanent nature.

INNLEDNING

Dalen Portland, NORCEM og Kjørholt, Norsk Hydro driver begge ut kalkstein fra én og samme forekomst. Denne forekomsten ligger på Eidangerhalvøya i Telemark og består av såkalt encrinitkalk som er dannet av koraller og befinner seg i Oslofeltets randbelte i de kambrosiluriske bergarter. Den går inn som etasje 4b₁ og 4b₂ i Oslofeltets lagrekke og ligger ca. 230 m over det underliggende grunnfjell. Strøket er NNØ-SSV og forekomsten faller ca. 13° mot ØSØ. Den er i liggen begrenset av en grønn hornfels og i hengen av et 12—15 m tykt lag av svartskifer. Feltet er gjennomgått av diabasganger og forkastninger med spranghøyder opp til 35 m.

Forekomsten som har en mektighet på 35—45 m ble for inntil ca. ett år siden drevet ut ved såkalt panelbryting ved Dalen gruve. Metoden som er anskueliggjort på fig. 30.1 består i at en driver en ort på ca. 13x7 m i hengen av forekomsten og en tilsvarende ort i liggen rett under hengorten. Disse ortene kalles henholdsvis A- og B-stoller og parallelle systemer av disse drives med 23 m c/c slik at ortenes lengderetning blir horisontal, dvs. tilnærmet parallelt strøket. Mellom B-stollene drives det lastetverrslag med regelmessige mellomrom og tilslutt palles par-

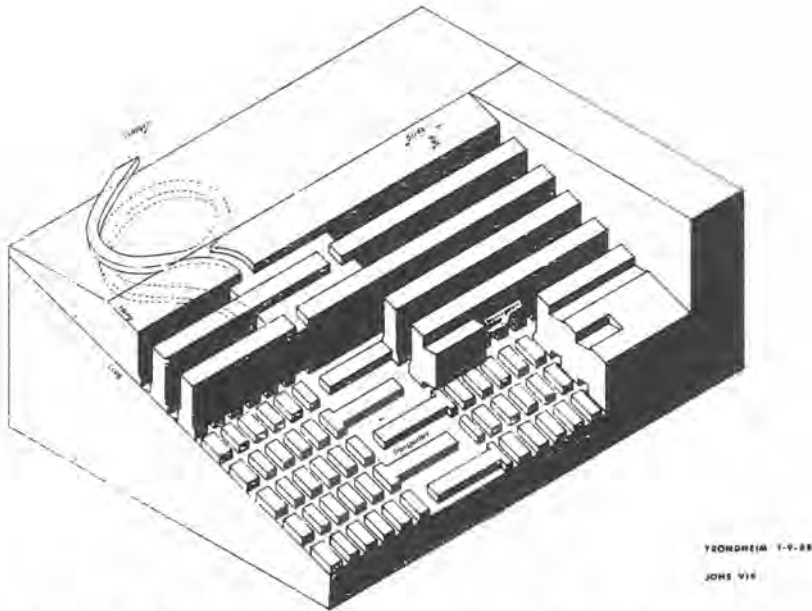


Fig. 30-1. Blokkdiagram av panelbrytning ved Dalen kalkstensgrube.

tiet mellom A- og B-stollene ned slik at det blir stående igjen 8 m tykke langsgående pilarer med ca. 40 m høyde.

Ved Kjørholt drives det regulær rom- og pilarbryting, Fig. 30.2. Bryting skjer i to etasjer med romdimensjoner på 13x15 m og pilardimensjoner på 8x20 m, dvs. det drives tverrslag mellom rommene for hver 20. m. Mellom øvre og nedre etasje settes det igjen en mellomståle på 8—10 m.

I midten og slutten av 60-årene ble det utført en rekke bergtrykksmålinger ved Kjørholt Kalksteinsgruve. Det ble da målt to-dimensjonal spenningstilstand i pilarer, tak og mellomståle. Noe senere ble lignende målinger også utført ved Dalen Portland og i 1972 ble disse målingene supplert med tredimensjonale målinger i pilarene. Resultatene var på begge plasser tilfredsstillende for såvidt som spenningene var så lave at en kunne regne med store sikkerhetsfaktorer. En skal imidlertid merke seg et fenomen som den gang ble lite påaktet, nemlig at det ble registrert en, riktignok lav, men tydelig spenningskomponent langs rommene på Kjørholt og langs panelene på Dalen (Fig. 30.1 og 30.2) Siden da har begge gruvene ekspandert langs fallet. Det ble ikke fulgt opp med nye målinger før det den 14. september 1976 gikk et stort ras opp til dagen i Dalens gruve. Etter raset ble det i de partier som lå lengst fra utgående foretatt doorstoppermålinger i pilarer og tak.

MÅLERESULTATER

Målingene i pilarene viste også nå en komponent langs panelet men denne gang var tallverdiene 100—200 kp/cm². Det er verd å merke seg at terrenget faller omtrent parrallelt med forekomsten. — Overdekningen blir derfor ikke vesentlig større om en fjerner seg fra utgående, på det stedet hvor det nå ble målt 50—60 m. Da pilarene som nevnt, er langsgående og uten tverrslag ble disse spenningsverdiene tatt som et tegn på at det her var utviklet en tekto-

dobbelte av tilsvarende spenningskomponent som ble målt i taket i Dalens gruve. Dette er ganske rimelig da en må regne med at horisontaltrykket konsentrerer seg inn på mellomslålene.

Pilarmålingene på Kjørholt ga imidlertid et overraskende resultat. Pilarene er nemlig som tidligere nevnt frittstående med et tverrsnitt på 8x20 m. Horisontale spenninger skulle således bare eksistere langs taket og sålen. Ikke desto mindre ble slike spenninger målt. Disse var orientert langs strøket og hadde tallverdier fra 100 til 400 kp/cm². Da målingene ble tatt ca. 3 m over sålen burde ikke disse spenningene skyldes innspenning ved foten av pilaren, men en kan selvfølgelig ikke se bort fra dette.

For å få en kontroll på alle måleresultatene ble det tilslutt foretatt en tredimensjonal måling fra gruvas dypeste punkt og inn i jomfruelig berg. Hullet var 10 m dypt og skulle således ligge utenfor det meste av den innflytelsen den 13 m brede orten har på spenningstilstanden. Resultatene er vist på Fig. 30.4. Også her har den største hovedspenningen en azimuth-retning på NV-SØ. Den stuper 30° mot SØ og har en tallverdi på 170 kp/cm². Altså i størrelsesorden den samme som største hovedspenning i mellomslålene. — Påfallende ved tredimensjonalmålingen er vertikalkomponenten som er utregnet til 90 kp/cm². Dersom bare vekten av de overliggende masser hadde initiert denne ville det tilsvar en overdekning på 300 m. Dette er overraskende ettersom den virkelige overdekning her ligger på bare ca. 100 m.

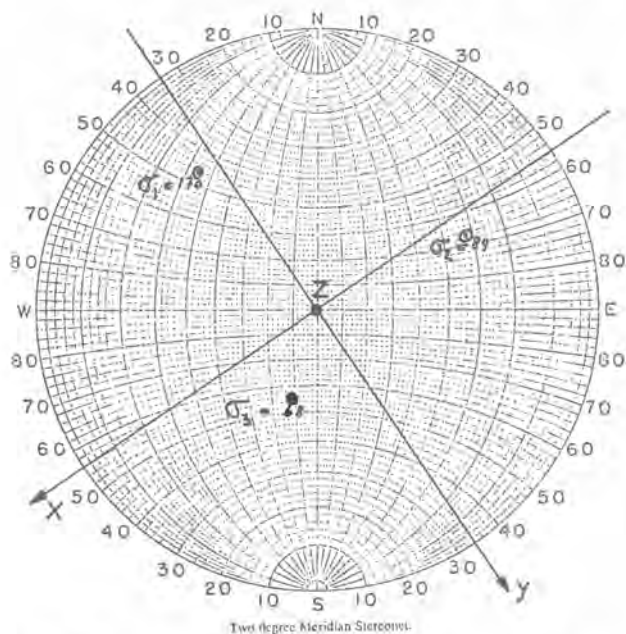


Fig. 30.4. Resultater fra tredimensjonale målinger.

KONKLUSJON

Det er tydelig at når en beveger seg nedover i feltet oppstår det en kraftig tektonisk spenningstilstand. Ingen av hovedspenningene er orientert vertikalt eller horisontalt, men σ_1 som faller 30°, har en azimut-retning NV-SØ. Dette faller sammen med topografien for Eidanger-halvøya.

Målingene i pilarene på Kjørholt viser at det selv i frittstående pilarer eksisterer store horisontale spenninger. En kan selvfølgelig ikke se bort fra at dette skyldes at pilarene er innspent i foten, men det kan også skyldes at den tektoniske spenningen som er nevnt ovenfor er av remanent natur. Dersom det siste er tilfelle er det meget interessant da spenninger av en slik karakter måles relativt sjelden. — En støtte for antakelsen er også at den vertikale spenningskomponenten fra tredimensjonalmålingen er ca. tre ganger så høy som det en tilskriver vekten av de overliggende masser. Dette er sjelden tilfelle. — Av alle de bergtrykksmålinger som er foretatt av Forskningslaboratoriene ved Institutt for gruvedrift er det bare et par der vertikal-komponenten er høyere enn det overdekningen skulle tilsi.

Det bør bemerkes at en såvel ved Dalen som Kjørholt gruber nå har gått over til en brytningsmetode som er betraktelig mer gunstig sett fra et bergmekanisk synspunkt. Dalen driver nå bare ut A- og B-stoller med en kraftig mellommåle som ikke blir rørt. Ved Kjørholt driver en rommene fra ligg til heng, noe som utløser den store spenningskomponenten som ligger parallelt med strøket.

Ytterligere undersøkelser burde vært gjort for å få avgjort om det virkelig dreier seg om remanente spenninger. Slike undersøkelser er i prinsippet enkle, men de er tidkrevende og kostbare. En har foreløpig ikke funnet finansieringskilder slik at gjennomføring av det nødvendige arbeidet har vært mulig.

PRINSIPPER OG TOLKNINGSMETODER FOR IN SITU MÅLING AV JORDARTSPARAMETRE

Principles and methods of interpretation related to in-situ measurement of soil parameters.

Professor Nilmar Janbu, NTH

SAMMENDRAG

Foredraget gir en kort oversikt over nyere måleprinsipper og tolkningsmetoder for in situ bestemmelse av jordartsparmetre av forskjellig slag. Hovedvekten er lagt på de målemetoder som gir de mekaniske egenskaper som trengs for stabilitets- og deformasjonsanalyser, slik som styrkeparametre og moduli. Empiriske tolkningsmetoder er også berørt, og det er spesielt pekt på utviklingstendenser, og behov og muligheter for videreutviklinger innen in situ teknikken.

SUMMARY

A short review is given over the newest methods of interpretation of in-situ measurements of soil parameters. Emphasis is placed on the principles leading to mechanical properties needed in stability and settlement analyses, such as strength and moduli. Empirical methods of interpreting in-situ measurements are covered briefly. Special attention is drawn to the developments taking place at present. In addition the needs and possibilities for future developments in the in-situ technique are discussed.

1. INNLEDNING

Spesielt i de siste fem årene har interessen for in situ målinger av jordartsparmetre øket sterkt i internasjonal sammenheng. Dette bekreftes gjennom de mange større internasjonale konferanser om temaet i den senere tid, se f.eks. ref. (1) til (3).

Her til lands har utviklingen mot økende bruk av in situ målinger blitt særlig aktualisert gjennom kontinentalsokkelaktivitetene, og det er spesielt trykksønderingene som har stått i fokus. Dette har også ført til øket bruk av trykksønderinger ved grunnundersøkelser for fundamentering på land. Det er å vente at denne tendens vil forsterke seg i tiden fremover.

Generelt sett er det imidlertid mange andre måleinstrumenter og prinsipper som er utviklet, eller er under utvikling, og som må antas å få større praktisk anvendelse etterhvert.

Dette foredrag vil derfor forsøke å gi en kort oversikt over de nye måleprinsipper og tolkningsmetoder for in situ bestemmelse av jordartsparmetre av forskjellig slag. Tidsbegrensningen gjør det umulig å gå i detalj på noe punkt.

2. GENERELL OVERSIKT

Behovet for geotekniske parametre angår både brukstilstanden og bruddtilstanden. Den sistnevnte har hittil vært mest påaktet. Det er imidlertid helt klart at brukstilstandsparametrene er de fleste, og interessen for disse er, og bør være, stigende.

I tabell 1 er det gitt en oversikt over typiske parametre for noe primære problemgrupper. En kort omtale av hovedpunktene i tabellen kan være på sin plass:

TABELL 31-1. Jordartsparmetre, og måledata som trengs for bestemmelse av disse.

PROBLEMTYPE		PARAMETER	MÅLEDATA		BETEGNELSER
GRUNNFORHOLD		w, γ	Isotoper	Brukstilstand	w = vanninnhold γ = romvekt HOVEDSYMBOLER:
		u σ_c' σ_o'	Vanntrykk $\sigma_v' - e_v (\Delta u = 0)$ $\sigma_r' - e_r (\Delta u = 0)$		
SKJÆRSTYRKE	Statisk	ϵ_u $a\phi$ $a\phi_D$	$\sigma - \epsilon \quad (+ f)$ $\sigma' - \epsilon \quad (+ f)$ $\sigma - u - \epsilon \quad (+ f)$	Bruks- og brudd-tilstand	σ = spenning ϵ = tøyning M = modul E = elast. modul G = skjærmodul u = poretrykk Δu = poreovertrykk D = poretrykksparameter s = skjærstyrke, totalt $a\phi$ = styrkeparametre, eff. R = motstander c = konsol. koeff. k = permeabilitet q = vannføring h = potensial t = tid
	Dyn	ϵ_{ucy} $(a\phi)_{cy}$	Sykliske endringer $\sigma_{cy} - u_{cy} - \epsilon_{cy}$		
MODULI	Statisk	M_{uv} M_v $M_r = M_h$	$\sigma_v - \epsilon_v$ $\sigma_v' - \epsilon_v (\Delta_i = 0)$ $\sigma_r' - \epsilon_r (\Delta_i = 0)$	Brukstilstand	INDEKSER: v = vertikal r = radiell h = horisontal u = udrenert cy = syklisk $+ f$ = mot flytning
	Dyn.	E, G, ν R_u, R_ϵ	Bølgehastigheter Syklisk		
KONSOLIDERING DRENERING		c_v, c_r k	$\sigma - u - t$ $q - t$ (eller $h - t$)		

Grunnforhold

Bestemmelsen av slike viktige data om grunnforholdene som vanninnhold (w) og romvekt (γ) kan idag utføres ved isotopmålinger, især der opptak av uforstyrrede prøver er vanskelig eller umulig. Et eksempel er vist i Fig. 1.

Måling av in situ poretrykk (u) er så velkjent at det ikke blir berørt her. Derimot er in situ målinger av forkonsolideringstrykk ($\sigma_c' = p_c'$) og hviletrykk ($\sigma_o' = \sigma_r'$) fremdeles ingen vanlig

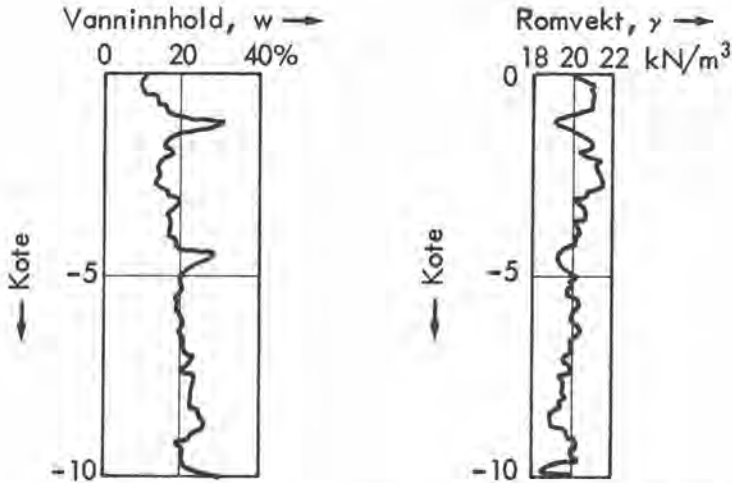


Fig. 31-1. Vanninnhold og romvekt bestemt ved isotopmålinger, in situ, i løst lagret sand, der prøvetaking var nesten umulig. (Etter Senneset).

foreteelse ved grunnundersøkelser, selv om det ville være sterkt ønskelig for mange viktige oppgaver i praksis. De metoder som benyttes idag bygger på prinsippet om at man ut fra målte spenninger (σ') og samhørende tøyninger (ϵ) i vertikal (v) og radiell (r) retning kan bestemme prekonsolideringstrykket og hviletrykket ved karakteristiske knekkpunkter i de tilhørende $\sigma - \epsilon$ kurvene. Men bare dersom man kjenner poretrykket, (ved f.eks. $\Delta u = 0$) eller måler dette, kan effektivspenningene (σ'_c og σ'_0) bestemmes.

Skjærstyrke

In situ bestemmelse av statisk skjærstyrke av jord kan inndeles i tre forskjellige kategorier:

Den udrenerte skjærstyrke av leire (s_u) på totalspenningsbasis, og uten kjennskap til poretrykk (vingebor, trykksondering, og hurtige platebelastningsforsøk).

Skjærstyrken på effektivspenningsbasis ($a\phi$ — parametrene), gjerne ved drenerte bruddforsøk (kjøres såvidt sakte at poreovertrykket er null, f.eks. trykksondering og platebelastning i silt, sand og grus).

Skjærstyrken på effektivspenningsbasis ved udrenerte forsøk, uavhengig av jordart og helst slik at både brukstilstand og bruddtilstand er dekket. Her ligger fremtidens utfordring i utstyrsutvikling, idet intet tilgjengelig utstyr idag er velegnet for formålet.

De statiske styrkeverdier krever statiske forsøk. For jordarter utsatt for vekslende laster (f.eks. vind og bølger) er det for tiden sterke ønsker om å kunne bestemme den akkumulerte (kumulative) virkning av repeterte laster på deformasjon, styrke og poretrykk. Laboratorieutstyr for slike målinger er utviklet, mens utprøvet in situ utstyr ennå ikke er kommet på markedet. Også her kreves en ekstra innsats i tiden fremover.

Moduli

De statiske deformasjonsmoduli som idag kan bestemmes in situ er følgende:

Den udrenerte vertikalmodul, M_{uv} , for leire (initial modul) f.eks. ved hurtige skru-plate-belastningsforsøk.

Den drenerte vertikalmodul, M_v , f.eks. ved skruplateforsøk med så lav kjørehastighet av $\Delta u = 0$, dvs. oftest for silt og sand, se ref. (13).

Horisontalmodulen, M_h , målt eksempelvis med pressiometer, som hittil oftest er begrenset til totalspenninger uten kjennskap til poreovertrykk. Poretrykksmåling er ønskelig i den videre utvikling som skjer.

For dynamiske forhold kan man allerede idag måle in situ verdier av elastisitetsparametrene (E , G , ν) ved å måle hastighetene av trykkbølger og skjærbølger, ref. (9). Derimot eksisterer det ikke feltmåleutstyr for moduli (eller motstander R) ved vekslende laster.

Konsolidering, drenering

Konsolideringskoeffisientene for jord (c_v , c_p) kan bare måles in situ så fremt man kan observere totalspennings- og poretrykksutviklingen med tiden. Intet in situ utstyr er idag helt skredersydd for dette formål. Men gode tilnærmede verdier for praksis kan man idag skaffe til veie, f.eks. ved hjelp av skruplateforsøk, ref. (13—17). Et eksempel er vist i Fig. 5. En videreutvikling av pressiometerprinsippet kunne også benyttes til in situ c_v -bestemmelser.

In situbestemmelser av permeabiliteten (k) er så velkjent at det bare skal nevnes at man i prinsippet bygger på måling av vannføring i tiden t for stasjonære forhold, eller potensialendring h i tiden t , se f.eks. ref. (10) og (25).

3. FORSØKSPRINSIPP OG TOLKNINGSMETODER

I tabell 2 er det gitt en skjematisk oversikt over en del kjent in situ utstyr og forsøksprinsipper, samt hvilke jordartsparemetre målingene kan føre til av teoretisk og empirisk tolkning. De nedenstående kommentarer er i alt vesentlig knyttet til parametertolkningen på teoretisk-eksperimentell basis, mens den empiriske tolkning vil bli dekket i eget hovedavsnitt.

Vingeboringer

Vingeborprinsippet er snart 30 år gammelt, og krever derfor ingen redegjørelse, ref. (5). En viktig revisjon i praktisk bruk er imidlertid blitt innført i de senere årene, se f.eks. ref. (4) og (38). Den går i korthet ut på at man skal benytte en beregningsmessig s_u -verdi bestemt av formelen

$$s_u = \mu s_{uv} \quad (3-1)$$

der

s_{uv} = målt vingeborfasthet, mens

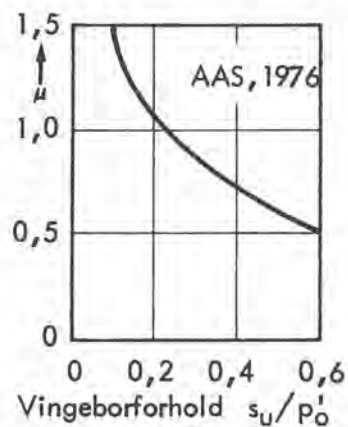
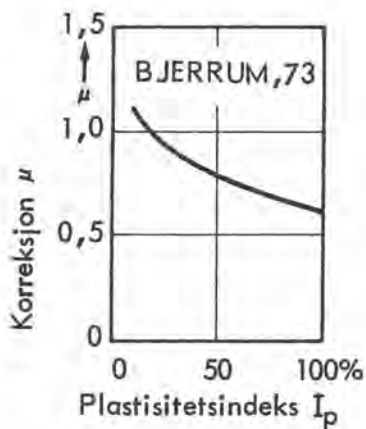
μ = korreksjonsfaktor, fra Fig. 2.

Platebelastningsforsøk

Med utvikling av skruplanten tidlig i 1950-årene ble det mulig å foreta platebelastningsforsøk i forskjellige dybder, se ref. (18). Skruplateprinsippet er senere blitt utnyttet ved konstruksjon av feltkompressometeret, se ref. (13) og (14).

TABELL 31-2. Utstyr, forsøksprinsipp og parametre som oppnås.

UTSTYR	FORSØKSPRINSIPP	DRENSBE- TINGELSE	PARAMETER BESTENT VED:	
			Teori	Empirikk
Vingebor	Rotasjonsbrudd	Udren.	$\sim s_u$	$M_u \Delta p'_c$
Piezometer	Vanntrykk, stasjonær strømning		u, k	
Skruplate	Platebelastning, trinnvis	Udren. Dren.	$M_u s_u$ M, ν'_c, c_r	$\Delta p'_c$ ($a\phi?$)
Trykksonde	Vert. nedpressing av kon. spiss	Udren. Dren.	s_u $q_c \rightarrow a\phi$	$M_u (\Delta p'_c)$ $M \Delta p'_c$
Poretrykks-sonde	Nedpressing av tynn "nål" (leire)	Udren.	$\sim s_u \sim c_v$	$(-M_u \sim \Delta p'_c)$
Pressio- meter	Ekspanderende sylindrisk hull	Udren. Dren.	σ_θ, M_{ur} σ'_θ, M_r	$(s_u?)$ ($a\phi?$)
Borhulls- skjær	Opptrekk av ut-preset sylinder	Udren. Dren.	s_{uv} $a\phi$	
Geofysisk (crosshole, downhole)	Hastighetsmåling av trykk-, og skjærbølge, mm.	Udren.	E, G, ν	

Fig. 31-2. Vingeborkorreksjonsfaktoren μ etter Bjerrum (1973) og Aas (1976).

I Fig. 3a er det vist en last-setningskurve for et forsøk foretatt i en gitt dybde. Denne last deformasjonskurven kan tolkes slik:

For hurtig, udrenerte belastninger på mettet leire kan $M_{ui} =$ udrenert initialmodul (for den

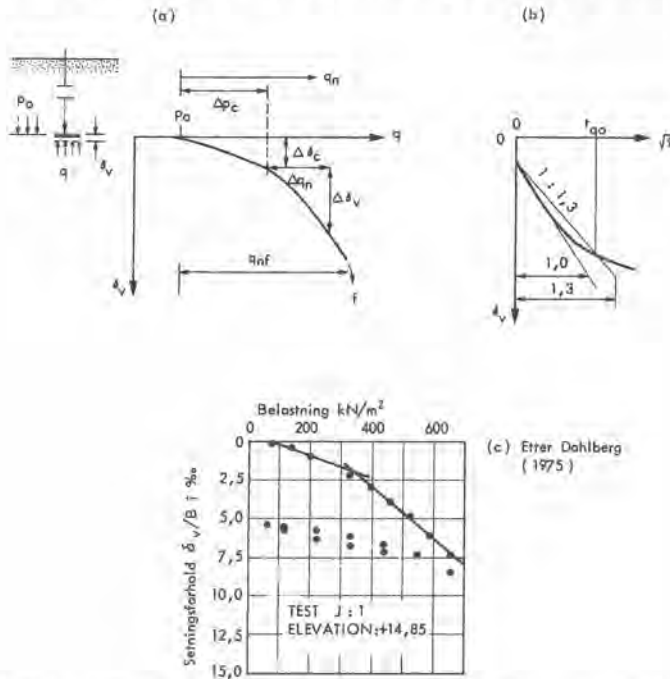


Fig. 31-3. Skruplatetolking; (a) og (b) er prinsippsskisser, (c) Eksempel, etter Dahlberg (1975).

tilnærmet rettlinjede del av $q - \delta_v$ kurven fra totalt overlagingstrykk fra p_0) beregnes slik, når $q_n = q - p_0$ og $B =$ platediameter:

$$M_{ui} \cong 0.7 \frac{q_n B}{\delta_v} \quad (3 - 2)$$

Dersom belastningen bringes til brudd ved $q_{nf} = q_f - p_0$ kan udrenert skjærestyrke beregnes slik:

$$s_u \cong \frac{q_{nf}}{N_c} \quad (3 - 3)$$

der $N_c = 5$ til 6, dvs. man tar ingen hensyn til dybden fordi erfaringene viser at plastifiseringen sjelden eller aldri forplanter seg over platenivå. Dette innebærer at N_c -verdien for skruplatten i dybden er omtrent som for overflaten.

For drenerte belastningsforhold (Fig. 3a) vil man ofte få en markert knekk i $q_n - \delta_v$ kurven i en avstand $\Delta p_c = \Delta p'_c$ fra p'_0 , dvs.

$$p'_c = p'_0 + \Delta p_c \quad (3 - 4)$$

Den drenerte modul som gjelder for den «rettlinjede» del mellom p_0' og p_c' er tilnærmet lik

$$M_{oc} \cong 0.7 \frac{\Delta p_c' B}{\Delta \delta_c} \quad (3-5)$$

Eksemplet i Fig. 3c viser at $\Delta p_c' = 250 \text{ kN/m}^2$ for dette forsøket. Dessuten fåes $M_{oc} = 90 \text{ MN/m}^2$, og $M_{sw} = 180 \text{ MN/m}^2$

For modultolking forbi p_0' må man avgjøre om modulen kan antas å være konstant (i så fall bruk lign. 3-5) eller kvadratisk (sand) eller lineær (leire, fin silt), se Fig. 4. I de sistnevnte tilfeller bestemmes modultallet slik:

$$m = S \frac{\Delta q_n' B}{\Delta \delta_v \sigma_a} \quad (3-6)$$

der $\sigma_a = 100 \text{ kN/m}^2$ og $S =$ setningstall som tas ut av Fig. 4 for kjent p_0' . Siden de gitte forsøksresultater i Fig. 3c gjelder sand, antas kvadratrotd modul og lign. (3-6) gir da $m = 210$ for $\sigma' > 350 \text{ kN/m}^2$.

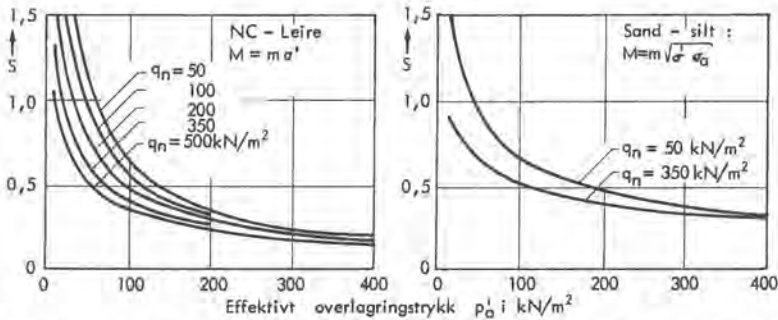


Fig. 31-4. Setningstallet S som funksjon av p'_0 og q_n for: (a) NC-leire og (b) Sand og grovveiet. (Etter

For hvert lasttrinn observeres δ_v med tiden t og avsettes i et $\sqrt{t} - \delta_v$ diagram se Fig. 3b. Ved vist konstruksjon bestemmes t_{90} (tid for 90 % primærkonsolidering) og dermed kan konsolideringskoeffisient c_r bestemmes

$$c_r = 0.335 \frac{R^2}{t_{90}} \quad (3-7)$$

der $R =$ plateradius.

Fig. 5 viser et eksempel på in situ-bestemte m og c_r -verdier for en løst lagret sand fra Lærdal.

Trykksondering

Ved trykksondering i leire vil man med de vanlige penetrasjonshastighetene ha *udrenerte forhold* med poreovertrykk. Uten å måle disse poreovertrykkene kan tolkingen bare skje på totalspenningsbasis. Den totale spissmotstanden q_c kan da formelt sies å være lik $N_c s_u + \gamma z$ og herav

$$s_u = \frac{q_{cn}}{N_c} \quad (3-8)$$

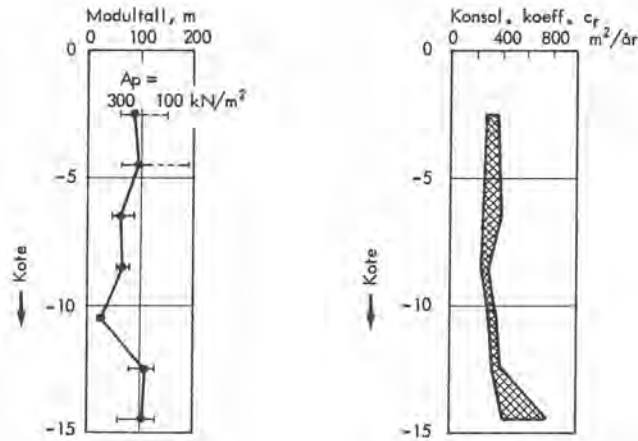


Fig. 31-5. In situ målte modultall (m) og konsolideringskoeffisient (c_r) med feltkompressmeter i løs sand.

der $q_{cn} = q_c - \gamma z =$ netto, total spissmotstand og $N_c =$ konfaktør, se Fig. 6a.

Faktoren N_c kan variere betydelig internasjonalt sett, f.eks. fra 6 til 30. For Nordsjøleire er det idag vanlig å benytte $N_c = 15 - 17$, se ellers ref. (6).

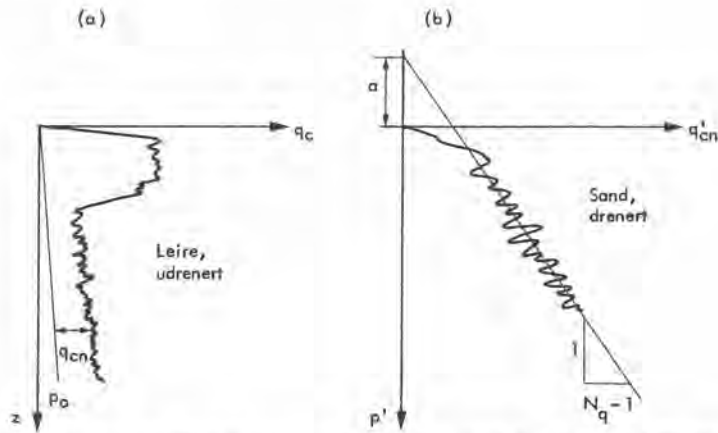


Fig. 31-6. Trykksøndering (a) Total spissmotstand q_c mot dybde z , (b) Netto spissmotstand q'_{cn} mot effektiv overlaging p' .

For drenerte forhold ($\Delta u = 0$), f.eks. i sand og silt, vil effektiv spissmotstand q'_c være gitt av formelen

$$q'_c + a = N_q(p' + a)$$

Netto spissmotstand $q'_{cn} = q'_c - p' = q_c - p$ er da

$$q'_{cn} = (N_q - 1)(p' + a)$$

der

p' = effektivt overlageringstrykk

N_q = spissmotstandsfaktor, se Fig. 7.

a = attrakson.

Formel (3 — 9) er illustrert i Fig. 6b. Negativ avskjæring på p' akse gir da a , og helningen av en rettlinjett q_{cn} — p' tilpasning er lik $N_q - 1$. Når N_q er bestemt på denne måten vil Fig. 7 kunne gi $\tan \phi$. For meget fast lagring av sand er $\beta \approx 0^\circ$, mens for løs lagring kan β godt bli henimot 20° til 30° , ref. (17) (39). Fig. 8 viser et eksempel på trykksondering i løs sand.

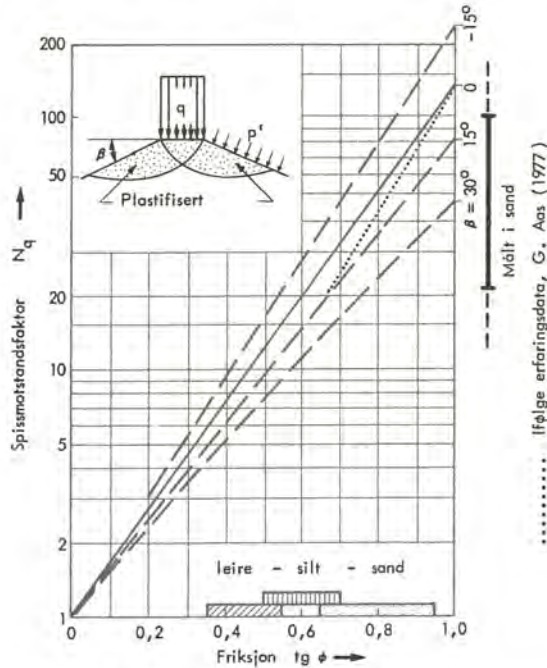


Fig. 31-7. Spissmotstandsfaktoren N_q som funksjon av friksjonen $\tan \phi$ og plastifiseringsvinkelen β .

Ved de moderne trykksonderinger idag måles også sidefriksjonen, f_s , og friksjonsforholdet $FR = f_s/q_c$ er ofte blitt benyttet som en indikator på hvilken jordart sonden passerer, idet man for ideelle, drenerte forhold skulle ha jevnt økende FR fra ca. 0,5 % for fast sand til ca. 5 % for de bløteste leirer. Det er imidlertid mange faktorer som kan forrykke bildet, f.eks. poreovertrykk, ref. (16) (29)

Brukstilstandsparametre, som moduli og prekonsolidering, kan man bare oppnå fra trykksonderingene ad empirisk vei, og det vises til eget avnitt om dette.

Poretrykkssondering.

Poretrykksonden er en interessant nyskaping. Ved poretrykksondering måles poreovertrykket (Δu) som settes opp i jordarten rundt en penetrerende spiss, ref. (20) (33). Hvis filteret

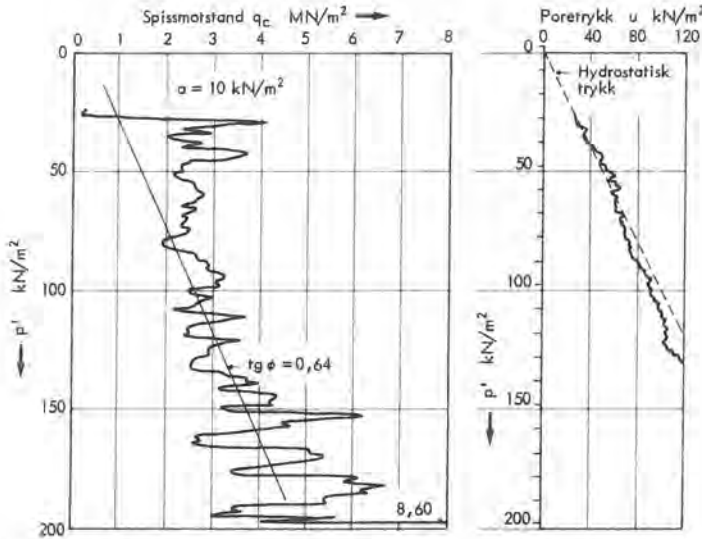


Fig. 31-8. Eksempel på trykksondering, med poretrykkskontroll, i løs sand i Lærdal (Etter Senneset).

er selve spissen, vil målt Δu være representativt for de plastifiserte soner, Fig. 9a. I så fall er $\Delta u = \alpha q_n$ mens $q_n = N_{cu}$ slik at målt Δu kan gi en pekepinn om s_u ved formelen

$$s_u = \frac{\Delta u}{\alpha N_c} = \frac{\Delta u}{N_{cu}} \quad (3 - 10)$$

Verdiene for α og N_c er idag kjente for de forskjellige leirtyper. Av disse kan man finne at N_{cu} vanligvis må ligge i området 4—6, slik teorien for ekspanderende sylindre og kuler også tilsier, se ref. (34). Det vises forøvrig til Torstenssons foredrag her ved Geoteknikkdagen -77.

Pressiometermålinger

Siden Menard startet utviklingen av pressiometeret for ca. 20 år siden, er prinsippet med et ekspanderende sylinderhull (eller kulehull) i jord viet stor teoretisk og eksperimentell interesse

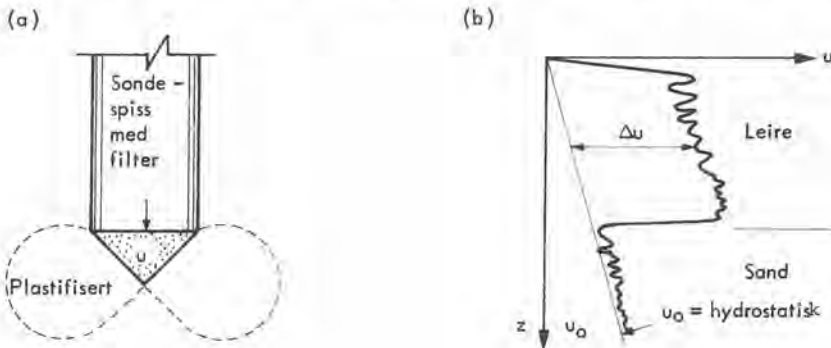


Fig. 31-9. (a) Poretrykksonde med filter i spiss, og, (b) Målt u med dybden z , i prinsipp.

på det internasjonale marked. Utstyrmessig satses det også mye, f.eks. på såkalte selvborende pressiometre (Camcometer, Autoforeuse), ref. (12) (19) (23) (26) (28) (35) (37).

Fig. 10 viser i prinsippet resultatet av en pressiometermåling, i form av en $\sigma_h - \Delta V$ kurve, der ΔV = volumendring. Den første «knekken» i kurven antyder hviletrykket σ_{ho} , oftest på totalspenningsbasis, når poretrykket ikke måles. Deretter følger gjerne et tilnærmet rettlinjett forløp, som gir pressiometermodulen (E_p) som er et mål for horisontalmodulen M_h , vanligvis på totalspenningsbasis. Det andre «knekkpunktet» er blitt kalt «kryptrykket» (σ_{hc}) og tas som indikator på prekonsolideringstrykket p_c . Det opereres dessuten med et grensetrykk σ_{he} uten at det strengt tatt tas som noen «bruddverdi» i vanlig forstand. Hva angår anvendelsen av pressiometeret på kjente grunnforhold, vises til ref. (6).

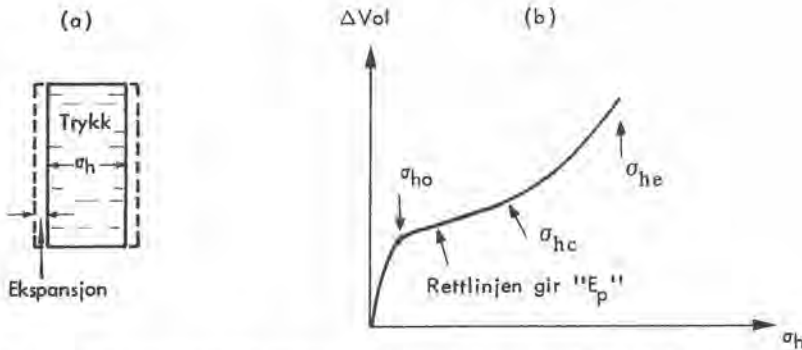


Fig. 31-10. Pressiometer (a) Prinsipp av ekspanderende sylindrisk hull (b) Resultat i form av kurve for σ_h mot volumendring.

Borhullsskjær

En interessant anvendelse av det ekspanderende sylinderprinsippet er borhullsskjærapparatet (bore hole shear device), se ref. (36). En sylinder som presses ut i jordveggen med kjent trykk, trekkes opp, eller presses ned, inntil brudd for målt vertikal kraft. Dermed er $\tau_f - \sigma$ kjent i vertikalplanet i måledybden. Under drenerte forhold kan man på denne måten få skjærfasthetsparametrene i vertikalplanet, og under udrenerte forhold i leire får man målt s_{uv} .

Geofysiske målinger

De best kjente geofysiske målinger for geotekniske formål er de seismiske, og med formål å bestemme dybde til fjell, eller fastere lag. Etterhvert som bølgeforplantningshastighetene i typiske jordarter ble bedre kjent, ble målingenes formål utvidet, f.eks. til omtrentlig jordlag-identifisering m.m. De nye geofysiske metoder har parametermålinger som sitt primære siktemål. En av disse er f.eks. «the cross-hole method», se ref. (9). Ved å måle bølgeforplantningshastigheten mellom en bølgegiver og bølgemottager (begge nede i jorden), kan man regne seg tilbake til E-modulen. Måler man både trykkbølge- og skjærbølgehastigheter får man både E og G, og dermed ν , under antagelse av lineærelastiske forhold i tolkningsmodellen. Det finnes idag kommersielt tilgjengelig utstyr for E og G målinger både in situ, og i laboratoriet.

4. EMPIRISKE TOLKNINGER

In situ målte motstander av forskjellig slag forsøkes ofte benyttet som basis for å bestemme materialparametre ad empirisk vei. Formålet kan f.eks. være å bestemme en setningsmodul og, hvis mulig, prekonsolideringstrykket, ut fra trykksonderinger. Eksempler på dette vil bli gitt både for drenerte og udrenerte forhold.

Udrenerte forhold, uten kjennskap til poretrykk

Den mest kjente empiriske regel gjelder relasjonen mellom udrenert modul M_u og udrenert skjærfasthet s_u for leire, idet

$$M_u = k_u s_u \quad (4-1)$$

der $k_u = 200-400$ mens s_u kan være bestemt ved vingebor, eller indirekte fra trykksonderingsmotstanden q_c .

$$s_u = \frac{q_c - \gamma_z}{N_k} \quad (4-2)$$

hvor N_k = konfaktoren, (f.eks. 15—17), bestemt empirisk, se ref. (24).

Dette innebærer at den totale, udrenerte trykksonderingsmotstanden i leiren, q_c , også kan benyttes til å bestemme den udrenerte (initial) modulen for leiren, ved formelen

$$M_u = m_u q_u \quad (4-3)$$

der $m_u = 10-20$ som typisk variasjonsområde, ref. (16). En empirisk relasjon av nyere dato angår prekonsolideringstrykket, idet

$$\Delta p'_c \cong N_{cc} \Delta s_u \quad (4-4)$$

hvor

Δs_u = forskjell mellom målt s_u og NC-verdien, se Fig. 11a.

$N_{cc} = 3-5$ = tallfaktor

Denne formel må foreløpig benyttes med stor forsiktighet, fordi det tallmessige erfaringsmaterialet for å sjekke teoriverdien av N_{cc} hittil er lite.

Tolkning av udrenerte forhold, der poreovertrykket er målt, er idag teoretisk mulig, men tillempling til praksis er ennå bare i sin spede begynnelse.

Drenerte forhold, effektivspenningstolkning

Ut fra drenerte trykksonderinger i leire (der drenert modul $M = m\sigma'$) vil man kunne bestemme setningsmodulen slik

$$M = m_c q_{cn} \quad (4-5)$$

der $m_c = \text{ca. } 15$ i middel, men kan godt variere i området 10 til 20, ref. (16).

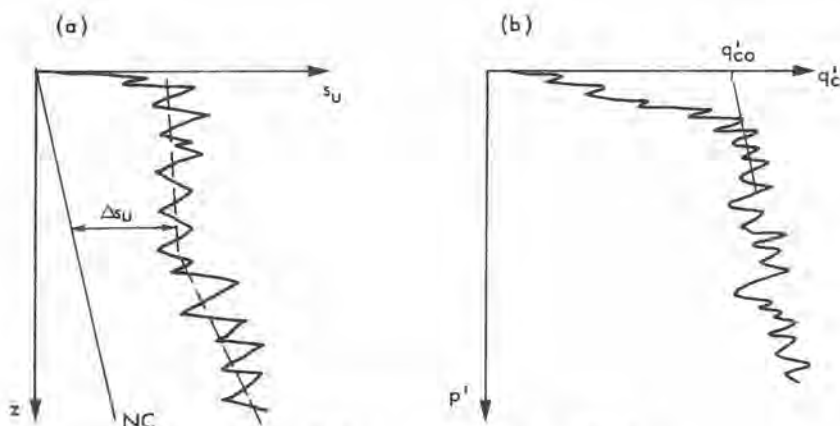


Fig. 31-11. Definisjon av (a) Δs_u og (b) q'_{co} .

Ved drenerte trykksonderinger i sand (der $M = \sqrt{m' p'_a}$) kan setningsmodulen bestemmes slik

$$M = m_c \sqrt{q_c p'_a} \quad (4-6)$$

der $m_c = \text{ca. } 40$ i middel, men kan godt variere mellom 30 og 50. Benyttes samme formel for grov silt og finsand ligger m_c ofte i området 15 til 25, ref. (16).

Ved forbelastede (og ofte sementerte) jordarter kan q_c mot overlageringstrykket variere som i Fig. 11b; d.v.s. sterkt økende q'_c til 1 å 2 m dyp, og deretter svakt økende de nærmeste metrene. Bestemmes avskjæringen q'_{co} ved overflaten kan man anslå prekonsolideringstrykket nær overflaten slik

$$p'_c = \frac{q'_{co}}{N_{cq}} \quad (4-7)$$

der faktoren N_{cq} ligger i dette området:

$$\begin{aligned} N_{cq} &= 15 \pm \text{ for sand} \\ N_{cq} &= 10 \pm \text{ for silt} \\ N_{cq} &= 5 \pm \text{ for leire} \end{aligned}$$

Det empiriske tallmaterialet som kan understøtte teoriverdiene ovenfor er ennå spinkelt.

5. VIDEREUTVIKLING

Det er realistisk å regne med at utviklingen av in situ utstyr vil, og må, forsette. Her skal pekes på to behov:

Utvikling av tolkingsgrunnlaget for udrenerte belastninger på leire.

Utvikling av teori, utstyr og forsøksprosedyrer som muliggjør at jordartsparmetre i bruks- og bruddstilstanden kan bestemmes på grunnlag av hastigheten av last og set-

ninger, hvilket muliggjør kontinuerlig kjøring på hvert målested (hver valgt dybde). Disse to punktene skal utdypes noe, og spesielt det første punktet.

Udrenerte lastendringer, tolking

Dersom poretrykksendringene måles ved udrenerte lastendringer, kan stabilitets- og deformasjonsendringene uttrykkes på effektivspenningsbasis, og dermed kan problemene behandles entydig og teoretisk korrekt.

Ved flere prøvefyllinger på mettet leire er poreovertrykket Δu ved udrenert lastendring Δp målt i forskjellige dybder, slik som vist i prinsipp i Fig. 12a. Avsettes målt Δu mot Δp fåes vanligvis et diagram av den form som er idealisert i Fig. 12b, se ref. (7) (8) (32).

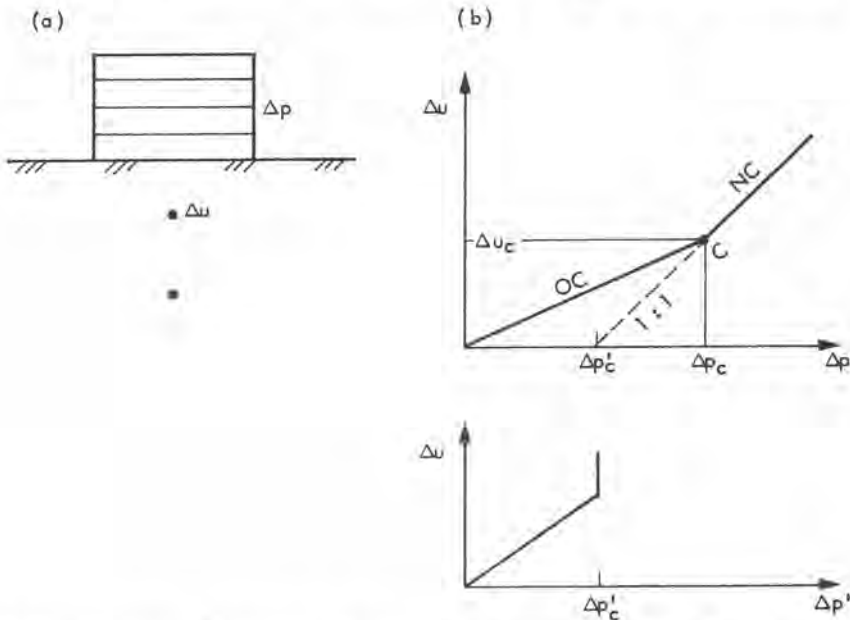


Fig. 31-12. Udrenerte belastningsendringer. Prinsippskisser: (a) Overflatelast med målt Δu og (b) Idealiserte $\Delta u - \Delta p$ og $\Delta u - \Delta p'$ kurver.

Kurvene viser oftest en knekk, markert ved punkt c. Dette knekkpunkt tilsvarer prekonsolideringstrykket, slik at

$$\Delta p'_c = \Delta p_c - \Delta u_c \quad (5-1)$$

der $\Delta p'_c$ = prekonsolideringstrykk, utover nåværende p_0' , dvs. $p'_c = p_0' + \Delta p'_c$. Vanligvis ligger Δu på 50 % til 75 % av Δp i OC-delen, unntatt nær punkt C.

Disse erfaringene fra in situ målinger av poreovertrykk ved udrenerte lastendringer kan man tolke i teorimodellen

$$\Delta u = \Delta \sigma_m - D \Delta \sigma_d \quad (5-2)$$

$$\text{der } \Delta\sigma_m = \frac{1}{3} (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3)$$

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$$

D = poretrykksparameter.

Spenningsstilstanden ved enkle, udrenerte lastendringer har man i dag løsninger for, som kan uttrykkes på formen

$$\Delta\sigma_m = \alpha_m \Delta p \quad (5 - 3)$$

$$\Delta\sigma_d = \beta_d \Delta p$$

som innsatt i (5 — 2) gir

$$\frac{\Delta u}{\Delta p} = \alpha_m - D\beta_d \quad (5 - 4)$$

En enkel totalspenningsanalyse med konstant F gir $\alpha_m = 0.8$ til 0.85 og $\beta_d = 0.3 - 0.4$ i typiske tilfeller, noe avhengig av belastningsflatens geometri og dybde.

TABELL 31-3. Poretrykksparametre, D , tilbakeregnet fra prøvefyllinger, med målt poretrykksendring Δu mot Δp .

STED	Δp_c kN/m ²	FORHOLDET $\Delta u/\Delta p$		D_{OC}	KILDE
		OC-del	NC-del		
MIT	70 - 80	0,55-0,60	~ 1,0	0,3 til 0,5	d'Appolonia et al
Asrum	10 - 12	~ 0,60	~ 1,0	0,4 til 0,5	Høeg et al
James Bay	50 - 90	0,55-0,65	~ 1,2	0,3 til 0,6	Dascal et al
Vålen	6 - 10	0,5-0,7	~ 1,0	0,25 til 0,7	Sællfors
Merknad: For tre av tilfellene er D_{NC} fra ~ 0,5 til ~ 0,7.					

For fire kjente prøvefyllinger er lign. (5 — 4) benyttet for tilbakeberegning av poretrykksparametrene D langs OC-delen og NC-delen av belastningskurven. Resultatet er vist i Tabell 4. En kommentar er berettiget: For det overkonsoliderte parti er in situ verdiene av D større enn laboratorieforsøkene gir, hvilket indikerer at man overvurderer poreovertrykk beregnet ut fra laboratoriedata på OC-leire.

Ovennevnte eksempler skulle vise at det idag skulle være mulig å få utviklet et feltutstyr for in situ måling av poretrykksparametre. I prinsippet må utstyret være en «belastningsplate» med måling av poretrykk (og spenning) i kontaktflaten, eller like under denne. Muligheten for å utnytte skruplateprinsippet bør undersøkes.

Rasjonalisering av in situ prosedyrer

Tidspress, økonomisering og effektivitet fører gjerne til at man oftest velger de in situ målinger som kan utføres kontinuerlig med dybden, og helst der registrering av måledata er automatisert. Dette fører blant annet til at feltkompressometeret ikke blir valgt, selv i de tilfeller der dette åpenbart gir de riktige resultater. En rasjonalisering av forsøksprosedyren, sammen med en utstyrsforbedring, kan drastisk endre dette bildet.

Saken er den at det er den trinnvise pålastning for hver dybde, med avventing av primærkonsolideringen, som er den tidkrevende del i felten, og som er den kostbare del ved tolkingen.

Benyttes kontinuerlig lastpåføring, med måling av poretrykk under platen, kan forsøket tolkes på effektivspenningsbasis, og tolkingen kan da automatiseres. Denne nyutvikling krever to ting: For det første en plate med poretrykkmåler, med registreringen ført opp til terreng. For det annet, en tolkingsmodell på effektivspenningsbasis for udrenert lastendring med målt poreovertrykk. Modellen eksisterer allerede i teorien, men det kreves en del praktisk tilrettelegging og etterprøving. Tolkingen vil da i sin helhet bygge på hastigheten av lastpåføring, hastigheten av poreovertrykk, og hastighet av deformasjon, analogt kontinuerlige ødometerprosedyrer.

Totalt sett vil det ta tid, og kreve en betydelig ekstrainsats, å få slik apparatur (med forsøksprosedyre) operasjonsklar. Men det finnes neppe en mer utfordrende og lovende utviklingsoppgave innen in situ-teknikken idag.

REFERANSER

De som ønsker å bringe seg ajour med in situ teknikken bør først og fremst gjøre seg kjent med innholdet i de senere års spesialkonferanser, slik som:

1) ASCE - GED Specialty Conference (1975)

«In situ measurement of soil properties», Raleigh, North Carolina, Vol. I - «Papers» 554 pp., Vol. II «State of art, and discussions» 394 pp.

2) ESOPT (1974)

«European symposium on penetration testing». Tre bind. «State of art», «Papers» og «Discussions», i alt 915 s., KTH, Stockholm.

3) NIF, EU-kurs (1975)

«Grunnundersøkelser — hovedvekt på geofysikk og in situ teknikk», ca. 20 enkeltforedrag, Fagernes.

Forøvrig er det i teksten, figurer og tabeller vist til disse enkeltpublikasjoner:

4) BJERRUM, L. (1973)

«Problems of soil mechanics and construction on soft clays», Proc. 8th ICSMFE, Vol. 3, pp. 111—159, Moscow.

- 5) **CARLSON, L., (CADLING, L.) (1948)**
«Determination in situ of the shear strength of undisturbed clay by means of a rotating auger», Proc. 2nd ICSMFE, Vol. 1, pp. 299—303, Rotterdam.
- 6) **DAHLBERG, R. (1975)**
«Settlement characteristics of preconsolidated natural sands», Swedish Council for Building Research, Document D1:1975.
- 7) **d'APPOLONIA, D, LAMBE, W. & PAULOS, H. (1971):**
«Evaluation of pore pressures beneath an Embankment». Proc. ASCE, Vol. 97, No. SM6, pp. 881—897. Ann Arbor, Michigan.
- 8) **DASCAL, O. & TOURNIER, J—P, (1975)**
«Embankments on soft and sensitive clay foundation». Proc. ASCE, Vol. 101, No. GT3, pp. 297—314. New York.
- 9) **HARDIN, B. O., and DRNEVICH, V.P. (1972)**
«Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects», Proc. ASCE, Vol. 98, No. SM6, June, 1972, pp. 603—624.
- 10) **HVORSLEV, M.J. (1951)**
«Time lag and soil permeability in ground water measurements», Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., Bull. 36, 50 pp.
- 11) **HÖEG, K, ANDERSLAND, O. & ROLFSSEN, E. (1969)**
«Undrained behaviour of quick clay under load test at Åsrum». Geotechnique, Vol. 19, No. 1, pp. 101—115. London.
- 12) **JAMIOLKOWSKI, M. and LANCELOTTA, R. (1977)**
«Remarks on the use of the selfboring pressuremeter tests in three Italian clays». Manus, sendt for publisering. Personlig kommunikasjon.
- 13) **JANBU, N. og SENNESET, K. (1973)**
«Feltkompressometeret — prinsipper og praktisk anvendelse». Kursdagene — NTH, Trondheim.
- 14) **JANBU, N. and SENNESET, K. (1973)**
«Field compressometer — principles and applications», Proc. 8th ICSMFE, Moscow, Vol. 1—1, pp. 191—198.
- 15) **JANBU, N., and SENNESET, K. (1974)**
«Effective stress interpretation of in-situ static penetration tests», ESOPT, Stockholm, Vol. 2.2, pp. 181—194.
- 16) **JANBU, N. (1974)**
«Discussion to ESOPT», Vol. 2.1, pp. 129—136.

- 17) **JANBU, N (1975)**
«Tolking av trykksonderinger — for å oppnå styrke- og setningsparametre». NIF-kurs, Fagernes.
- 18) **KUMMENEJE, O. (1956)**
«Fundamentering av oljetank i Drammen». NGI publ. nr. 12, Oslo.
- 19) **LADANYI, B. (1963)**
«Evaluation of pressuremeter tests in granular soils», Proc. 2nd PanAm Conf. SM & FE, Sao Paulo, Vol. 1, pp. 3—20.
- 20) **LADANYI, B. (1967)**
«Deep punching of sensitive clays», Proc. 3rd PanAm. Conf. SM & FE, Caracas, Vol. 1, pp. 533—46.
- 21) **LAMBE, T.W. (1973)**
«Soil parameters for predicting deformations and stability», General Report, Main Session 1, at 8. ICSMFE, Vol. 3, Moscow.
- 22) **MASSARSCH, K.R. (1975)**
«New method for measurement of lateral stresses in cohesive soils». Canadian Geotechnical Journal, Vol. 12, No. 1, pp. 142—146.
- 23) **MENARD L. (1957)**
«Mesure in-situ des preoprietes physiques des sols». Annales des Ponts et Chaussees, May.
- 24) **LUNNE, T., EIDE, O. and de RUITER, J. (1976)**
«Correlations between cone resistance and vane shear strength in some Scandinavian soft to medium stiff calys», Canadian Geotechnical Journal, Vol. 13, pp. 430—441.
- 25) **MILLIGAN; V. (1975)**
«Field measurements of permeability in soil and rock». State-of-the-art. Session 1, ASCE — GED Specialty Conference, North Carolina State University, Raleigh, Vol. II, pp. 3—36.
- 26) **MITCHELL, J.K., and GARDNER, W. S. (1975)**
«In situ measurement of volume change characteristics». State-of-the-art Report, Session V, ASCE-GED Specialty Conference, North Carolina State University, Raleigh, Vol. II, pp. 279—345.
- 27) **SANGLERAT, G. (1972)**
«The penetrometer and soil exploration», Elsevier Publishing Co., Amsterdam.
- 28) **SCHMERTMANN, J. M. (1975)**
«In-situ measurement of shear strength», ASCE - GED Specialty Conference, North Carolina State University, Raleigh, State-of-the-art Report, Vol. II, pp. 57—139.

- 29) **SCHMERTMANN, J. H. (1974)**
«Penetration pore pressure effects on quasi-static cone bearing, q_c », Proc. ESOPT, Stockholm, Vol. 2.2, p. 346.
- 30) **SENNESET, K. (1974)**
«Penetration testing in Norway», ESOPT, Stockholm, SOA report, Vol. 1, pp. 85—95.
- 31) **SENNESET, K. (1975)**
«Borhullslogging» og «Måling av spenninger og deformasjonsegenskaper av jord», NIF-kurs, Fagernes.
- 32) **SÅLLFORS, G. (1975)**
«The preconsolidation pressure of soft high-plastic clays». Dr. avhandling, Chalmers, Göteborg.
- 33) **TORSTENSSON, B-A (1975)**
«Pore pressure sounding instrument», ASCE, SC-IMSP, Vol. II, pp. 48—54.
- 34) **TORSTENSSON, B-A (1975)**
«Poretrycksmätning», NIF-kurs, Fagernes.
- 35) **VESIC, A.S., (1972)**
«Expansion of cavities in infinite soil mass», ASCE, J-SMFD, Vol. 98, SM-3, March, pp. 265—290.
- 36) **WINELAND, J.D. (1975)**
«The borhole shear device», ASCE, AS-IMSP, Vol. 1, pp. 511—522.
- 37) **WROTH, C.P. (1975)**
«In-situ measurements of initial stresses and deformation characteristics», ASCE, SC-IMSP, Vol. II, pp. 181—231.
- 38) **AAS, G. (1976)**
«Jordartsegenskaper — bestemmelse og anvendelse ved stabilitetsanalyser i leire». 5 foredrag, NIF-kurs, Gol.
- 39) **AAS, G. (1977)**
«Sammenligning av styrkeparametre og spenningsmoduler for sand bestemt ved in-situ målinger og laboratorieforsøk». Geoteknikkdagen 1977, Tapir forlag.

SAMMENSTILLING AV STYRKEPARAMETERE OG SPENNINGS-MODULER FOR SAND BESTEMT VED IN SITU-MÅLINGER OG LABORATORIEFORSØK

Comparison of compressibility and strength parameters for sand from laboratory and in-situ tests.

Sivilingeniør Gunnar Aas, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Erfaringer fra 5 forskjellige lokaliteter med løst lagret sand synes å vise at den friksjonsvinkel man bestemmer ved interpretasjon av trykksonderinger, generelt er lavere enn hva man måler ved triaksialforsøk på uforstyrrede jordprøver. Interpretasjonen av skruplateforsøk synes for små tilleggslaster å gi vesentlig høyere modultall (lavere kompressibilitet) enn ødometerforsøk på uforstyrrede prøver. Ved høye tilleggslaster er imidlertid forholdet omvendt, idet skruplateforsøkene gir et modultall som avtar med økende belastning.

SUMMARY

Comparative tests on loose sand from five different sites indicate that the angles of friction as determined from cone penetration tests are lower than the values obtained in triaxial tests on undisturbed samples.

The compressibility of the loose sand deposits determined from interpretation of field compressometer (screw plate) tests are compared to the results of standard oedometer tests. Under smaller additional loads the compressometer tests indicate a lower compressibility than the oedometer tests. However, when subjected to greater loads this is reversed as the compressometer tests indicate an increase in modulus number with increasing load.

INNLEDNING

I forbindelse med et pågående forskningsoppdrag ved Norges Geotekniske Institutt vedrørende setninger av tunge byggverk på sand, har man på noen forskjellige steder utført parallelt trykksondering og skruplateforsøk samt triaksial- og ødometerforsøk på uforstyrrede jordprøver.

I anledning Geoteknikkdagen 1977 er det i samarbeid med ingeniør Per Tuft ved Instituttet foretatt en foreløpig interpretasjon av en del av det foreliggende forsøksmateriale. Hensikten har vært å undersøke om det er samsvar, for det første mellom de effektivspenningsparametere σ' og φ' man bestemmer ved triaksialforsøk og på grunnlag av trykksondering, for det annet mellom modultall, m og konsolideringskoeffisient c_v , c_r fra henholdsvis ødometerforsøk og skruplateforsøk.

Selv om resultatene av denne undersøkelsen er foreløpige og således beheftet med en viss usikkerhet, anses de verdifulle både fordi de samlet representerer et ikke uvesentlig statistisk materiale og fordi de belyser endel av de praktiske problemer man løper ut i ved tolkning og behandling av faktiske forsøksdata.

TRYKKSONDERING

Den spissmotstand, q_c , man registrerer ved trykksondering kan uttrykkes ved den kjente bæreevneformel for dype fundamenter i sand (Fig. 1):

$$q_c + a = N_q (p' + a)$$

$$): q_c = N_q \cdot p' + (N_q - 1) \cdot a$$

Her er $a = \text{sandens attraksjon} (= \frac{c'}{\tan \varphi})$

$p' = \text{effektivt overlagringstrykk i spissens dybde}$

$N_q = \text{bæreevnefaktor avhengig av sandens friksjonsvinkel}$
 $= \text{og den bruddmåte man forutsetter under spissen}$

Teoretisk verdi av N_q er altså avhengig av hvor stor den sonen er hvor sanden må være i fullstendig bruddtilstand for å muliggjøre nedtrengningen av spissen. Størrelsen av denne plastifiserte sonen kan angis ved f.eks. vinkelen β som vist på fig. 32.1. Janbu (1975) har anbefalt at man ved interpreteringen av trykksonderinger anvender $\beta = 0$, men antyder samtidig at erfaring indikerer at man egentlig burde benytte en noe lavere (negativ) verdi for β i fastere lagret sand og en høyere (positiv) verdi i løst lagret sand.

Den store betydning av hvilken verdi man velger for β fremgår av diagrammet i Fig. 32.1. For en målt N_q -verdi på ca. 40 kan man f.eks. ta ut en hvilken som helst friksjonsvinkel innen det intervall som er aktuelt for sand, alt etter som β varieres fra -15° til $+30^\circ$.

De trykksonderinger som skal omtales i det etterfølgende er utført med en 1000 mm² (10 cm²) spiss, presset nedover med hastighet 10–20 mm/sek ved hjelp av hydraulikken på en borebil. Sonden er konstruert slik at spissmotstanden og mantelfriksjonen like over spissen måles separat for hver 100 mm ved hjelp av kraftmålere av svingende streng- eller strekkklapp-typen.

TRIAKSIALFORSØK

For bestemmelse av effektivspenningsparametrene a og φ' er det utført både aktive og passive triaksialforsøk. Prøvene er bygget inn direkte fra de opptatte sylindere, slik at sandens naturlige lagring best mulig er bevart. Etter at prøvene først var rekonsolidert til antatte markspenninger ble de kjørt til brudd under drenerte betingelser. Anvendt deformasjonshastighet var slik at prøvens høyde endret seg ca. 0,5 % pr. time.

Ved de aktive forsøk er bruddkjøringen utført ved at aksialspenningen, σ_a , gradvis er øket, mens den radiale spenning, σ_r , er holdt konstant (Fig. 32.2). Ved de passive forsøk er enten σ_a holdt konstant og σ_r øket eller σ_r er holdt konstant og σ_a redusert.

Ved triaksialforsøk kjenner man beliggenheten av det mest kritiske plan i prøven, samt den opptredende skjærspenning τ og normalspenning σ_N langs dette plan. Ved å plote samhoørende verdier for bruddtilstanden (σ_r og σ_N) fra flere forsøk med forskjellig spenningsnivå kan man, som vist nederst på Fig. 32.2, bestemme sandmaterialets attraksjon a og friksjonsvinkel φ' .

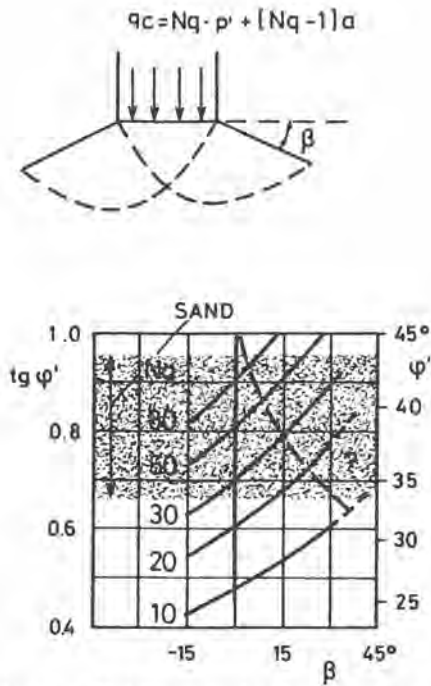


Fig. 32-1. Bestemmelse av effektivspenningsparametere på grunnlag av trykksondering.

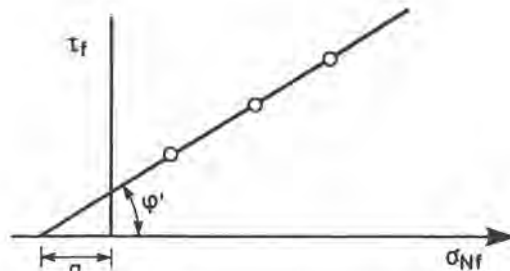
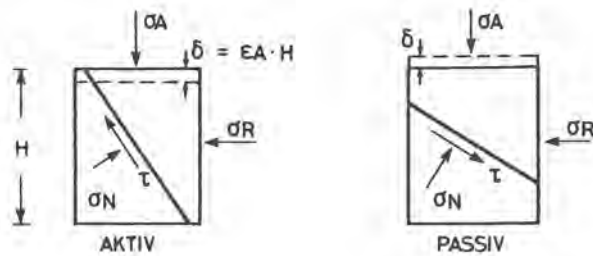


Fig. 32-2. Bestemmelse av effektivspenningsparametere på grunnlag av triaksialforsøk.

I praksis plottes man, noe enklere, τ og σ_N for et 45° hellende plan istedet for det kritiske plan. Dette innebærer at man får en linje med helning α i stedet for σ' , der $\tan \alpha = \sin \varphi'$.

MÅLING AV EFFEKTIVSPENNINGSPARAMETERE

a) Mosjøen syd

Denne lokalitet utgjør den ene av to forsøksfelter ved Mosjøen Aluminiumsverk. Grunnforholdene består, som det fremgår av Fig. 32.3, stort sett av mellomsand og grov sand, men med lag av finsand.

Diagrammet til høyre viser friksjonsforholdet R_f dvs. forholdet mellom sidefriksjon og spissmotstand uttrykt i prosent. En konstant verdi av dette forhold indikerer ensartede grunnforhold; høyere verdier uttrykker mer finkornig materiale.

I trykksonderingsdiagrammet til venstre er lagt inn en linje som mest mulig skal være representativ for de dybder hvor det er utført triaksialforsøk (vist med horisontale piler). Med grunnvannstanden i 3,5 m dybde og midlere romvekt for sandmassene lik $20,3 \text{ kN/m}^3$ gir denne linje $a = 0$ og $N_q = 37$. Med plastifiseringsvinkelen $\beta = 0$ tilsvarer dette $\varphi' = 36,4^\circ$.

Resultatene av 10 triaksialforsøk fremgår av Fig. 32.4 og 32.5. På førstnevnte fig. er vist mobilisert skjærmotstand langs 45° plan ($\frac{\sigma_A' - \sigma_R'}{2}$) samt prøvens volumendring i prosent ($\frac{\Delta V}{V}$) ved forskjellig relativ aksialdeformasjon ϵ_A . Som det fremgår, når skjærmotstanden ved de fleste forsøk en maksimumsverdi ved en viss deformasjon, for deretter å avta noe med økende deformasjon.

På Fig. 32.5 er for samtlige forsøk plottet samhoørende verdier av skjærspenning og nor-

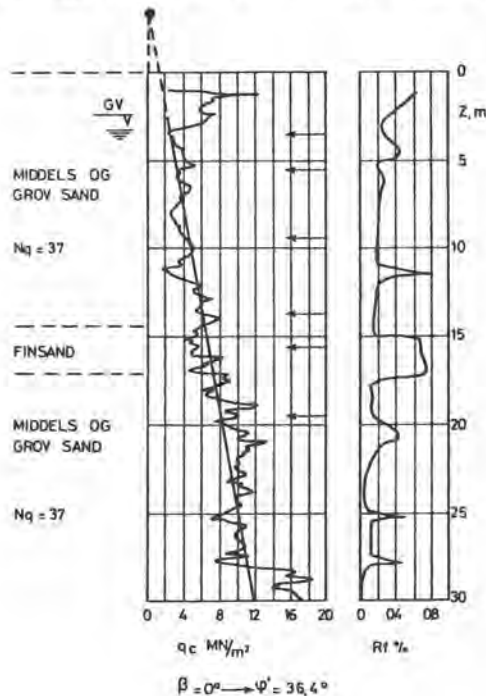


Fig. 32.3. Trykksondering, Mosjøen syd.

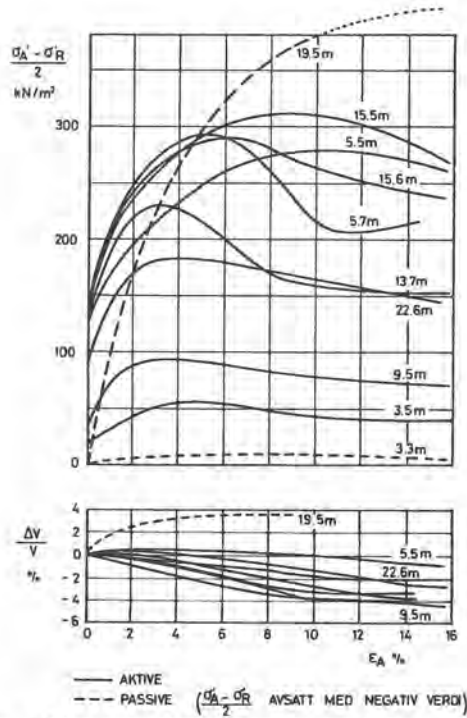


Fig. 32-4. Mobilisert skjærspenning og volumendring ved triaksialforsøk, Mosjøen syd.

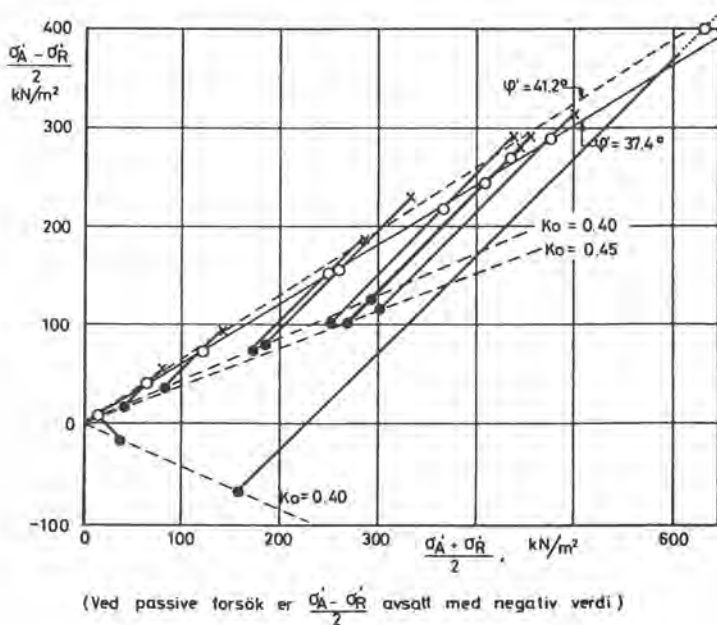


Fig. 32-5. Effektivspenningsstier fra triaksialforsøk, Mosjøen syd.

malspenning på 45° plan under hele forsøkets gang. Hvis man legger de registrerte maksimale verdier av skjærmotstanden (markert med kryss) til grunn for bestemmelse av skjærfasthetsparametrene, får man $a = 0$ og $\varphi' = 41,2^\circ$. Dette resultat er imidlertid usikkert på grunn av stor spredning i dataene fra de forskjellige forsøk.

Hvis man på den annen side baserer seg på den skjærmotstand som er mobilisert ved store deformasjoner, med den begrunnelse at dette er mest representativt for bruddtilstanden f.eks. under en trykksonderingsspiiss, får man effektivspenningsparametrene $a = 0$, $\varphi' = 37,4^\circ$.

b) Mosjøen nord

Grunnen består her av middels og fin sand ned til ca. 11 m dybde og derunder en grov sand og grus (Fig. 32.6). Grunnvannspeilet ligger her i 3,2 m dybde, og massenes romvekt er i gjennomsnitt $20,0 \text{ kN/m}^3$.

Av Fig. 32.6 fremgår at man på grunnlag av trykksonderingen kommer frem til $a = 24 \text{ kN/m}^2$ og $N_q = 21$ for øvre lag og $a = 0$, $N_q = 48$ for nedre lag. Med $\beta = 0$ tilsvarer ovennevnte N_q -verdier en φ' på henholdsvis $31,4^\circ$ og $38,3^\circ$.

Resultatene av 6 triaksialforsøk fremgår av Fig. 32.7 og 32.8. For øvre lag gir triaksialforsøkene $a = 30 \text{ kN/m}^2$ og $\varphi' = 31,5^\circ$. For nedre lag får man $a = 0$ mens φ' blir $39,6^\circ$ eller $43,2^\circ$ alt ettersom man baserer seg på mobilisert skjærmotstand ved store deformasjoner eller maksimalverdiene.

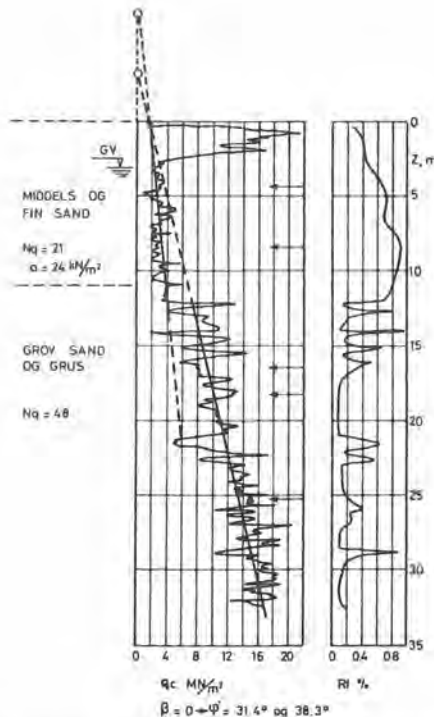


Fig. 32-6. Trykksondering, Mosjøen nord.

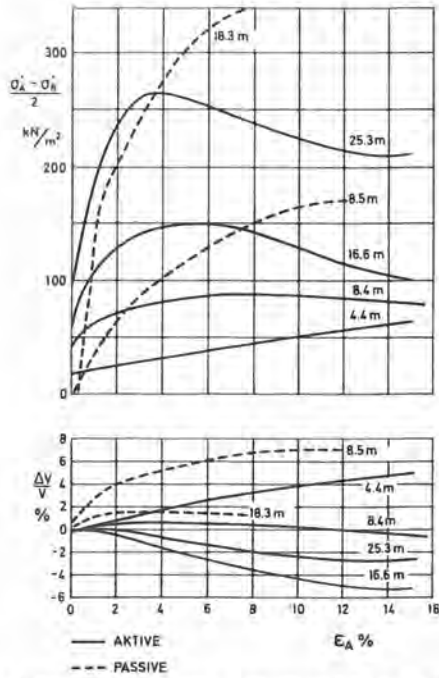


Fig. 32-7. Mobilisert skjærspenning og volumendring ved triaksialforsøk, Mosjøen nord.

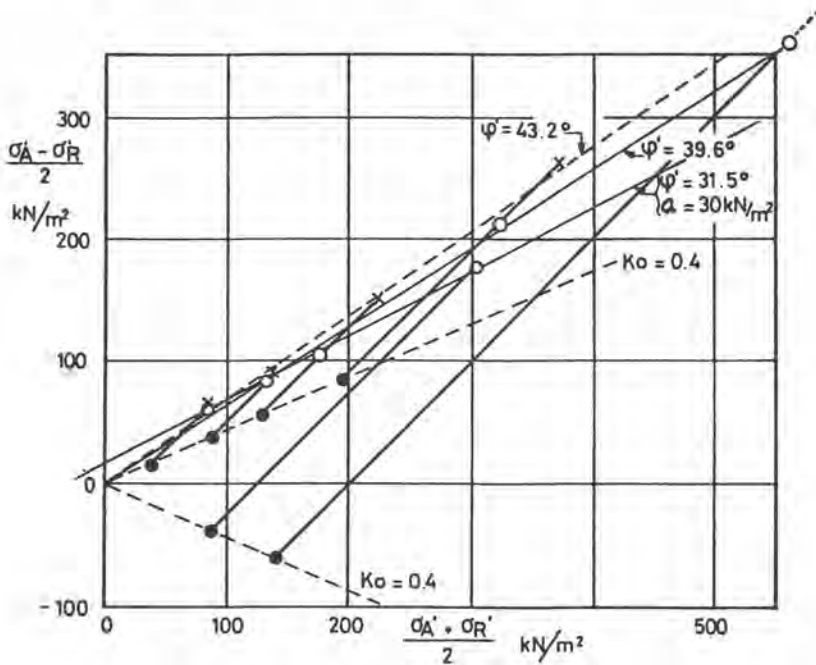


Fig. 32-8. Effektivspenningsstier fra triaksialforsøk, Mosjøen nord.

c) Verdalsøra

Dette forsøksfelt ligger på industriområdet innenfor kaien i Verdal. Grunnforholdene består, som det fremgår av Fig. 32.9, i store trekk av middels - grov sand ned til 8 m dybde og deretter av finsand - grovsilt. Grunnvannsspeilet ligger her i 3,3 m dybde og gjennomsnittlig romvekt for sand- og siltemasser kan settes til $20,5 \text{ kN/m}^3$.

Trykksonderingen gir $a = 0$ og N_q lik henholdsvis 103 og 29 for øvre og nedre lag. Med $\beta = 0$ tilsvarer dette friksjonsvinkler henholdsvis $43,5^\circ$ og $34,2^\circ$.

Resultatene av 10 triaksialforsøk fremgår av Fig. 32.10 og 32.11. Ved tre av forsøkene som ble avsluttet for tidlig, er skjønsmessig antatt mobilisert τ ved aksialdeformasjon $\epsilon_A = 16\%$. Effektivspenningsparameterene basert på målt skjærmotstand ved store deformasjoner blir de samme for både øvre og nedre lag, $a = 0$, $\varphi' = 36,9^\circ$. Hvis man baserer seg på målt maksimal skjærmotstand ved triaksialforsøkene, blir φ' lik $44,8^\circ$ for øvre lag og $40,8^\circ$ for nedre lag, mens attrasjonen i begge tilfeller er lik 0.

d) Felleskjøpet, Drammen

Boringene er her foretatt i nærheten av Felleskjøpets kornsilo på Holmen i utløpet av Drammenselva. Grunnforholdene består, som det fremgår av Fig. 32.12, av middels - grov sand. Midlere romvekt er $29,2 \text{ kN/m}^3$ og grunnvannstandens beliggenhet 1,5 m under terreng.

Bortsett fra på de 2—3 m like under grunnvannsspeilet, hvor motstanden er meget høy, får man fra trykksonderingen som vist på Fig. 32.12, $a = 0$ og $N_q = 32$. Med $\beta = 0$ tilsvarer dette $\varphi' = 35,0^\circ$.

Resultatene av 6 triaksialforsøk er gitt på Fig. 32.13 og 32.14. De passive forsøk er her av-

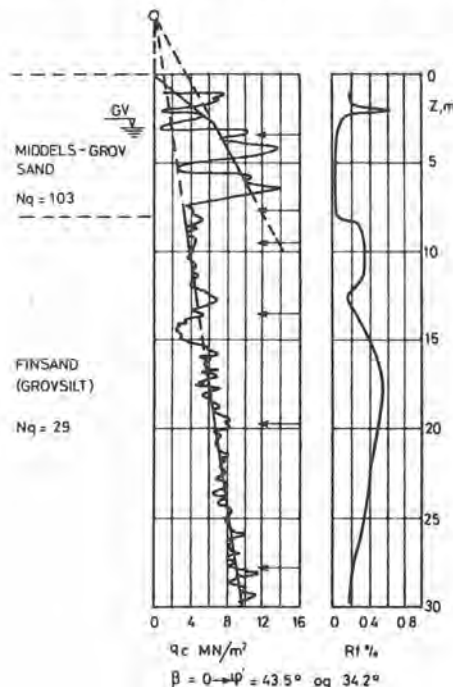


Fig. 32-9. Trykksondering, Verdalsøra.

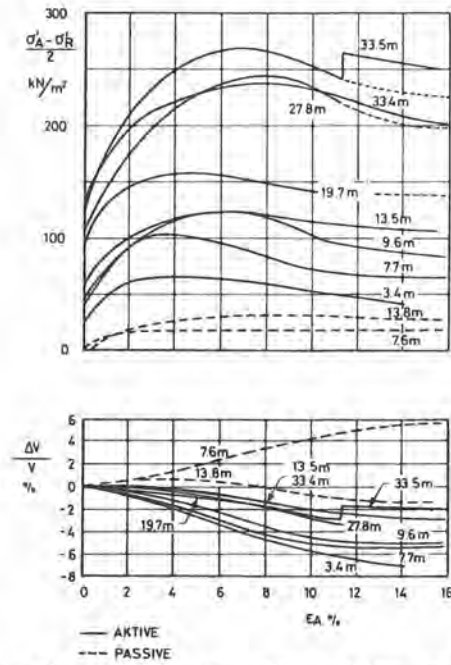


Fig. 32-10. Mobilisert skjærspenning og volumendring ved triaksialforsøk. Verdalsøra.

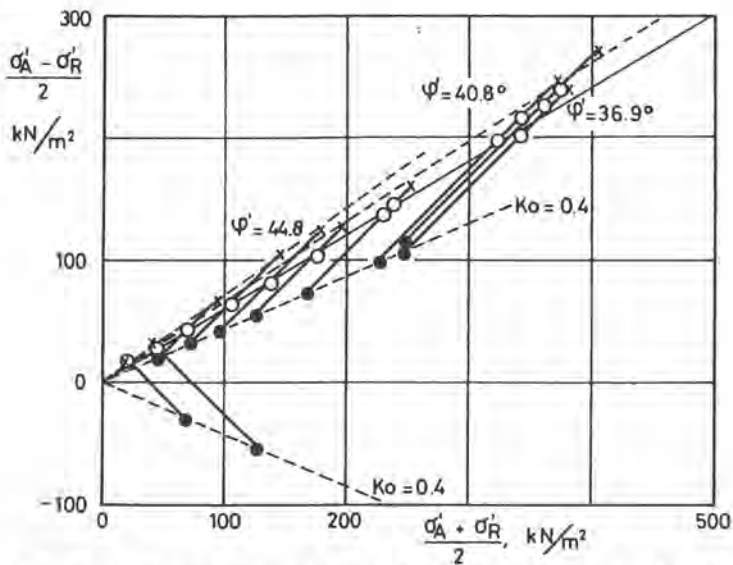


Fig. 32-11. Effektivspenningsstier fra triaksialforsøk, Verdalsøra.

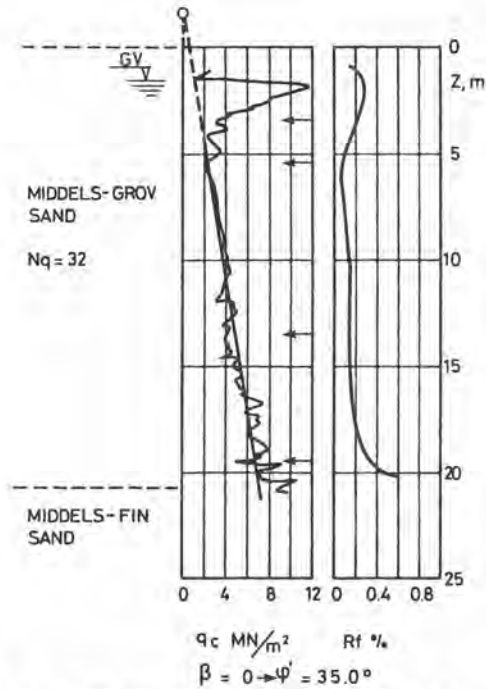


Fig. 32-12. Trykksondering, Fellekjøpet Drammen.

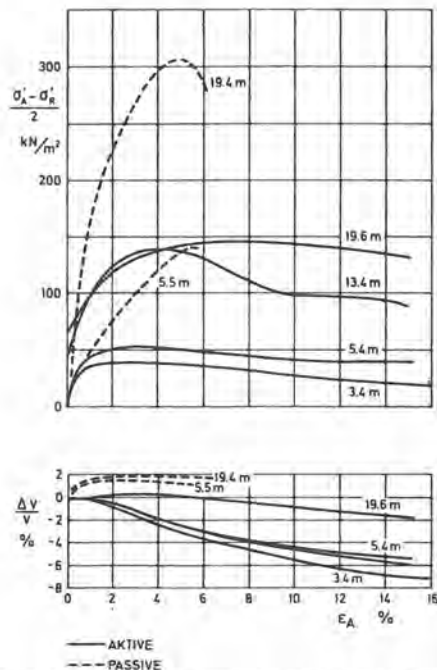


Fig. 32-13. Mobilisert skjærspenning og volumendring ved triaksialforsøk, Fellekjøpet Drammen

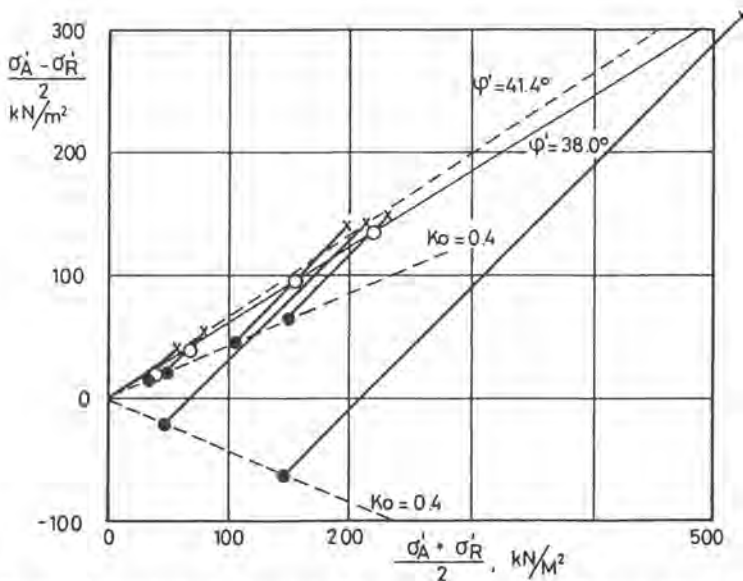


Fig. 32-14. Effektivspenningsstier fra triaksialforsøk, Felleskjøpet Drammen.

sluttet for tidlig og har noe begrenset verdi. Basert på resultatene av de aktive forsøk får man $a = 0$ og $\varphi' = 41,4^\circ$ eller $38,0^\circ$, alt etter som om den maksimalt målte skjærmotstand eller skjærmotstanden ved store deformasjoner legges til grunn for beregningene.

Det skal her bemerkes at triaksialforsøket på prøve fra 3,4 m dybde, hvor trykksonderingsmotstanden er vesentlig høyere enn tilsvarende $N_q = 32$, ikke indikerer noen høyere verdi for a eller φ' enn de øvrige forsøk.

e) Norol (BP), Drammen

Dette felt ligger også på Holmen 3—400 m syd-øst for det foregående. Grunnforholdene består her (Fig. 32.15) av middels - fin sand ned til nesten 5 m dybde, så av mellomsand ned til 15 m og derunder av finsand. Grunnvannsspeilet ligger 1,5 m under terreng, og sandmassenes midlere romvekt er $19,2 \text{ kN/m}^3$.

Avsetningen av mellomsand mellom 5 og 15 m er meget løst lagret og N_q -verdien på grunnlag av trykksonderingen av så lav som 19 ($a = 0$). Med $\beta = 0$ tilsvarende dette $\varphi' = 30,8^\circ$. For den underliggende finsandavsetning er $N_q = 29$ hvilket tilsvarende $\sigma' = 34,2^\circ$ ($a = 0$). Også her har massene nærmest under grunnvannspeilet høy motstand og indikerer en høyere attraksjon eller friksjonsvinkel enn i de underliggende masser.

Resultatene av 4 aktive triaksialforsøk er vist på Fig. 32.16 og 32.17. Hvis maksimalt målt skjærmotstand legges til grunn for bestemmelsen av skjærfasthetsparameterene, synes alle forsøk å gi omtrent samme verdier, $a = 0$ og $\varphi' = 40,9^\circ$. Hvis man derimot baserer seg på målt skjærmotstand ved store deformasjoner, gir forsøket på den løst lagrede mellomsand $a = 0$, $\varphi' = 34,6^\circ$, mens de tre øvrige forsøk fordelt på avsetningen over og under gir $a = 0$, $\varphi' = 38,3^\circ$. Det er således heller ikke her noen tendens til at triaksialforsøkene gjenspeiler den høye trykksonderingsmotstand i området nærmest under grunnvannsspeilet.

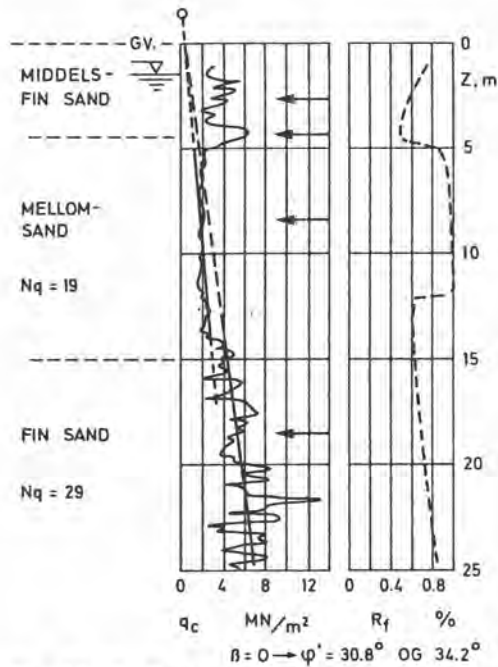


Fig. 32-15. Trykksondering, Norol Drammen

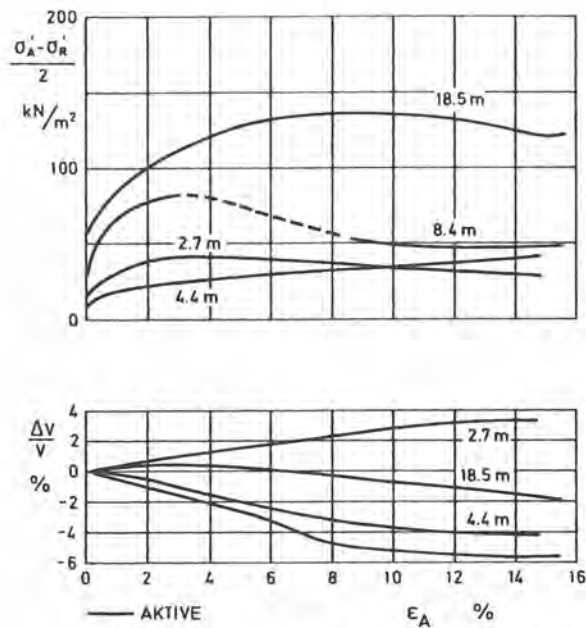


Fig. 32-16. Mobilisert skjærspenning og volumendring ved triaksialforsøk, Norol Drammen

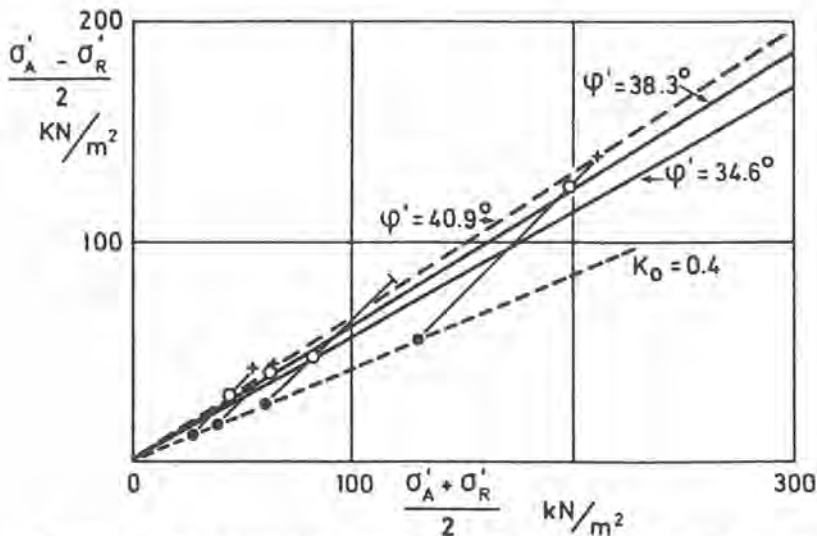


Fig. 32-17. Effektivspenningsstier fra triaksialforsøk, Norol Drammen

f) Sammenstilling av resultatene

Fig. 32.18 viser Janbu's diagram for bestemmelse av φ' ut fra bestemt spissmotstandsfaktor N_q fra trykksondering og antatt plastifiseringsvinkel, β . I dette diagram er for samtlige forsøksfelter omtalt foran, avsatt samhørende verdier av henholdsvis N_q bestemt ved trykksondering og φ' bestemt ved triaksialforsøk. Det er avsatt to alternative sett σ' -verdier, både de som er beregnet på grunnlag av maksimal målt skjærmotstand (kryss) og de som er basert på målt skjærmotstand ved store deformasjoner (åpne punkter).

Uten å ta noe standpunkt til hvilken friksjonsvinkel som i hvert enkelt tilfelle er den mest korrekte, skal her kun fastslås følgende hovedtendens av forsøksresultatene:

- 1) I de løst lagrede deltaavsetninger som er innbefattet i denne undersøkelse, synes en interpretning av trykksonderingsresultater med $\beta = 0$ å gi lavere φ' -verdi enn triaksialforsøk, og forskjellen er større desto løsere sanden er lagret.
- 2) Spesielt stor blir forskjellen hvis man sammenlikner trykksonderingen med maksimumsverdiene av φ' fra triaksialforsøkene. Det er vel imidlertid rimelig å anta en viss progressiv bruddutvikling under og rundt spissen, hvilket skulle bety at det var mer relevant å sammenligne med en «residual» verdi ved store deformasjoner.
- 3) Trykksonderingene synes ofte å gi relativt høye verdier i området like under grunnvannspeilet uten at dette gjenspeiler seg i høyere φ' -verdier ved triaksialforsøkene.

MÅLING AV SETNINGSEGENSKAPER

a) Forsøkstyper

De utførte *ødometerforsøk* er stort sett belastet etter følgende prosedyre: Opp til markspenningen p_0 er belastningen fordoblet for hvert lasttrinn. Etter p_0 har tilleggslasten vært halvparten av lasten for lastøkningen.

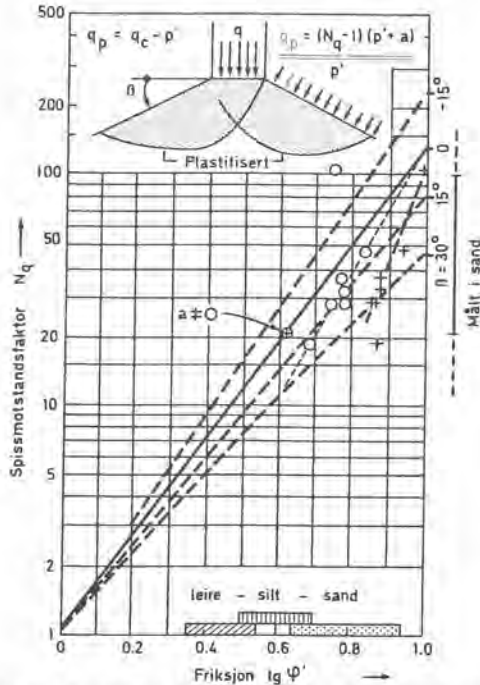


Fig. 32-18. N_q -verdier tatt ut fra trykksonderinger plottet mot verdier av $\lg \varphi'$ fra triaksialforsøk i Janbu's diagram.

Da ødodometerprøven er omsluttet av en praktisk talt udeformerbar stålring, tilsvarer i dette tilfelle den målte setning, δ , nøyaktig prøvens volumendring (kfr. Fig. 32.19). Modultallet, m , med henblikk på en gitt belastning, $\Delta p'$ ut over markspenningen p_o' kan beregnes ut fra følgende uttrykk (Janbu og Senneset, 1973):

$$m = \sqrt{\frac{H (\Delta p' / \Delta \delta)}{(p_o' + \Delta p') p_a}}$$

der H = prøvehøyden = 20 mm
 p_a = referansetrykk = 100 kN/m²
 $\Delta \delta$ = setning pga. tilleggslasten $\Delta p'$

Ved *skruplatemålingene* ble første lasttrinn valgt tilsvarende marktrykket p_o . Deretter ble lasten øket trinnvis inntil et trykk mellom 500 og 1000 kN/m².

Ved *skruplateforsøket* skyldes setningen en komprimering av et sandvolum under platen, men også i en viss utstrekning en sideveis fortregning av masser (skjærdeformasjon) som antydnet på Fig. 32.19. Betydningen av skjærdeformasjonene, som altså bevirker at vi måler en for høy kompressibilitet, er liten ved lave belastninger, men øker etter hvert som lasten øker og sikkerheten med henblikk på grunnbrudd under platen avtar.

Modultallet m for en lastøkning $\Delta p'$ utover markspenningen p_o' kan beregnes ut fra målt setning $\Delta \delta$ ved følgende uttrykk:

$$m = S \frac{\Delta p' B}{p_a \Delta \delta}$$

der B = skruplatens diameter = 162 mm
 S = setningstall = $f(p'_0, \Delta p')$
 $\Delta \delta$ = setning for tilleggslast $\Delta p'$

b) Måling av kompressibilitet

Fig. 32.20 viser i øverste diagram setning mot tilleggslast (ut over p'_0) for 3 ødometerforsøk og 3 skruplateforsøk i sammenlignbare dybder ved Mosjøen syd. I nedre diagram er vist beregnede modultall for lastøkninger opp til 300 kN/m^2 .

Det fremgår her som en tydelig tendens at for små tilleggsbelastninger gir skruplateforsøkene relativt sett langt mindre setninger og derved 3—5 ganger så høye m -verdier som ødometerforsøkene. Ved økende belastning avtar forskjellen, og tendensen synes å være at for tilleggslaste over $300\text{--}600 \text{ kN/m}^2$ gir skruplateforsøket lavere m -verdier enn ødometerforsøket.

Fig. 32.21 viser et sett tilsvarende resultater fra Mosjøen nord. Her er imidlertid tendensen at ødometerforsøket gir minst like høye eller høyere m -verdier enn skruplaten, videre at m -verdiene er relativt konstante, ihvertfall opp til en tilleggslast på 300 kN/m^2 .

Alle tre dybder må her sies å representere relativt spesielle jordarter. Ved de to grunneste forsøk har man organisk, siltig finsand med naturlig vanninnhold på ca. 40 %, mens man i 25,5 m dybde har grov grus (over 70 % innen grusfraksjonen) og målt vanninnhold på ca. 12 %.

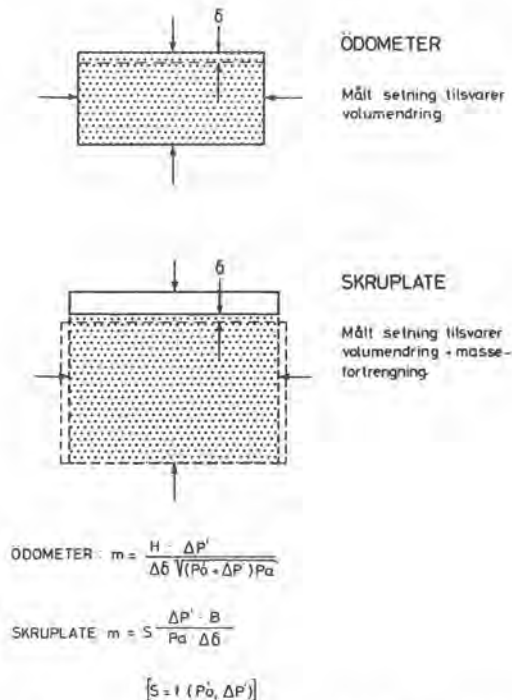


Fig. 32-19. Bestemmelse av modultall ved henholdsvis ødometer- og skruplateforsøk.

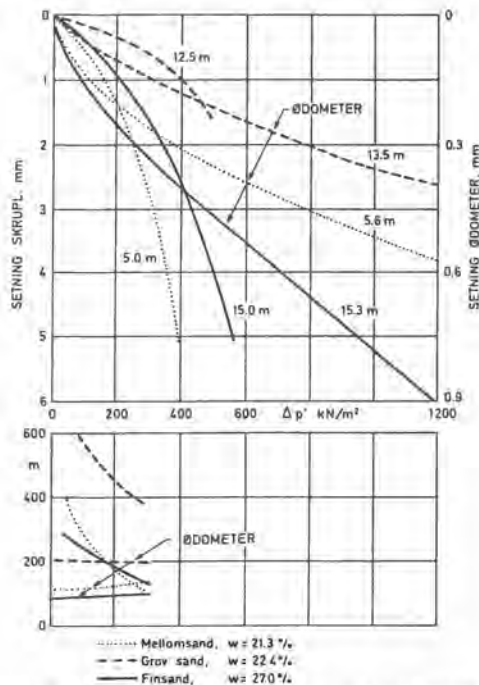


Fig. 32-20. Målt setning og beregnet modultall ved ødometer- og skruplateforsøk, Mosjøen syd.

Skruplateforsøket i grusmassene gir forbausende lav m -verdi. Det er imidlertid et faktum at resultatene på Fig. 32.21 er representative for ialt 4 forsøksdybder i omtrent tilsvarende mas-ser fra ca. 15 m til ca. 25 m. Karakteristisk for disse skruplateforsøk er også at setningen ved belastning opp til markspenningen p_0 var uforholdsmessig stor.

Fig 32.22 viser resultatene av ødometerforsøk og skruplateforsøk i to dybder på Verdalsøra. Man ser her at tendensen er akkurat den samme som beskrevet foran for Mosjøen syd.

c) Måling av konsolideringskoeffisient

Fig. 32.23 viser uttrykkene for beregning av omtrentlige verdier av konsolideringskoeffisi-enten fra henholdsvis ødometerforsøk og skruplateforsøk. Som man ser går oppgaven i begge tilfeller ut på å bestemme tiden for 90 % konsolidering, t_{90} . Dette gjøres ved at man først trek-ker en rett linje gjennom de 2—3 første avlesningspunktene på tid-setningskurven. Deretter trekkes en ny linje fra samme punkt på setningsaksen, men med slakere helning enn den første, i forholdet 1:1,15 ved ødometerforsøk og 1:1,31 ved skruplateforsøk. Denne siste linje skjærer da tidsetningskurven ved tid t_{90} .

Nederst på fig. 32.23 er beregnet teoretiske verdier for t_{90} ved de to forsøkstyper for verdier av konsolideringskoeffisienten mellom 200 og 1000 m^2 /år som kan være aktuelle verdier for sand og grovsilt. Det fremgår her at man ved ødometerforsøk rett og slett ikke har tid til å foreta 3 avlesninger innen et tidsrom lik t_{90} . Ved skruplateforsøk derimot, hvor man har nes-ten 30 ganger så lang tid til rådighet, kan t_{90} bestemmes selv ved en så høy c_r -verdi som 1000 m^2 /år.

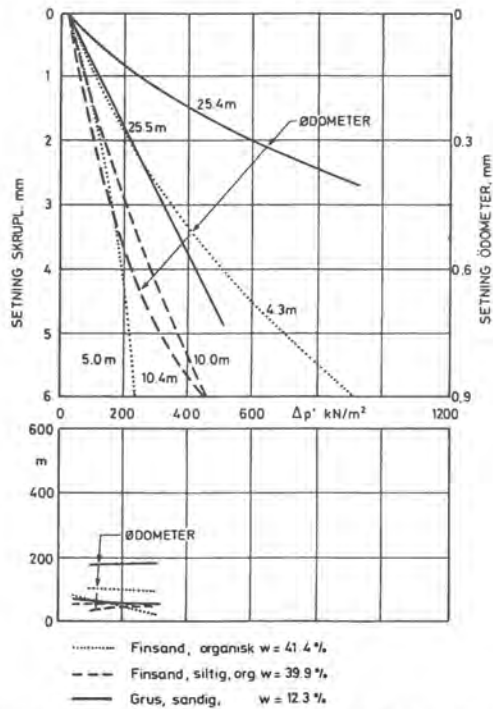


Fig. 32-21. Målt setning og beregnet modultall ved ødometer- og skruplateforsøk, Mosjøen nord.

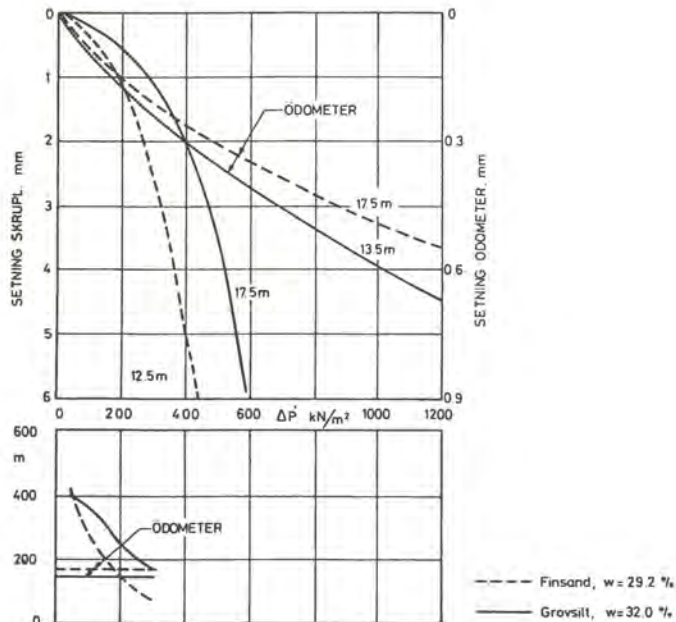


Fig. 32-22. Målt setning og beregnet modultall ved ødometer og skruplateforsøk, Verdalsøra.

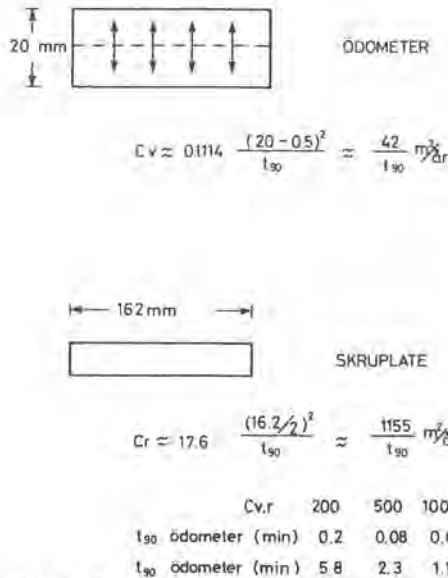


Fig. 32.23. Bestemmelse av konsolideringskoeffisient ved henholdsvis ødometer- og skruplateforsøk.

På Fig. 32.24 er vist eksempler på tid — setningskurver fra skruplateforsøk ved belastninger like over markspenningen, p_o' . Vi ser at for en fin sand fra Mosjøen syd er $c_r = 200$ — $260 m^2 / år$, mens for en grov silt fra Verdalsøra er $c_r = 430 m^2 / år$. For en grov sand fra Mosjøen er konsolideringssetningen unnagjort på kortere tid enn 1/4 min., hvilket vil si at $c_r > 4600 m^2 / år$.

Fig. 32.25 viser tilsvarende tid-setningskurver fra ødometerforsøk. Man ser her uten videre at et forsøk på å bestemme t_{90} på grunnlag av 2—3 avlesninger fra og med tid 1/10 min. ville være helt meningsløst.

AVSLUTNING

Uten å forsøke å gå inn på noen inngående forklaring skal her kort bare repeteres de viktigste forhold som synes å være påvist under en foreløpig interprettering av det undersøkelsesmateriale som er fremlagt i artikkelen:

- 1) For løst lagret sand hvor attraksjonen er tilnærmet lik 0 gir triaksialforsøk generelt noe høyere friksjonsvinkel enn beregnet på grunnlag av trykksonderinger med plastifiseringsvinkelen $\beta = 0$. Hvis man skulle få overensstemmelse mellom de to forsøkstyper, måtte man regne med en β -verdi som økte med avtagende N_q i diagrammet for bestemmelse av φ' på grunnlag av trykksonderinger.
- 2) Interprettingen av skruplateforsøkene har stort sett gitt modultall, m , som avtar betydelig med tilleggslastens størrelse. Dette strider vel egentlig med teorien, da spenningsavhengigheten skulle være tatt vare på gjennom setningstallet S . Ødometerforsøkene gir en m -verdi som stort sett er uavhengig av tilleggslastens størrelse, og som for små tilleggslaster ($\Delta p > 100$ — $200 kN/m^2$) ligger langt under m -verdien fra skruplateforsøk.

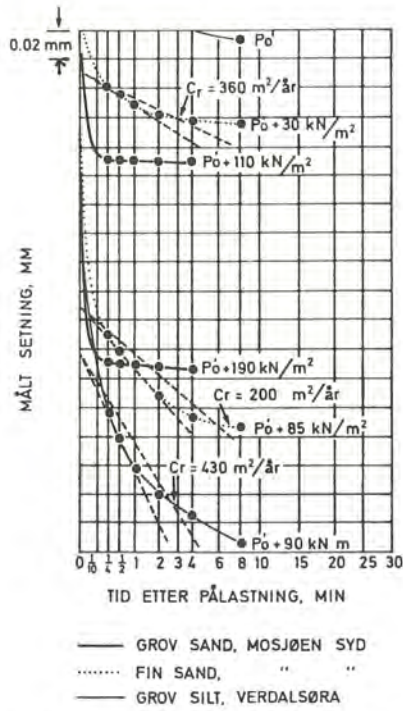


Fig. 32-24. Tid-setningskurver fra skruplateforsøk.

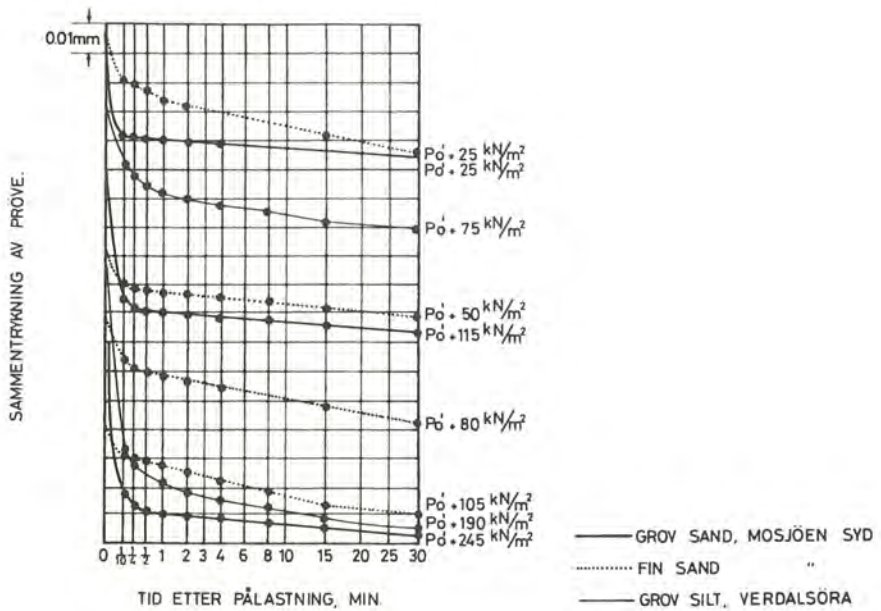


Fig. 32-25. Tid-setningskurver fra ødometerforsøk

- 3) Skruplateforsøk i løst lagret grus viser en helt annen tendens enn i sand og grov silt, idet man her måler en m -verdi som ligger betydelig lavere enn ved ødometerforsøk og som dessuten er tilnærmet uavhengig av tilleggsspenningens størrelse.
- 4) Til tross for at beregning av tidsforløp av konsolideringssetninger sjelden er aktuelt i sand, skal man merke seg at det for finsand og grov silt synes mulig å måle konsolideringskoeffisienten ved skruplateforsøk, i motsetning til ved ødometerforsøk hvor setningene skjer for raskt.

REFERANSE:

Janbu, N. (1975):

Tolkning av trykksonderinger — for å oppnå styrke- og setningsparametere. Norske Sivilingeniørers Forening. Grunnundersøkelser med hovedvekt på geofysikk og in situ teknikk. (Kurs) Fagernes 1975.

Janbu, N. og K. Senneset (1973):

Feltkompressometeret — prinsipper og praktisk anvendelse. Norske Sivilingeniørers Forening. Setninger i teori og praksis. (Kursdagene) NTH, Trondheim 1973.

PRAKTISKE ERFARINGER FRA TRYKKSONDERING

Experience from cone penetration tests

Overing. Harald Arvesen, NOTEBY Norsk Teknisk Byggekontroll A.S.

SAMMENDRAG

Bruken av trykksonderingsutstyr i Norge er omtalt med en kort oversikt over formålet ved undersøkelsesmetoden. Praktiske erfaringer fra utførte undersøkelser i forbindelse med prosjekteringen av en tørrdokk for oljeproduksjonsplattformer på Åndalsnes er gitt.

Trykksondering gir meget nøyaktig registrering av lagdeling og spenningstilstand i grunnen, og skiller bedre enn noen annen sondering mellom de forskjellige jordarter.

SUMMARY

The use of cone penetration test in Norway is described with a brief summary of the objective of this investigation method. A case history from a dry dock for construction of large concrete structures is given where extensive use of cone penetration tests were performed.

Cone penetration test gives a more accurate recording of stratification and stresses in the ground, and distinguishes better than other sounding methods between the various layers in the soil.

INNLEDNING

Som følge av bruken av trykksonderinger på de store geotekniske oppgaver i Nordsjøen har bokstavelig talt undersøkelsesmetoden skyllet inn til fastlandet også i Norge og bruken av CPT (Cone Penetration Test) har tiltatt.

Trykksondering har vært en dominerende undersøkelsesmetode i Holland i over 30 år, hvor den særlig benyttes til å lokalisere sandlag som vil gi tilstrekkelig bæreevne for peler. Metoden har etter hvert fått betydelig utbredelse både i andre europeiske land og i andre verdensdeler. I Norge ble det første trykksonderingsutstyr bygget av NGI i ca. 1955.

Et viktig moment i denne forbindelse er at våre nordiske undersøkelsesmetoder ikke er så kjente i internasjonal sammenheng som ønsket. Til sammenligning kan nevnes at SPT (Standard Penetration Test) er vel kjent over hele verden. Det er å håpe at CPT-forsøk på lengre sikt vil innta en like selvfølgelig internasjonal plass.

Parallelt med utbredelsen av trykksondering over store deler av verden har det vært gjort mange forsøk på å korrelere trykksonderingsdata dels med andre, mer tilvante in-situ bestemte data og dels med mer fundamentale geotekniske egenskaper.

Eksempelvis har man i USA lagt meget arbeid i å etablere relasjoner mellom SPT (Standard Penetration Test) og trykksonderingsdata. I Norge er man særlig opptatt av å korrelere trykksondering og vinge boring i leire.

Sely om slik tolking kan være interessant i en overgangsfase som middel til «oversettelse» til mer kjente begreper, må de forsøk som gjøres for å skaffe korrelasjon med mer fundamentale egenskaper hos jordartene tillegges større betydning, særlig når disse egenskaper kan benyttes i praktisk geoteknikk.

FORMÅL VED TRYKKSONDERINGER

En trykksondering registrerer kontinuerlig både spissmotstand og sidefriksjon, ved at en sonde trykkes ned i grunnen med en jevn hastighet. Målesignalene overføres ved en kabel gjennom sonderrøret til registreringsinstrumenter på riggen. På Fig. nr. 33.1 er vist et eksempel på resultatet av en trykksondering. Kurven for spissmotstand uttrykker fastheten i de gjennomtrente lag og gir sammen med sidefriksjonskurven et grunnlag for vurdering av jordartenes egenskaper.

Eventuell lagdeling registreres tydelig og detaljert. Trykksondering er således en velegnet metode for lokalisering av relativt løse eller faste lag.

Det viste utstyr har en total nedpressingskapasitet på 9 Mp, som har tillatt en nedtrengning til 50—60 m dybde ved middels faste grunnforhold.

Sonden vil stoppe mot stor stein, fast morene eller fjell.

På Fig. nr. 33.2 er vist en tabell med antatte ytelser med det utstyr som er tilgjengelig hos oss i dag.

Den tyngste riggen «Tor» har en nedpressingskapasitet på 16 Mp og antas å kunne foreta registreringer ned til 75 m dyp. Se Fig. nr. 33.3. Ved slike store dybder er det ofte stålqualiteten av sonderrøret som er avgjørende. Et svakt rør, og rørstrengen slites av ved opptrekk.

Trykksonden har

et tverrsnitt $A_c = 10 \text{ cm}^2$ og

et mantelareal $A_s = 150 \text{ cm}^2$

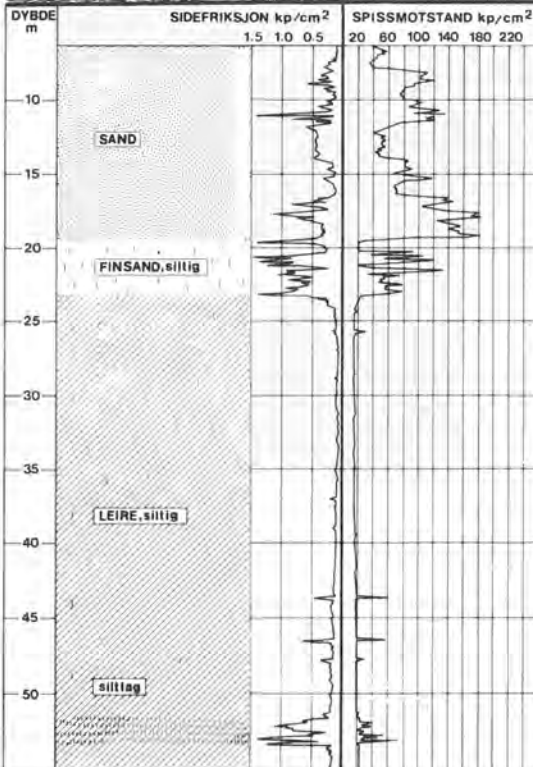
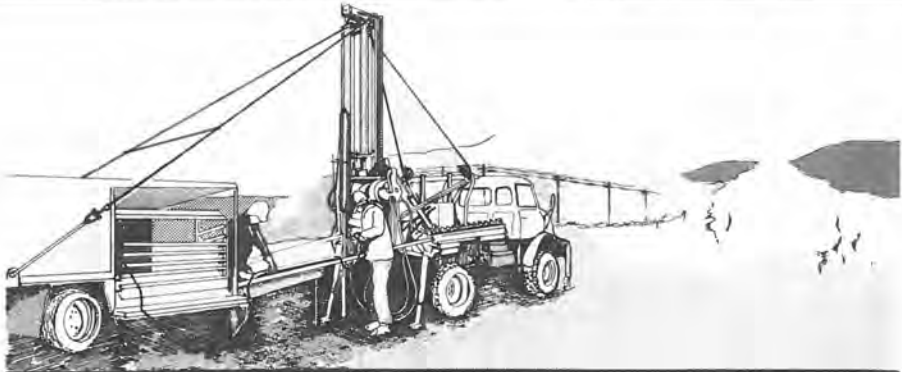
Spissen kan utstyres med inklinometer. Dette anses som spesielt viktig ved store dyp og ved overgang til fastere lag.

I sistnevnte tilfelle vil inklinometeret fortelle den erfarne operatør når han må stoppe, før sonden bryter.

Trykksonderinger utføres for å skaffe informasjoner angående ett eller flere av følgende spørsmål:

- lagdeling i jorden, og jordlagenes homogenitet
- dybden til faste lag, beliggenhet av eventuelle hulrom og andre diskontinuiteter
- identifisering av jordarter
- bæreevne av peler
- tolking med hensyn på setningsparametre

TRYKKSONDERING



TRYKKSONDERING er en effektiv undersøkelsesmetode ved mange typer grunnforhold. Prinsippet er at en sonde trykkes ned i grunnen med en jevn hastighet. Sonden registrerer kontinuerlig både spissmotstanden og sidefriksjonen. Målesignalene overføres ved en kabel gjennom sonderøret til registreringsinstrumenter på riggen.

Det viste diagram gir et eksempel på resultatet av en trykksondering. Kurven for spissmotstand uttrykker fastheten i de gjennomtrengte lag og gir sammen med sidefriksjonskurven et grunnlag for vurdering av jordartenes egenskaper.

Eventuell lagdeling registreres tydelig og detaljert. Trykksondering er således en velegnet metode for lokalisering av relativt løse eller faste lag.

Utstyret har en total nedpressingskapasitet på 9 Mp (90 kN), som har tillatt en nedtrengning til 50 – 60 m dybde ved middels faste grunnforhold.

Sonden vil stoppe mot stor stein, fast morene eller fjell.

Trykksondering gir bedre informasjon om løsmassene enn de vanlige brukte sondermetoder, og kan således bidra til å redusere omfanget av mer omfattende undersøkelser. Trykksonderingen erstatter imidlertid ikke f.eks. prøvetaking eller fjellkontrollboring når oppgaven krever mer omfattende opplysninger.

NOTEBY
NORSK TEKNISK
BYGGEKONTROLL A.S.

11705-77-1

Fig. 33-1. Eksempel på fremstilling av resultater av en trykksondering. Utstyr øverst Unimog «David» med tilhenger.

	Unimog «David»	Unimog «David» m. tilhenger	Muskegg «Tor»
Nedpressingskapasitet	2—3 Mp	8—9 Mp	16 Mp
Antatt maksimal dybde	30 m	50 m	75 m
Passende jordarter	Leire	Sand, leire	Grus, sand, leire

Fig. 33-2. Antatte ytelser ved trykksonderingsutstyr.



Fig. 33-3. Borrygen «Tor» med utstyr for trykksondering, prøvetaking og fjellboring.

Følgende data fås ved trykksondering:

- spissmotstand $q_c = \frac{Q_c}{A_c} \text{ Mp/cm}^2$
- sidefriksjon $f_s = \frac{Q_s}{A_s} \text{ Mp/cm}^2$
- totalkraft $Q_t \quad \text{Mp}$
- hellingsvinkel av spiss

EKSEMPLER PÅ UTFØRTE UNDERSØKELSER MED TRYKKSONDERINGER

To eksempler vil bli vist hvor CPT forsøk har spilt en betydelig rolle. Begge eksemplene er hentet fra Åndalsnes hvor arbeidsfellesskapet Norwegian Contractors, bestående av Ing. F. Selmer A/S, A/S Høyer-Ellefsen og Ing. Thor Furuholmen A/S i samarbeid med A/S Jernbeton Trondhjem, har anlagt en tørrdokk for bygging av betongplattformer. Dokken er anlagt på Øran Vest beliggende på nordsiden av Raumas utløp i Romsdalsfjorden. Se Fig. nr. 33.4 som viser plan over dokken.



Fig. 33-4. Oversiktsplan Tørrdokk, Åndalsnes.

Det første eksempel omhandler de undersøkelser som måtte igangsettes i 1975 som en følge av et vanninnbrudd i dokkbunnen på kote -10,0 mens de forberedende arbeider for Condeep plattformen «Frigg TCP 2» var igang.

Vannstrømmen gjennom det registrerte krater i dokkbunnen hadde tatt med seg en betydelig mengde finstoff og mulighetene var tilstede for at grunnen under dokken var skadet ved intern erosjon. Det hollandske firma Fugro Cesco B.V. ble engasjert og systematiske trykksonderinger over hele dokken ble utført. For å unngå lekkasje i sonderingshullene ble disse injisert med cementmørtel umiddelbart etter at sonderingen var avsluttet. Plan over utførte trykksonderinger er vist på Fig. nr. 33.5.

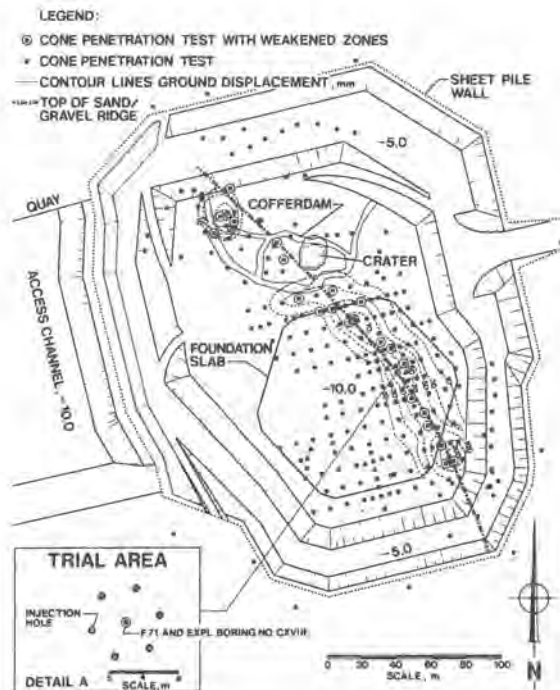


Fig. 33-5. Plan over utførte trykksonderinger.

Under dokkbunnen besto grunnen av et leirlag med underliggende sand/grusmasser. De mest sannsynlige soner for intern erosjon var under leirlaget eller mellom leiren og sanden i de tilfeller hvor et siltlag skilte de to.

I det siste tilfellet kunne siltlagene ha blitt utvasket helt eller delvis. Dette kunne videre ha forårsaket en midlertidig åpen kavitet mellom leiren og det underliggende sand/gruslaget. Beregninger av svellingen for denne leiren viste at kaviteter av en viss størrelsesorden kunne bli lukket i løpet av noen få måneder.

Ved hjelp av trykksonderingene ble det konstatert skader langs erosjonskanaler i en smal sone diagonalt under dokken. I øyeblikket hvor en kavitetssone er lukket er den effektive spenningen mellom leiren og sanden null eller meget liten. Dette betyr at et lavt spenningsnivå eksisterer på begge sider av overgangssonen leire/sand hvis intern erosjon av en viss tykkelse har funnet sted.

Trykksonderinger gir et uttrykk for spenningstilstanden i grunnen. Derfor skulle man med CPT-forsøk være istand til å registrere svekkede områder, dvs. områder mellom leire og sand/grus hvor erosjon eller delvis utvasking har funnet sted. Dette er hva som er vist på figur nr. 33.6 ved den heltrukne linjen hvor null spissmotstand over en begrenset tykkelse er registrert, dvs. en åpen kavitet. I flere andre trykksonderinger fant man reduserte motstander i overgangen leire/sand, men siden motstanden ikke var helt på null er det å anta at de tidligere kaviteter på noen desimetre er lukket på grunn av svelling av leiren og nedfalling av partikler.

For å gjøre bot på dette måtte det tapte effektive spenningsnivå reetableres og her ble en ny form for injeksjon, komprimeringsinjeksjon, benyttet. Denne form for injeksjon skiller seg fra vanlig injeksjon ved at den injiserte masse ikke penetrerer, men fortrenger, dvs. injeksjonsmassen virker som en jekk i grunnen. CPT-forsøk ble benyttet for å kontrollere effekten av denne spenningsreetablering. På Fig. nr. 33.6 er vist med prikket linje trykksonderingen etter utført komprimeringsinjeksjon. Sonderingen viser tydelig at grunnen har fått reetablert den tapte spenningen forårsaket av den interne erosjon.

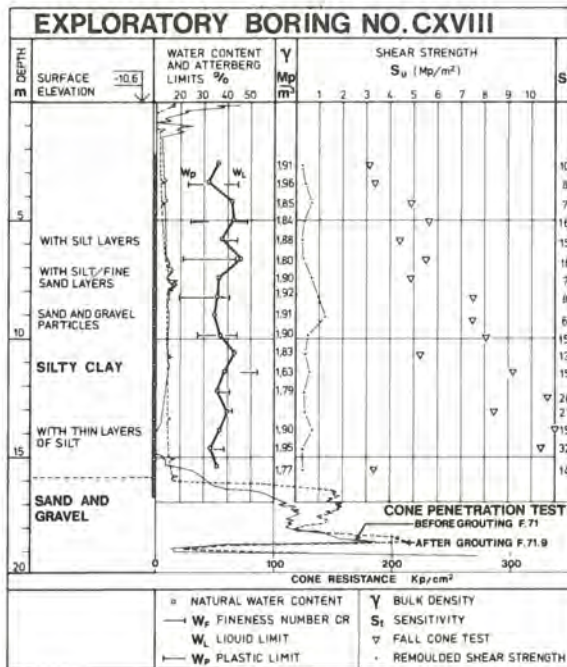


Fig. 33-6. Trykksondering før og etter komprimeringsinjeksjon.

Dette meget spesielle tilfelle med bruk av trykksonderinger nevnes da det knapt nok finnes noen annen undersøkelsesmetode som under de gitte forhold kunne klare å kartlegge de svekkede områder under dokkbunnen så entydig og senere måle den reetablerte spenning etter reparasjonsarbeidene.

Det siste eksempelet som skal vises er fra en undersøkelse i forbindelse med en vurdering av en utvidelse av tørrdokken på Åndalsnes. Dette arbeid ble utført i samarbeid med NGI. Fra tidligere undersøkelser i området hadde vi gode grunnlagsdata for vurderingen, men måtte

supplere med omfattende grunnundersøkelser for å kartlegge laggrensene så vel som relevante parametre for de forskjellige lag.

Ved undersøkelsen ble antall prøveserier redusert og istedet ble trykksonderinger utført i et betydelig antall. En allerede kjent leirformasjon skulle kartlegges med laggrenser og mulige sjikt/lag av silt.

På Fig. nr. 33.7 er vist et snitt som viser utførte undersøkelser. Den markerte lagdeling såvel som overgangen til det underliggende leirlaget kommer tydelig frem ved trykksonderingene.

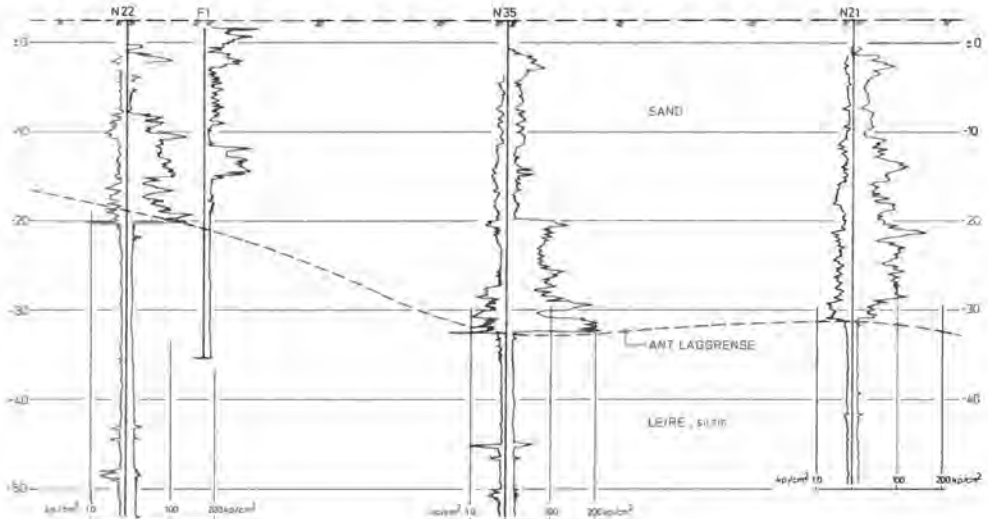


Fig. 33-7. Eksempel på fremstilling av resultater fra utførte trykksonderinger.

På Fig. nr. 33.8 er vist to typiske trykksonderinger hvor forskjellige antagelser angående materialenes parametre er lagt inn

På Fig. nr. 33.9 er vist en sammenstilling av udrenert skjærfasthet i relasjon til spissmotstand. Oppstillingen viser tydelig hvilken spredning man har for:

$$N_k = \frac{q_c - p}{\tau_f}$$

hvor q_c = spissmotstand
 p = overlagingstrykk
 τ_f = målt udrenert skjærfasthet

En tidligere undersøkelse i Skandinavia (Lunne, T., O. Eide and J. de Ruiter, 1976) anbefaler $N_k = 17$ i gjennomsnitt for marine leirer.

KONKLUSJON

Trykksondering har som undersøkelsesmetode mange fordeler, og den vil i mange tilfeller bli foretrukket fremfor dreiesondering, dreie-trykksondering og ramsondering. Den vil også være en sterk konkurrent til vingeboring, særlig i en tidlig undersøkelsesfase.

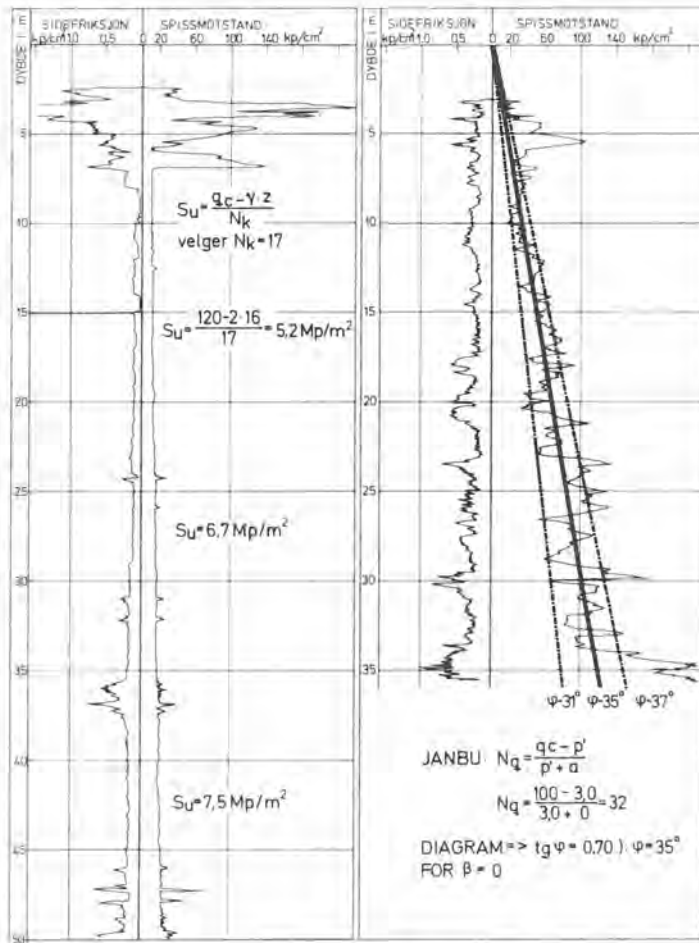


Fig. 33-8. To utførte trykksonderinger med forskjellige antagelser angående jordartenes parametre.

Den viktigste begrensning ved trykksondering er at den vanskelig trenger gjennom harde, frosne eller steinrike lag. En vekselvis anvendelse av trykksondering og fjellboringsteknikk med samme rigg vil være en ideell løsning for norske forhold. Trykksondering gir en meget nøyaktig registrering av lagdeling ved forskjellige jordarter, og skiller mellom leire, silt, sand og grus langt bedre enn noen annen sondering. Tolkning av trykksonderingsresultater kan ofte gjøres meget enkel og f.eks. innskrenkes til en grov angivelse av lagdeling. Videregående tolking kan i den grad det er av interesse omfatte følgende geotekniske egenskaper, alle basert på empiriske eller halvempiriske korelasjoner med trykksonderingsdata.

For friksjonsjord: Relativ lagringstetthet.
Indre friksjonsvinkel.
Attraksjon.
Setningsmodul.

For kohesjonsjord: Udrenert skjærfasthet.
Initialsetningsmodul.

Trykksondering er et godt skritt fremover i dag for å optimalisere en grunnundersøkelse. Undersøkelsen er avsluttet i felten og skal kun optegnes uten senere laboratorieforsøk.

Trykksonderingen gir bedre informasjon om løsmassene enn de vanlig brukte sondermetoder, og kan således bidra til å redusere omfanget av mer omfattende undersøkelser.

Trykksondering erstatter imidlertid ikke f.eks. prøvetaking eller fjellkontrollboring når oppgaven krever mer omfattende opplysninger.

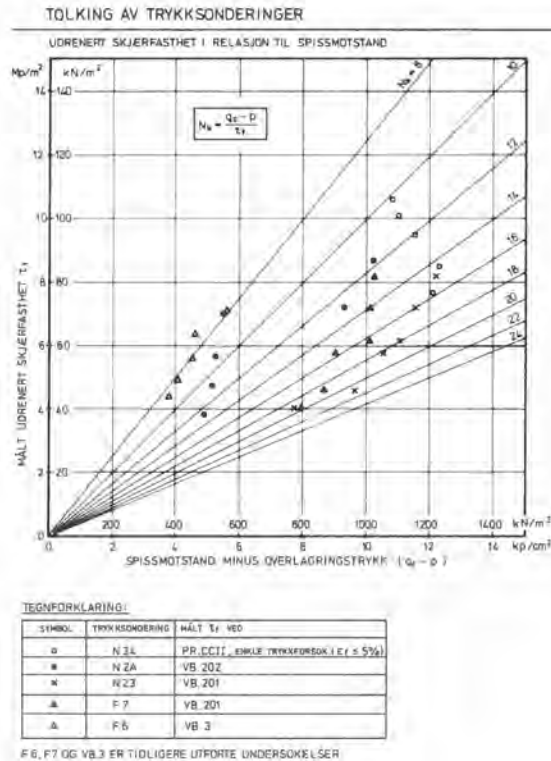


Fig. 33-9. Sammenstilling av udrenert skjærfasthet i relasjon til spissmotstand.

LITTERATURREFERANSER

WARNER, J. AND BROWN, D. R. (1974):

«Planning and Performing Compaction Grouting», ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division, June 1974, pp. 653—666.

JANBU, N. (1975):

«Calculation report regarding magnitude of internal erosion and its consequences for the foundation area in Norcon Dry Dock in Åndalsnes». Internal Report.

LUNNE, T., EIDE, O. AND DE RUITER, J. (1976):

«Correlations between cone resistance and vane shear strength in some Scandinavian soft to medium stiff clays». Canadian Geotechnical Journal, Volume 13. No. 4. 1976. pp. 430—441.

VOLD, R. C. (1977):

«Tolking av trykksonderinger», Intern rapport NOTEBY, 13635, 21.4.1977.

THE PORE PRESSURE PROBE

Poretrykksonden i teori og praksis

Dr. Bengt-Arne Torstensson, AB Jacobson & Widmark

SUMMARY

The pore pressure probe is a new device for determining the geological profile of soft soils. The new system utilizes the pore pressures that are generated when the probe penetrates the soil at a constant speed. Compared with the traditional method of measuring the cone penetration resistance, the pore pressure probe is a much more sensitive tool for registration of thin seams of sand, silt and clay embedded in a soft soil deposit. The probe is especially suited for identifying permeable layers in a cohesive soil. The pore pressure probe has many other useful applications of which the most important are: a) the determination of the coefficient of consolidation of soil layers from measured rates of dissipation of excess pore pressure; b) the study of the liquefaction potential of saturated sands. This paper describes the equipment which has been developed for performing pore pressure soundings. The results from pore pressure soundings at four different sites are examined to illustrate the use of the pore pressure probe for determining the geological profile of soft soils. Some typical pore pressure dissipation data for different soil types are presented. Theoretical models for the calculation of pore pressure generation in the soil surrounding the probe and rates of pore pressure dissipation in the contact zone are examined.

SAMMENDRAG

Principen for portrykssondering samt den utrustning som utvecklats for detta andamål. Portrykssondens anvendbarhet for bestamning av såväl en jordproffs geologiska oppbyggnad som olika jordlayers konsolideringskoefficient exempliferas. Teoretiska modeller for berakning av genererte portryck i lera och tidsforlopp for portrycksutjamning i jorden invid sondspetsen presenteras.

INTRODUCTION

The composition of soft soil deposits can be accurately determined with the aid of the new pore pressure probe, Fig. 34.1. The new system utilizes the pore pressures that are generated when a probe penetrates the soil at a constant speed. The generated pore pressure is mainly a function of the varying permeability of the soil layers. In normally consolidated clays high excess pore pressures are generated. In more permeable soils such as sand and



Fig. 34-1. The BAT pore pressure probe.

silt the penetration of the pore pressure probe normally generates only small excess pore pressures. The probe has an extremely rapid response to changes in pore water pressure. Thus, embedded seams of sand or silt in clay are distinctly shown as sudden pressure drops on the pore pressure/depth diagram. On the other hand thin clay layers embedded in sand are shown as sudden pressure peaks. Fig. 34.2 shows an idealized pore pressure sounding diagram for a layered soil.

Compared with the traditional method of measuring the cone penetration resistance, the pore pressure probe is a much more sensitive tool for registration of thin seams of sand, silt and clay embedded in a soft soil deposit.

As regards soft clay deposits, many engineering problems are related to the presence of thin seams of permeable soil e.g.:

- **Slope stability** — Thin permeable soil layers embedded in a clay slope could constitute potential sliding planes due, for example, to seasonal variations in pore pressure.
- **Deep excavations in clay** — High pore pressures in permeable soil layers in the clay could cause basal instability in excavations.
- **Effect of pile driving in clay** — Thin layers of permeable soil in clay could carry the resulting excess pore pressures far away from the piles and thereby cause stability problems in adjacent slopes.

- **Rate of consolidation** — The presence of thin free-draining layers within a clay deposit could considerably influence the rate of consolidation in a loaded clay mass.

Another basic application of the pore pressure probe is related to the study of rates of excess pore pressure dissipation. By this procedure variations in the coefficient of consolidation of the soil layers can be inferred.

The pore pressure probe has a large and growing variety of other applications of which the study of the liquefaction potential of saturated sands might be the most important. Depending on the relative density of a sand either negative (dilating soil structure) or positive (collapsible soil structure) pore pressures are generated as the probe penetrates the soil.

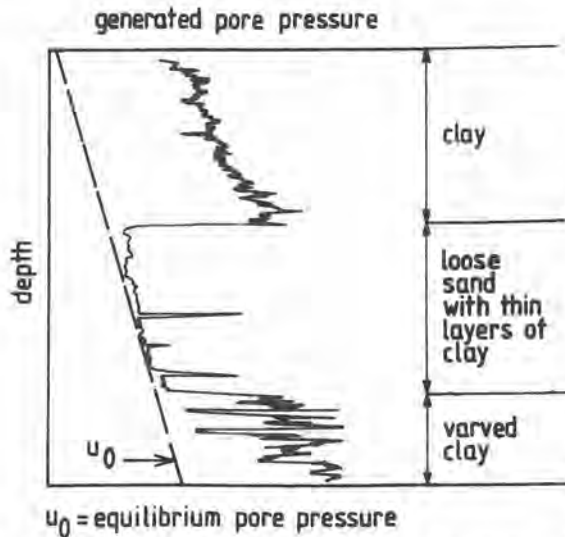


Fig. 34-2. Typical pore pressure sounding diagram for a layered soil. Some of the layers, shown clearly in the diagram, are only 2–4 mm thick.

MAIN FEATURES OF THE SOUNDING EQUIPMENT

Pore pressure probe

The standard probe, Fig. 34.3, consists of a conical tip furnished with a cylindrical filter having a diameter of 15 mm and a height of 5 mm. The filter is made of sintered stainless steel. The pore pressure is measured with the aid of a flush-diaphragm pressure transducer. In order to assure a proper functioning of the probe, it must be completely filled with deaerated water.

Pushing device and automatic registration unit

During a pore pressure sounding test it is of great importance to maintain a constant rate of penetration irrespective of the resistance encountered by the sound. It is naturally equally important to have a reliable recording system for an accurate and continuous registration of the pore pressure. In order to meet these requirements a new sounding equipment, Fig. 34.4 has been developed.

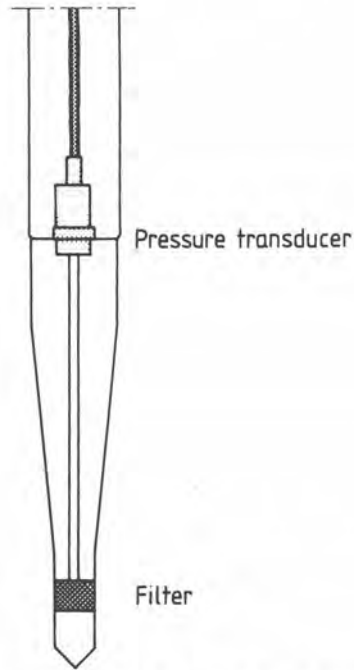


Fig. 34-3. Schematic drawing of the pore pressure probe.



Fig. 34-4. The BAT pore pressure sounding equipment consists of an automatic registration unit, a pushing unit and a hydraulic power unit.

The pushing unit gives a maximum of 5 tons push at a constant speed of $1.2 \text{ m/min} \pm 5\%$.

The automatic registration unit consists of an amplifier, a digital display which indicates the depth of penetration and a strip chart recorder. The complete unit is powered with rechargeable batteries. The paper transport in the recorder is controlled by the mechanism for vertical movement of the penetration equipment. In this way the recorder accurately registers the development of pore pressures as a function of depth. Depending on the required resolution of the registered data, one of three depth scales can easily be chosen with a switch. The different depth scales are 1 cm/m, 2 cm/m and 5 cm/m.

DETERMINATION OF THE GEOLOGICAL PROFILE

The usefulness of the pore pressure probe for obtaining information about the geological profile in soft soils is illustrated in Fig. 34.5 - 34.8. The figures show pore pressure sounding diagrams obtained at four different sites.

Skå-Edeby, Sweden. The subsoil consists of a very soft, normally consolidated clay, 15 m in thickness. To a depth of about 7 m the soil is a very homogeneous post-glacial clay which is underlain by a varved glacial clay. Fig. 34.5 shows a pore pressure sounding diagram

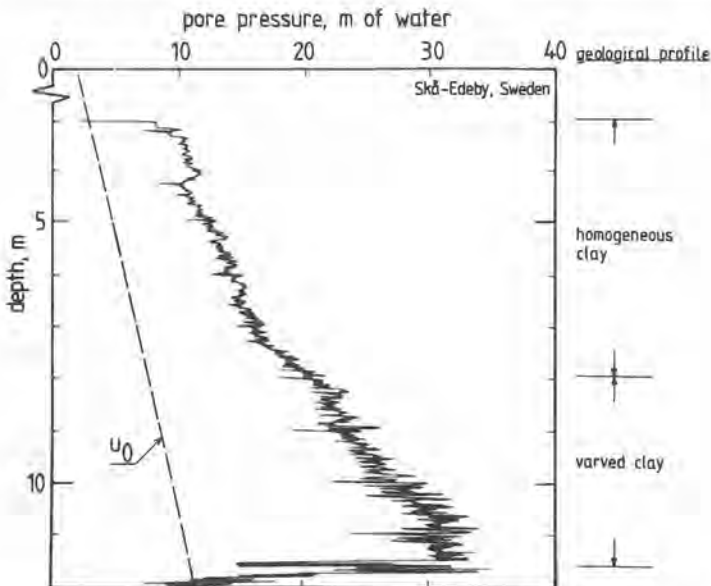


Fig. 34-5. Skå-Edeby, Sweden. — Pore pressure sounding diagram.

gram from Skå-Edeby. As can be seen the diagram clearly reflects the composition of the soil profile. The transition from the homogeneous post-glacial clay to varved glacial clay is clearly reflected by the registered variations in generated pore pressure. It can also be seen that the amount of excess pore pressure shows a significant increase when the probe penetrates into the varved clay. This increase in excess pore pressure is explained by a higher undrained shear strength in the varved clay than in the postglacial clay.

Helsinki, Finland. The geological profile in Fig. 34.6 consists of a top layer of alternating clay and silt, underlain by a 5 m thick layer of homogeneous, very soft clay. The clay is underlain by alternating layers of clay and dense silt. As can be seen from the pore pressure sounding diagram, high negative pore pressures are generated in the dense silt layers. The maximum negative pressure amounts to -10 m of water! The sounding diagram also demonstrates the extremely rapid response of the pore pressure probe as it penetrates thin layers of dense silt and clay.

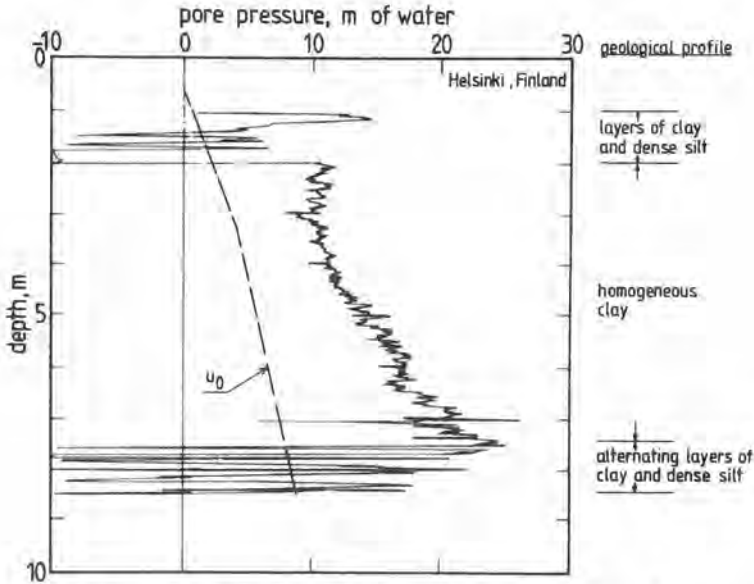


Fig. 34-6. Helsinki, Finland. — Pore pressure sounding diagram.

Delft, Holland. Fig. 34.7 shows the result of a pore pressure sounding test in the vicinity of the town of Delft in Holland. To a depth of 7 m the geological profile consists of extremely compressible layers of peat, peaty clay and clay containing organic matter and thin layer of sand. Below 7 m depth the soil consists of a sand layer underlain by alternating layers of sand and clay, resting on varved clay. As can be seen in Fig. 34.7, the pore pressure sounding diagram clearly reflects the pronounced heterogeneity of the subsoil.

Karlstad, Sweden. The geological profile in Karlstad, Fig. 34.8 consists of a 30 m thick delta deposit. To a depth of about 13 m the soil consists of loose sand and silt. At greater depths the permeability of the soils gradually decreases, which is typical of a delta formation. The bottom layers consist of varved glacial clay. Fig. 34.8 provides a good picture of the geological profile with respect to the variations in permeability with depth. The sounding results also indicate that the upper 13 m thick layer of sand and silt is in a very loose state since essentially no excess pore pressures are generated; i. e. equilibrium pore pressures are immediately measured during penetration. In fact, this result indicates that the density of the sand and silt corresponds to that of the critical void ratio.

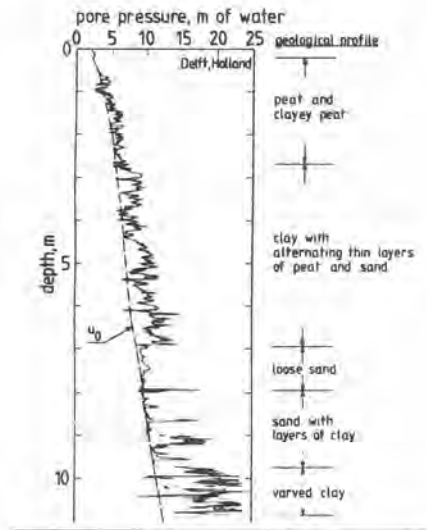


Fig. 34-7. Delft, Holland. — Pore pressure sounding diagram.

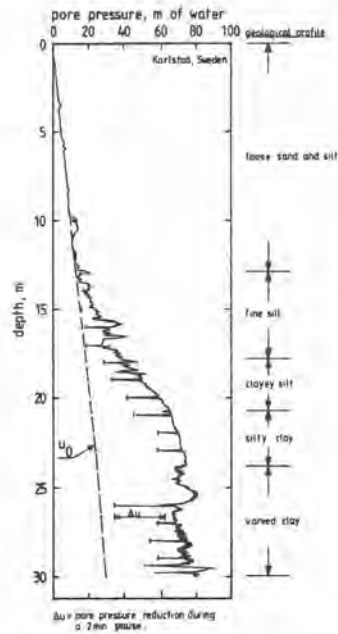


Fig. 34-8. Karlstad, Sweden. — Pore pressure sounding diagram.

DETERMINING THE COEFFICIENT OF CONSOLIDATION

By interrupting the penetration of the pore pressure probe and studying the rate of excess pore pressure dissipation, information about the coefficient of consolidation of the soil layers can be obtained.

Fig. 34.9 shows typical pore pressure dissipation data for three soil types. In the loose silt (curve 1) it took about 30 minutes for the pore pressure to reach equilibrium whereas about one day was required for the highly plastic clays (curves 2 and 3).

Different soil types can be recognized by measuring the time needed for 50% pore pressure dissipation t_{50} . For loose silt t_{50} amounts to about 1 min, whereas 24 and 64 min. respectively were needed for the highly plastic clays to reach 50% pore pressure dissipation.

Fig. 34.10 shows the variation with depth of t_{50} in a soil profile composed of peaty clay and sandy clay. This study provides a quick and very useful information about the variation of the coefficient of consolidation within the soil profile. A theoretical relation between t_{50} and the coefficient of consolidation of the soil will be presented below.

The design of vertical drains for stabilization of soils is one application where a thorough knowledge of the variation of the coefficient of consolidation within a soil profile is of utmost importance.

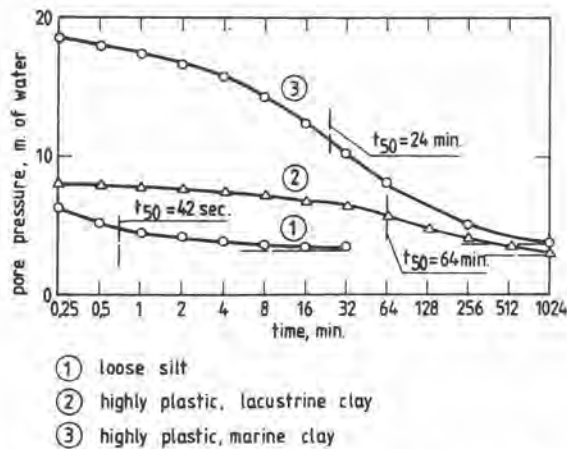


Fig. 34-9. Typical pore pressure dissipation rates for three soil types.

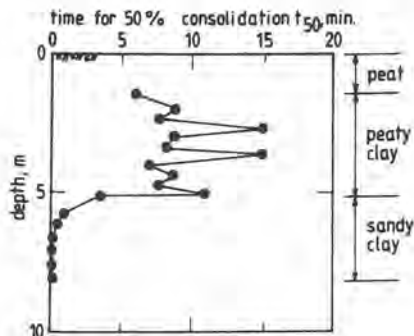


Fig. 34-10. Time needed for 50% pore pressure dissipation t_{50} at different depths.

ANALYSIS OF EXCESS PORE PRESSURES

The magnitude of generated excess pore pressures as the probe penetrates a clay might be predicted by using the classical solution to the problem of expansion of spherical and cylindrical cavities in an infinite medium (Hill, 1950). The problem is characterized by the development in the plastic zone in the soil surrounding the cavity. The deformations in the plastic zone are controlled by the surrounding medium which is in an elastic state. The development of a plastic zone in the soil close to the pore pressure probe is schematically shown in Fig. 34.11.

The equation of equilibrium for an element such as shown in Fig. 12 can be written

$$\begin{aligned} \text{a)} \quad \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + 2 \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} &= 0 & (\text{spherical cavity}) \\ \text{b)} \quad \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} &= 0 & (\text{cylindrical cavity}) \end{aligned} \quad (1)$$

in which r = the distance to the center of the cavity,

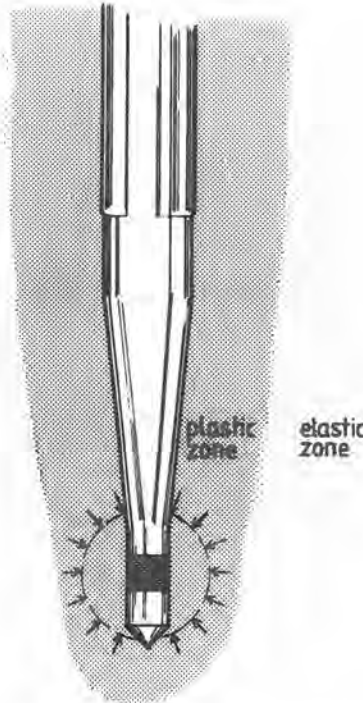


Fig. 34-11. Development of a plastic zone in the soil surrounding the pore pressure probe.

In undrained shear the condition of rupture in the plastic zone is

$$\sigma_r - \sigma_\theta = 2 \tau_f \quad (2)$$

in which τ_f = undrained shear strength of the soil.

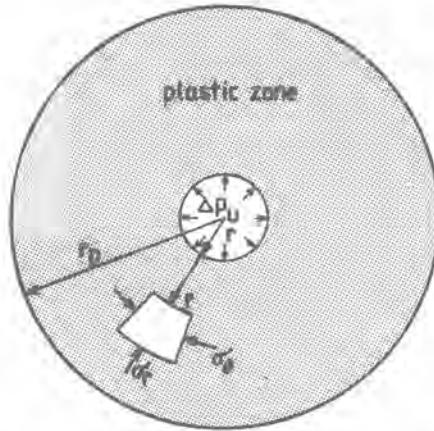


Fig. 34-12. Expansion of cavity in the soil surrounding the pore pressure probe.

Assuming that the clay can be regarded as an ideal elastic-plastic material, and neglecting volume changes in the plastic zone, the extension of the plastic zone can be deduced

$$\frac{r_p}{r_0} = \sqrt[3]{E/2(1+\nu) \tau_f} \quad (\text{spherical cavity}) \quad (3)$$

$$\frac{r_p}{r_0} = \sqrt{E/2(1+\nu) \tau_f} \quad (\text{cylindrical cavity})$$

in which

r_p = radius of the plastic zone

r_0 = radius of the pore pressure probe

E = modulus of deformation of the soil

ν = Poisson's ratio of soil (= 0.5)

From equations (1), (2) and (3) the ultimate cavity pressure Δp_u can be calculated

$$\Delta p_u = \frac{4}{3} \tau_f \left\{ 1 + \ln \left[\frac{E}{2 \tau_f (1 + \nu)} \right] \right\} \quad (\text{spherical cavity})$$

$$\Delta p_u = \tau_f \left\{ 1 + \ln \left[\frac{E}{2 \tau_f (1 + \nu)} \right] \right\} \quad (\text{cylindrical cavity})$$
(4)

In a normally consolidated clay the generated excess pore pressure Δu in the plastic zone can with sufficient accuracy be assumed to be equal to the change in the average stress $\Delta \sigma_m$,

$$\Delta u = \Delta \sigma_m = \frac{1}{3} (\Delta \sigma_r + \Delta \sigma_\theta + \Delta \sigma_z)$$
(5)

The maximum excess pore pressure in the interface between the pore pressure probe and the clay can be computed from

$$\Delta u = \frac{4}{3} \tau_f \ln \left[\frac{E}{2 \tau_f (1 + \nu)} \right] \quad (\text{spherical cavity})$$

$$\Delta u = \tau_f \ln \left[\frac{E}{2 \tau_f (1 + \nu)} \right] \quad (\text{cylindrical cavity})$$
(6)

Assuming, that the E value varies within the interval

$$100 < E/\tau_f < 500$$

the maximum excess pore pressure given by Eq. 6 is

$$4.7 < \frac{\Delta u}{\tau_f} < 6.7 \quad (\text{spherical cavity})$$

$$3.5 < \frac{\Delta u}{\tau_f} < 5.0 \quad (\text{cylindrical cavity})$$
(7)

Test result

In order to check the applicability of Eq. 7 in practice, tests were carried out with three different filter arrangements, Fig. 34.13. One pore pressure probe was furnished with a conical filter and two other probes with cylindrical filters placed at different distances from the probe point. Pore pressure soundings were carried out with a penetration rate of 1 m/min. The soil at the test site consists of a homogeneous, normally consolidated clay. The

clay is highly plastic and has a water content within the range of 85 to 100%. The undrained shear strength τ_0 obtained from standard field-vane tests varies within the interval from 16 to 35 kN/m², 34.13a

The test results in Fig. 34.13b are plotted in the normalized form of $\Delta u/\tau_0$. The results show that for each of the tested probes the ratio $\Delta u/\tau_0$ remains fairly constant with depth, although τ_0 varies from 16 to 35 kN/m²

For probe A, with the conical filter, the measured values of the ratio $\Delta u/\tau_0$ agree relatively well with the predicted values for the case of a spherical cavity, whereas the test results for probe C essentially correspond to the case of the cylindrical cavity. Generally speaking, the test results indicate that the pore pressure probe can also be an efficient tool for estimating the undrained shear strength of normally consolidated clays.

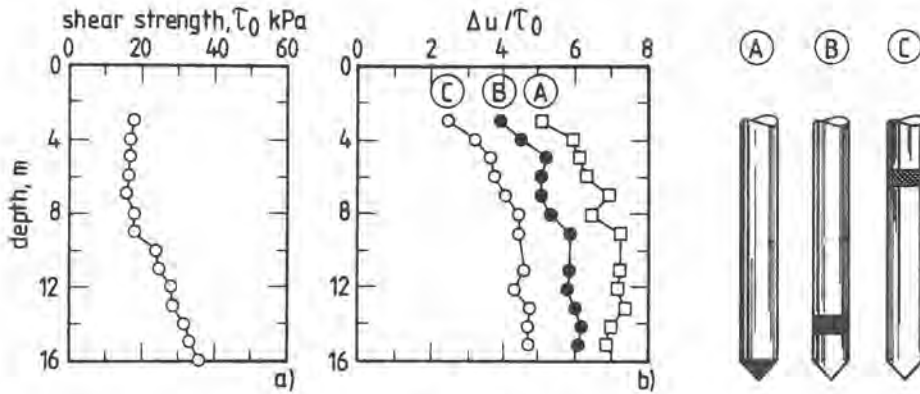


Fig. 34-13. Results from pore pressure sounding in normally consolidated clay, using different filter arrangements. Variation with depth of the ratio $\Delta u/\tau_0$ in which τ_0 = undrained shear strength, Δu = excess pore pressure.

CONSOLIDATION PROPERTIES FROM DISSIPATION TESTS

The coefficient of consolidation of different soil layers can be estimated from the rate of excess pore pressure dissipation. The governing equations for consolidation around a pore pressure probe of radius r_0 in an isotropic soil are

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c \left(\frac{2}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) \quad (\text{spherical cavity})$$

$$(r > r_0) \quad (8)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) \quad (\text{cylindrical cavity})$$

in which c is the coefficient of consolidation for spherical water flow and c_h the coefficient of consolidation for plane radial flow.

For a normally consolidated clay the distribution of the initial excess pore pressure Δu_0 at $t = 0$ around a pore pressure probe can be calculated assuming

$$\Delta u_0 = \Delta \sigma_m \quad (9)$$

where

$\Delta \sigma_m$ = change in average stress as calculated from the cavity expansion theories.

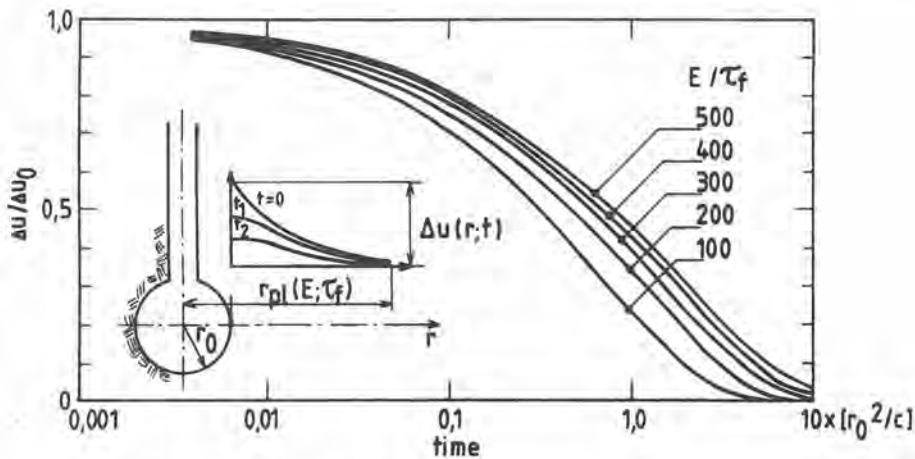
This assumption means that the initial change in pore pressure outside the plastic zone is equal to zero. The initial distribution of excess pore pressure around the pore pressure probe can be written

$$\Delta u_0 = 4 \tau_f \ln(r_p/r) \quad (\text{spherical cavity}) \quad (10)$$

$$\Delta u_0 = 2 \tau_f \ln(r_p/r) \quad (\text{cylindrical cavity})$$

in which r_p = radius of the plastic zone; r = distance to the center of cavity.

The constant zone between the pore pressure probe and the soil is assumed to be an impermeable boundary. By adopting the method of finite differences the equations of consolidation can be solved. The result of the calculations is shown in Fig. 34.14 and 34.15. As



r_0 = radius of pore pressure probe

c = coefficient of consolidation

Fig. 34-14. Dissipation of initial excess pore pressure Δu_0 in contact zone around a spherical pore pressure probe, $\Delta u / \Delta u_0$ vs. $t(r_0^2/c)$ for different values of E/τ_f .

can be seen, the time of consolidation t is expressed as a function of the quantity (r_0^2/c) , in which r_0 = radius of the pore pressure probe; c = coefficient of consolidation.

Assuming a modulus of deformation E of the soil equal to $200 \tau_f$ the time needed for 50 % consolidation t_{50} can be calculated,

$$t_{50} = 0,5 \frac{r_0^2}{c} \quad (\text{spherical cavity})$$

$$t_{50} = 2 \cdot \frac{r_0^2}{c_h} \quad (\text{cylindrical cavity}) \quad (11)$$

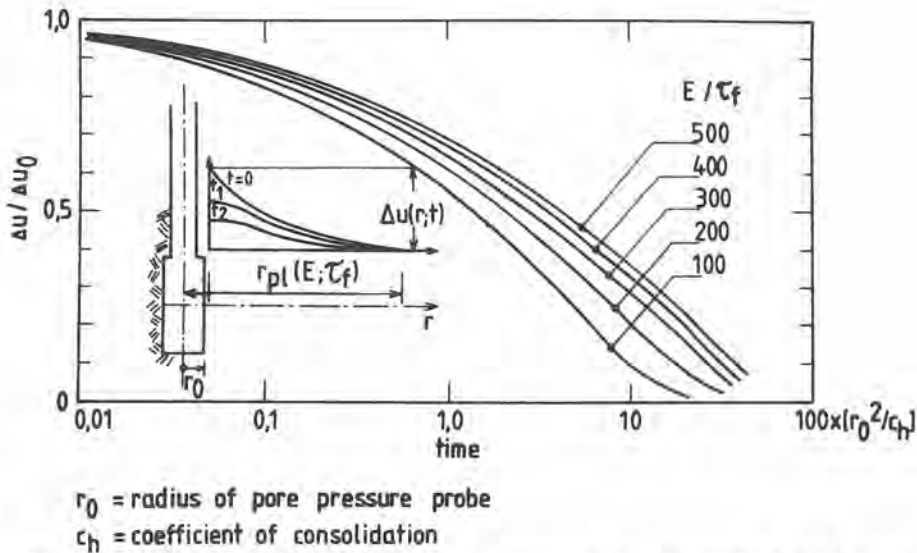


Fig. 34-15. Dissipation of initial excess pore pressure Δu_0 in contact zone around a cylindrical pore pressure probe.

Back-calculated field values of c_h obtained from different vertical drainage projects indicate that the theory represented by Eq. 11 overestimates the actual field values by a factor of about two.

CONCLUSION

The pore pressure probe has many useful applications. It is first of all a very efficient tool for obtaining detailed information about the geological profile in soft soil deposits. It is especially suited for detecting thin layers of permeable soil embedded in clay. The coefficient of consolidation for different soil layers can be estimated by measuring the rate of ex-

cess pore pressure dissipation. It has been demonstrated that the pore pressure probe can also be used for estimating the undrained shear strength of normally consolidated clays. The probe has a growing variety of other applications of which the study of liquefaction potential in saturated sands might be the most important.

REFERENCES

HILL. R, 1950

The mathematical theory of plasticity (Oxford University Press) London