REDAKSJON:
O. TORGEIR BLINDHEIM, ANDERS M. HELTZEN, TORE VALSTAD

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK
GEOTEKNIKK
1976

TAPIR

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1976
BERGMEKANIKK 1976
GEOTEKNIKK 1976

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1976

Foredrag fra Fjellsprengningskonferansen i Oslo 11. november 1976
Redaktør: Bergingeniør Anders M. Heltzen

BERGMEKANIKK 1976

Foredrag fra Bergmekanikkdagen i Oslo 12. november 1976
Redaktør: Sivilingeniør O. Torgeir Blindheim

GEOTEKNIKK 1976

Foredrag fra Geoteknikkdagen i Oslo 12. november 1976
Redaktør: Sivilingeniør Tore Valstad

NORSK JORD – OG FJELLTEKNISK FORBUND
TILKNYTTET NIF

TAPIR
1977

FORORD

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund er en fellesorganisasjon for de tre foreningene:

Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
Norsk Bergmekanikkgruppe
Norsk Geoteknisk Forening

Opplegget med et felles konferansearrangement som ble innledet i 1975, ble også valgt for møtene 11. og 12. november 1976.
Foredragene fra "Fjellsprengningskonferansen", "Bergmekanikkdagen" og "Geoteknikkdagen" er presentert i denne boken, i hver sin hoveddel.

Dr. Lange-Nielsens interessante foredrag "Anlegg under jord – medisinske erfaringer" foreligger dessverre ikke som manuskript. For at dette ikke skulle gripe for mye inn i opplegget for boken, ble det til erstatning tatt inn et "reserveforedrag" utarbeidet til konferansen av overstiger Thor Nilsen, Institutt for Fjellsprengningsteknikk "Taksynkdrift ved Kongsberg Sølvverk". Innholdet i dette foredraget setter driften for en liten menneskealder siden i sterk kontrast til dagens metoder.

De meninger og synspunkter som står i hver enkelt artikkel, står helt og fullt for den enkelte forfatters syn. En redaktør for hver fagdel har gjennomgått manuskriptene og foretatt nødvendige redaksjonelle endringer. Billedmaterialet er for mange av artiklene vesentlig beskåret i forhold til det som ble vist under fremføringen av foredraget.
Redaktørene vil få takke foredragsholderne for gode manuskripter og figurmateriale.

På arrangørenes og egne vegne håper vi at boken vil være kjærkommen lesning og bidra til at nye erfaringer kommer hele bransjen og også samfunnet tilgode.

Oslo/Trondheim, mars måned 1977.

O. Torgeir Blindheim *Anders M. Heltzen* *Tore Valstad*

DEL I: FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Sivilingeniør Egil Vedner, formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk:
ÅPNINGSTALE .....

1. Sivilingeniør Gjermund Sætermoen:
PROSJEKTERING FOR FULLPROFILBORING ..... 6 sider

2. Sivilingeniør O. T. Blindheim:
GEOLOGISKE PARAMETRE OG FULLPROFILBORING – KOSTNADSPROGNOSE ..... 15 sider

3. Geolog Arne Grønhaug:
FREMTIDSPERSPEKTIVER PÅ FULLPROFILBORING AV VEGTUNNELER ..... 11 sider

4. Sivilingeniør Bjørn Kielland:
ER VANNJET NOE FOR NORSKE BERGARTER? ..... 7 sider

5. Ingeniør Bjørnar Pettersen:
"ERFARINGER MED NEMEK BORRIGG" ..... 4 sider

6. Bergingeniør Knut Garshol:
LANGE PARALLELLKUTTSALVER I TUNGSPRENGT FJELL ..... 10 sider

7. Overstiger Thor Nilsen:
DRIVING AV TAKSYNK VED KONGSBERG SØLVVERK I "GAMLE DAGER" ..... 5 sider

8. Kraftverksdirektør Sigurd Aalefjær:
STATSKRAFTVERKENES KRAFTVERKSPLANER ..... 11 sider

9. Sivilingeniør Harald Hauge:
SPRENGNINGSARBEIDENE VED SARP KRAFTVERK ..... 10 sider

10. Sivilingeniør Ola Giske:
UTSPRENGNING AV SENTRUM STASJON I OSLO ..... 7 sider

11. Overingeniør Endre Nagell Bjordal:
SPRENGSTOFFER, LADETEKNIKK, SIKKERHET OG MILJØ ..... 9 sider

12. Ingeniør Per Moi:
BETRAKTNINGER I FORBINDELSE MED BRUK AV STORE HJULLASTERE OG GRAVEMASKINER ..... 7 sider

13. Overingeniør William Viken:
PLANER FOR OPPFARING OG AVBYGGING AV KULLFOREKOMSTEN I SVEA ..... 8 sider

DEL II: BERGMEKANIKK OG GEOTEKNIKK

FELLESSESJON

Sivilingeniør Einar Broch, formann i Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund:
ÅPNINGSTALE .....

14. Elmo DiBiagio and Frank Myrvoll:
FIELD INSTRUMENTATION FOR SOFT CLAY ..... 36 sider

15. Dr.ing. Arne Myrvang:
PRAKTISK BRUK AV BORHULLSEKSTENSOMETRE I GRUVER .... 5 sider

16. Sivilingeniør Per Magnus Johansen:
BERGMEKANISKE MÅLINGER I MASKINSAL FOR SIMA KRAFTVERK ..... 11 sider

17. Sivilingeniør Kjell Karlsrud:
INSTRUMENTERING AV SLISSEVEGGER VED FELLESTUNNELEN GJENNOM STUDENTERLUNDEN ..... 12 sider

BERGMEKANIKKDAGEN

18. Sivilingeniør Anders Beitnes:
STABILITETSPROBLEMER I SKIFRIG FJELL. ERFARINGER FRA BRATSBERG KRAFTVERK ..... 7 sider

19. Sjefsingeniør Alf Thidemann:
OPPSPREKNINGENS INNFLYTELSE PÅ OVERFJELL VED TUNNELDRIFT ..... 9 sider

20. Berging. Eirik Øvstedal:
BERGTRYKKSPROBLEMER OG SIKRINGSTILTAK, ERFARINGER FRA STRYNEFJELLSANLEGGET ..... 11 sider

21. Sivilingeniør Bjørn Nilsen og sivilingeniør Einar Broch:
UNDERSØKELSER AV STABILITETSFORHOLDENE FOR ØRTFJELL DAGBRUDD I RANA ..... 29 sider

GEOTEKNIKKDAGEN

22. Leif Andréassen:
ÅTGÄRDER FÖR BEVARANDE AV GRUNDVATTENBALANSEN I TÄTORTER ..... 16 sider

23. Jan A. Roti og Arne Schram Simonsen:
FUNDAMENTERING OG SIKRINGSARBEIDER I BLØT LEIRE VED DRAMMEN SYKEHUS ..... 15 sider

24. Siviling. Geir Refsdal:
VEGOVERBYGNINGER ..... 7 sider

25. Avdelingsingeniør Nils-Fredrik Braathen:
GEOTEKNISKE PROBLEMSTILLINGER VED NEDSETTING AV BETONGPLATTFORMER I NORDSJØEN ..... 8 sider

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN 1976

ÅPNINGSTALE

Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
Sivilingeniør Egil Vedner

Ærede gjester fra inn- og utland – foredragsholdere – mine herrer –

Velkommen – til denne 13. Fjellsprengningskonferansen. Oppslutningen om vår konferanse er i år større enn noensinne, hvilket er et bevis på at vår forening med disse konferanser dekker et behov hos våre medlemmer.

Denne konferanse vil forhåpentligvis by på en rekke interessante foredrag, selv om vi vel kan si at vi ikke har noe revolusjonerende nytt å presentere.

Vi kan si at vi har tatt for oss 4 hovedtemaer denne gangen.

Tema 1 omfatter den tekniske side av vår fagkrets.

Vi har valgt emner innen vår virksomhet der det drives forskning og praktiske eksperimenter for fornyelse –.
Forhåpentligvis verdifull fornyelse –.

Tema 2 gjelder miljøvern og forurensninger – noe av det mest sentrale emne i vår samfunnsdiskusjon i dag. Ikke aller minst viktig er dette innen store deler av vår virksomhet.

Det er viktig hvordan vi mennesker reagerer på det miljø vi befinner oss i, og hva vi utsettes for i vårt daglige arbeide.

Faktisk er dette et ikke teknisk emne også.

Tema 3 vil kort berøre tilgang på arbeider, jobber for anleggsvirksomhet.

En av våre største oppdragsgivere vil orientere om hvilke planer som foreligger for kraftverksutbyggingen.

Dette må jo være et sentralt emne i vår egen situasjon. Spesielt når en stor del av vår fagkrets – bergverksindustrien – på enkelte steder i vårt land har problemer med å holde virksomheten i gang.

Tema 4 – kanskje det største – omfatter så en del av orienteringen om de erfaringer vi har høstet siden sist, og dette er jo ikke aller minst viktig for å unngå å gjøre samme feil 2 eller flere ganger.

Vi vil prøve oss på en liten vri i selve gjennomføringen av konferansen i år ved at vi vil oppfordre salen til å være noe mer aktivt med enn tidligere år.

Møtelederen – Anders Heltzen – vil orientere om dette.

Jeg gir derfor ordet til deg – Anders – og erklærer med dette den 13. Fjellsprengningskonferanse for åpnet.

PROSJEKTERING FOR FULLPROFILBORING

Design of projects based on full-face tunnel boring.

Sivilingeniør Gjermund Sætersmoen. Sivilingeniør Elliot Strømme A/S

SAMMENDRAG

Som et ledd i et felles avløpssystem for Oslo, Bærum og Asker skal det bl.a. fullprofilbores 33 km tunneler med en minimumsdiameter på 3,0 m. Av disse er 4 km ferdigboret, og det er innhentet anbud på de neste 14 km.
Tunnelsystemet ligger i kambrosiluriske sedimenter som er gjennomsatt av permiske eruptivganger. Det skal utføres omfattende forinjiseringsarbeider for å hindre inntrengning av grunnvann med derav følgende setningsskader.
Dessuten nevnes enkelte generelle momenter som bør tas med i vurderingen når man skal sammenligne fullprofilboring med konvensjonell tunnelsprengning.

SUMMARY

Western Oslofjord Sewerage Scheme comprises 33 km of tunnels to be excavated using full-face tunnel boring machines. The tunnels pass under urban and suburban areas. 4 km will be completed in 1976. The remaining 29 km together with an underground pumping station and access tunnels (conventional drill and blast) will be divided into 4 separate contracts. Tenders for two of these contracts were called in October 1976.
The tunnel system is situated in Cambro-Silurian sedimentary rocks with Permian ingeneous rocks which appear as dykes. Ground water drainage can cause harmful settlements of clay deposits on which existing buildings are founded. To prevent this, extensive pregrouting is required which means that the TBM's have to be especially constructed and equipped for the requirements of this project.
Some general technical and economical aspects of fullface tunnel boring are discussed.

Den 28. oktober 1976 var det åpning av anbudene på to tunnelentrepriser, begge for deler av det som gjerne kalles Oslofjordprosjektet, begge basert på fullprofilboring.

Det er foreløpig ikke skjedd mer innen feltet fullprofilboring her i landet enn at mye av det som skjer, det skjer for første gang i Norge eller det er ny Norgesrekord.

Jeg antar derfor at noen av de tanker og vurderinger som ligger bak dette spesielle prosjektet, også har generell interesse. Jeg tror dessuten at den utvikling som er skjedd med prosjektet i løpet av prosjekteringsperioden, er karakteristisk for det som skjer, eller det som vil skje, når det gjelder fullprofilboring i Norge.

1. OSLOFJORDPROSJEKTET

1.1 GENERELT

Oslofjordprosjektet omfatter byggingen av et felles avløpssystem for de såkalte vestområdene. Vestområdene omfatter Oslo vest for Akerselva, samt Bærum og Asker kommune. Planen forutsetter at avløpsvannet fra dette området samles og føres i tunnel til et sentralrenseanlegg som skal bygges i Asker, litt nord for Slemmestad fabrikker, fig. 1.1.

Hovedtunnelen er ca. 33 km og skal fullprofilbores med en diameter på minimum 3,0 m. Av disse er nå den 4 km lange tunnelen mellom Majorstua og Frantzebråten ferdigboret. De

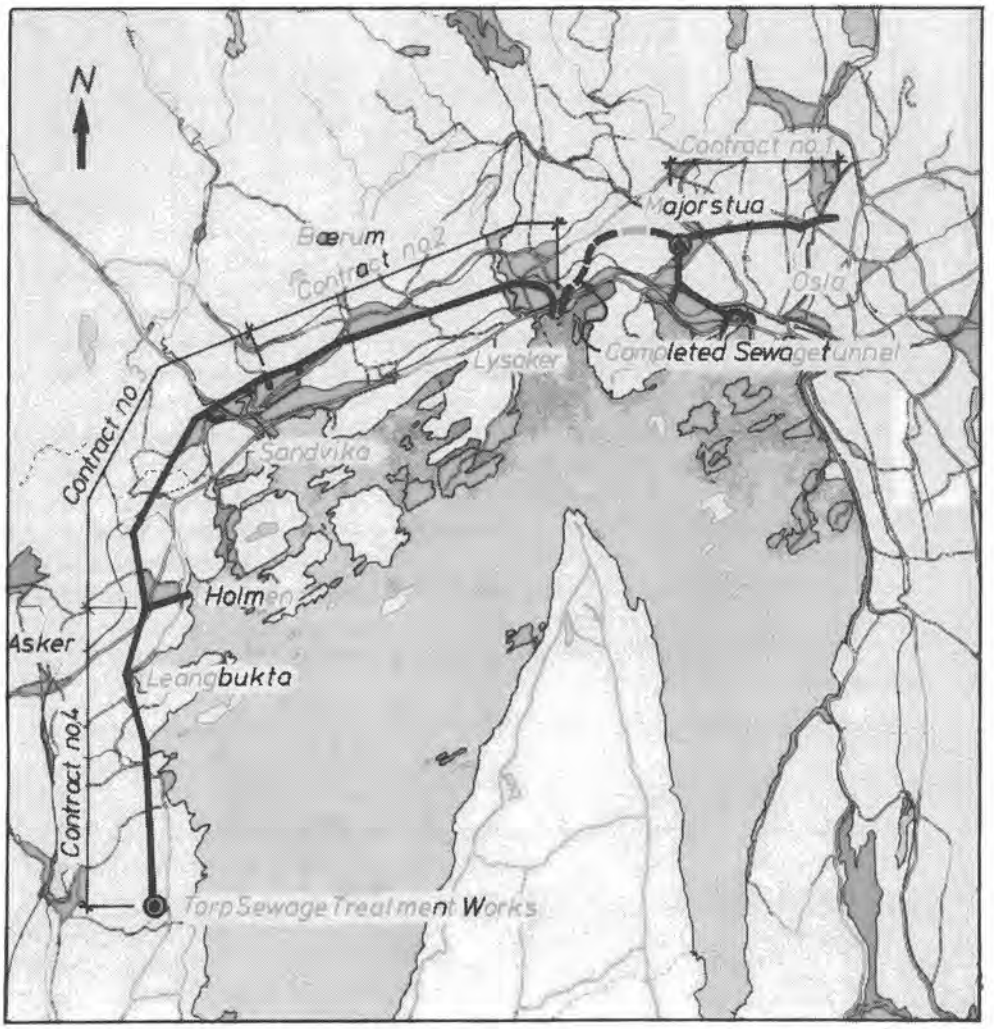


Fig. 1-1.

øvrige 29 km vil sammen med tverrslagstunneler og en større underjordisk pumpestasjon i Oslo bli fordelt på flere entrepriser.

Oslo kommune ved Oslo vann- og kloakkvesen er byggherre for anleggene innen Oslo. Byggherre for resten av prosjektet er Vestfjorden Avløpsselskap, et interkommunalt selskap som er dannet av de samarbeidende kommuner Asker, Bærum og Oslo.

Geoteknisk og geologisk rådgiver innen Oslo er Oslo kommunes geotekniske kontor; for anleggene i Asker og Bærum Norges geotekniske institutt.

Byggteknisk rådgiver for tunnelprosjektet er Sivilingeniør Elliot Strømme A/S.

1.2 GEOLOGI. SIKRINGSARBEIDER

Tunnelsystemet vil vesentlig ligge i kambrosilurbergarter som er lagdelte sedimenter bestående av kalk, leirskifer og sandstein. Disse sedimenter er igjen gjennomsatt av permiske eruptivganger som vesentlig går i to retninger, N-S og NØ-SV.

Bergartene er generelt sett vel egnet for fullprofilboring, og gir også bra stabilitetsforhold for de aktuelle tunneltverrsnitt.

Det stilles imidlertid meget strenge krav til tettheten av tunnelsystemet, d.v.s. det skal sikres mot inntrengning av grunnvann ut fra kravet om at man skal unngå setningsskader i de tilstøtende markområder.

Setninger kan oppstå når porevanntrykket i løsmassene senkes. En slik senkning kan enten skyldes at grunnvannsspeilet synker, eller at et trykkfall i fjellet inn mot tunnelen forplanter seg ut i løsmassene. Skal man unngå dette, må grunnvannsinntrengningen være mindre enn vanntilførselen til løsmassebassenget. Dessuten må et eventuelt trykkfall kun finne sted innen bergmassen alene.

Tettheten skal primært sikres med forinjisering, og det forutsettes benyttet både cement og kjemiske injiseringsmidler.

Den kritiske grunnvannsinntrengning i tunnelen og følgelig også kravet til tunnelens tetthet vil variere langs traséen. Fjellets permeabilitet undersøkes rutinemessig ved at det fra tunnelstuffen bores sondérhull som settes under vanntrykk. Dersom vanntapet overskrider de kriterier som gis for nødvendig tetthet på vedkommende sted, injiseres fjellet til tilstrekkelig tetthet er oppnådd.

1.3 OM ANBUDSGRUNNLAGET

De omfattende sonderings- og injiseringsarbeider som forutsettes utført, vil i sterk grad være fremdrifts- og kostnadsbestemmende for tunneldrivingen, og også stille spesielle krav til tunnelboremaskinenes oppbygging og utstyr.

Man fant det derfor riktig å orientere potensielle maskinleverandører så tidlig som mulig om disse krav, og sendte dem allerede i april 1976 en orientering om hele prosjektet. Det ble samtidig oversendt steinprøver fra tunneltraséen.

Foruten en geologisk vurdering og den sterke presisering av kravene til tetthetssikringen, nevnte man de viktigste hoveddata forøvrig, så som entreprisenes omfang, tidsplanen, adkomstmuligheter, stigning eller fall på hovedtunnel og adkomsttunneler, og hvor maskinene kunne tas ut igjen etter avsluttet boring. I tillegg til dette er det holdt flere møter med representanter fra fabrikkene.

Det er jo noe uvanlig at byggherren engasjerer seg såpass meget med hensyn til den redskap entreprenørene skal bruke for å gjøre jobben. I dette spesielle tilfellet tror jeg det har vært både riktig og nødvendig. Uten den kommunikasjon som har foregått, er jeg redd

for at både entreprenørene og byggherren hadde fått tilbud basert på maskiner som ville vært vesentlig mindre egnet en de som nå er foreslått.

Nå foreligger det imidlertid planer og tegninger på tunnelboremaskiner som kan spesialbygges for forinjisering. Dette kan jo være av interesse også i forbindelse med andre prosjekter, som f.eks. ved driving av tunneler under sjøbunnen.

Figur 1.1 som er tatt fra den nevnte orientering, viser i hovedtrekk hvordan arbeidet forutsettes oppdelt i entrepriser.

Det vil i alt bli 5 entrepriser basert på fullprofilboring. Den stiplede delen er tunnelen mellom Majorstua og Frantzebråten som nå er ferdigboret. I tillegg kommer så de 4 andre entreprisene som er vist.

De 2 delene man fikk inn anbud på i oktober 1976, er Contract 1 og Contract 2. Den første omfatter fullprofilboring av ca. 6,5 km tunneler innen Oslo, den andre fullprofilboring av 7,5 km mellom Vækerø og Sandvika. I de to neste entreprisene skal det tilsammen utbores 15 km. Anbud på disse forutsettes innhentet i løpet av vinteren 1976-77.

For å holde den tidsramme som er satt, er det nødvendig å benytte i alt 4 tunnelboremaskiner, noe som igjen gjorde det naturlig å dele arbeidene i de 4 entrepriser.

1.4 PROSJEKTETS UTVIKLING

Den utvikling som ble hentydet til innledningsvis kan kort sammenfattes slik:

- Da forprosjektet ble påbegynt i 1972, var det konvensjonell sprengning som var hovedalternativet.
- Den første tunnelstrekningen ble sendt ut på anbud i 1973. Det ble da innhentet alternative anbud både på konvensjonell sprengning og på fullprofilboring. Fullprofilboring ble valgt, dette var tunnelen Majorstua–Frantzebråten.
- I oktober 1976 ble det som tidligere nevnt, innhentet anbud på de to neste entrepriser. Denne gang ble det ikke engang bedt om pris på konvensjonell sprengning av hovedtunnelen. Fullprofilboring ble valgt allerede på prosjekteringsstadiet.

2. GENERELLE VURDERINGER

Når det gjelder fullprofilboring generelt, er selvfølgelig geologien i området av vesentlig betydning for både kostnader og tidsbehov, og den kan kanskje utelukke fullprofilboring uten nærmere vurderinger. I mange tilfeller kan det imidlertid være andre momenter som avgjør det endelige valget av drivemetode.

Noen av disse momenter er vel både velkjente og selvfølgelige, og hver for seg synes enkelte av dem kanskje ikke så vesentlige. Samlet kan de imidlertid vise at fullprofilboring med fordel kan velges for prosjekter hvor metoden til å begynne med virker lite aktuell.

2.1 FREMDRIFT

At fremdriften gjerne er vesentlig høyere ved fullprofilboring, gjør at man f.eks. kan redusere antall angrepspunkter eller tverrslag uten at anleggstiden forlenges. Eller tunneler som bare kan drives fra ett sted, får kortere byggetid, og byggherren får således både reduserte utgifter til renter i byggetiden og hurtigere nytte av den innvesterte kapital.

2.2 SIKRINGSARBEIDER

Sikringsarbeidene utgjør ofte en både stor og usikker post i et kostnadsoverslag for et tunnelprosjekt. Fullprofilboring reduserer sikringsarbeidene, og de usikre kostnaders andel av totalkostnadene blir følgelig også redusert. M.a.o. når man har valgt entreprenør, kan man også med større sikkerhet sette opp et budsjett for anlegget. Dette gjelder spesielt stabilitetssikringen, eventuell tetthetssikring er vanskeligere å vurdere.

2.3 OMKOSTNINGER FOR KONTROLL. VERDI AV BORMASSENE

Ved sprengningsarbeider i bebygde områder må det i anleggstiden foretas kontinuerlige rystelsesmålinger, og av hensyn til eventuelle klager og erstatningskrav bør bygningene i en sone langs tunneltraseen registreres på forhånd. I setningsfarlige områder må riktignok en del bygninger i alle tilfeller registreres, men man får ved fullprofilboring likevel reduserte utgifter for kontrollen. For tunnelen Majorstua–Frantzebråten ble denne reduksjonen anslått til over 100 kr. pr. tunnelmeter i 1973.

For samme anlegg ble verdien av de utborede masser anslått til nær 250 kr. pr. tunnelmeter.

Med dagens prisnivå er det ikke urimelig å sette besparelsene til kontroll pluss verdien av bormassene til ca. 500 kr. pr. tunnelmeter under tilsvarende forhold. Dette beløp kan direkte godskrives fullprofilboringen.

For å kunne sette denne verdi på bormassene, forutsettes det selvfølgelig at de anvendes der de er best egnet, f.eks. i ledningsgrøfter.

For å gå tilbake til Oslofjordprosjektet igjen, kan det nevnes at i Asker og Bærum vil ca. 200.000 m^3 av bormassen bli deponert for bruk etter at anlegget er ferdig. Resten av bormassen forutsettes anvendt i løpet av anleggsperioden. Anlegget er også prosjektert med hensyn på dette, og slik at bormassen billigst mulig kan transporteres direkte fra tunnelene til depot uten at man behøver å benytte offentlige veier.

2.4 HYDRAULISKE FORHOLD

Det har vært noe vanskelig å finne erfaringsdata for friksjonstapene, men nå kan det i hvert fall henvises til de undersøkelser som er gjort av Vassdrags- og havnelaboratoriet ved NTH som bl.a. har foretatt forsøk med luft i den tunnelen som er boret i Trondheim.

For enkelte vannførende frispeilstunneler er det kravene til selvrensing som bestemmer lengdefallet. For å unngå at noen av de partikler som føres med vannet, skal sedimenteres i tunnelen, må den opptredende skjærspenning langs tunnelbunnen være over en viss størrelse selv ved de minste vannføringer. En utsprengt tunnel forsynes da gjerne med en stålglattet betongsåle med V-formet tverrfall.

I en boret tunnel kan man, foruten å sløyfe betongsålen, også i mange tilfeller tillate seg å redusere lengdefallet og fremdeles opprettholde selvrensingsevnen. Hvis vannet så må pumpes opp igjen, blir det snart beløp som må tas med i vurdering. Dessuten betyr en dypereliggende tunnel gjerne lengre tverrslag.

Ved marginale betraktninger bør man også ta hensyn til at en utsprengt tunnel med betongsåle har en kortere levetid, hvis man kan snakke om levetid for en tunnel, og krever mer vedlikehold enn en boret tunnel.

2.5 ØKONOMISK SAMMENLIGNINGSGRUNNLAG

Når man skal vurdere alternativer, kan man ikke kun se på anleggskostnadene, men sammenligne de fremtidige årskostnader, d.v.s. summen av renter, avskrivninger, drift og vedlikehold.

Grunnen til at dette nevnes her, er at fullprofilboring ikke bare kan konkurrere med konvensjonell sprengning hvor det allerede er valgt et tunnelalternativ, men at metoden kan benyttes til å drive tunneler også hvor eksisterende konstruksjoner, liten fjelldekning eller andre forhold gjør det umulig, eller svært kostbart, å utføre sprengningsarbeider.

Dette medfører igjen at tunneler nå kan konkurrere på andre felter enn tidligere, og at man må vurdere en tunnel mot helt andre konstruksjonstyper som f.eks. større kabelkanaler eller rørledninger lagt i grøfter. En økonomisk sammenligning må da baseres på årskostnader, eller om man vil, på nåverdien av fremtidige utgifter. Ved begge metoder vil tunnelalternativet falle gunstigere ut enn om man kun sammenligner anleggskostnadene.

3. SLUTTBEMERKNINGER

Det kan kanskje virke som jeg noe ensidig kun har trukket frem fordelene med fullprofilboring. Men hvis berggrunnen først er egnet, så er det i virkeligheten ikke så mange argumenter imot metoden. De vesentligste er vel at det kreves en viss minstelengde før det er økonomisk med insats av fullprofilutstyr, dessuten er det en leveringstid på 6–12 mndr. for nye maskiner.

Begge disse forhold vil imidlertid få mindre betydning etter hvert som det kommer flere maskiner til landet, og etter hvert som metoden blir stadig mer aktuell. For i likhet med så mange nye metoder og maskiner, vil også de tunnelboremaskiner som etter hvert kommer hit, selv være med på å skape et marked.

Entreprenørene har allerede vist at de er villige til å satse. Nå er det opp til byggherrer og rådgivere å legge forholdene best mulig til rette.

GEOLOGISKE PARAMETRE OG FULLPROFILBORING KOSTNADSPROGNOSE

Geological parameters and fullface boring. Cost prognoses.

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

SAMMENDRAG

Hovedelementene i en prognosemodell for beregning av inndrifter og kostnader ved fullprofilboring av tunneler presenteres. Modellen er basert på borbarhetsindekser som er utviklet for konvensjonelt boreutstyr og som beskriver bergartenes egenskaper med hensyn på borsynk og borslitasje. Videre tas med i vurderingen avstanden mellom sprekker og stikk i fjellet, idet denne parameter har vist seg å påvirke driftsresultatene ved fullprofilboring. Forutsetningene for modellen kommenteres. Spesielt påpekes det at alvorlige stabilitetsproblemer som bergslag og knusningssoner må være forutsett og unngått, eventuelt ivaretatt ved at tunnelbormaskinen er utrustet for sikring nær stuffen. Det summeres opp hvor fullprofilboring av tunneler peker seg ut som et aktuelt alternativ. Foredraget gir utdrag av en fyldigere prosjektrapport, se referanselisten.

SUMMARY

The main elements in a prognose model for calculations of penetration rates and costs for fullface-bored tunnels are presented. The model is based on drillability indexes originally developed for conventional drilling equipment. The indexes describes the rock properties important to drilling rate and bit wear. The distance between joints and partings is taken into account, as this parameter has been experienced as important for fullface boring. Serious stability problems such as rock spalling and crushed zones must be foreseen and avoided, eventually taken care of with efficient supporting systems immediately behind the boring head. In the conclusions the author points out areas where fullface-boring of tunnels seems favourable. The article gives an extract of a project report.

BAKGRUNN

Med fullprofilboring har vi fått et nytt verdifullt hjelpemiddel for driving av tunneler. Metoden er imidlertid vesentlig mer følsom for fjellets egenskaper enn konvensjonell drift, både når det gjelder drivehastighet og økonomi.

En har manglet offentlig tilgjengelig systematisert viten om hvordan metoden vil arte seg under våre fjellforhold. På denne bakgrunn ble det våren 1976 dannet en prosjektgruppe

bestående av studentene Bengt Drageset, Roy-Egil Hovde, Erik Dahl Johansen og Roar Sandnes, dosent Odd Johannessen, Institutt for Anleggsdrift samt undertegnede som prosjektleder. Prosjektarbeidet var en del av særkursundervisningen i fagene Anleggsteknikk og Ingeniørgeologi – Fjell. Målsettingen til prosjektgruppen var følgende:

1. Å utvikle en prognosemodell for beregning av inndrift og kostnader ved varierende fjellforhold og tunneltverrsnitt.
2. Å kartlegge hvor fullprofilboring står i dag i forhold til konvensjonell drift for å finne områder hvor metoden kan være aktuell.
3. Å gi et grunnlag for tilpassing av tunnelprosjekter til fullprofilboring der metoden kan gi gevinst totalt sett, selv hvor den ikke kan konkurrere meter for meter.

Prosjektgruppen har tidligere rapportert arbeidet i Prosjektrapport 1-76 "Fullprofilboring av tunneler". Jeg vil her kun skissere oppbyggingen av prognosemodellen og summere opp en del av de konklusjoner vi er kommet frem til under arbeidet. Det hele er mer utførlig behandlet i prosjektrapporten, bl.a. fremgår grunnlaget for kostnadsberegningen der.

GRUNNLAG

Arbeidet bygger på alle de data og opplysninger gruppen hadde tilgjengelig våren 1976. Dette besto i tilgjengelig litteratur, forskningsrapporter, opplysninger innsamlet ved egen oppfølging og personlige kontakter, laboratorieundersøkelser på bergartsprøver fra tunneler boret innenlands og utenlands, samt inndrifts- og kostnadsprognoser for en del anlegg gitt av leverandører av fullprofilmaskiner.

ØKONOMISK STØTTE

En rekke firmaer og institusjoner har støttet prosjektet:

- Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.
- NVE – Statskraftverkene.
- Ing. Thor Furuholmen A/S.
- A/S Høyer-Ellefsen.
- Ing. F. Selmer A/S.
- Veidekke A/S.
- Astrup & Aubert A/S.
- H. Eeg-Henriksen A/S.

En del av bakgrunnsmaterialet er også skaffet til veie via NTNF-prosjekt "Anleggsmessig vanskelig fjell" samt BVLI's arbeidsutvalg for "Rotasjons- og fullprofilboring".

VALG AV PARAMETRE, ETTERPRØVING

Valget er foretatt for å få det best mulige sammenligningsgrunnlag med de erfaringer en har for borbarhet ved bruk av konvensjonelt boreutstyr. Parallellforsøk med "leverandørtester" for borbarhet er også tatt med i grunnlaget for prognosemodellen i den utstrekning det har vært praktisk mulig.

Etterprøving vil bli foretatt for å kontrollere riktigheten av modellen i forhold til flere utførte tunnelboringer. Videre synes det ønskelig å foreta sammenlignende forsøk mellom de anvendte borbarhetstester og forskjellige typer av leverandørtester. Videre vil parallellforsøk

med diverse andre tester som f.eks. strekkfasthet bestemt ved punktlasttest eller enaksiell trykkfasthet inngå som en naturlig del av arbeidet med oppfølgingen av prognosemodellen.

Reaksjoner fra brukere er ønskelig både når det gjelder oppbygging av modellen samt hvordan nivået både for inndrifter og kostnader synes å harmonere med erfaringer fra utførte tunneler eller andre prognoser for tunnelprosjekter under planlegging.

BORSYNK- OG BORSLITASJEINDEKSER

De anvendte parametre borsynkindekser DRI og borslitasjeindeksen BWI er utviklet ved Geologisk Institutt, NTH. Indeksene er opprinelig utviklet for å gi en best mulig beskrivelse av borbarheten til forskjellige bergarter i forhold til lett boreutstyr med meiselskjær, men har også vist seg brukbare for å beskrive forholdene for tungt boreutstyr med fire-skjærs borkroner.

Indeksene og laboratorietestene de baseres på, er beskrevet flere steder, bl.a. av R. Lien i kompendiet for Bergmekanikkdagen 1971. Disse indeksene er valgt til å beskrive bergartsmaterialets borbarhet ikke fordi en mener at disse er de beste til å beskrive forholdene for fullprofilboring, men fordi en har et stort erfaringsmateriale for norske bergarter ved bruk av konvensjonelt utstyr i forhold til disse indeksene. Indeksene sammen med stikk- og sprekkeavstanden for fjellet gir en beskrivelse av fjellets totale borbarhet.

Med stikk- og sprekkeavstand forstås i denne sammenheng avstanden mellom stikk eller flater med liten eller ingen sprekkstyrke normalt flaten. Det tas altså med i vurderingen ikke bare åpne, gjennomsettende bruddflater, men også stikk, det vil si ikke gjennomsettende såvidt synlige bruddlinjer som kan ha mineralbelegg som f.eks. kloritt eller bestå av sammenhengende plane glimmerlag.

Systemet rammer inn de 3 hovedfaktorer vi mener må være med i en prognosemodell, nemlig bergartenes styrke, bergartenes slitasjeegenskaper, samt fjellets oppsprekningsgrad.

Et forhold som at borretning i forhold til dominerende oppsprekningssystem eller lagdelingsplan vil være vesentlig for nettoinndriften, er ikke tatt med i systemet. Dette krever mer detaljerte opplysninger enn gruppen har hatt tilgjengelig. Det er imidlertid kjent at f.eks. ved bruk av rullemeisler vil boring normalt lagdelingen eller det dominerende sprekkesystemet være gunstigst.

INNDRIFTER OG KOSTNADER

Jeg vil i det følgende vise en del figurer som illustrerer de viktigste elementene i prognosemodellen. En rekke av de øvrige forholdene som er kommentert i prognoserapporten, som tverrsnittsforhold, kurveradier, arbeider bak stuff, sikringsarbeider, anvendelse av borkakset o.l. kan ikke tas opp i detalj her.

Som utgangspunkt for modellen er det anvendt tunnelbormaskiner (TBM) som arbeider etter hovedprinsippet med roterende, knusende boring med rullemeisler (disc-cutters). Fig. 2-1 viser netto inndrift som funksjon av borsynkindeksen DRI samt stikk- og sprekkeavstand. Det går frem at vi mener at stikk- og sprekkeavstanden har meget å si for nettoinndriften, spesielt når avstanden mellom sprekkeplanene er av samme størrelsesorden som eller mindre enn den normale avstand mellom rullemeislene på borhodet. Kurvene er stiplet i det usikre området hvor vi har hatt lite tilgjengelige data. Fig. 2-2 viser vår vurdering av diameterkorreksjonen for netto inndrift. For én maskintype vil kurven være mer korrekt med trappetrin, idet en for bestemte diametre på borhodet får mulighet til å sette inn større rullemeisler. Diameterkorreksjonen fremkommer som et kompromiss mellom

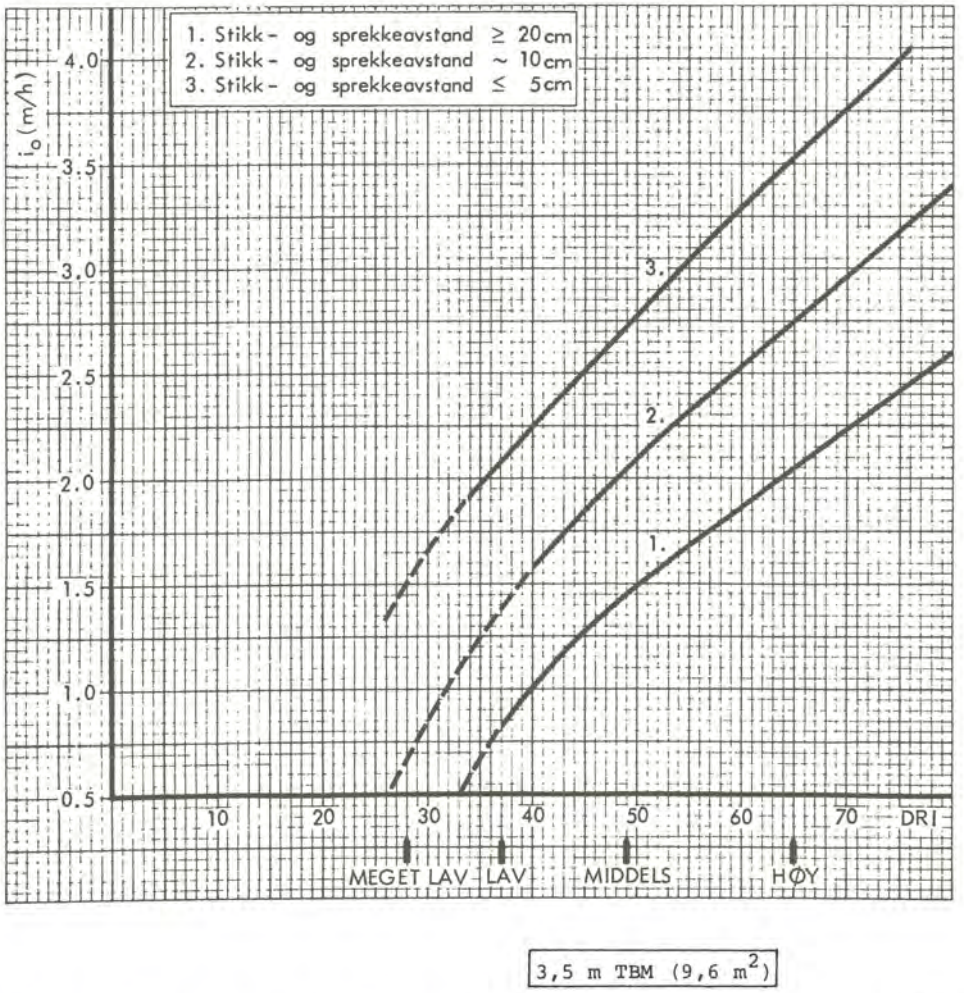


Fig. 2-1. Netto inndrift (i_o) for en 3,5 m TBM som funksjon av borsynkindeksen DRI og stikk- og sprekkeavstand.

to faktorer, nemlig at den dynamiske belastning øker med økende diameter p.g.a. økt periferihastighet, samt at økende diameter som nevnt gir plass til større rullemeisler med større lagre som tåler påkjenningen bedre.

Beregning av bruttoinndrift fremgår av tabellen i fig. 2-3. Den totale utnyttelse fremkommer her etter vurdering av disponibel maskintid, den tiden som tunnelbormaskinen er disponibel for boring, og maskinutnyttelsen, dvs. den tiden borhodet virkelig roterer i forhold til disponibel maskintid. En totalutnyttelse gjennomsnittlig over en lengre periode på 40% vil være rimelig etter dagens tekniske nivå. En høyere utnyttelse vil kreve en spesielt god organisasjon, gode vedlikeholdsforhold, effektiv transport etc.

Boreverktøykostnadene pr. faste m^3 finnes i fig. 2-4 som en funksjon av borslitasjeindeksen BWI og stikk- og sprekkeavstand. Kurvene er også her stiplet i det spesielt

usikre området. Også for boreverktøykostnadene er det nødvendig med en diameter-korreksjon, se fig. 2-5. Denne er avhengig av boreverktøytypen, og baserer seg på en avveining av følgende forhold:

1. Større diametre gir bedre plass på borhodet for større og mer levedyktige lagre.
2. Rullet distanse pr. fast m^3 avtar med økende diameter. Slitasjen antas i stor grad å være avhengig av rullet distanse.
3. Relativ andel av boreverktøy som arbeider i periferi og senter (og har størst slitasje) avtar med økende diameter.

Kurven burde sannsynligvis også her være noe trappetrinnformet og kan ikke ventes å gi noe annet enn størrelsesorden til korreksjonen.

Ut ifra basiskurvene for netto inndrift og boreverktøykostnadene har en beregnet kostnadene for fullprofilborede tunneler med lengde 3 km. Det er her gjort en forenklende

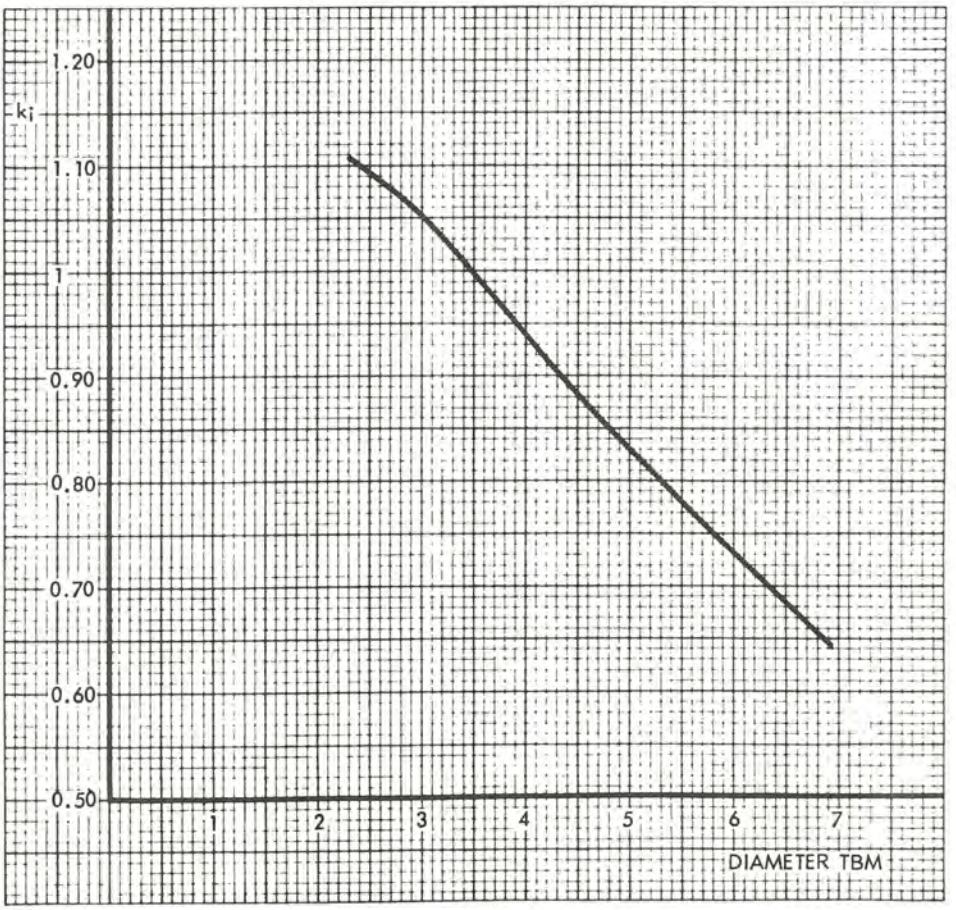


Fig. 2-2. Korreksjonsfaktor (K_i) for inndrift som funksjon av diameter på TBM (m).

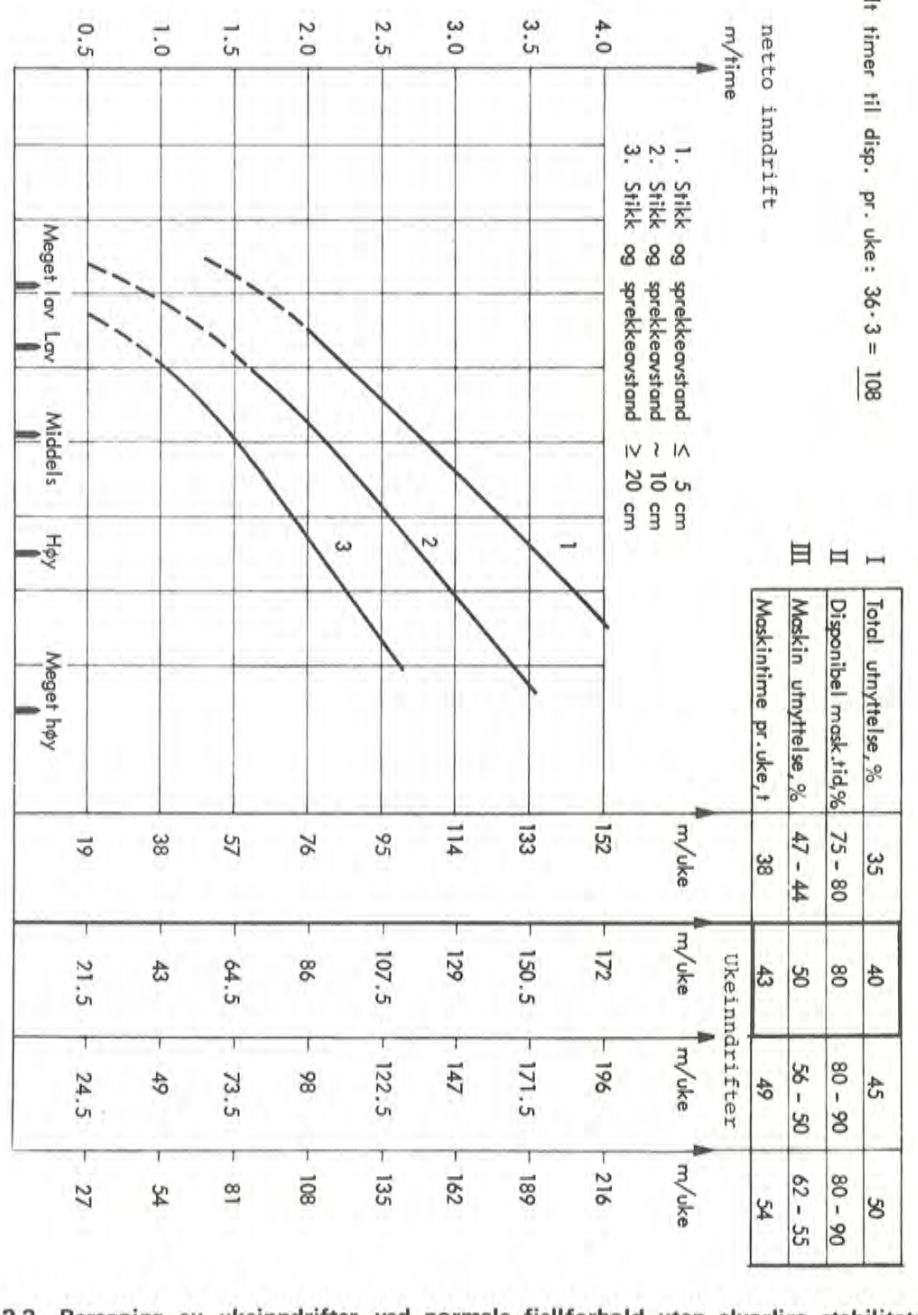


Fig. 2-3. Beregning av ukeinndrifter ved normale fjellforhold uten alvorlige stabilitets-problemer. (Basiskurver for 3,5 m TBM.)

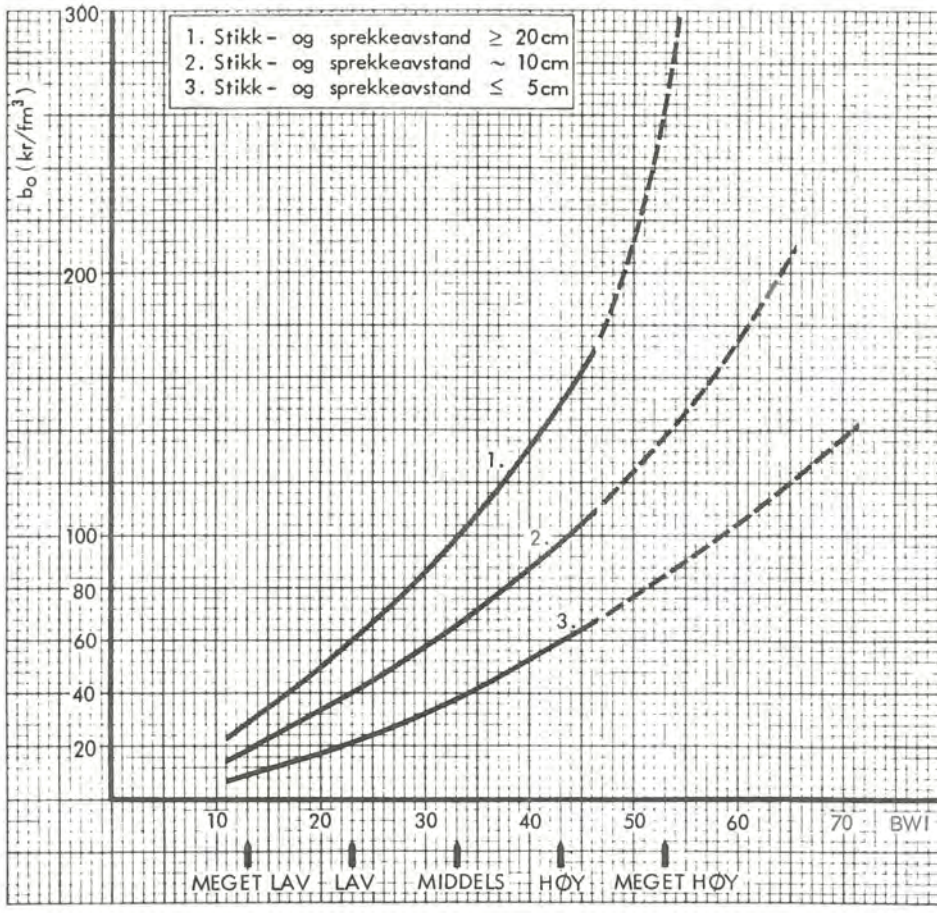


Fig. 2-4. Boreverktøykostnader (b_o) som funksjon av borslitasjeindeksen BWI og stikk- og sprekkeavstand.

forutsetning om at en lav borsynkindeks tilsvarer en høy borslitasjeindeks, altså at lav borsynk medfører høy borslitasje og omvendt. Dette gjelder nødvendigvis ikke for alle bergarter.

Fig. 2-6 viser kostnadsnivået for en fullprofilboret tunnel med 3 m diameter. Fig. 2-7 viser den tilsvarende prognosen for en fullprofilboret tunnel med 7 m i diameter. Ut fra detaljerte kostnadsberegninger for en rekke tverrsnitt har en satt opp en sammenfattende kurve for fullprofilborede tunneler og konvensjonelt drevne tunneler. Forutsetningene for kostnadsberegningene finnes i prosjektrapporten.

Fig. 2-8 viser at det kun er for de små tverrsnitt og meget gunstige fjellforhold med gunstige borbarhetsindekser og tett oppsprekning hvor fullprofilboring direkte kan konkurrere i kostnader pr. meter tunnel. En typisk gneis slik vi kjenner den fra mange anlegg, vil gjerne falle på kurve 3 eller 4.

En fullprofilboret tunnel vil ha et langt gunstigere tverrsnitt for vanntransport, fig. 2-9 viser den reduksjon man kan gjøre i arealet i forhold til råsprengte tunneler. Utgangspunktet er her tatt i falltapsmålinger utført av Vassdrags- og havnelaboratoriet, NTH, i ca. 20 råsprengte og 1 fullprofilboret tunnel.

Fig. 2-10 viser kostnadsprognosen for forskjellige ekvivalente tverrsnitt (med hensyn på vanntransport) for fullprofilborede og konvensjonelt drevne tunneler med lengde 3 km. Forholdene blir langt gunstigere for fullprofilboring, men fremdeles vil hva vi oppfatter som en middels borbar bergart, kurve 3–4, ha høyere kostnader også for de mindre tverrsnitt.

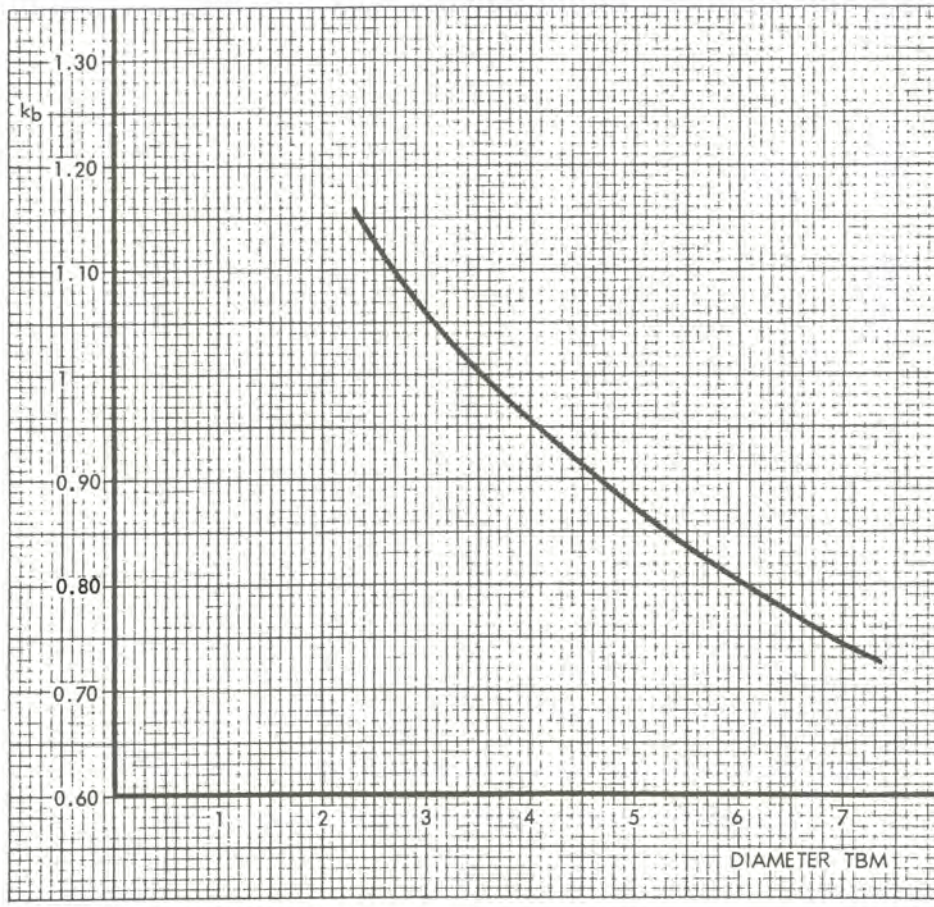


Fig. 2-5. Korreksjonsfaktor for boreverktøykostnad (k_b) som funksjon av diameter på TBM (m).

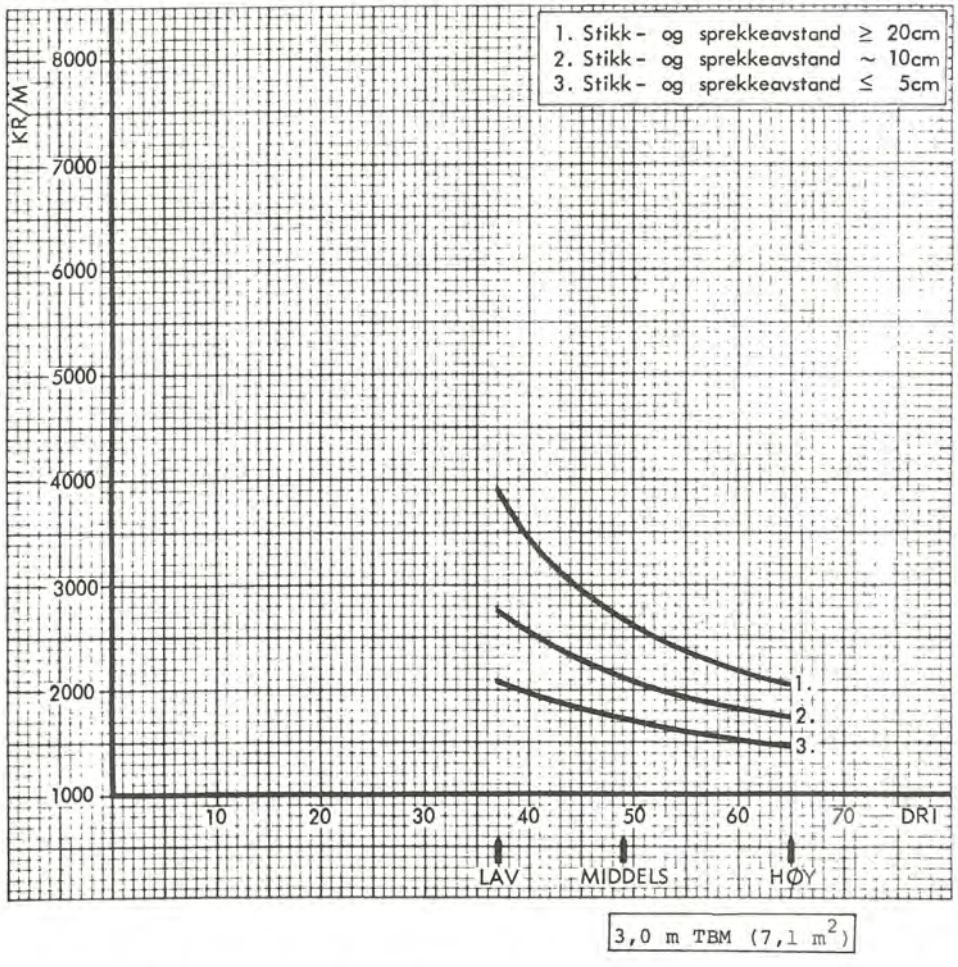


Fig. 2-6. Kostnader for fullprofilboret tunnel med diameter 3 m.

OPPSUMMERING

1. Ved fullprofilboring er kostnadene mer avhengige av fjellforholdene enn ved konvensjonell drift.
2. Kostnadene er også mer tverrsnittsavhengige.
3. For veg- og jernbanetunneler omkring 30 m^2 antas fullprofilboring ikke å kunne konkurrere direkte dersom ikke spesielle forhold som f.eks. et ønske om å unngå sprengningsarbeider i tettbygde strøk kommer til.
4. For vanntunneler antas fullprofilboring under gunstige forhold med godt borbart fjell å være aktuelt opp til 40 m^2 når en bringer inn en mulig reduksjon i sikringskostnadene.
5. Under gunstige fjellforhold, der spesielle hensyn som forinjisering eller andre kompliserte

sikringsarbeider på eller like ved stuff kan unngås, kan drivehastigheten økes. Heri kan ligge muligheten til en betydelig økonomisk gevinst i form av redusert byggetid eller ved at f.eks. tverrslag og hele riggsteder kan sløyfes. Dette kan være teknisk mulig p.g.a. at krav til ventilasjon blir mindre ved fullprofilboring.

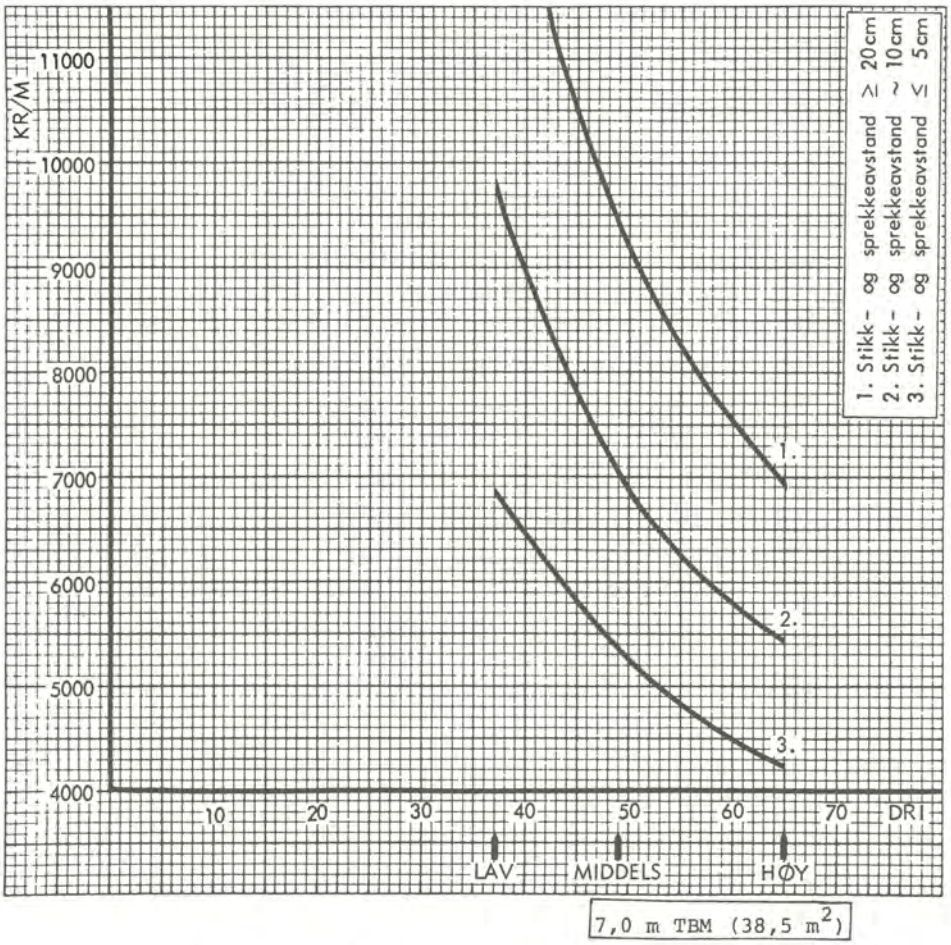
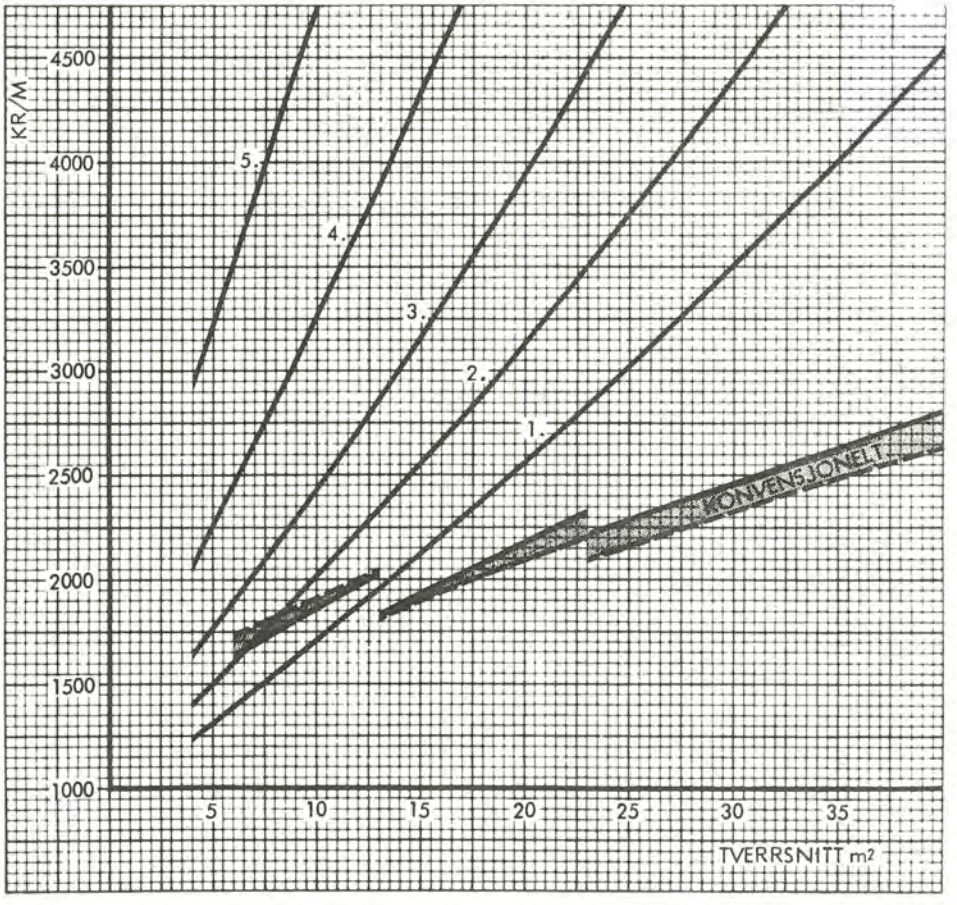


Fig. 2-7. Kostnader for fullprofilboret tunnel med diameter 7 m.



Kurveforklaring:

	DRI	BWI	ST.OG SPR.AVST
1	HØY	LAV	<5cm
2	MID.	MID.	<5cm
	HØY	LAV	∿10cm
3	LAV	HØY	<5cm
	MID.	MID.	∿10cm
	HØY	LAV	>20cm
4	LAV	HØY	∿10cm
	MID.	MID.	>20cm
5	LAV	HØY	>20cm

Fig. 2-8. Kostnader for fullprofilborede og konvensjonelt drevne tunneler. Tunnellengde 3 km.

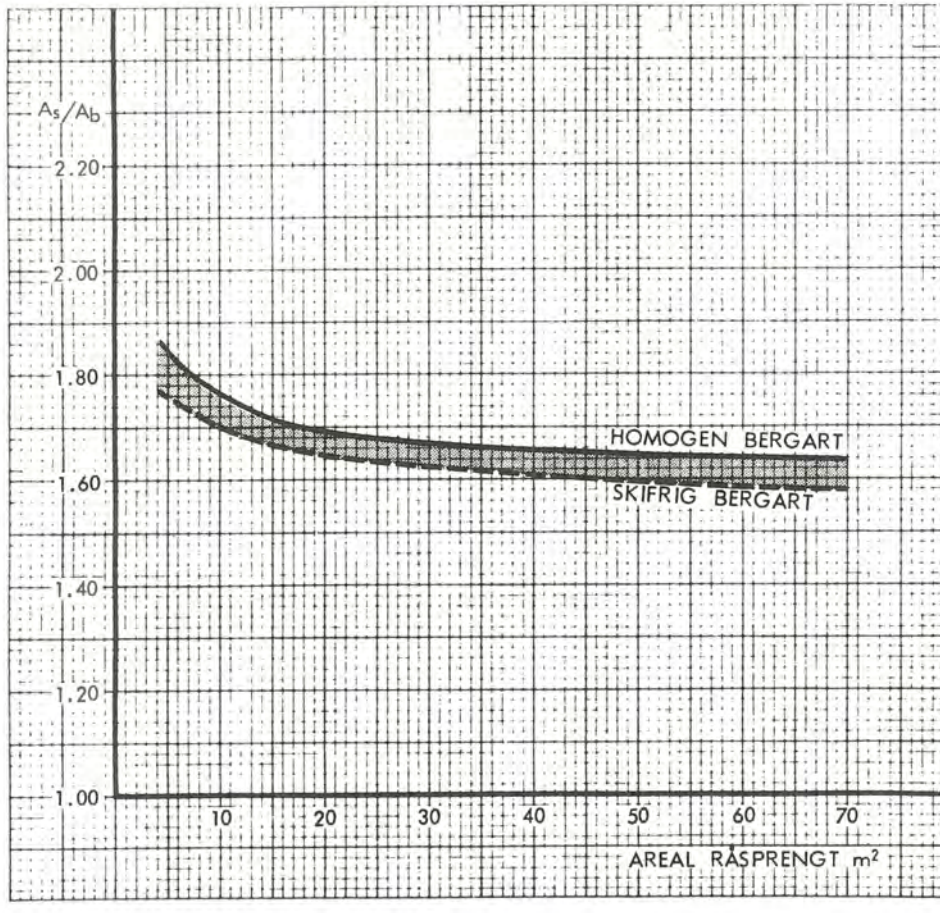
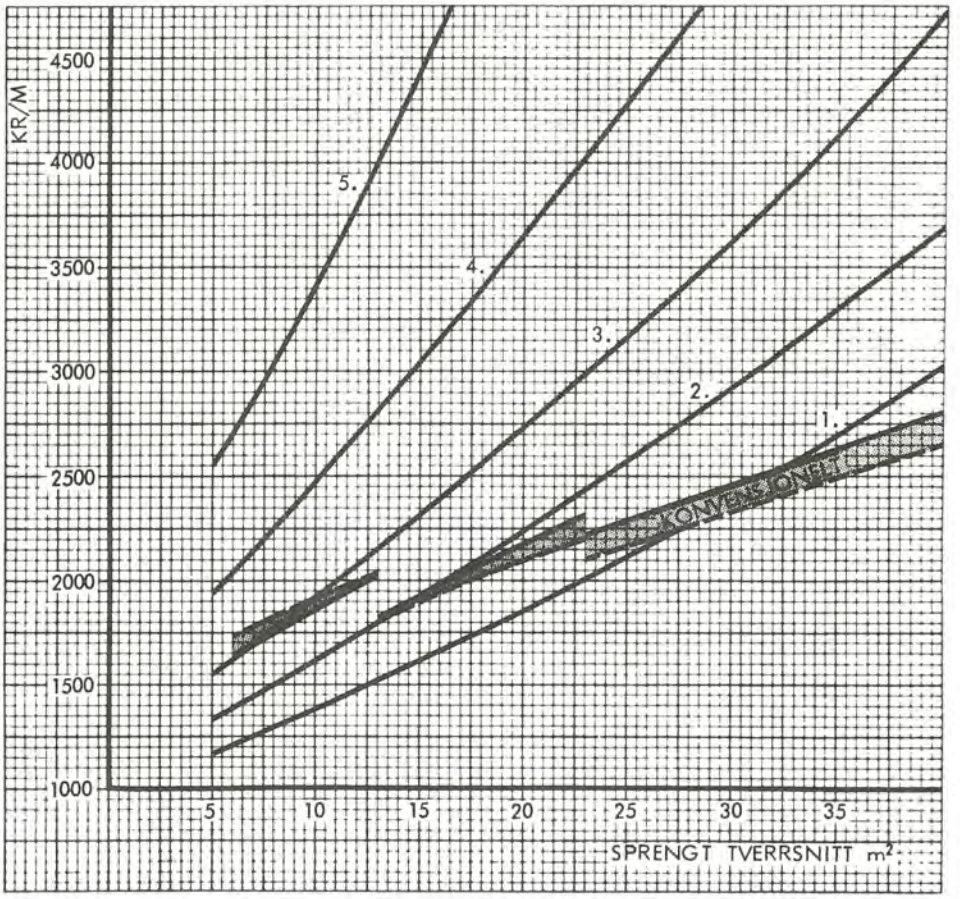


Fig. 2-9. Reduksjonsfaktor for ekvivalent tverrsnitt for vanntunneler (areal sprengt A_s/areal boret A_b).



Kurveforklaring:

	DRI	BWI	ST.OG SPR.AVST
1	HØY	LAV	<5cm
2	MID.	MID.	<5cm
	HØY	LAV	∿10cm
3	LAV	HØY	<5cm
	MID.	MID.	∿10cm
	HØY	LAV	> 20cm
4	LAV	HØY	∿10cm
	MID.	MID.	> 20cm
5	LAV	HØY	> 20cm

Fig. 2-10. Kostnader for ekvivalent tverrsnitt for fullprofilborede og konvensjonelt drevne vanntunneler. Tunnellengde 3 km.

EKSEMPEL

Tabellen nedenfor viser et eksempel på en kalkyle for et forprosjekt med vannkrafttunneler hvor man i fullprofilalternativet kan sløyfe et tverrslag, vegbygging samt vegløs vinterdrift ved dette tverrslaget.

	FULLPROFIL	KONVENSJONELL
Tunnellengder, tverrsnitt	8,1 km, diam. 4,7 m	8,3 km, 28 m^2
	6,7 km, diam. 2,5 m	7,0 km, 13 m^2
Bergarter	Glimmerskifre, kalkstein	
Byggetid	4,5 år	5,0 år
Mannskapsbehov, maksimalt	ca. 30 mann	ca. 55 mann
Kostnader:		
Direkte drivekostnader	50 mill. kr.	57 mill. kr.
Indirekte, arbeidssted	4 mill. kr.	12 mill. kr.
Øvrige indirekte*)	7 mill. kr.	10 mill. kr.
Investeringsavgift	5 mill. kr.	6 mill. kr.
Renter i byggetid	16 mill. kr.	24 mill. kr.
	82 mill. kr.	109 mill. kr.

SIKRINGSARBEIDER

Ved et vanlig godt fjell antas sikringskostnadene å kunne reduseres til 1/3–2/3 av kostnadene ved konvensjonell drift. I sterkt oppsprukket skifrig fjell hvor ekstra rensk regelmessig er et problem ved konvensjonell drift, kan sikringskostnadene ved fullprofilboring ligge på 1/4–1/5.

Dersom en får problemer med intenst bergslag eller aktiv svelleleire og dårlig konsoliderte knusningssoner, er forholdene annerledes. Det må understrekes at prognosemodellen forutsetter at slike vansker er forutsett og unngått, eventuelt ivaretatt med effektivt tilleggsutstyr på fullprofilmaskinen. Dette er det spesielt viktig å være klar over idet improvisasjon av sikringsarbeider nær stuffen er meget vanskelig å foreta i en tunnel som fullprofilbores. 3–4 ukers stans i hver knusningssone eller stadig heft p.g.a. bergslagsavskallinger vil fullstendig kunne rykke bena under grunnlaget for en økonomisk forsvarlig anvendelse av metoden. Det synes i dag teknisk mulig å mestre også slike problemer på en forsvarlig måte, dersom både planlegger, entreprenør og maskinleverandør tar hensyn til dem.

Ved sikringsarbeider som kan foretas bak stuff, ligger forholdene godt til rette for en rasjonell utførelse i en fullprofilboret tunnel, selv om en må sikre på samme måte mot f.eks. svelleleire.

*) Her er kun tatt med de poster som er antatt å være forskjellige for de to alternativer.

ANVENDELSE AV BORKAKS

Her ligger det en rekke oppgaver å avklare idet borkakset ligger vel til rette for forbedring i form av fraksjonering og kubisering. Spørsmålet om hvordan materialet kan anvendes i betong, i anleggsveger, i tetningskjerner o.l. vil bli sterkt aktualisert etter hvert som metoden får utbredelse og vil kreve nærmere utredning.

FORUNDERSØKELSER

Til slutt vil jeg presisere at vanlige grundige ingeniørgeologiske forundersøkelser bør foretas i forbindelse med tunneler hvor fullprofilboring er aktuelt. Spesielt bør disse legge vekt på å klarlegge mulige bergtrykksproblemer, dårlig konsoliderte knusningssoner, karst o.l., samt borbarhetsforholdene i form av bergartsstyrke, slitasjeegenskaper og fjellets oppsprekning. Videre er det svært viktig at mulighetene for fullprofilboring vurderes allerede på forprosjekteringsstadiet, idet tunneltraséer o.l. bør tilpasses for alternativet.

REFERANSER

LIEN, R. (1971): "Klassifisering av bergarter med henblikk på borbarhet." Bergmekanikk-dagen, Oslo.

Prosjektrapport 1-76 (1976): "Fullprofilboring av tunneler", Institutt for Anleggsdrift – Geologisk Institutt, NTH.

Prosjektrapport 6-75: "Borsynkindeks DRI." Institutt for Anleggsdrift – Geologisk Institutt, NTH.

FREMTIDSPERSPEKTIVER PÅ FULLPROFILBORING AV VEGTUNNELER

Full face boring of road tunnels in crystalline rocks

Geolog Arne Grønhaug, Veglaboratoriet.

SAMMENDRAG

På området fullprofilboring har det i de seneste 10 årene funnet sted en betydelig utvikling. Det pågår for tiden analyser for å finne ut om fullprofilboring av vegtunneler er et realistisk alternativ, i første rekke for enfeltstunneler med profil ca. 30 m^2.

Fullprofilboring antas ennå å være kostbarere enn konvensjonell tunneldrift i områder hvor det ikke er nødvendig å legge restriksjoner på sprengningene på grunn av omgivelsene. Den antatte merkostnaden må veies mot den generelt forbedrede kvalitet, arbeidssikkerhet, miljø og redusert behov for vedlikehold som fullprofilboring medfører.

SUMMARY

An important progress in the field of tunnel boring machines has taken place in the last decades. Studies are under way to assess the advantages of full face boring of road tunnels in crystalline rocks. Informations from full face borings at four different sites of special interest to Norwegian rock conditions have been collected and discussed. Under conditions specified, full face boring should be best suited for one-lane road tunnels with a cross sectional area of about 30 m^2. Still a little higher construction costs in areas with none restrictions on blasting as compared to conventional tunneling, this should be weighed against improved overall quality, safety, working conditions and finally lower maintenance costs.

BAKGRUNN

Det er nå 10 år siden de første forsøk på fullprofilboring i krystallinske bergarter fant sted. (Etter å ha drevet 70 m i granittiske gneiser i New York ble det nødvendig å gå tilbake til konvensjonell drift. Takket være dette og andre banebrytende prosjekter har det skjedd en rivende utvikling av fullprofilboreteknikken.)Utviklingen er nå kommet så langt at det er nødvendig å følge den nøye for ikke å bli stående utenfor.

Det har lenge vært akseptert at TBM-teknikken byr på vesentlige fordeler fremfor konvensjonell tunneldrift. For å illustrere den mest iøynefallende fordel, kan det være interessant å ta utgangspunkt i en vegtunnel fra oldtiden. Fig. 3-1 viser en vegtunnel som har tjent trafikken på en av hovedveiene til Rom frem til i dag. Detaljene fra tunnelveggen viser merkene etter bergmennenes hakker. De samme merker viser at overmasser ikke var noe

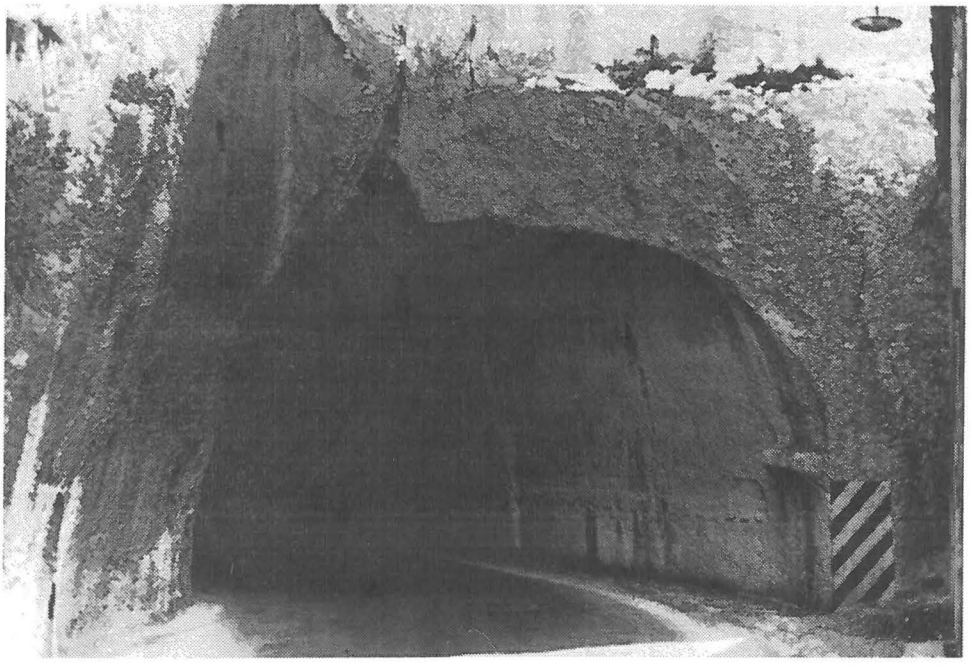


Fig. 3-1. Denne nydelig uthugne vegtunnelen på Via Flaminia mellom Rom og Rimini har tjent trafikken uten nevneverdig vedlikehold i 1900 år.

problem ved dette anlegget, fig. 3-2. Det er også tydelig at det ikke har kunnet falle ned mange stein i løpet av de 1900 år tunnelen har vært i tjeneste.

Fig. 3-3 viser en tunnel bygd i begynnelsen av 1970-årene. Det skal ikke underslås at vi vanligvis oppnår meget bedre resultater. Bildet er da heller ikke tatt med for å karakterisere den gjennomsnittlige standard av vegtunneler drevet konvensjonelt, men for å påpeke de begrensede muligheter en i mange tilfeller har for styring av driften i retning av bedre utførelse.

Ved fullprofil tunnelboring er en igjen tilbake til en driftsmetode der denne kvalitet er innebygd, slik at en er sikret en bestemt kvalitet som bare i liten grad er avhengig av subjektiv utførelse. Men selv om sprengningsarbeidet utføres perfekt, vil det likevel være en kvalitetsforskjell mellom fullprofilborete og konvensjonelt drevne tunneler.

Dette vil gi seg utslag i verdien av tunnelen som vegforbindelse på flere måter. For det første vil de jevne konturene gi bedre optisk linjeføring slik at bilføreren lettere kan følge kjørefeltet. De jevne veggene vil gi bedre lysrefleksjon slik at behovet for belysning blir mindre. Luftstrømningen i tunnelen blir hindret i mindre grad slik at behovet for ventilasjon blir redusert.

Det er utvilsomt at de skånsomt utborete konturene i mindre grad vil bli utsatt for forvitring og nedfall. For vedlikeholdet må det ventes besparelser først og fremst i forbindelse med rutinemessig rensk, vannlekkasjer og frost. Alt i alt vil dette bety en vesentlig forbedring av trafikksikkerheten. Under anlegg vil rensken stort sett kunne reduseres til en løpende besiktigelse av hvelvet. De reduserte påkjenninger vil føre til

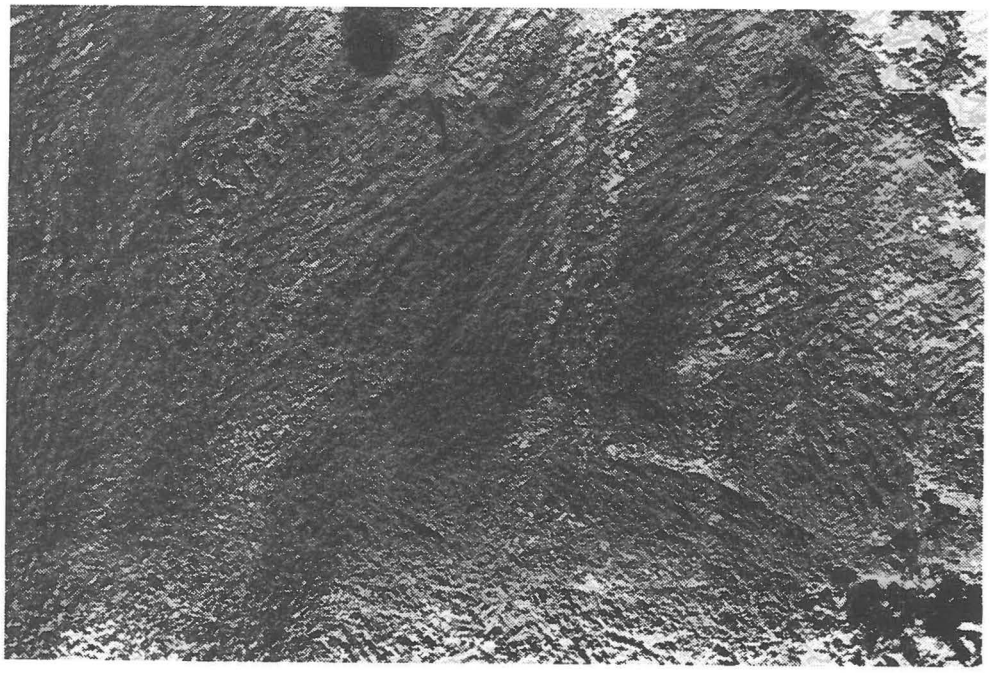


Fig. 3-2. Detalj fra veggen som viser merker etter bergmennenes brytningsredskaper.

Fig. 3-3. Innføringen av sprengstoffet betydde en revolusjon for tunneldriften. Fotoet demonstrerer sprengningsmetodens viktigste ulempe, mindre muligheter for å oppnå en drift som skåner gjenstående berg. Fra en vegtunnel drevet i begynnelsen av 70-årene.

betydelig innsparing til bergforsterkning ved bolting, unntatt der det forekommer bergtrykksytringer.

Det er videre sannsynlig at tunnelavsnitt som nå blir utstøpt i en viss utstrekning vil kunne sikres med systematisk bolting, eventuelt kombinert med bånd og nett. Vanskeligheter ved fullprofilboring oppstår ved drift i så dårlig berg at spennskoene ikke får feste, og når hvelvet faller ned før maskinen har passert. I slike tilfeller vil sikringsarbeidene få mye større konsekvenser enn ved konvensjonell drift.

Totalt sett er det vannlekkasjene i vegtunneler som forårsaker de høyeste sikringsomkostninger i de vegtunneler som nå bygges. Det må antas at det som regel er gunstigere lekkasjeforhold i fullprofilborede tunneler enn i utsprengte. Spesielt vil en regne med at vannlekkasjene blir mindre utbredt ved at de opptrer mere konsentrert, men det er også rimelig å regne med en mindre vanntilstrømning totalt.

Foreløpig er det ikke funnet dokumenterte opplysninger om hvor mye sikringsarbeider som er innspart ved fullprofilboring, men fra flere anlegg foreligger det klare, skjønnsmessige vurderinger om dette. Således ble det ved fullprofilboring i Stockholm antatt en reduksjon til "under det halve" og i Trondheim til "omkring det halve".

Det er de økonomiske forhold som lenge har vært en avgjørende motforestilling mot en generell anvendelse av metoden. Spesielt ble omkostninger til borverktøy og reparasjoner regnet for å ligge på et høyt nivå.

For å få en oversikt over den senere tids utvikling er det foretatt litteraturstudier, innhentet opplysninger fra byggherrer, entreprenører og maskinprodusenter, samt sendt steinprøver fra spesielle prosjekter for vurdering av borbarheten. Dessuten er Vegvesenets planer gjennomgått for å vurdere i hvilken utstrekning det finnes prosjekter der TBM vil kunne brukes med fordel. Det synes foreløpig å være enkelte tunneler med tverrsnitt på ca. 30 m^2 som synes mest aktuelle for fullprofilboring. Dette tverrsnitt finnes ikke i Vegnormalene, men flere forhold taler for at et så lite tverrsnitt kan aksepteres dersom tunnelen drives med TBM.

Ved enkelte prosjekter med lang vegtunnel som vil få liten trafikk kan en tenke seg at en kan få en permanent vegforbindelse ved bygging av møteplasser. I andre tilfelle der trafikken vil kunne bli så stor at det vil kunne oppstå ventilasjonsproblemer, vil to enfelts tunneler kunne bli aktuelt. Et tredje aktuelt tilfelle er vegprosjekter som i begynnelsen vil ha liten trafikk, slik at en kan bygge enfelts tunnel som siden kan utbygges med ytterligere en parallell enfelts tunnel. Dessuten er det klart at fullprofilboringen har åpenbare fordeler i tettbygde strøk og kanskje spesielt der en arbeider med liten bergoverdekning, og/eller i berg av dårlig, men ikke meget dårlig kvalitet.

Før en kan vurdere mulighetene nærmere, er det nødvendig å foreta grundig geologisk kartlegging, helst supplert med kjerneboringer gjennom kritiske partier. Dernest må det utføres en omfattende testing av store, representativt uttatte prøver av de ulike bergarter i prosjektområdet. Slik prøvetagning er utført for tunnel gjennom Nygårdshøyden i Bergen og tunnel Fjærland–Skei.

For å få inntrykk av forholdene ved fullprofil tunneldrift av i dag er listen over prosjekter gjennomgått, og det er valgt ut spesielle anlegg som er interessante for de prosjektene som er nevnt foran. Det er imidlertid klart at utviklingen går så altfor fort at godt dokumenterte opplysninger lett er blitt foreldet. En oversikt over boringer med diameter ca. 6 m i krystallinsk berg er gitt i tabell 3-1. Den omfatter 4 anlegg, Echaillon og Arc-Isere, Frankrike, Taloro, Sardinia og Washington D.C., USA.

TABELL 3.1.

*) Driftsstans på 8 1/2 måned, delvis på grunn av ombygging av maskinen og sikring av ras i tunnelen.

**) To parallelle tunneler som krever montering av fullprofil-bormaskinen på to steder.

BORSTED	BERGGRUNN	DIA-METER (m)	PÅ-BEGYNT	LENGDE (m)	BRUTTO BORTID	INNDRIFT m/mnd BRUTTO	
ECHAILLION FRANKRIKE	GNEIS	5,9	1972	640	4 mnd	160	
TALORO SARDINIA	GRANITT	6,4	1974	3100	14 mnd	220	
ARC ISERE FRANKRIKE	GNEIS	5,9	1974	5400	26 mnd	210	*
WASHINGTON D.C.USA	GNEISER	5,8	1974	5700	21 mnd	270	**
WASHINGTON D.C USA	GNEISER	5,8	1975	4200	13 mnd	320	*

Echaillon, Frankrike.

Ved Echaillon, Frankrike, ble det i 1972/73 drevet en 4,7 km lang tunnel. Det ble benyttet en Wirth-maskin med 5,9 m diameter, som boret gjennom gneis i en lengde av 640 m i løpet av 100 arbeidsdager. Maksimal inndrift pr. dag var 16,5 m og den gjennomsnittlige inndrift var 6,4 m. Borskivene hadde en gjennomsnittlig levetid på 81 fm^3. Inndriften gikk noe ujevnt, men uten større uhell på grunn av ras eller rasfare. Bergarten er delvis karakterisert som gneis og delvis som "le cristallin", og den oppgitte trykkfasthet ligger mellom 400 og 1600 kg/cm^2.

Taloro, Sardinia.

I Sardinia, ved Taloro ble det i 1974/75 boret en vannkrafttunnel på 3400 m lengde med en Robbinsmaskin med 6,4 m diameter. Maskinen var en ombygd 1970-modell, der matningstrykket pr. kutter var øket fra 13 til 16 tonn, og antall kuttere var øket fra 42 til 53.

Berggrunnen var en del av det Sentral-Sardinske massiv og besto av granitt med variasjon til granodioritt. Den varierer fra frisk granitt, oppsprukket granitt, forvitret granitt til oppbrutt granitt.

Bemanning på maskinen var 13 mann på hvert skift, inkludert mannskap for transport. I tillegg kom et arbeidslag på 8 mekanikere og elektrikere.

Driften ble igangsatt med konvensjonell drift, men etter tre måneder satte en igang med montering av maskinen, noe som tok 31/2 måned mot 2 forutsatt, fig. 3-4. Deretter gikk inndriften pr. uke gradvis opp til ca. 70 m etter 7 ukers drift, men variasjoner gjorde at månedsinndriften først stabiliserte seg på 300 m etter 6 måneder. Etter 8 måneder oppsto et opphold i driften på 11/2 uke, fig. 3-5.

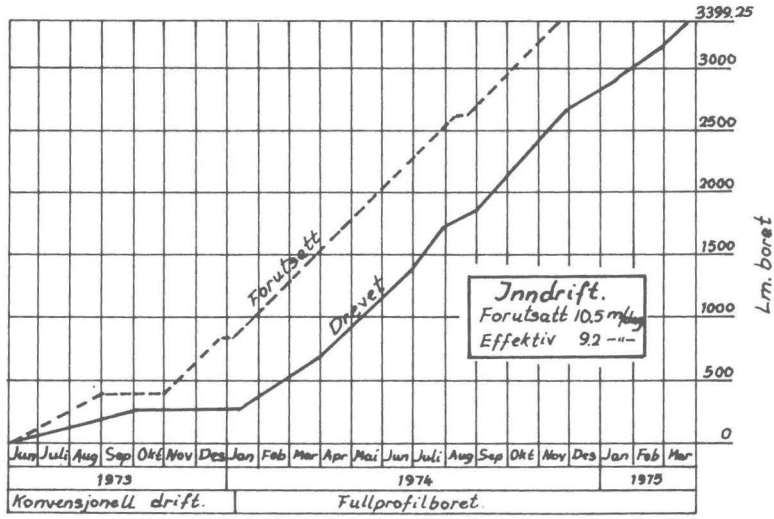


Fig. 3-4. Diagram som viser inndriften under boringen av tunnelen ved Taloro.

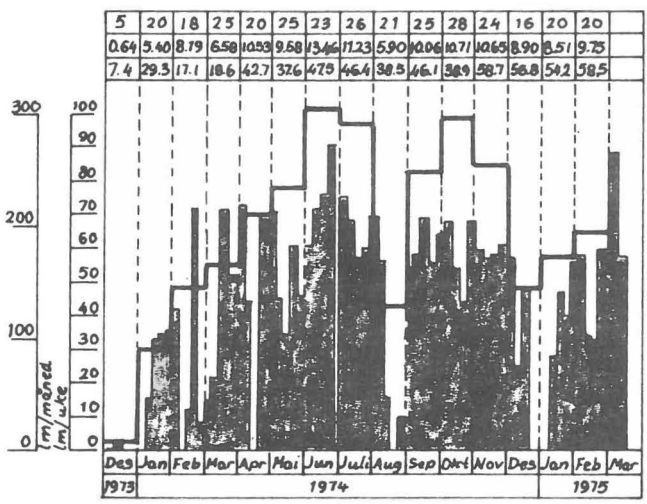


Fig. 3-5. Histogrammet viser inndrift pr. måned (tykk strek) og pr. uke (gråtone) ved boringen av Taloro-tunnelen.

Fordelingen av bergkvalitet går fram av fig. 3-6 som også viser fordelingen av inndrift pr. time, inndrift pr. dag, samt den prosentvise netto boretid på de ulike tunnelavsnitt. Det går fram at inndriften øker sterkt ved økende oppsprekkningsgrad eller forvitringsgrad av berget, men at den går ned i knusningssonene.

I frisk uforvitret granitt er inndriften 0,75 m/t og øker gradvis til 3 m/t i sterkt oppsprukket og forvitret berg. Den prosentvise utnyttelsesgraden av maskinen steg etterhvert

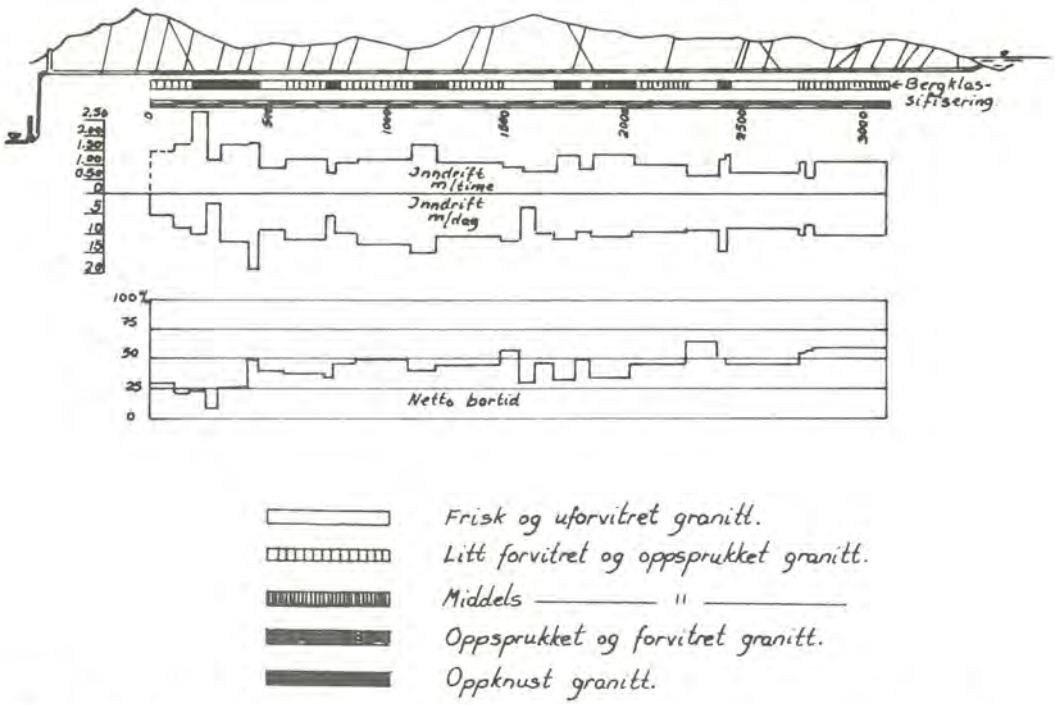


Fig. 3-6. Lengdeprofil av Taloro-tunnelen som viser inndriften som funksjon av bergkvaliteten. (Svart: meget oppknust og forvitret berg. Ruter: oppbrutt og noe forvitret berg. Loddrett skravering: noe oppsprukket berg. Åpent: frisk og uforvitret granitt).

opp mot 50%, mens gjennomsnittet ble på 42%. Gjennomsnittlig ble maskinen ettersett og vedlikeholdt i 22,5% av tiden, og utskiftning av kuttere sto for 8%. I resten av tiden ble det utført sikringsarbeider og diverse. Beste resultat lå på ca. 60% utnyttelse, som ble gjennomført i en sammenhengende strekning på 200 m.

Kutterne hadde en levetid på 40 fm^3 i frisk granitt, 80 fm^3 i oppsprukket granitt og 160 fm^3 i oppsprukket og forvitret granitt, i gjennomsnitt en levetid på 70 fm^3.

Belledonne, Arc-Isere, Frankrike.

Anlegget ble startet opp i begynnelsen av 1974 med en Wirth-maskin med diameter 5,9 m. Kontrakten lyder på 9600 m av en totallengde på 19.000 m. Inntil mars i år var det drevet 5400 m i krystallinske skifre. Det første året ble det drevet 2700 m, i 1975 ble det drevet 2300 m og fra nyttår til først i april 1976 ble det drevet 1450 m. Når driften går normalt uten lengre avbrudd, viser driftsresultatene seg å variere mellom 400 m og 500 m/mnd.

Forskjellige forhold har imidlertid forårsaket lengre driftsstans. Ved P 2700 var det 3 1/2 måneds driftsstans på grunn av sikringsarbeider i dårlig berg. Dessuten var det 2 1/2 måneds driftsstans første året på grunn av reparasjoner og ombygging av maskinen. Videre var det 2 måneders driftsstans på grunn av sikringsarbeider ved P 4960 og 3 uker ved P 6437.

I to tilfeller, ved P 2700 og P 4960 ble det nødvendig å drive en omløpstunnel for å sikre hvelvet ved og foran maskinen. Den midlere inndrift pr. time er oppgitt til 1,33 m/t, og kutterne (med to skiver) hadde en midlere levetid på 117 fm^3.

Washington D.C., USA.

Ved bygging av undergrunnsbane i Washington benyttes det en Robbinsmaskin med diameter 5,8 m og med matningskraft pr. kutter på 18 tonn. Maskinen ble bestilt i april 1973 og levert på anleggstedet januar 1974. Etter en monteringstid på 1 1/2 måned, ble den så satt i drift i en 5700 m lang tunnel. Den neste kontrakten omfatter videre boring av 4300 m tunnel samt noen andre arbeider.

Berggrunnen varierer endel og består av gneiser av granittisk til diorittisk sammensetning, amfibolitt, hornblendegneis samt ca. 10% klorittskifer og kvartsårer. Fremdriften var ved besøk på anlegget oppgitt til gjennomsnittlig å ligge på 2 m pr. time, maksimalt 3 m. Beste døgninndrift ble oppgitt til 30 m og ukeinndrift til 90 m, alt på 3 skift, og under jevn drift uhemmet av spesielle vanskeligheter. I driften er det lagt inn 4 timers daglig vedlikehold av maskinen og full utskiftning av kuttere hver lørdag.

Anlegget ble ferdig i oktober 1975. Dette gir en anleggstid på 21 måneder, og en brutto inndrift på 270 m/mnd. Den neste kontrakten på 4200 m ble igangsatt i 1975 og er nettopp avsluttet. Brutto indrift blir her ca. 350 m/måned.

Fra anlegget ble det medtatt en prøve av bergarten som ble brutt ut under besøket. Den besto av en meget massiv og seig amfibolitt. En vil anta at denne bergarten sammen med kvartsårene representerer noe av det vanskeligst borbare berg som finnes i norsk grunn. Et helhetsinntrykk av tunnelen var meget godt. Det var jevne konturer med få slepper og bruddsoner. Vannlekkasjene varierte fra drypp til betydelig vannføring som ble ledet ned med plastfolie. På partier som ble ansett for kritiske, var det montert 6" stålbuer skolet opp mot konturen med trebjelker. Hele hvelvet var sikret med systematisk bolting, bånd og netting, noe som etter vanlig oppfatning her ville blitt bedømt som en overdimensjonering av sikringen.

FORUTSETNINGER FOR VELLYKKET DRIFT

På grunn av de høye faste utgiftene er det nødvendig å få så sammenhengende drift som mulig. Etter de erfaringer som er vunnet, ser det ut til å være enkelte forhold som det spesielt er viktig å rette oppmerksomheten mot for å oppnå dette.

Driftsstans eller nedsatt drift på grunn av uforutsette geologiske forhold forekommer, og det er fortsatt vanskelig å bedømme driftsforholdene i ulik berggrunn med tilfredsstillende grad av nøyaktighet.

Metoden krever imidlertid at det legges en driftsplan som forutsetter god kjennskap til driftshindringer i de ulike tunnelavsnitt slik som lav inndrift, fare for fastkjøring og høy kutterslitasje.

De geologiske forhold må kartlegges i stor detalj i terreng, og usikre avsnitt må undersøkes nærmere, helst ved boringer. Videre må det foretas en grundig laboratorieundersøkelse av bergarttypene i prosjektområdet for å bedømme borslitasje og inndriftsforhold. Dersom prøvetagningen er representativ og alle antatte bruddstrukturer er gjennomboret med kjerneboring, må en anta at det foreligger et godt grunnlag for bedømmelse av driftsforholdene.

Det andre forhold som har vist seg å skape vanskeligheter for en kontinuerlig drift, er laste- og transportsystemet. I de beskrevne anlegg skjer transporten med skinnegående utstyr. Dette er ikke så vanlig her i landet, hvor en har bedre tro på gummihjulgående transport. Gummihjulgående transportutstyr av den type som benyttes her, vil kreve snu- og møteplasser i en 30 m^2 tunnel. Dersom møteplasser må bygges med mellomrom, vil driften

bli komplisert idet det må foretas sprengningsarbeider nær kraftkabelen, og en må inn med separat driftssystem for boring.

Det er således behov for et mere skreddersydd transportsystem enn det som finnes på markedet for tiden, dvs. en trucktype av størrelse som ligger mellom de typene som nå benyttes, og som kan kjøres i begge retninger. Spesielt der en regner med å få en høy inndrift, er det avgjørende å få et mere pålitelig transportsystem.

Det tredje forhold som det må legges meget vekt på, er å oppnå at boremaskinen virker pålitelig. Dette krever et godt verksted og et grundig opplegg av rutiner for service og reparasjoner.

Et fjerde forhold som det er nødvendig å beherske, er arbeidssikringen. Den bør baseres på et lite antall gode og rimelige metoder som helst bør inngå i den permanente sikringen, eller som ikke vil være til hinder for denne. Det er bygd fullprofil boremaskiner med boreutstyr for bolting, injisering eller sprøytebetongutstyr montert like bak borhodet. En annen mulighet er sikring med stålbuer som kan monteres automatisk bak borhodet, og skiftes ut med annen sikring så langt bak maskinen at dette arbeidet ikke forstyrrer driften.

Det største problemet er faren for fastkiling på grunn av ras og deformasjoner. På de tunnelavsnittene der det foreligger slik fare, må det være utarbeidet spesielle driftsplaner på forhånd slik at hindringene for driften blir minst mulig.

FREMTIDSPERSPEKTIVENE

Det utføres for tiden et omfattende utviklingsarbeid på området brytning av berg. Selv om noen av brytningsteknikkene det arbeides med, kanskje ikke ligger så langt frem i tiden, skal de ikke berøres her. Derimot skal det drøftes i hvilken grad de erfaringer som er gjort med eksisterende utstyr og de forbedringer som kan gjøres i det nåtidige opplegg, kan antyde noe om fullprofilboringen. Det er foran beskrevet fire forhold der forbedringer av systemet synes nærliggende.

Fig. 3-7 skisserer en antagelse av kostnadsutviklingen ved fullprofilboring. Grunnlaget for fremstillingen bygger på grove gjetninger fra sammenraskete opplysninger av høyst ulik karakter og kvalitet fra anlegg med vidt forskjellige forhold og forutsetninger. Ved kurvens avslutning på høyre side (1975) er det forutsatt at tunneldriften foregår i hardt norsk berg, dvs. i gneisgranitt som testet i forbindelse med Fjærlandsprosjektet. Det er også forutsatt at tunnelboremaskinen avskrives på 25 km og at tunnellengden er minst 3 km. Det er videre forutsatt en inndrift på 20 m/døgn, et tall som er anslått på grunnlag av testrapport fra Robbins, de foran beskrevne erfaringer og egne vurderinger.

Resultatet ved oppstilling i poster som vist blir noe usikker, men totalt viser postene en reduksjon med tiden. Det som går tydeligst frem av fremstillingen, er den markante nedgang i kutteromkostninger. Fra for noen år siden å være en dominerende kostnad, synes den nå å være kommet ned på nivå med andre poster. Imidlertid er det nødvendig i denne forbindelse å understreke at spesielt borslitende bergarter vil gi andre resultater. En annen side ved utviklingen er den stadige økningen av inndriften, noe som er muliggjort ved anvendelse av betydelig høyere matningstrykk og utstyr som tåler dette.

Fig. 3-8 er et forsøk på å antyde noe om utviklingen i forhold til konvensjonell drift. Det er forutsatt at driften ikke foregår i områder der det er restriksjoner på sprengningsarbeider, og at innsparing i sikringsomkostninger ved fullprofilboring er 25%, et tall som skulle ligge på den sikre siden.

Som sammenfatning kan det sies at det har skjedd en sterk utvikling av fullprofilboringen

Fig. 3-7. En generalisert antagelse av kostnadsutviklingen ved fullprofilboring i løpet av det siste decennium.

i de senere år, og det synes som om enda bedre resultater er nær forestående. Ut fra de forutsetninger som er beskrevet tidligere, synes det imidlertid som om det enda er en mindre differanse i anleggskostnader i favør av konvensjonell drift. I dagens situasjon må denne differansen veies mot den høyere kvalitet som fullprofildrift innebærer, og de besparelser til sikring og vedlikehold som kan oppnås ved det enkelte prosjekt.

REFERANSER:

Bergsprängningskomiteén, Stockholm 1970. Protokoll.

Blindheim, O. T. 1973. Fjellsprengningskonferansen 1973.

Cordel, R. 1976 Amenagement E.D.F. d'Arc – Isere. Passage d'un accident geologique dans une galerie executeé au tunnelier. Tunnels et ouvrages souterrains no 13 jan 1976.

Fantoma, D-Bernardelli, N 1975. Galleria di derivazione dell'impianto di Pompaggio del

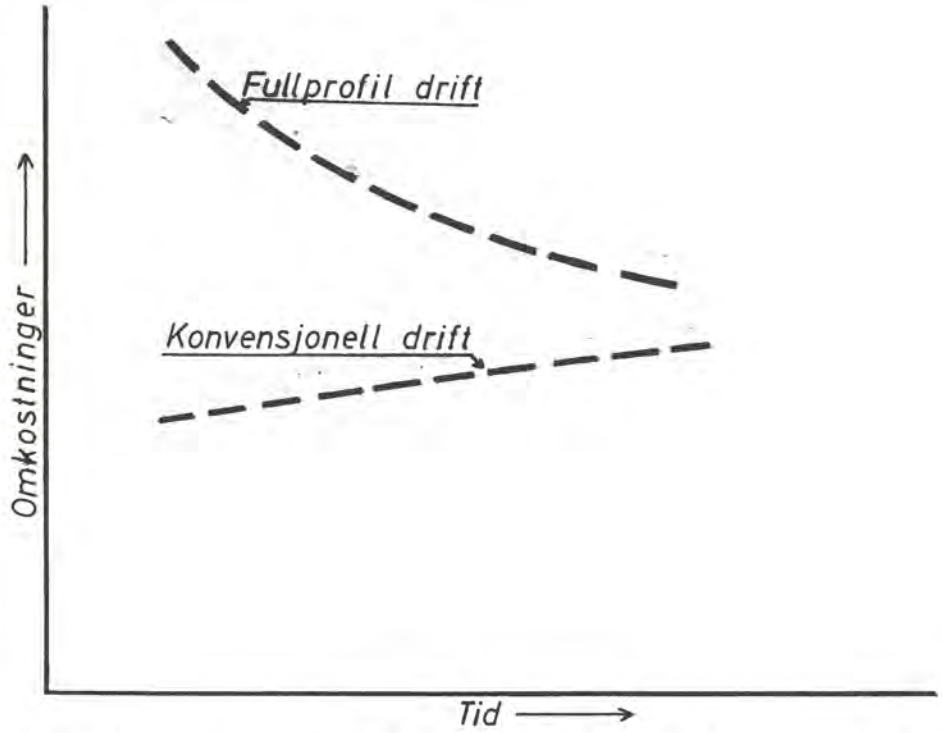


Fig. 3-8. En generalisert antagelse av kostnadsutviklingen ved konvensjonell drift og fullprofilboring av vegtunnel på 30 m^2 i løpet av det siste decennium.

Taloro (Sardegna). Relazione sullo scavo con maccina foratrice. Bollettino della Associone Mineraria Subalpina XII. nr. 4.

Flaate K. 1975. Fullprofilboring av tunneler. Rapport fra befaring og diskusjoner i Washington D.C. 10. oktober 1976. Veglaboratoriets Interne Rapport nr. 653.

Fjellsprengningskonferansen 1969.

Heltzen, A. M. 1968, Fullprofilboring av tunneler. Bygg nr. 10.

Hug J. (Electricté de France). 1976. Pers. comm.

Moro T. 1975 Galleria di derivazione dell'impianto di Pompaggio del Taloro (Sardegna) Studio Geologico. Bolletino della Associazione Mineraria Subalpina XII nr. 4.

Statens Vegvesen. Arbeidsgruppe for fullprofilboring.

ER VANNJET NOE FOR NORSKE BERGARTER?

Waterjet, – anything for norwegian rocks?

Sivilingeniør Bjørn Kielland, Kontor for Fjellsprengningsteknikk.

SAMMENDRAG

Artikkelen gir en oversikt over vannjettens utvikling. Pumper og metoder blir kort nevnt. Arbeidstrykk helt opp i 500 amt. Det er innen hydraulisk kullbryting at metoden i dag er lengst utviklet. Ved bryting av harde bergarter blir vannjetten brukt i kombinasjon med mekaniske brytingsmidler. Konvensjonelle borkroner på 38 og 215 mm er brukt sammen med vannjet, og borsynken er 2 til 4 ganger det normale. Til slutt omtaler artikkelen en 7 fots fullprofilmaskin utstyrt med vanjet. Framdriften ble økt med 50%, samtidig som levetiden for hardmetallet økte. For en 20 fots maskin er bruk av vannjet forventet å gi en besparelse på 25%.

SUMMARY

The paper gives a review of the development of the waterjet. Pumpes and methods are shortly mentioned. Working pressure as high as 5000 atm. To day, the methode is mostly used in hydraulic mining of coal. When breaking hard rocks, the waterjet is assisted by mechanical cutting. Conventional drilling-bits of 38 and 215 mm are combined with waterjet, and the drillingrate is increased 2 to 4 times. At last, the paper mentions a 7 feet tunnel machine assisted by waterjet. The boringrate was increased about 50 procent. At the same time, the lifetime of the hardmetal was increased. For a 20 feet machine, the use of waterjet is predicted to give costsavings of 25 percent.

1. INNLEDNING

At vann under trykk virker nedbrytende på fjell, viser kanhende naturen selv de beste eksempler på, – Vestlandets V-daler skulle være nok å nevne.

Som redskap i meneskets regi, har vann under trykk vært kjent lenge. De gamle romere ledet vann over lange strekninger, oppbevarte det i 100.000 m^3 reservoirer, og slapp det så nedover dalsidene for å få vasket ut mineraler som kobber og sølv. Denne resepten forandret seg lite over hundreder av år, og metoden ble brukt ved gullrushet i California i forrige århundre. Det å bare slippe vannet utfor åssidene var en veldig øding av energi. Det var derfor et stort fremskritt da man i 1852 begynte å føre vannet i slanger. Dermed fikk man økt trykket betraktelig, samtidig som man hadde mer kontroll over sitt redskap. Fig. 4-1.

Gullgraverne brukte vannet bare i løsmasser, men i 1891 begynte man på New Zealand å bryte kull i dagbrudd ved hjelp av metoden. I 1939 tok russerne til med hydraulisk bryting

Fig. 4-1. Vannjetens barndom.

av kull under dag. De brukte store vannkanoner og spylte kullet ut av fløtsen. Herfra har metoden spredt seg til de fleste kullproduserende land. I de senere år, hvor teknikken har tillatt en stadig heving av vanntrykket, har høytrykksvann latt seg anvende på stadig hardere bergarter. Samtidig har også andre enn bergmannen fattet interesse for vann som redskap, og i dag er en rekke grener innen næringslivet med på å utvikle metoden.

Tidligere var vanntrykket begrenset til det man kunne oppnå ved hjelp av høydeforskjeller, — maksimalt 20 til 30 atm.—. I dag har man tatt i bruk høytrykkspumper, og anvender trykk helt opp i 5000 atm., et nesten ufattelig trykk, — tilsvarende omlag 50 km vannsøyle. Med rette har en gått bort fra betegnelsen høytrykksvann, — vannjet er dagens betegnelse.

2. UTSTYR OG METODER

2.1 PUMPER

For å oppnå de store vanntrykk det er snakk om, må det store og sammensatte pumper til. Fig. 4-2. Figuren viser en pumpe hvor to stempel er koblet i serie. Det første drives av høytrykksluft, det andre av olje. Vannet som blir skjøvet ut av dysen lengst til høyre, får en hastighet på opptil 3500 m/s, – d.v.s. over 10 mach. I andre pumpeutgaver sprøytes bensindamp direkte inn i kammeret bak stempelet og antennes med en tennplugg.

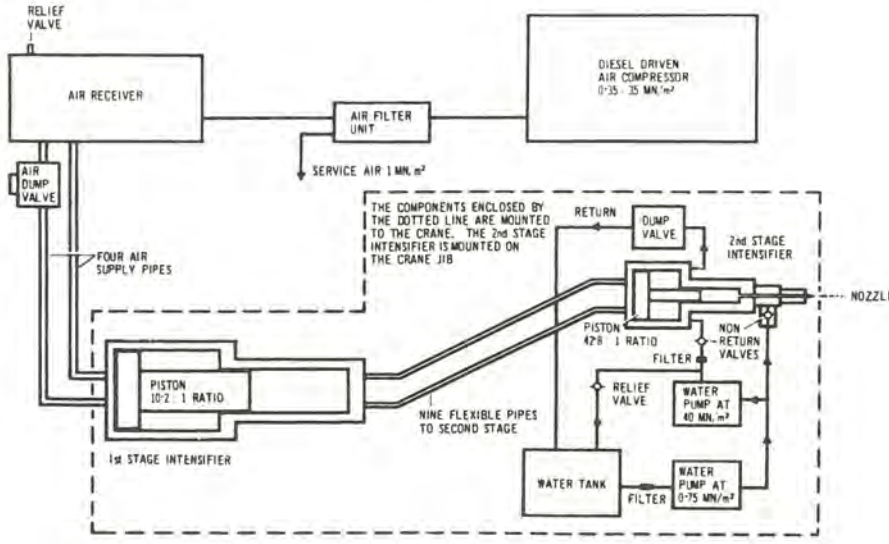


Fig. 4-2. Pumpesystem for vannjet.

2.2 METODER

Det skilles grovt mellom to hovedtyper:

1. Stort vannvolum og lavt trykk.
2. Lite vannvolum og høyt trykk.

1. Dette systemet opererer med trykk under 20–30 atm., men med store vannmengder, opptil 2900 m^3 /time. Dette fordrer forholdsvis store dyser, – diametre fra 2 til 14 cm.
2. Det er i dag prøvd pumper hvor vanntrykket overskrider 45 tusen atm., men vannmengdene er små, – størrelsesorden liter/time. Dyseåpningene varierer fra 0,1 til 3 mm. Slike dyser blir utsatt for store belastninger, og blir utførte i høyverdi stål, eller en bruker safirdyser.

3. ANVENDELSE

3.1 KULLBRYTING

Kull har lav trykkfasthet, 500–1000 kg/cm^2, og egner seg godt for hydraulisk bryting. Fram til i dag har en stort sett benyttet mye vann, 150–350 m^3/time, og forholdsvis lave trykk, 50–130 atm. I det siste har russerne utviklet pulserende vannjetkanoner med trykk på over 8500 atm., fig. 4-3. I 1975 brøt russerne omlag 10 millioner tonn kull med vannjet.

Kaiser-gruven i Britisk Columbia, Canada, har drevet hydraulisk drift siden 1970 og har meget gode erfaringer med vannjet. Her er fløtsen omlag 15 m tykk og ligger på stigning fra 25 til 50°. Dette siste gjør gruven spesielt egnet for hydraulisk drift, da vann og løsbrutt kull renner ut av gruven og fram til lager av seg selv.

I gruver hvor vannet må pumpes ut, representerer dette en del ekstraarbeid, men enkelte steder lar man kullet forbli i vannet, og det hele blir pumpet fram til lager som en slurry før vannet blir silt fra, klaret og brukt på nytt.

3.2 BRYTING AV HARDE BERGARTER

Med harde bergarter menes her typiske norske bergarter med trykkstyrke fra 1800 til 3000 kg/cm^2. I disse bergartene har en kommet fram til at veien å gå ikke er bruk av vannjet alene, men vannjet kombinert med mekanisk bryting. Tanken er at vannjetten skal knuse og bomme opp fjellet, mens utbrytingen skal skje mekanisk. Den mekaniske utbrytingen skjer da ved hjelp av borhodet for hullboring eller ved hjelp av kutterne for en fullprofilmaskin.

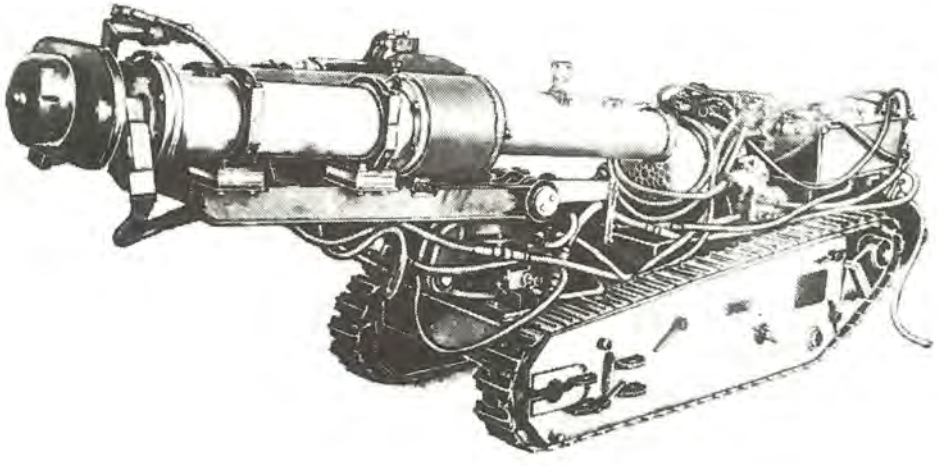


Fig. 4-3. Russisk vannkanon for kullbryting.

3.2.1 Hullboring

Japaneserne har satt høytrykksvann på vanlige knemater- og driftermaskiner. Bordiameter er 38 mm og vanntrykk opptil 4000 atm. I begge tilfellene boret man i en granitt med trykkstyrke på 1740 kg/cm^2, og borsynken ble 2 til 4 ganger det normale.

3.2.2 Fullprofilboring

Våren -76 utførte Colorado School of Mines i samarbeid med Robbins et forsøk med fullprofilboring og vannjet i et steinbrudd nær Seattle. Da bergarten var en rød granitt med trykkstyrke fra 1400 til 2800 kg/cm^2, skulle boringen også være av interesse for norske forhold. Fig. 4-4 og fig. 4-5 viser henholdsvis borhodet og tunnelstuffen.

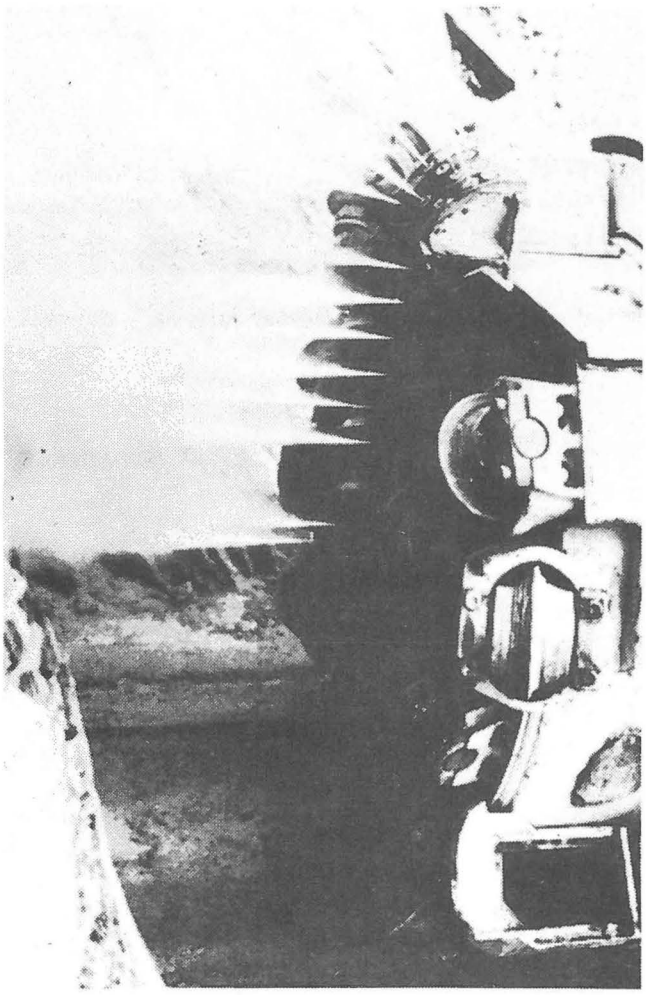


Fig. 4-4. 7' fullprofilmaskin med vannjetutstyr.

Fig. 4-5. Tunnelstuffen. De lyse ringene er laget av kutterne, – de mørke av vannjeten.

Data for forsøket:

Vannjettrykk	: Opp til 3000 atm.
Vannforbruk	: 40–120 liter/min.
Dysediameter	: 0,2–0,3 mm.
Bormaskin	: Robbins, – 7 fot i diameter. Disc-kuttere.

Et krav en stilte var at en ikke skulle utføre større modifikasjoner ved fullprofilmaskinen enn at maskinen også skulle kunne bore uten vannjet, – dette i tilfelle en støter på løsere bergarter, eller vann ikke er ønskelig p.g.a. leirsoner.

Forsøksresultater:

- Ved hjelp av vannjet økte man framdriften med opptil 100%, – gjennomsnittlig med 50%.
- Redusert kutterslitasje. Lignende forsøk i Sør-Afrika tilsier 100% lengre levetid for kutterne.

Slissen vannjeten lager i fjellflaten, er ikke dyp, – 3–5 mm pr. omdreining, – men under og rundt slissen blir fjellet knust og oppsprukket. Det er denne effekten som gjør at kutterne får et lettere arbeid.

Økonomisk vurdering:

Det ble foretatt en økonomisk analyse etter forsøket, og med en forventet økt framdrift på 50% ga dette følgende økonomiske innsparing:

10' maskin : 14% besparelse.
20' maskin : 25% besparelse.

En kommersiell fullprofilmaskin for vannjet, diameter 15 til 20 fot, er tenkt utstyrt med:

Kuttere : 45–50 stk.
Jetdyser : 75 stk.
Dysediameter : Ca. 0,3 mm.
Vanntrykk : Ca. 3000 atm.
Kraft pr. dyse : 14 HK.
Kraftbehov for vannjet : 1050 HK

En vanlig fullprofilmaskin av denne størrelsen vil kreve en krafttilførsel på omlag 500 HK. Kombinasjonen med vannjet vil følgelig gi en tredobling av energibehovet. At en tross denne øking likevel finner at det er økonomi i foretagendet, skyldes at energikostnadene bare utgjør 3–4% av det totale driftsregnskap. Størrelser som framdrift og kutterslitasje er langt større poster i regnskapet.

4. OPPSUMMERING

Innen gruvedrift og tunneldriving er det kulldriften som fram til i dag kan vise til de mest lovende resultater ved bruk av vanjet. Ved bryting av harde bergarter står metoden mer på forsøksstadiet, men samtidig er vel dette det felt hvor de største gevinster er å hente, med de store besparelser økt framdrift og redusert hardmetallslitasje gir. Nettopp derfor forskes det i dag i mange land på dette feltet, og mulighetene er gode for at vannjeten innen få år vil være et effektivt hjelpemiddel i arbeidet med de harde bergarter.

LITTERATUR

W. C. Cooley, USA. 1974. "Rock disintergration tests of a Water Cannon." Rapid Excavation and Tunneling Conference. San Francisco 1974. Bind 1. Kap. 55.

BHRA, fluid engineering. England 1974. "Jet cutting technology." Proceedings of the Second International Symposium on Jet Cutting Technology. Cambridge, England 1974.

BHRA, fluid engineering. ITT Research Institute. USA 1976. "Jet cutting technology." Papers of the Introductory Course on Jet Cutting Technology. Chicago, USA 1976.

BHRA, fluid engineering. ITT Research Institute. USA 1976. "Jet cutting technology." Proceedings of the Third International Symposium on Jet Cutting Technology. Chicago, USA 1976.

American Mining Congress. USA 1976. "Underground Mining of Coal." Mining Congress Journal. Feb. 1976. S. 24, 25 og 67.

"ERFARINGER MED NEMEK BORRIGG"

Experiences with the Nemek Bore-jumbo

Ingeniør Bjørnar Pettersen. Ingeniør F. Selmer A/S, Tromsø.

SAMMENDRAG

NEMEK KL-21 er en norsk bygget 2 bomsrigg. Den er utstyrt med dieselmotor som driver hydraulmotor for alle bevegelige deler, unntatt selve bormaskinene og støvsuger.

Ing. F. Selmer A/S har utstyrt riggen med IR URD-350 bormaskiner og 51 mm borkroner. Tidsstudier viste at med 1 borer kunne en oppnå timekapasiteter på ca. 36 b.m. Man kom til at 2 borere for å betjene riggen samt tilhørende arbeide, var det mest regningssvarende.

Sammenligning mellom riggen og håndholdte maskiner viste en kostnadsreduksjon på ca. 30% i riggens favør.

SUMMARY

NEMEK KL-21 is a Norwegian produced 2 booms jumbo equipped with a diesel engine which gives possibilities of hydraulic operation of the jumbo, the booms and the feeding system.

2 men drill easily 220 m per 8 hours shift with IR URD-350 and 51 mm bit. Versus handoperated drilling machines the NEMEK KL-21 showes a 30% reduction of the total drilling costs.

Ingeniør F. Selmer A/S har siden september 1975 hatt i bruk NEMEK KL-21 borerigg. Dette er en 2-boms borerigg i lettvekterklassen, fig. 5-1.

Ut fra det arbeidsmarked som vi har i distriktet, var vi enige om å gå til anskaffelse av en borerigg i denne størrelsesorden, og vi ble da til sist etter nøye vurderinger enige om å kjøpe den norske boreriggen NEMEK KL-21. Ikke fordi vi mente den var bedre enn tilsvarende rigger på markedet, men fordi vi mente at ved å kjøpe denne riggen hadde en større servicemessig sikkerhet enn vi ville ha fått ved kjøp av andre tilsvarende merker. Den lokale leverandøren av NEMEK hadde nemlig et på forhånd godt utbygget servicenett og hadde under opprettelse et delelager som ingen av de andre merker kunne tilby oss. I tillegg kunne det også være interessant å prøve noe nytt.

NEMEK KL-21 er utstyrt med en luftavkjølt Deutz dieselmotor. Den har muliggjort en utstrakt bruk av hydrauliske komponenter. Det er bare boremaskinen og støvsugeren som bruker luft. Det øvrige drives hydraulisk.

De 2 bommene styres ved hjelp av elektromagnetiske trykknappkontroller. Det finnes et kontrollpanel bak på riggen for betjening av riggen under fremdrift og et panel foran som

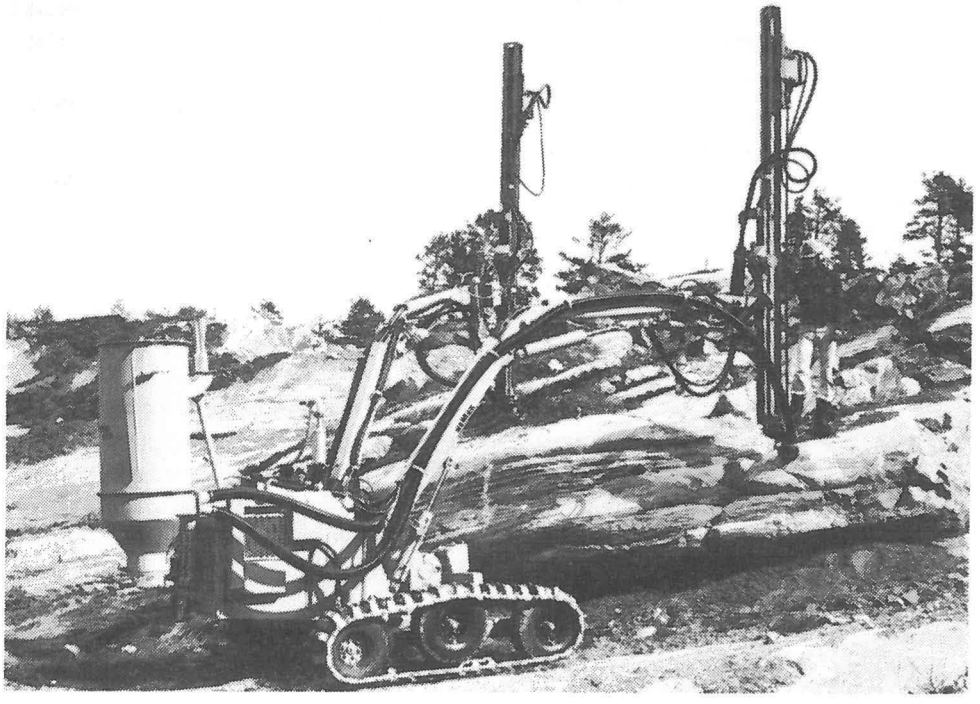


Fig. 5-1. NEMEK K 21 borrigg.

riggkjøreren benytter under boring. Maskinens bommer beveges ved hjelp av hydrauliske sylindre. Sylinderne er utstyrt med sperreventil, såkalte slangebrudds ventiler. Materen er av kjedetype og drives hydraulisk. Både matetrykk og matehastighet reguleres ved hjelp av hydrauliske ventiler. For avlesning av matetrykk finnes et manometer på manøverpanelet.

Ut fra de erfaringer vi har høstet, mener vi at denne matertype har en fordel fremfor vanlige kjedematere, idet en lettere kan regulere matehastigheten, selv om en borer gjennom slepper og jordlag. En eliminerer dermed risikoen for fastboring.

Riggen drives på stålbelter rundt gummihjul. Kombinasjonen gummihjul/belter gir en god mark-kontakt og tildels bedre gripeevne enn på vanlige bulldozerbelter.

Den eneste ulempen ved dette systemet er at de påvulkede knastene på drivhjulene blir slitt av ved litt større påkjenninger, og hjulene må følgelig skiftes.

Vi har på det året vi har hatt riggen i bruk, måttet skifte hjul 3 ganger.

Belteboggiene er uavhengig opphengt, og pendlingen skjer mekanisk. Maksimalt utslag bestemmes av et tverrstag som er sentralt opphengt i en bolt og er leddet til beltene. Kraftoverføringen til beltene er hydraulisk og skjer gjennom snekkeveksel. Snekkevekselen er selvsperrende og fungerer således som brems.

Den riggen vi anskaffet oss, ble levert med hydraulisk 5 tonns vinsj, støvsuger og støydempere på bormaskinene.

Normalt leveres riggen med Ingersoll-Rand D300A bormaskiner basert for borserie 11.

Ut fra de erfaringer vi har med fjellet i Tromsø-området, og på bakgrunn av det aktuelle bruksområdet maskinen skulle dekke, anså vi det riktigere å utstyre riggen med bormaskiner URD 350 og bruke borutstyr med aktuell borhullsdiameter 51 mm.

De erfaringer vi har høstet med NEMEK KL-21, er på bakgrunn av 1 års drift med bruk av riggen til:

1. Grøftesprengning, varierende dybde fra 0,5 til 5,0 meter, bunnbredde gjennomsnittlig 1,5 meter, totalt ca. 1200 løpemeter.
2. Pallsprengning i form av:
   a) Vegskjæringer med varierende høyde 0 til 2,5 meter, totalt ca. 2100 fm^3.
   b) Utsprengning av stein i steinbrudd, pallhøyde varierende fra 3 til 13 meter, totalt ca. 30.000 fm^3.
   c) Utsprengning av byggegrop, pallhøyde 0 til 3,5 meter, totalt ca. 3300 fm^3.

Felles for disse jobbene var bergarten, en anortositt (som består av feltspat og amfibol uten innhold av kvarts.) Feltspaten gir som kjent en relativt god borsynk og liten borslitasje, noe som vi mener er en del av årsaken til de forholdsvis gode resultater vi kan fremlegge.

På grunn av den muligheten NEMEK KL-21 har for kontroll av matetrykk og matehastighet, har fastboring med denne riggen nesten vært et ukjent begrep for oss. Derfor er det borstålforbruk vi har hatt, kun et rent slitasjeforbruk med unntak av endel innkjøringsproblemer.

Vi hadde i startfasen en del forbruk av stål på grunn av at vi ikke var oppmerksomme på at bormaskinen var svært ømtålig overfor lufttrykket. Dette var til å begynne med ca. 6,8 kp/cm^2, men da vi ble klar over hvor problemet lå, ble dette øket til mellom 7,0 og 7,2 kp/cm^2. Borstålforbruket sank dermed betydelig.

Andre problemer i innkjøringsfasen var brekkasjer på nippelen for luftinntaket til rotasjonsmotorene. Etter bare noen dagers drift oppsto den første brekkasjen i form av en direkte klipping av nippelen ved innfestingen til rotasjonsmotoren, og siden hadde vi igjen ny brekkasje med 3 til 5 dagers mellomrom. Saken ble tatt opp med leverandøren, og sammen gjorde vi flere forsøk på å komme denne feilen tillivs. Noe som også tilslutt lykkes. Det viste seg nemlig at luftslangen til rotasjonsmotoren på grunn av stålinnlegg overførte vibrasjoner til nippelen. Da nippelen besto av en støpegodslegering, kunne denne ikke stå for disse vibrasjoner, og dermed fikk vi brekkasjer. Vi skiftet ut nippelen med en ny av en seigere legering og kappet luftslangene 10—15 cm, og dette problemet var ute av verden.

Da vi hadde hatt riggen i drift i ca. 3 måneder, foretok vi en tidsstudie. Riggen boret da på 3—6 m høy ball. Plassforholdene var gode. Studiens lengde var 327 minutter. Riggen var betjent med 1 mann, og lønnssystemet var fast timelønn. Bormaskin IR URD 350. Kronediameter 51 mm. Det ble målt en driftskapasitet på 35,8 bormeter pr. time. Dette skulle tilsi en teoretisk borkapasitet pr 8 timers drift på 285 bormeter, men da kjøreren også foresto sliping av kroner, smøring og vedlikehold av riggen, ligger virkelig borkapasitet endel lavere.

Ut fra de erfaringer denne studie ga, ble riggen for ettertiden betjent av 2 mann. På grunn av den relativt høyere kapasitet vi dermed oppnådde, anså vi det kostnadsmessig forsvarlig å gå til dette skritt på tross av at det fra leverandørhold reklameres med 1 manns betjening.

Vi kan nevne at vi normalt regner på et 8 timers skift ca. 200 til 220 bormeter. Beste dagsresultat er for tiden 280 bormeter.

For en byggherre skulle vi foreta utsprengning av 2 byggegroper på henholdsvis 1230 fm^3 og 2090 fm^3. Den minste gropen ble boret ut ved hjelp av 3 mann og håndholdte maskiner. Den største ble boret ut med NEMEK KL-21 og 2, tildels 3 mann. Ut fra dette kan følgende sammenligningstall framlegges:

1. Håndholdte maskiner:
   Boring og sprengning 0,22 timeverk pr. fm^3. Totale kostnader inkl. maskinleie, drivstoff, sprengstoff og materialforbruk kr. 25,30 pr. fm^3.
2. NEMEK KL-21.
   Boring og sprengning 0,09 timeverk pr. fm^3. Totale kostnader kr. 17,20 pr. fm^3.

Av dette kan en se at det med moderne og rasjonelt utstyr er det mulig å redusere sprengningskostnadene for denne type arbeide med ca. 1/3 av hva det koster med håndholdte maskiner. I tillegg reduseres tidsforbruket med ca. det halve. Noe som under dagens forhold har stor økonomisk betydning både for entreprenør og byggherre.

Det bør videre nevnes at de totale borstålkostnadene vi har hatt i det året riggen har vært brukt, ligger i underkant av kr. 0,80 pr. fm^3 utsprengt fjell, men det bør også her tas hensyn til det spesielt gunstige fjell som riggen har gått i.

Under de forhold vi har brukt NEMEK KL-21, anser vi denne for å være en rigg som tilfredsstillende har oppfylt de forventninger vi hadde til den, både kvalitetsmessig og kostnadsmessig.

LANGE PARALLELLKUTTSALVER I TUNGSPRENGT FJELL

Long parallell cuts in rock with low blastibility

Bergingeniør Knut Garshol, Ingeniør Thor Furuholmen A/S.

SAMMENDRAG

Glimmerrike og andre sterkt skifrige og mekanisk anisotrope bergarter skilles ut som tungsprengte og gir ofte overforbruk av sprengstoffer og tennere og samtidig reduserte inndrifter. Med grunnlag i ca. 25 km tunneldrift i slikt fjell og prøvesprengninger av kutten separat, oppsummeres erfaringene slik:

1. Kutten er avgjørende for resultatet. Denne bør se ut som femmeren i en terning hvor det midterste hullet er ladet nr. 0 og de fire rundt er uladede grovhull. Areal uladede hull 200–350 cm^2.
2. Størst mulig anvendelse av pulversprengstoffer.
3. Liten forsetning for de første ladede hull. Intervallsprang ca. 100 ms.
4. Sterkt redusert ladning for de første hullene, men sikret stabil detonasjon.

SUMMARY

Investigations have proved that the efficiency of blasting of long parallell cuts in phyllite and mica-shists are depending on:

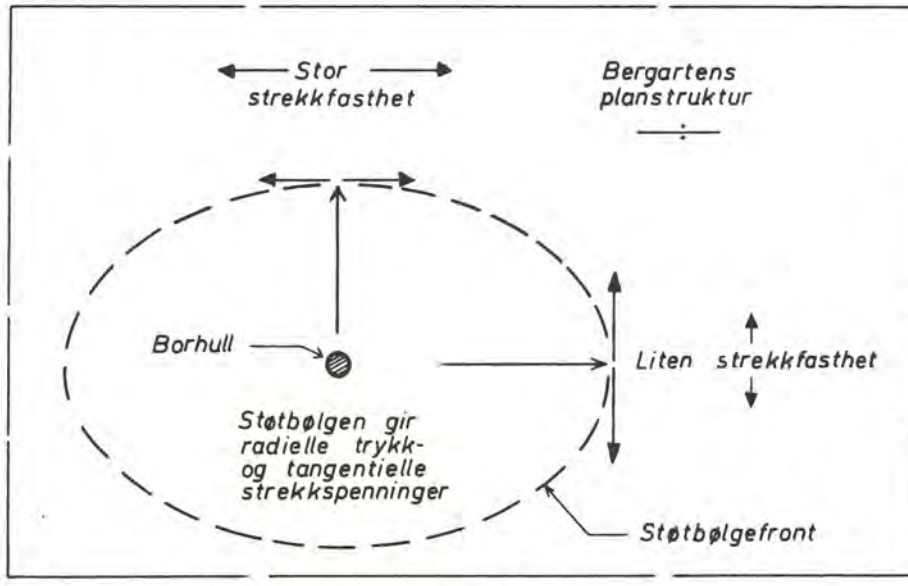
1. The area of the large uncharged holes. This area should be from 200–350 cm^2 depending on the length of the holes and the rock properties.
2. Explosives with suitet energy to present "powdering" in the boreholes.
3. Minimum burden for the first detonatiny charges in the cut. Ca. 100 millisek.-intervalls between the detonations in the cut. The charges must guarantee a stable detonation.
4. The boreholepatterns shown i fig. 6-4 are well suited for cuts in rock with low blastibility.

INNLEDNING

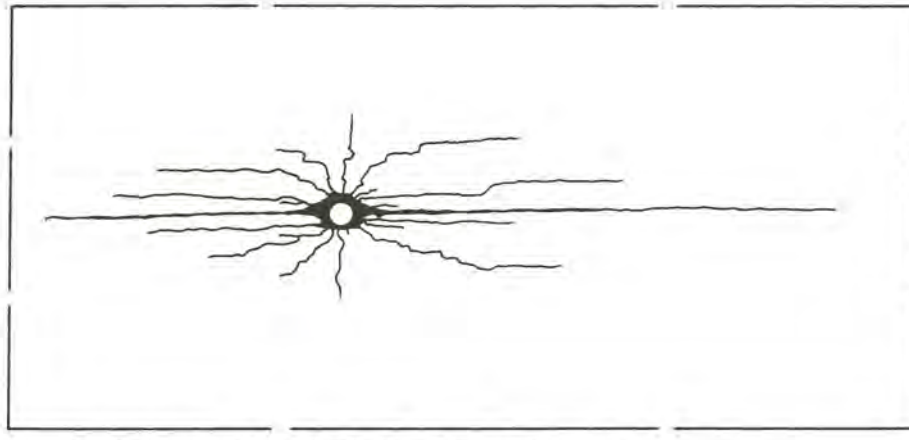
Vårt firma har de siste 5–6 år sprengt ca. 25 km tunnel i skifrige og tungsprengte bergarter, vesentlig i Aurland, Nord-Norge og i Røldal. Dette har skapt en del problemer med overforbruk av dynamit og borstål og nedsatte inndrifter. De erfaringer en har vunnet med hensyn til å redusere ulempene, presenteres i det etterfølgende.

Tungsprengt fjell betyr i denne forbindelse mekanisk anisotrope bergarter fyllitt, glimmerskifer, glimmerrike gneiser o.l. Det vil si bergarter hvor vi har en utpreget skifrighet.

Mange av disse bergartene ligger tilnærmet flatt, og vi får da tunneldrift langsetter strukturen, noe som gir meget ugunstige driftsforhold. Se fig. 6-1.



Støtbolgeforplantning ut fra borehullet.



Sprekker rundt borhullet etter sprengning.

Sprengning i glimmerrik bergart med planstruktur etter glimmerlagene. Antatt sprekkedannelse rundt et borhull satt parallelt planstrukturen.

Fig. 6-1.

I løpet av noen år har vanlig stanglengde øket fra 10–11' til 16', også i relativt små kvadrat og delvis i tungsprengt fjell. Dette har skjedd samtidig med en økende anvendelse av parallellkutt. Se fig. 6-2.

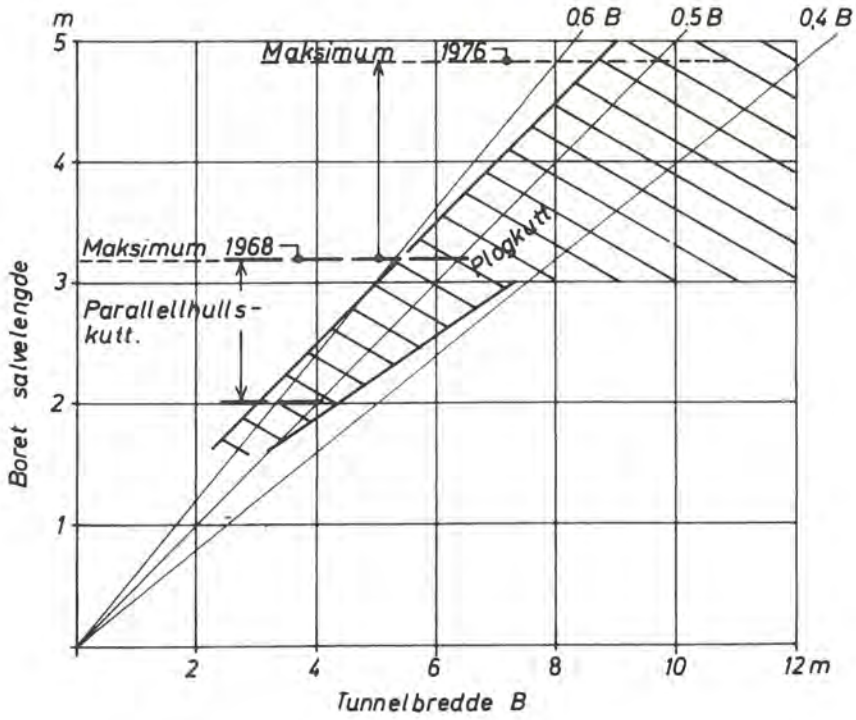
Denne utviklingen har aksentuert problemene med tungsprengt fjell, ugunstig driftsretning, lange parallellkuttsalver og delvis små tverrsnitt.

I normalt fjell er inndriftsprosenten 90–95%, mens den under vanskelige forhold faller til 80–85%. Dette blir ofte kompensert av akkordlaget med økende hullantall i strossen, økt sprengstoffforbruk og for mange tennere. Likevel får en oftest redusert drivehastighet, høyere kostnader og plunder med halve pilsalver.

Kuttens avgjørende betydning for resultatet ved tunnelsprengning har lenge vært klart. Etterhvert har man også funnet ut fra erfaring, hvilke parametre i kuttsprengningen som bestemmer resultatet. Mye vil derfor være kjent, men erfaringene fra tungsprengt fjell kan forhåpentlig tilføre noe av interesse.

ULADEDE GROVHULL

Ved kuttsprengning i omtalte bergartstyper, har det vist seg at utboret grovhullsvolum (uladet) har meget stor betydning for resultatet. Antall- og dimensjon av disse kan varieres, men det samlede volum (uttrykt ved samlet areal uladede grovhull) må være stort nok til bergart og forsetning.



Normale Salvelengder.

Fig. 6-2.

Gjennomsnittlig areal av uladede kutthull synes å ligge rundt 60 cm^2 i de nærmeste år før 1968.

Av 11 stuffer som ble besøkt under arbeidet med egen diplomoppgave i 1969 (2), var det 2 stuffer som hadde "unormalt" gode driftsresultater – bergarten tatt i betraktning. Disse to hadde uladet kuttareal på henholdsvis 90 cm^2 og 128 cm^2.

I prosjektrapport 2-75 fra Institutt for Anleggsdrift – NTH (3), antydes normalt uladet kuttareal i tungsprengt fjell å ligge rundt 180 cm^2 for ca. 14' stanglengde.

Den kutt vi har best erfaring med under slike forhold og som gir jevnt gode resultater selv med 16' stenger, har areal uladede hull på 320 cm^2.

Den her skisserte økning i uladet kuttareal har tvunget seg fram både i normale bergarter og spesielt i tungsprengte. Bedre bormaskiner og riggboring har også gjort det mulig teknisk og økonomisk.

Følgende faktorer er i tillegg av vesentlig betydning for resultatet ved lange parallellkutter:

1. Bornøyaktighet for ladede og uladede hull.
2. Avstand mellom hullene og innbyrdes geometri. Hulldiametre.
3. Sprengstofftype og mengde.
4. Tenningsrekkefølge og intervall.

PRØVESPREGNING

Salvestudier med separat avfyring av kutten i Blåbergdalen Høyre i Røldal, utført i 1973, illustrerer en del av de foran nevnte faktorer.

Opplegg

I løpet av uke 49 fulgte følgende personer hvert sitt skift som observatør:

B. Høygaard	–	Dyno Industrier A/S
S. Kaarød	–	Ingeniør Thor Furuholmen A/S
K. Garshol	–	Ingeniør Thor Furuholmen A/S

Driften var basert på 14' stenger (boret salvelengde = 3,9m), 45 mm kroner og ett 5" grovehull opprømmet i kutten. Tunneltverrsnitt 8 m^2. Bergarten var en svart, sterkt skifrig, tilnærmet horisontal fyllitt.

Kutten ble boret som femmeren på en terning, og midthullet rømmet opp til slutt med 5" krone med pilottapp. Risikoen for sammenboring ble redusert på denne måten. Driftsmessig gav dette en meget god maskinutnyttelse for en 3-boms rigg. Se fig. 6.3.

Opprinnelig benyttet man for kutten en kombinasjon av millisek.–tenning (intervallsprang 200 ms) og halvsekundtenning.

De enkelte forsøk (i noe forkortet utgave) ble som følger:

Forsøk nr. 1

Opprinnelig hullsetting, men med millisek–tenning, kfr. figur 6.3.

Alle kutthullene ble ladet med 1 stk. 35 x 400 mm Glynit i bunnen + 9 stk. 35 x 400 mm Koronit.

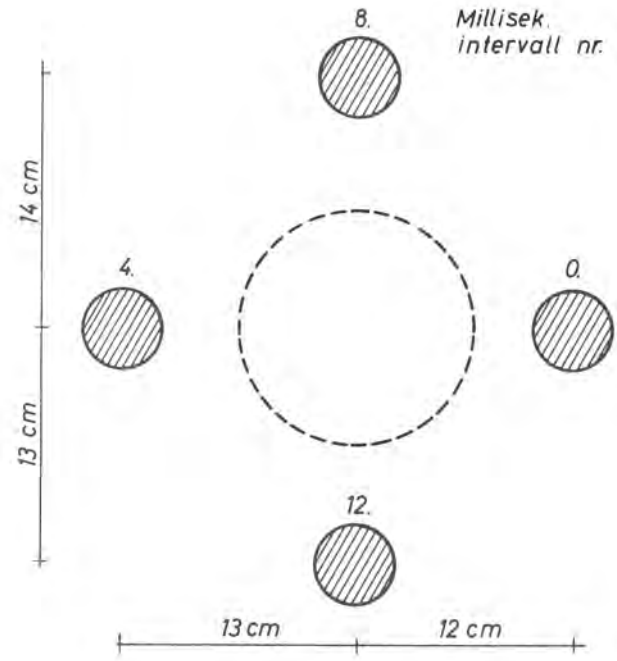


Fig. 6-3.

Sprengstoffet i hull med tenner nr. 8 sto igjen. Årsaken synes å være dødpakking av sprengstoffet, hvilket bekreftes av det faktum at tenneren var detonert.

Forsøk nr. 2

Samme kutt som i forsøk nr. 1, men vertikalforsetningen var øket til 22 cm og 30 cm for tenner nr. 8. og nr. 12.

Kutthullene på tenner nr. 0 og 4 var ladet med 1/2 stk. 35 x 400 mm Glynitt + 1 stk. 25 x 1000 mm Nabitrør + 1 stk. 35 x 400 mm Koronit + 1 stk. 25 x 1000 mm Nabitrør + 1/4 stk. Dynamit ytterst. (Nabit er et svenskprodusert sprengstoff som omtrent tilsvarer Dyno's Glynit).

Kutthullene på tenner nr. 8 og 12 ble ladet som under kuttforsøk nr. 1.

De ytterste 2 m var blåst rent, mens i kuttens innerste del gjennsto partiet mellom tenner nr. 0, 4 og 8. Dette parti var sammensintret. Hull tilhørende tenner nr. 12 var på de innerste to meter kun blåst ut og altså ikke brutt ut mot grovhullet.

Man har i dette tilfellet tydelig overskredet mulig forsetning, spesielt i vertikal retning, og ladningsmengden har vært stor nok til å gi sintring.

Forsøk nr. 3

Samme kutt som i forsøk nr. 1, men horisontalforsetning øket til 20 cm og 23 cm for tenner nr. 8 og 12. Samtlige hull ble ladet som hull på tenner nr. 0 og 4 i forrige kuttforsøk (nr. 2).

Hullene med tenner nr. 0 og 4 brøt inn mot grovhullet i kuttens hele lengde (4 m).

Den horisontale hullavstand i kutten er trolig i største laget. Den horisontalt skifrige bergarten har størst strekkfasthet horisontalt.

Forsøk nr. 4

Fra 15 cm til 22 cm forsetning og samme intervaller som før. Alle hullene er ladet helt ut med Koronit 35 x 400 mm (10 stk. pr. hull). Dvs. ca. 1,2 kg. pr. m hull.

Den innerste meter av kutten var totalt sammensintret.

Dette bekrefter inntrykk fra tidligere forsøk at Koronit 35 x 400 mm representerer en for stor ladningskonsentrasjon i nærheten av grovhullet.

Forsøk nr. 5

Fra 15 cm til 22 cm forsetning og samme intervaller som før.

Hullene på nr. 0 og 4 ble ladet med 1/2 stk. 35 x 400 mm Glynit + 1 stk. 25 x 1000 mm Nabitrør + 1 stk. 35 x 400 mm Koronit. Hullene på nr. 8 og nr. 12 ble ladet med 10 stk. 35 x 400 mm Koronit.

Man fikk et rektangulært hull i stuffen i ca. 3 m lengde.

Den innerste delen av kutten ble oppboret og renskutt før man lot den øvrige salve gå. Salven totalt ble skutt med 34 hull (ellers 38) og brøt på blank odd mot den "åpne kutt".

Forsøk nr. 6

Forsetning 13–14 cm. Samme intervaller som før.

Hull nr. 0 og 8: 1 Glynit + 1 Koronit + 1 Rør + 2 Koronit + 1 Rør + 1 Koronit 2 stk. like tennere i bunn.

Hull nr. 4 og 12: 1 Glynit + 9 Koronit 2 stk. like tennere i bunn.

Rør: 25 x 1000 mm. Patron: 35 x 400 mm. Gjelder alle salvene.

Hull 0 og 4 detonerte, mens 8 og 12 stod igjen helt ut. Begge tennerne i 8 og 12 var døde, og koronitten meget hardpakket. Gravde ut koronit, la på en stubb dynamit med nye tennere for å skyte omigjen 8 og 12. 8 detonerte ca. 1 m innover og stoppet. Hullene synes å være deformert av 0 og 4 så mye at sprengstoffet var dødpakket.

Forsøk nr. 7

Forsetning 15 – 20 cm. Samme intervaller som før.

Ladning: 1 Glynit + 1 Rør + 3 Koronit. Dobbel tenner i bunn.

Hull 0 – 8 og 12 detonerte fullstendig ved separat skyting av kutten. Hull 4 hadde ikke brutt på ytterste halvdel og hardpakket koronit stod igjen i hullet. Hullets dimensjoner var 30 mm og 40 mm tverrmål.

At hull 4 ikke har detonert fullstendig skyldes neppe dødpakking p.g.a. nr. 0, men snarere for dårlig overslag i rørladning nr. 2 regnet innenfra. Deformasjonen av hullet skyldes ladningene i nr. 8 og 12.

Det bør derfor også være tennere i patronene mellom rørladningene.

Forsøk nr. 8

Forsetning 15 – 20 cm. Samme intervaller som før.

Hull nr. 0 og 8: 1 Koronit + 1 Rør + 3 Koronit + 1 Rør + 1 Koronit. 1 tenner i bunn og en i patron mellom rørene.

Hull nr. 4 og 12: 2 Koronit + 1 Rør + 2 Koronit + 1 Rør + 1 Koronit. 1 tenner i bunn og en i patron mellom rørene.

Bare Koronit i hull med halvsek. tennernr. 1–2–3–4–5. Kutten skutt separat. Alle hull detonert helt ut, men kuttåpningen var full av løs sprengstein den innerste meteren. Salven brøt normalt.

VURDERING AV FORSØKENE

Dårlig brytning i kutten gav ujevne salver (delvis 1/2 pilsalver) og overkompensasjon i strosshull.

Uladet kuttareal for 1 stk. 5" hull gir 125 cm^2. Dette er noe for lite både etter egne erfaringer og etter dataene i prosjektrapport 2–75 (3). Av praktiske grunner (maskinutnyttelse) ville basene likevel fortsette med denne kutten under forsøkene. Fordi uladet areal var ned mot nedre grense, kunne ikke de store forbedringer ventes, men de kritiske parametre ble desto tydeligere demonstrert.

Bornøyaktigheten var usedvanlig god og kan ikke sies å være en negativ faktor ved forsøkene.

Hullavstandene i kutten er kritiske. Blir det litt for tunge tak, fylles grovhullet, og nabohullene til nr. 0 deformeres i denne bergarten slik at det er stor fare for dødpakking. 12 – 15 cm senteravstand for de to første er nødvendig. De to neste kan økes til maks 20 cm. Disse målene ville vært mindre kritiske ved større uladet areal.

10–11 stk. 35 x 400 mm Koronit pr. hull i de 4 første hullene gir helt klart for sterk ladning. (ca. 1,2 kg pr. m hull). Dette medfører dødpressing av nabohull og delvis sammensintring i den grad at kuttområdet kunne være usynlig etter utlasting, mens ny boring i området kunne avdekke inntil 1,5 m med sintret kuttmasse. Problemet ble å redusere ladningsmengden og samtidig få stabil detonasjon. Rørladningene er ikke pålitelige nok, og krever derfor 1 tenner pr. rør. Vi kom til at ladning med 25 x 400 m Koronit i de 4 første hullene ville gi en passende ladningsmengde (ca. 0,6 kg pr. m hull).

Intervallsprang på **100 ms** mellom de 4 første synes å gi nok opphold mellom hullene og gi nødvendig utblåsningseffekt.

Det viste seg også at når kutten brøt skikkelig, kunne resten av salven skytes med **33** hull totalt i stedet for **38** og med **godt** resultat.

I tiden etter forsøkene ble resultatene oppfulgt i varierende grad av basene. Nettoresultatet var derfor ikke så godt som håpet, men dog bedre enn før. Tabell 6.1. Selve kutten burde egentlig vært forandret, men basene ville som nevnt ha samme hovedopplegg.

TABELL 6.1. Blåbergdalen – H

GJENNOMSNITT AV 6 UKER FØR OG 6 UKER ETTER PRØVESERIEN	FØR	ETTER
BRYTNINGSPROSENT	88,3	90,7
BORMETER PR. M^3	5,4	5,1
HULL PR. SALVE INKL. 5" GROVHULL	37,9	37,1
SPRENGSTOFFMANGDE TOTALT KG. PR. M^3	5,0	4,8
DYNAMIT ANDEL 1%	29,3	28,6
KNALL PR. TUNNELMETER STK.	10,7	10,1

SPRENGSTOFF – VALG

Ved sprengning i et borhull kan vi inndele forløpet i to faser.

1. Detonasjonsstøtet, trykkbølge ut fra borhullet, som skal indusere tangentielle strekkspenninger og rissdannelser for det etterfølgende, langsomt virkende gasstrykk. gasstrykk.
2. Forplantning av riss p.g.a. gasstrykket og endelig løsbrytning av massen. Kfr. fig. 6.1.

Brisante (hurtige) sprengstoffer som dynamit gir lett brenning, finpulverisering av fjellet rundt borhullet. Dette kan ta det meste av energien fra støtbølgen, og rissdannelsen blir dårlig. Gasstrykket får dermed tyngre tak.

Pulversprengstoffene er langsommere, utvikler mindre varme og gir høyere gassvolum. De egner seg derfor vesentlig bedre i slikt fjell. Vi har også erfaring for at reduksjon av dynamitprosenten så langt ned som mulig er gunstig og ofte nødvendig.

ANBEFALT KUTT

Den beste og mest stabile kutt for tungsprengt fjell av fyllitt- og glimmerskifertypen som vi etterhvert har kommet fram til, er vist i fig. 6.4.

En fet, flattliggende, sterkt skifrig fyllitt i Aurland ble drevet med boret salvelengden 4,5 m i en 35 m^2 tunnel med jevnt godt resultat. Det vil si 90% brytning og ukeinndrifter rundet 90 m. Grovhullene bores 4" direkte, og 4 stk. gir uladet areal lik **320 cm^2**.

Denne kutten gir så gode resultater først og fremst på grunn av stort nok uladet areal. Men det er også avgjørende for gjennomsnittsresultatet over lengre tid at den meget sjelden gir skikkelig dårlige salver. I en kutt er første hull kritisk, og med denne kutten tas det hensyn til at boravvik alltid forekommer. Innerste ende av første hull har en høyest mulig **sannsynlighet** for å komme nær nok et grovhull i og med at disse er plassert **rundt** det ladede nr. 0. Det er dette forhold som først og fremst gjør denne kutten god i forhold til eksempelvis en remkutt. I en remkutt kan nabohull ladet/uladet sprike hver sin vei horisontalt med for stor avstand på odd som følge. Dette skjer ikke hver gang, men av og til er nok til å trekke ned gjennomsnittet vesentlig.

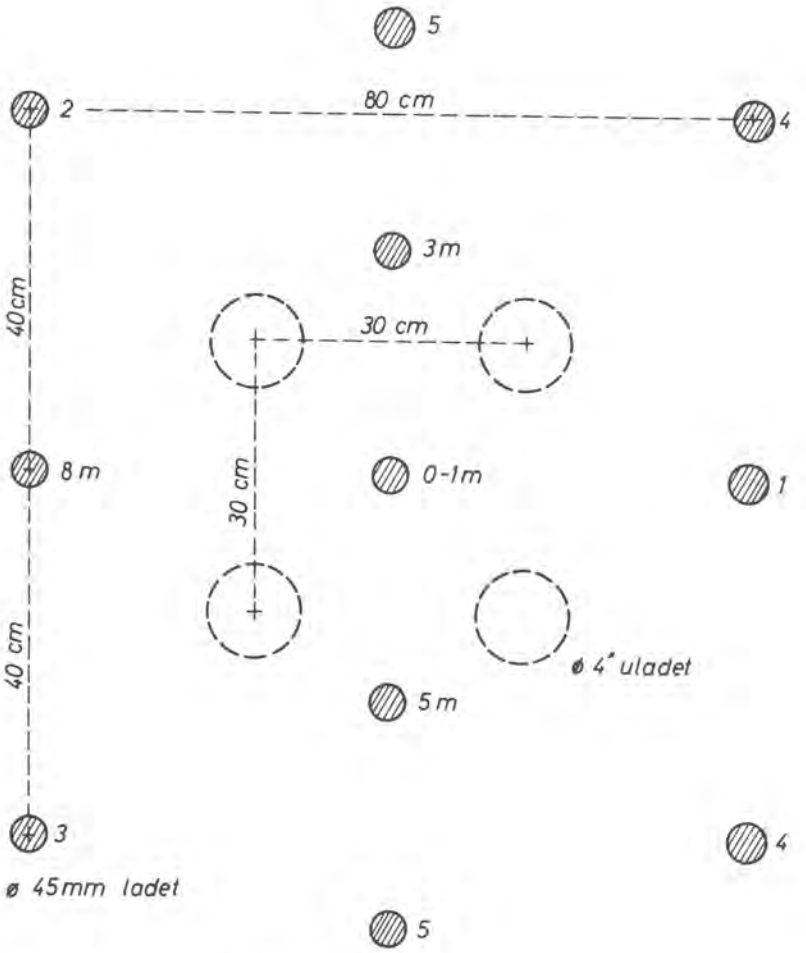


Fig. 6-4.

KONKLUSJON

Hovedmomentene ved tunnelsprengning i tungsprengte, skifrige bergarter ved hjelp av lange parallellkuttsalver er altså:

1. En nøye tilpasset kutt er helt avgjørende. Eventuelle inndriftsvansker og overforbruk av materialer skriver seg fra dårlig brytning i kutten. Kuttgeometrien må ta hensyn til at boravvik alltid oppstår. Uladet kutthullsareal bør være 200–350 cm^2 avhengig av salvelengde, bergart og driftstekniske forhold. Etter vår erfaring synes en kuttutforming i tråd med fig. 6.4. å gi godt resultat.

2. Størst mulig anvendelse av pulversprengstoffer på bekostning av dynamit **særlig** i kutten, men også i stross.
3. Lette tak (liten forsetning) for de første kutthullene og ca. 100 ms intervallsprang.
4. Redusert ladning i de samme hullene, men stabil detonasjon må sikres. Kan betraktes som en sprengningsmessig opprømming av grovhullene.

LITTERATURHENVISNINGER:

(1) BERGH–GHRISTENSEN, J. (1968)
Om fjellets sprengbarhet ved tunneldrift. Rapport nr. 1, Geologisk Institutt, NTH.

(2) GARSHOL, K. (1969)
Om bergarters sprengbarhet. Hovedfagsoppgave i faget Ingeniørgeologi.

(3) Prosjektrapport 2 – (1975), Tunneldriftsprognoser. Institutt for Anleggsdrift, NTH.

(4) Rapport fra salvestudier uke 49,
Blåbergdalen Høyre. (1973)
HØYGAARD B. – KAARØD S. – GARSHOL K.
Ingeniør Thor Furuholmen A/S.

DRIVING AV TAKSYNK VED KONGSBERG SØLVVERK I "GAMLE DAGER"

Overstiger Thor Nilsen, Kontor for fjellspregningsteknikk.

Nå da fullprofilboringen er på full fart inn for å overta tungvint stigortdriving, kan det kanskje for mange være interessant å høre om hvordan det var før i tiden. Jeg skal gi dere et innblikk i driving av taksynker ved Kongsberg Sølvverk for ca. 40 år siden.

Navnet taksynk kan vel virke forvirrende, da tak er noe som er over en, mens synk betyr å senke, altså gå nedover. Det var også endel som kalte det oppsynk. Stigort ble aldri nevnt, men det hadde vel sin årsak i at stigort går på stigning, mens taksynken ble drevet i lodd.

Hensikten med taksynken var å få åpning for senere magasinstrossing. Etasjehøydene varierte fra 25 til 40–50 meter, og taksynken fikk da samme lengde. Dimensjonene var valigvis 2 x 3 meter.

Etasjeorten ble drevet gjennom det sølvførende partiet, og taksynken ble hugget på omtrent midt ipartiet. Var det store partier, ble det flere taksynker da alt var basert på magasindrift.

Etterat taksynken var drevet til gjennomslag i etasjen over, begynte strossingen nedenfra. Det ble bygget lasterampe i høyde med vognkanten, og lastingen foregikk for hand. Lasterampen ble beslått med jernplater, og spaden ble brukt for småstein og subbus. Lasterampen var ganske stor, da det ble mye spretting eller påleggskyting. Slegga ble flittig brukt, da det ble mye røyk, og ventilasjonen var det ofte så som så med. Man forsøkte å tenne sprettene idet man skulle ut med vogna for at det meste av røyken kunne trekke bort til man kom tilbake.

Så tilbake til emnet, –driving av taksynken.

Selve påhugget nede i etasjeorten var greit, da hadde man sålen å stå på, men allerede etter første salven måtte det bygges stilling. Minereren var hjelpemann, mens det var gruvebyggeren som sto for stillingsbyggingen. Det ble meislet arvinger, –firkantede flater i fjellet hvor spreiselen skulle ligge. Spreisel var navnet på kubben som var av hård gran med diam. 12–15 cm.

Det ble bygd stilling for hver salve, og stillingen ble benyttet 2 ganger da salven ble delt i to, dette på grunn av lang faringstid. Først 2–4 km. med tog, deretter forskjellige heiser og faringer før man var på arbeidstedet. Stillingen ble lagt 2,20 m fra taket, – stuffen, og ca. 80 cm. over stillingen ble det slått inn en borspreisel hvor stoperen lå an, og kjetting fra denne for bakfeste, fig. 7.1.

For hver 6 m ble det bygd et opptrinn (kastputt). Det var 2 grove kubber, og på disse ble det lagt grovt tømmer som dekke. Opptrinnet dekket ca. halve taksynken, og sprengningen ble orientert slik at utslagsretningen sto fra opptrinnet så mesteparten av stein gikk direkte ned. Det ble selvfølgelig liggende endel stein på opptrinnene, og dette måtte renskes ned etterhvert som man gikk opp i begynnelsen av skiftet. Mellom opptrinnene ble det lagt inn kjempestiger. Det var runde granstenger med rundtjern som trinn. Fra øverste opptrinn til

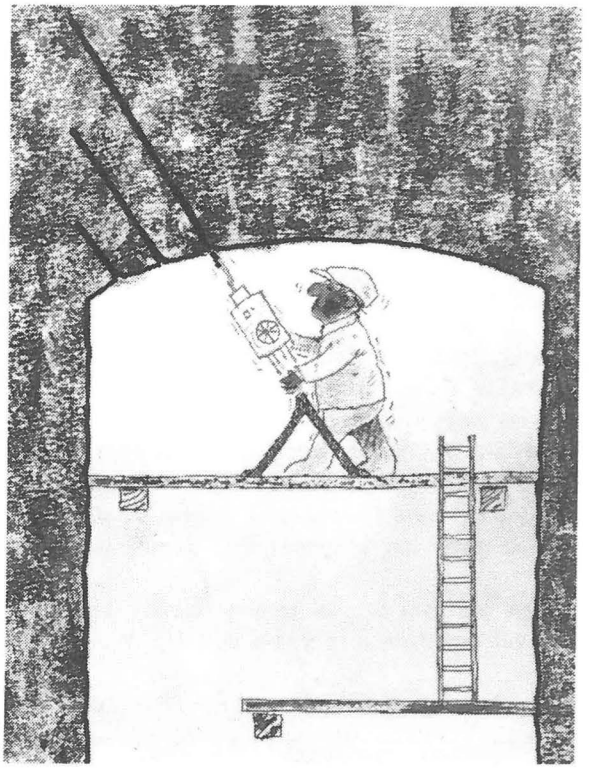


Fig. 7.1 Stillingen ble lagt ca. 2 m fra taket. For hver 6 m ble det bygd et oppttrinn som dekket omtrent halve "synken"

borstillingen ble benyttet en vanlig lett stige. Denne stigen sammen med stillingsmaterialene ble kastet ned og i sikkerhet for senere bruk.

Etterat byggingen var gjort unna, var det å få opp redskapene, fig. 7.2. Minereren sto da oppe på stillingen mens gruvebyggeren festet på tauet nede. Det ble mange tunge løft, da det i hårdt fjell var stor borslitasje, og du måtte passe på å dra opp mest mulig mens gruvebyggeren var der. Fikk du for lite bor, måtte du selv ned å henge på, eller bære de opp stigene.

Gruvebyggerne var gjerne eldre erfarne karer, og hadde mange ganger moro av å henge på i meste laget bare for å prøve den som sto oppe og dro, og det var skamfullt å rope ned og si at det var for tungt, så du dro til det svartnet for øynene.

Salvene ble som før nevnt delt i to, og salvedybden ca. 2 m. En annen grunn for deling av salvene enn den lange faringstiden, var at det ble mye røyk ved tenning av for mange hull, så det kunne ble vanskelig å finne luntene og få tendt dem i riktig rekkefølge. Tenningen var gjerne en spennende fase da det ble benyttet karbidlampe som belysning og til tenning, fig. 7.3. Spruten fra lunten kunne slokke lampen, og da kunne det bli hektisk, men vanligvis tente man på en papirdott som reserve hvor man kunne få fyr på lampen igjen. Det hele måtte gå fort for seg. Andre ting som kunne hefte, var om ikke lunten tente ved at kruttet

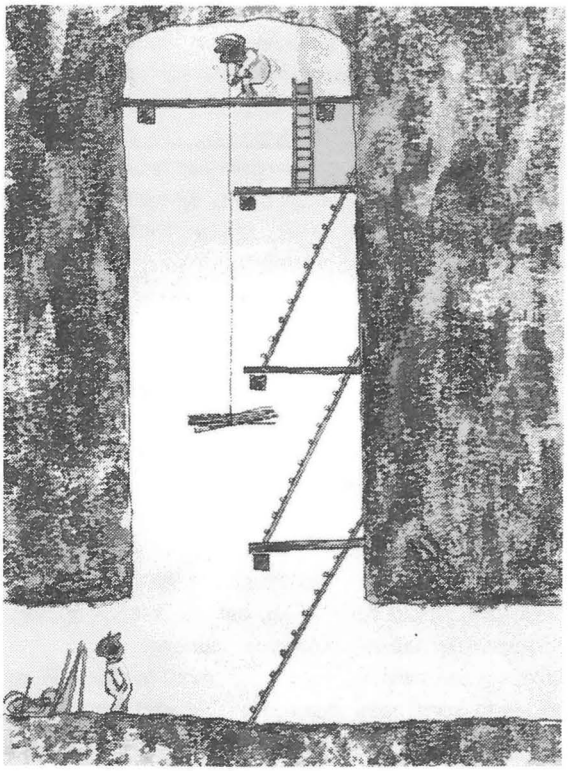


Fig. 7.2 Opphaling av redskap.

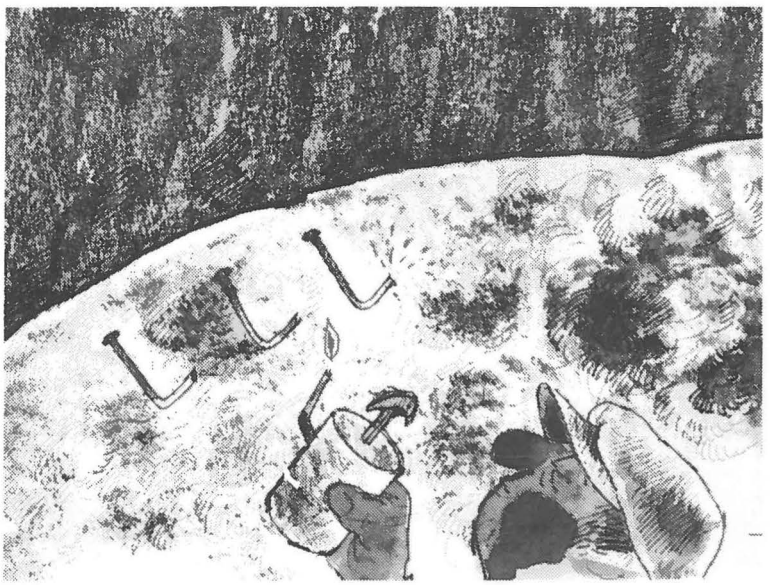


Fig. 7.3 Luntetenning med karbidlampe.

hadde falt ut under oppskjæringen. Da var det å ha kniven klar for ny oppskjæring. Når man fikk slike overraskelser, var det vanlig å beregne tiden, og hvor langt de første luntene var brendt. Det ble benyttet lang lunte, og man skulle vanligvis ha god tid til å komme i sikkerhet, men det var gjerne litt ekstra med taksynkdrift da man hadde salven over hodet på seg mens man gikk stigene ned. Stillingsmaterialene og den korte stigen skulle også kastes i sikkerhet for senere bruk. Det gikk som regel bra som det heter.

Jeg kan nevne et tilfelle hvor det kunne gått galt, og vedkommende som var ute for det, hadde en nifs opplevelse. Salven var tent, og alt var klart for å gå ned faringen, men kommet ca. 10 meter ned, kommer det en smell, og småstein hagler ned faringen, fig. 7.4. Lampen sluknet, og det ble stummende mørkt. Vedk. falt et stykke, men så ble han hengende fast i toppen på løsstigen som var kastet ned. Han hang der og sparket inntil jakken revnet, og han falt ca. 3 meter ned på steinrøysa, fig. 7.5. Så var det å krabbe utover i orta for å komme i sikkerhet. Han fikk tent lampen og kunne gå oppreist, og kom til det vanlige stedet hvor han pleide sitte for å høre på smellene. Årsaken var at en lunte hadde hoppet i en av de bakre hullene, og dette ble pil, derav så lite stein, men til gjengjeld kraftigere smell og trykk. Han fikk bare småskader, men det var som nevnt en meget nifs opplevelse der han hang fast, før jakken revnet.

Det var meget sjelden at det var feil med luntene, men det hendte.

Rensking før ny boring var ofte problematisk, da det ikke var stor plassen å dekke seg på, og dengang var det ikke vanlig med hjelm. Nei, det var å legge pussegarn i sixpensen eller hatten for å dempe eventuelt steinfall eller stanging i hengen.

Selv om taksynkdrift var slitsomt og forbundet med forskjellige problemer, var det et attraktivt arbeid. Man slapp som regel lastingen. Det var det faste lastere som tok, og dengang var det å være driver et statussymbol. Taksynkdriveren toppet som regel lønningslisten.

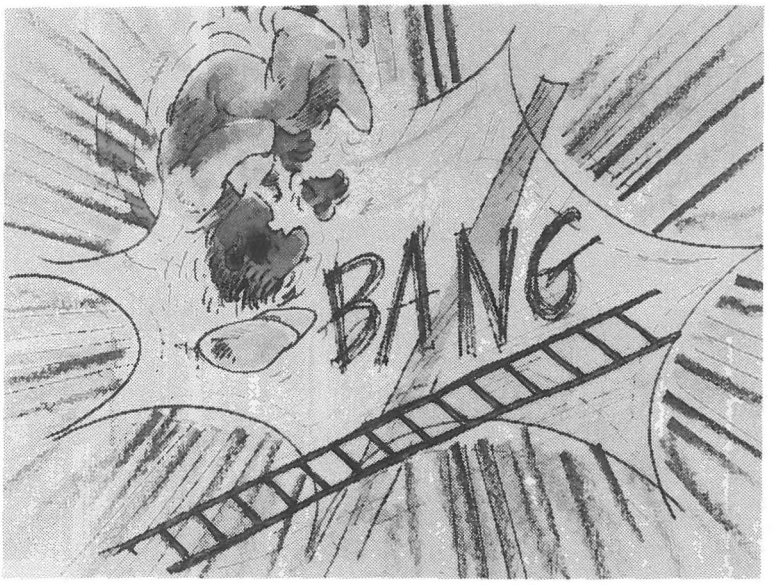


Fig. 7.4 Det kom en smell mens karen var på vei ned faringen

Fig. 7.5 Karen ble hengende etter jakka.

STATSKRAFTVERKENES KRAFTVERKSPLANER

The State Power System, Electric Power Prosjects

Kraftverksdirektør Sigurd Aalefjær, NVE – Statskraftverkene.

SAMMENDRAG

Artikkelen behandler den generelle situasjon i Norge vedrørende de muligheter som er vurdert for dekning av behovet for elektrisk kraft. Konklusjonen er at den aktuelle, konkrete utbygging og planlegging utelukkende er vannkraftverk. Det gir oversikt over de vannkraftverk Statskraftverkene har under bygging, og hvilke det innen 1977 vil være eller bli søkt konsesjon for.
Verkenes kapasitet, kostnad, fjellsprengningsoppgaver og spesielle problemer er beskrevet for enkelte prosjekter.

SUMMARY

The author gives a contribution on the domestic discussion conserning the possibility of producing electric energy in a sufficient scale to cover the future demand.
Today all plans are concerning construction of new hydro-electric power production-plants.
In this article is also given a short descripion of the main plants which are under construction and those which in 1977 will be asked concession for.
The capasity, costs, rock-blasting operations and special problems concerning each plant are shortly described.

STATSKRAFTVERKENES FORMÅL OG OPPGAVER

Norges vassdrags- og elektrisitetsvesen's (NVEs) mange arbeidsoppgaver er fordelt på fire direktorater. Disse er Administrasjonsdirektoratet, Elektrisitetsdirektoratet, Vassdragsdirektoratet og Direktoratet for Statskraftverkene, vanligvis forkortet til Statskraftverkene. Av det som er sagt av regjering, storting og andre politiske organer, har man søkt å klarlegge Statskraftverkenes målsetting og oppgaver. Statskraftverkene har ansvaret for generalplanlegging av samtlige gjenværende store vannkraftprosjekter, prosjektering, bygging og drift av store vannkraftverk hvor staten har vesentlige eier-interesser, termiske kraftverk, samtlige kjernekraftverk og det overordnede stamlinjenett.

Statskraftverkene skal selge og kjøpe elektrisk kraft engros til andre kraftselskaper og til storindustri, samt forestå eksport og import av slik energi. Det er sannsynlig at distriktene og/eller andre kraftselskaper vil bli deleiere i statens nye anlegg og da som såkalte "sleeping partners".

I 1975 sto Statskraftverkene for 28% av landets totale elkraftproduksjon, installert effekt var 4800 MW, og eierandelen av det overordnede overføringsnett, det såkalte sentralnettet,

var 95%. Avhengig av graden av medeierskap i nye anlegg, vil Statskraftverkenes produksjonsandel sannsynligvis øke til 50% en gang i årene 1990–2000.

Dette henger spesielt sammen med at man antar at staten vil være dominerende ved fremtidig varmekraftutbygging.

Statskraftverkene var noen år sterkt engasjert i kartlegging av mulige fremtidige byggesteder for varmekraftverk. Dette for at lands-, region- og distriktsplaner skulle kunne ta hensyn til slike kraftverk og tilhørende kraftlinjer. Dette arbeidet ble dessverre stoppet. Man var også kommet langt med planene for kjernekraftverk i Oslofjordområdet.

Stortinget har bestemt at kjernekraftspørsmålet og alle fysiske undersøkelser i marken skal ligge på is inntil et regjeringsoppnevnt utvalg har vurdert de sikkerhetsmessige sider ved kjernekraft. I 1975 ble det søkt konsesjon på et 700 MW gassfyrt kraftverk på Karmøy eller Tysvær, basert på gass fra Nordsjøen og med olje som reserve. I januar 1976 forelå en prosjektstudie over gasskraftverk på plattform i Nordsjøen, og for tiden arbeider man med planene for oljefyrt kraftverk i Oslofjordområdet.

Hovedstyret i NVE frarådet gassalternativene vesentlig p.g.a. kostnadene, men også fordi, som NVEs generaldirektør sier det, gass er et for verdifullt råstoff å brenne, det er som å fyre i ovnen med mahogny. Hovedstyret anbefalte i sin tid kjernekraft tatt i bruk når det ikke lenger kan satses på vannkraft alene. Selv om alle synes å fremholde vannkraftens store fortrinn, og at vannkraften derfor bør bygges ut i fornuftig grad, viser erfaring at det ved hvert nytt vannkraftprosjekt er meget sterke protester. Det må antas usikkert hvilke av de ikke konsesjonsbehandlede anlegg, eller deler av disse, som kommer til utførelse. En omtale av Statskraftverkenes kraftverksplaner vil, som man forstår av det foregående, allikevel dreie seg om vannkraftverk alene.

Forfatteren anvender uttrykket konsesjon for enkelthets skyld. Staten, i dette tilfelle representanter ved Statskraftverkene, søker ikke seg selv om konsesjon. Planene blir imidlertid behandlet på samme måte som når andre søker konsesjon.

OVERSIKT OVER VANNKRAFTVERKSPLANER

Prognosene for fremtidig bruk av elektrisk energi er for tiden svært usikre. Det synes å være enighet om å søke økningen i forbruk redusert. Det gjenstår dog å se om dette er mere enn ønsketenkning, eller om man er villig til å iverksette upopulære tiltak for virkelig å oppnå noe som monner. Tidsprogrammet for når nye anlegg under konsesjonsbehandling eller planlegging kommer til utførelse er derfor meget usikkert. Arbeidsprogrammet for Statskraftverkene er imidlertid ikke så usikkert som usikkerheten med prognosene skulle tilsi. De aktuelle anlegg antas nemlig fra naturens side å være av den kvalitet at de stort sett vil bli prioritert foran andre prosjekter. Selv ved de laveste prognosealternativer vil Statskraftverkenes anlegg bli blant de anlegg som blir nødvendige for å dekke landets totale behov. Forfatteren antar derfor at det er de andre kraftutbyggere som i stor grad får den ubehagelige jobb å være "trekkspill".

Situasjonen i Statskraftverkene karakteriseres for tiden ved at 3 prosjekter er under fullførelse og nedbygging, 3 mindre og 2 store er under oppstarting/utførelse og en rekke store/middelstore er under planlegging eller konsesjonsbehandling. Anleggene fremgår av oversiktskart, fig. 8-1.

Under avslutning er Folgefonn-anleggene, Grytten (Mardøla) og Skjomen som til sammen gir 660 MW, 3000 GWh og vil ha kostet 1430 mill. kr. Under oppstarting/utførelse er anleggene Leirdøla, Eidfjord, Oksla, Ulla-Førre og Kjela. De representerer ca. 3500 MW,

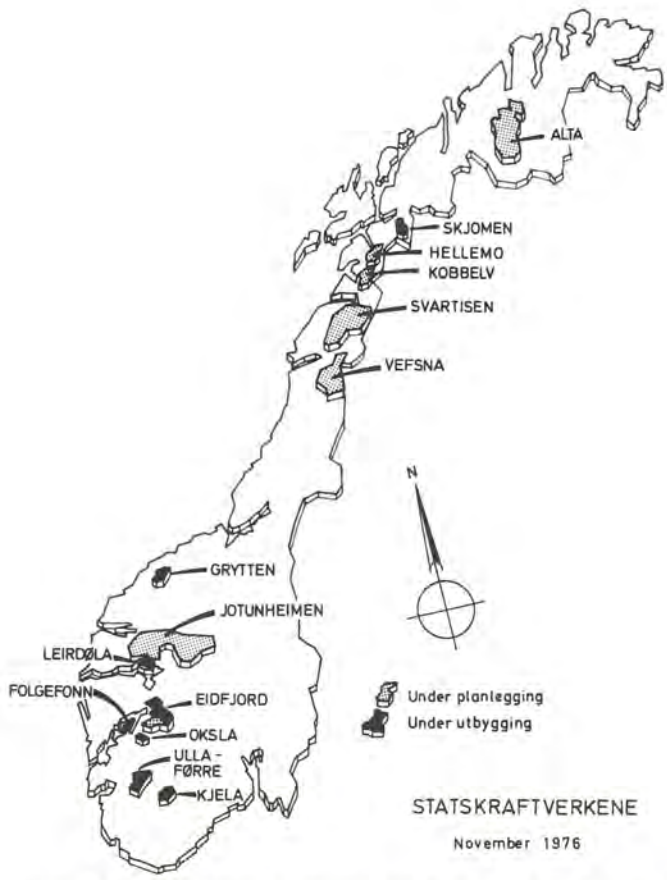


Fig. 8-1. Oversikt over anlegg i gang og under planlegging.

7700 GWh og nær 6000 mill. kr. etter dagens prisnivå. Konsesjon er søkt for Alta, Jotunheimen/Breheimen og Veig (Eidfjord), mens planer for Hellemo, Kobbelv, Svartisen og Vefsna vil foreligge med det første. Om det skulle bli gitt tillatelse til å bygge etter de planer som foreligger, vil det bety nye 3700 MW, 13.800 GWh og 10 milliarder kr.

KOSTNADER

Alle overslag for anlegg under utførelse eller planlagt er referert til prisnivå januar -76. Renter i byggetiden for planlagte anlegg er beregnet med kalkulasjonsrente 10% p.a., mens det forøvrig er nyttet statens rentesats og regler (f.eks. 5,5% i 1976 og 6,5% i 1977). Som illustrasjon av pengeverdi, byggemåte m.v., angis følgende oversikt:

Statskraftverk	Effekt MW	Produksjonsevne GWh	Kostnad mill. kr.
I drift pr. 31.12.75	4800	23500	5400
Herav de 3 siste	660	3000	1430
Under utførelse	3500	7700	6000
Planer pr. 1977	3700	13800	10000

I det følgende omtales kort noen av de mest interessante kraftverk under utførelse eller planlegging.

Eidfjord-anleggene.

Der vises til fig. 8-2. Stortinget godkjente i april 1973 utbygging av det såkalte Eidfjord Nord etter plan som vist. Planen er redusert i forhold til den plan det i mai 1968 ble søkt om. Planen i 1968 omfatter også Eidfjord Syd, men vassdragene der ble dels varig vernet og resten utsatt til senere konsesjonsbehandling. For Eidfjord Nord var det søkt om en stor

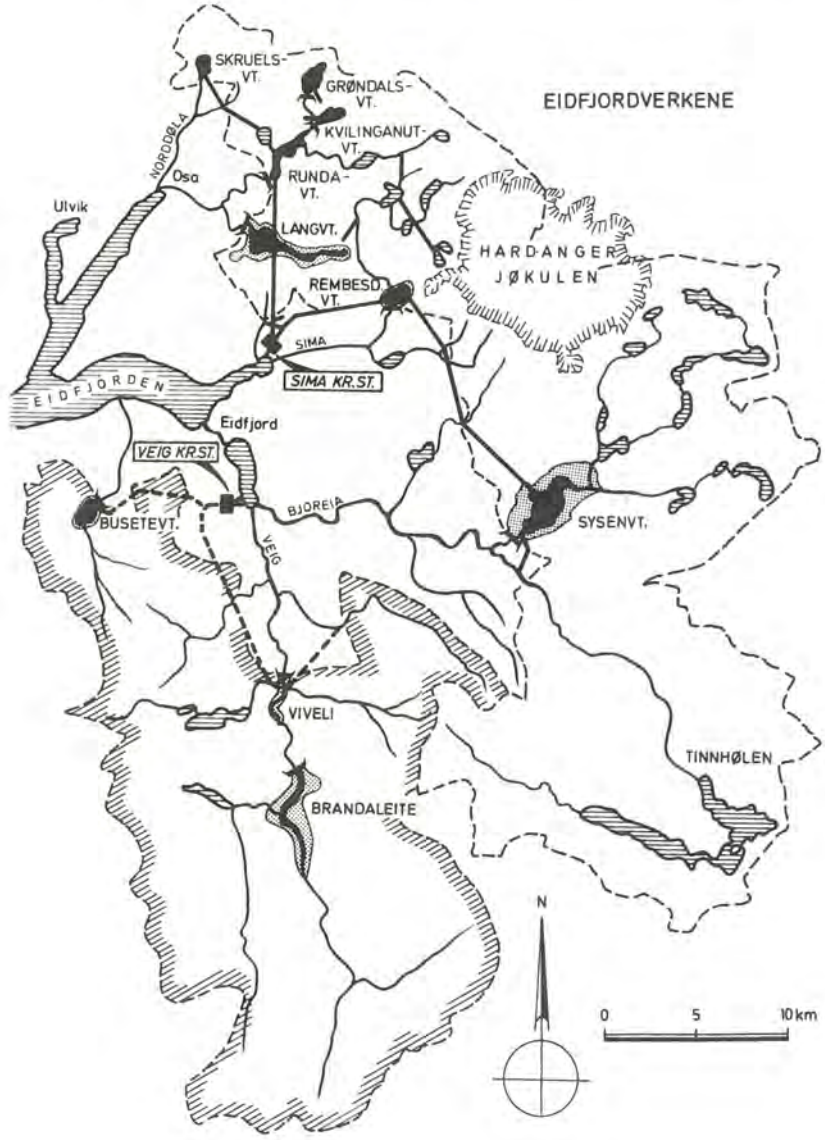


Fig. 8-2. Oversikt over Eidfjord-anleggene.

regulering av vannene Halne og Hein som har avløp til Numedalslågen. Om sommeren skulle vann føres over fra Eidfjordsiden til Halne/Hein mot at samme vannmengde ble ført tilbake følgende eller senere vintre.

Ved Eidfjordutbyggingen er det vanskelig å få så store magasiner som ønskelig. Som delvis kompensasjon for Halne/Hein er det gitt tillatelse til ganske stor regulering av Sysenvatn der dammen blir meget nær og synlig fra riksvegen over vidda.

Kraftstasjonen Sima er egentlig to kraftstasjoner slått sammen. Det er to sett maskiner med forskjellig fallhøyde, to maskiner a 250 MW med 1150 m fallhøyde (landets største fallhøyde) og to maskiner a 310 MW (landets kraftigste vannkraftmaskiner) med 900 m fallhøyde. Maskinsalen har sprengningsmål 200x20x40 m. P.g.a. sprakfjell er det i vegger og hvelv plassert ca. 20000 bolter med maksimal lengde 8 m, dvs. at det er medgått ca. 100 km stangstål. Det skal sprenges vel 50 km tunnel, 6,4 km sjakter og bygges 53 km veg, støpes 60000 m^3 betong, plasseres 4,7 mill. m^3 i fyllingsdammer. Stålpansringen i trykksjaktene veier ca. 7000 tonn, største platetykkelse er 72 mm. Det overveies fullprofilboring i en 4,6 km 8 m^2 tunnel som et forsøksprosjekt selv om det neppe vil bli billigere enn konvensjonell utførelse. Det blir stor forskjell på sysselsettingen vinter og sommer, maksimalt vil man ha 1200 personer. Første maskin er beregnet satt i drift 1.12.79 og siste 1.1.81.

Kraftledningen fra Sima kraftverk til Østlandet, Sima–Dagali, er et stort problem. Det er konflikten mellom vern av Hardangervidda og hensynet til bygdemiljøet som slår ut for fullt. I mai 1976 ble det gitt konsesjon som Hol kommune anket. Anken er ennå ikke (29.11.76) avgjort. Dette kan føre til at terminplanen for kraftverket må utsettes ett år.

Det er søkt konsesjon på utbygging av Veig (del av Eidfjord Syd) i et kraftverk på 310 MW ved Eidfjordvatn. Et annet alternativ er å føre Veig gjennom tunnel til Sysevatn uten ekstra installasjon i Sima kraftverk. Man håper på avgjørelse så tidlig at en eventuell utbygging kan foregå som en naturlig fortsettelse av den anleggsvirksomhet som nå er i gang.

Den vedtatte utbygging er beregnet å koste ca. 1600 mill. kr., samlet effekt 1120 MW og produksjon 2450 GWh.

Ulla-Førre-anleggene.

Dette til dato Statskraftverkenes største prosjekt ble vedtatt av Stortinget juni 1974. Det får hele 2000 MW samlet installasjon, 4400 GWh netto produksjon etter fradrag av pumpekraft, og overslag er 3650 mill. kr. Etter installasjon og kostnad er ikke produksjonen imponerende høy. Til sammenligning vil Sira-Kvina få en samlet installasjon på 1370 MW, som senere kan tenkes utvides til 1800 MW, ved en produksjon på ca. 6000 GWh. Grunnen til den store installasjon i Ulla-Førre, i likhet med Eidfjord, er den økede mulighet for samkjøring med varmekraftverk i våre naboland og senere i Norge.

Av oversiktstegningen fig. 8-3 vil fremgå at det blir et pumpekraftverk, to kraftverk og to mindre pumpestasjoner. Prosjektet er karakterisert ved hovedtilløpssystemer i to nivåer, små magasineringsmuligheter i laveste nivå og kjempemagasin på høyeste. Ved oppdemming til HRV 1055 av flere vann fremkommer en innsjø kalt Blåsjø på 3100 mill m^3. Fullt magasin vil bety et energiinnhold på 7700 GWh. For å kunne magasinere tilløpet fra laveste nivå må vannet pumpes opp til øverste magasin om sommeren.

Pumpekraftverket heter Saurdal. Det får 3 x 160 MW pumpeturbiner og en 160 MW ren turbin. Midlere netto fallhøyde som turbin er 418 m. Det største kraftverket, Kvilldal med avløp til Suldalsvatn, får 4 x 300 MW maskiner, midlere nettofall 325 m. Denne stasjon får egen transformatorhall i motsetning til det som er, og også synes å ble det vanlige, nemlig

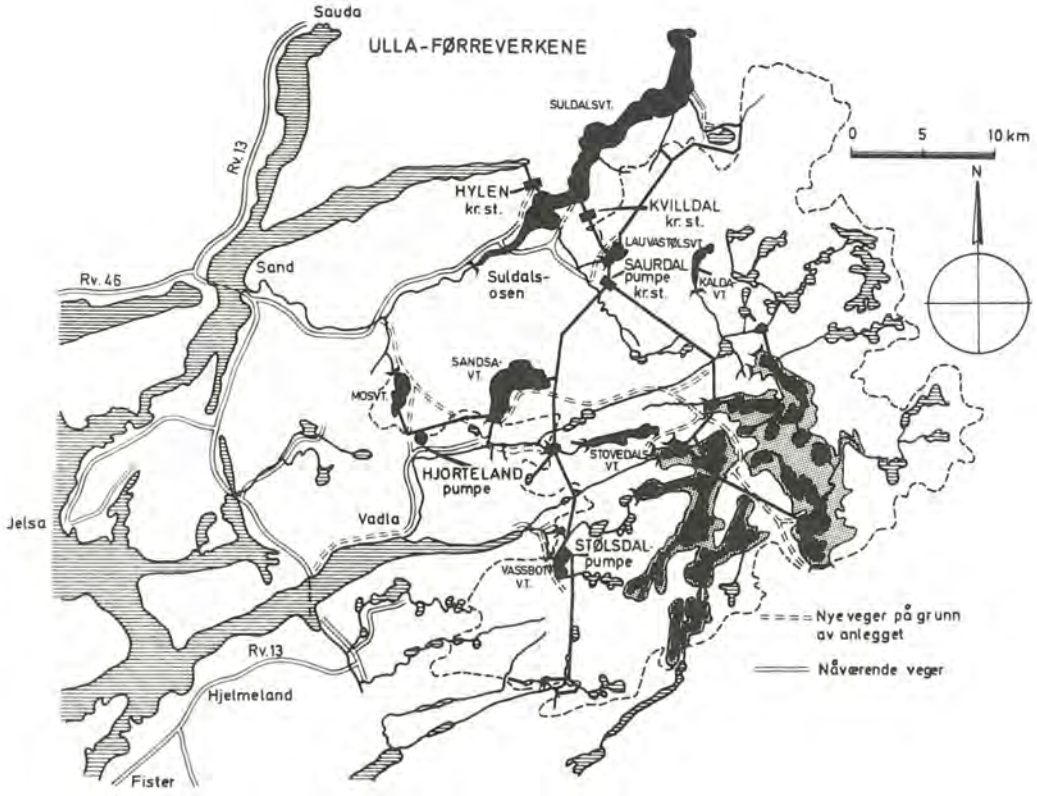


Fig. 8-3. Oversikt over Ulla-Førre-anleggene.

transformatorene i samme utsprengning som maskinene. Det er valgt trykkluft svingekammer med trykkluftbasseng ca. 120 000 m^3. Hylen kraftverk får 2 x 80 MW og nytter midlere nettofall 66,5 m mellom Suldalsvatn og havet. Stasjonen blir utført med omløpstunnel som kan føre 270 m^3/sek. forbi stasjonen for å kunne kjøre Kvilldal på fullt selv om Hylen skulle være ute av drift.

Ulla–Førre har mange og store fjellsprengningsoppgaver. Tunnelen til Hylen kraftverk er 160 m^2. Den vil bli drevet med 75 m^2 toppstoll og etterfølgende bunnstross. Tilløpstunnelen til Kvilldal er 4,5 km 135 m^2, også den blir drevet med toppstoll og bunntross, og 7 km 75 m^2 som blir drevet "full face". I tillegg blir det 53 km overføringstunneler som største tverrsnitt 30 m^2. Surdal får 11 km 100 m^2 tilløpstunnel og 23 km overføringstunneler.

De største fyllingsdammene er Storevatn 8 mill. m^3, Oddatjønn 5 mill. m^3 (i masse lik Svartevatn), Førrevatn 1,4 mill. m^3 og Førreskar 1,3 mill. m^3. Dammen ved Storevatn vil antagelig bli utført med frontal betongplatetetning. Dette på grunn av at morene i tilfelle må hentes 40 km unna. Om betongplate velges, kan anleggsvegen reduseres fra 12 til 8 m bredde, og total besparelse synes å ligge i størrelsesorden 50 – 60 mill. kr.

POLICY VED GJENNOMFØRING AV ANLEGGENE

Statskraftverkene utfører store deler av anleggsarbeidet i egen regi og benytter i stor utstrekning underentrepenører. Leirdøla (100 MW) og Kjela (60 MW) er i sin helhet satt bort til entrepenører. Ved Ulla–Førre er det til nå i entreprise satt bort anleggskraftforsyning, boligbygging, anleggssenter, vegbygging og tunnelarbeidet til ca. 200 mill. kr. Det er ikke tatt endelig standpunkt til i hvor stor utstrekning øvrige tunnelarbeider og damarbeider vil bli satt bort eller utført i egen regi. I prinsippet er Statskraftverkenes policy at om de ikke selv kan utføre et arbeide like godt og til samme pris som ved å sette det bort, skal det settes bort. Topper i virksomheten søkes utjevnet ved bruk av entrepenører.

Ved kraftverkutbygging er det et utstrakt samarbeide med berørte kommuner og fylker. Eksempelvis er det ved Ulla–Førre forskuttert 35 mill. kr. til Vegvesenet for at de skal bygge planlagte veger så tidlig at anlegget kan benytte dem til sine transporter. Til kommunen er det forskuttert 15 mill. kr. til bl.a. opparbeidelse av tomter, vann og kloakk. Både ved Ulla–Førre og Eidfjord er det bygget store permanente verksteder, lager, kontor og boliger som det er meningen kommunene skal overta etter takst/avtale når anleggene er ferdige. SIVA (Statens industrivekstanlegg) har vært konsulent ved planleggingen av verksted.

Ulla–Førreprosjektet vil kunne gjennomføres på 8 år, men det ville da bli svært stor innsats av mennesker og materiell i sommersesongene. Av hensyn til distriktene, jevnere sysselsetting, arbeidskraftsituasjonen m.v. ble det valgt en vesenlig lengere anleggsperiode. Første maskin (Hylen) skal i drift i 1980 og siste (Saurdal) i 1986. Til tross herfor vil anleggsstyrken på topp variere mellom 850 om vinteren og 1200 om sommeren.

Om det blir forbud mot nattskift ved anleggsarbeide, regner Statskraftverkene med dispensasjon for de anleggsdeler som er avgjørende for igangsettingsdato ved anlegg under utførelse. Uten dispensasjon vil idriftsettelse bli forsinket 1–2 år med de konsekvenser det vil ha for kraftdekning og kostnader.

PLAN JOTUNHEIMEN/BREHEIMEN

I området for Sjoa med Gjende, Ottadalen, over til Stryn, Jostedalen og Mørkrisdalselven i Sogn er det store kraftutbyggingsmuligheter. Det er mange foruten Staten som har fellrettigheter i området. For å sikre seg en totalplan hvor fordeler, naturinngrep, skader m.v., kan vurderes uten at tilfeldige eierinteresser skal få dominere, ble det i 1965 bestemt at Statskraftverkene skulle stå for totalprosjekteringen. Man valgte navnet Jotunheimen/ Breheimen som fellesbetegnelse. I 1973 totalfredet Stortinget Sjoa. Dermed har navnet Jotunheimen egentlig lite med prosjektet å gjøre. Rent følelsesmessig reiser alle nordmenn bust når de hører om kraftutbygging i Jotunheimen. Vi motsetter oss at vår "nasjonalhelligdom" skal ødelegges. Man venter ikke med å reagere til planen er studert. Nå er det for sent å endre navn.

I 1973 la Statskraftverkene frem to prinsipielt helt forskjellige alternative planer. Den ene er nokså konvensjonell, mens den andre forutsetter øvre del av Otta-vassdraget overført til Loen på Vestlandet. Førstnevnte blir populært kalt "Øst mot øst", fig. 8.4, sistnevnte "Øst mot vest", fig. 8.5. "Øst mot vest" er mest økonomisk. Den ble av Statskraftverkene miljøvernmessig totalt sett bedømt ikke å være dårligere enn den andre. Man var klar over

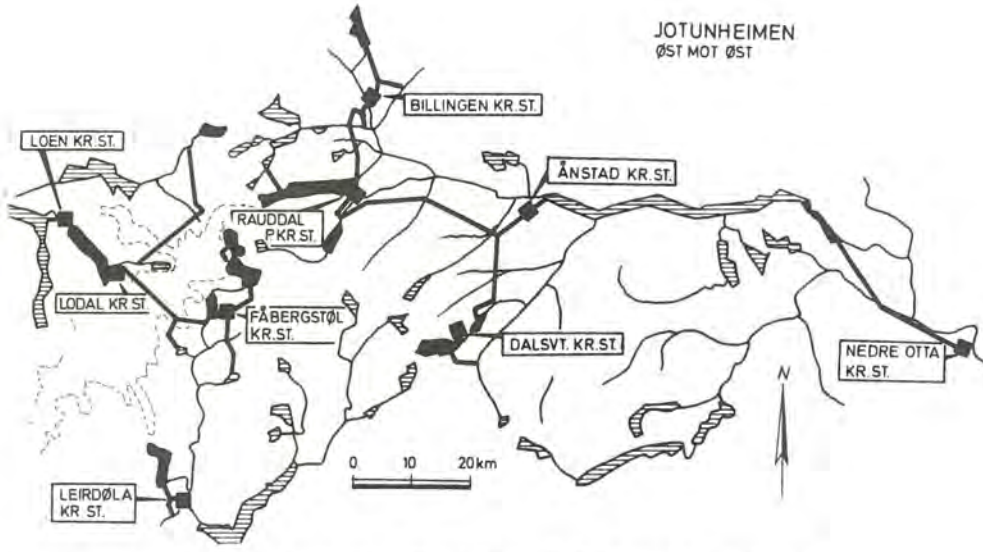


Fig. 8.4. Jotunheimen/Breheimen – Øst mot øst-prosjektet

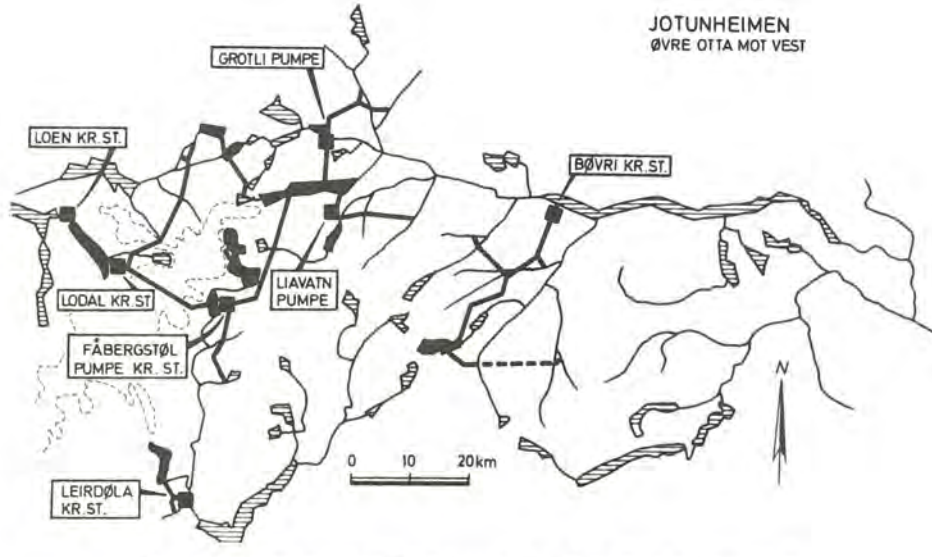


Fig. 8-5. Jotunheimen/Breheimen – Øst mot vest-prosjektet.

skattemessige og økede juridiske/erstatningsmessige problemer ved "Øst mot vest", og at det på østsiden ville være stor motstand mot å ta bort vann fra Lågen. Likevel fant man det riktig primært å søke om tillatelse til å bygge etter dette alternativ. Subsidiært gjelder søknaden også det andre.

Mørkri og Leirdøla krattstasjoner i Sogn er uavhengig av hovedalternativene. Mørkri ble i 1973 vernet mot utbygging i 10 år. Leirdøla er under utbygging.

Ved "Øst mot vest"–planen er det to pumpestasjoner (Liavatn 100 MW og Grotli 30 MW), et pumpekraftverk (Fåbergstøyl 440 MW som kraftverk og 220 MW pumpe), og tre rene kraftverk (Loen 60 MW, Lodal 510 MW og Bøvri 180 MW). Nettoproduksjon 5400 GWh, 1190 MW.

Det blir i alt 9 reguleringsmagasiner hvorav Raudalsmagasinet er det eneste av noen størrelse, 1340 mill m^3. Raudalsvatn er regulert i dag med en 30 m høy betong hvelvdam, magasin 170 mill. m^3. Betongdammen vil forsvinne inn i den nye fyllingsdammen som blir 140 m høy og krever 3,1 mill. m^3 jord og stein. Planene forutsetter totalt 230 km tunner, utsprengt fast fjell 6,8 mill. m^3 i kraftstasjoner og tunneler. Det regnes med 6 – 7 års byggetid og 3660 mill. kr. Spesielle problemer er, foruten vanlige naturinngrep, ferskvannsutslipp i Nordfjord, laks i Strynselva, redusert vanntilførsel til Lågen og Mjøsa som allerede nå viser tegn til forurensning.

"Øst mot øst" –planen er kostnadene beregnet til 4200 mill. kr., nettoproduksjon og effekt som for "Øst mot vest".

ALTA PLAN

Alta er en meget berømt lakseelv. Foruten neddemming av Masi har vassdraget meget små reguleringsmuligheter. Ved å regulere den store innsjøen Iesjav'ri i toppen av Tana elv, og føre denne del av Tana's tilløp over til Alta, kunne man få en rimelig grad av regulering, fig. 8.6. Ved Masi måtte i tilfelle mange samefamilier flytte, og også regulering av Iesjav'ri er frafalt. Det gjenstår nå nærmest et elvekraftverk hvor kraftverkets kjøring for en stor del blir avhengig av hensynet til laks og is. Is i denne forbindelse er faren for isdemninger og erosjon.

Konsesjonssøknad, som innbefattet Iesjav'ri, ble sendt april 1974. Tegningen, fig. 8.6, viser det som er igjen av planen. Den behandles nå av Hovedstyret i NVE. Savtso kraftverk utnytter 185 m fall i hovedelven, (150 MW), og 305 m i sideelven Joat'ka, (20 MW). Total produksjon, mest sommerkraft, blir 710 GWh, kostnad 450 mill. kr.

Mulighetene for vannkraft i Finnmark er sterkt begrenset. Alternativene til Alta synes å være meget kostbar linjebygging sørfra, eller et relativt lite olje/kullfyrt kraftverk i distriktet.

SVARTISEN/SALTFJELL

Planene for Svartisen/Saltfjell-området er ikke endelige. Oversikten, fig. 8.7, viser planen slik den kan komme til å bli. Det kan bli mange separate kraftstasjoner i ring rundt området.

	MW	GWh
Beiarn	100	420
Kjemågå i Saltdal	115	525
Stormdalen i Rana	40	113
Røvatn i Rana	200	920
Melfjord	180	790
Trollberget	30	75
Holandsfjord	600	2130
Glomfjord nedlegges	÷ 120	÷ 840

Om planen skulle bli fulgt, gir anleggene totalt nye 1260 MW, 4150 GWh. De krever 3350 mill., og det skal sprenges 220 km tunneler og 6 mill. m^3 fast fjell i kraftstasjoner og tunneler. Hertil kommer fyllingsdammer, veger m.v.

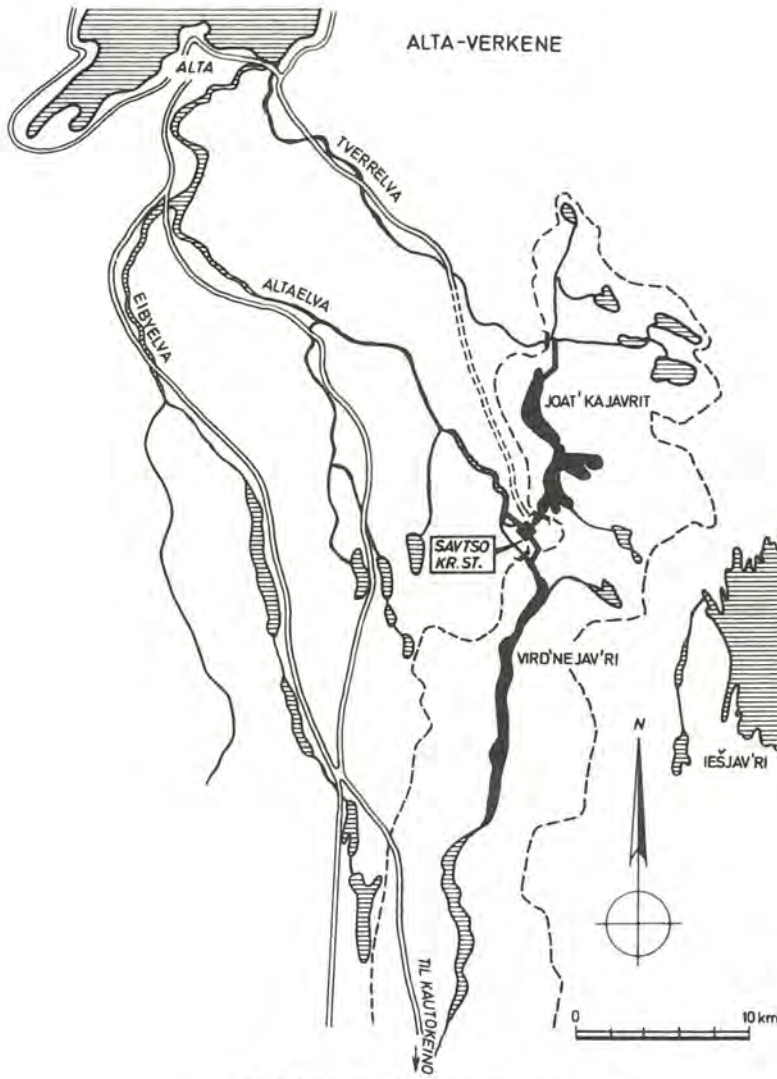


Fig. 8-6. Plan for Alta-utbyggingen.

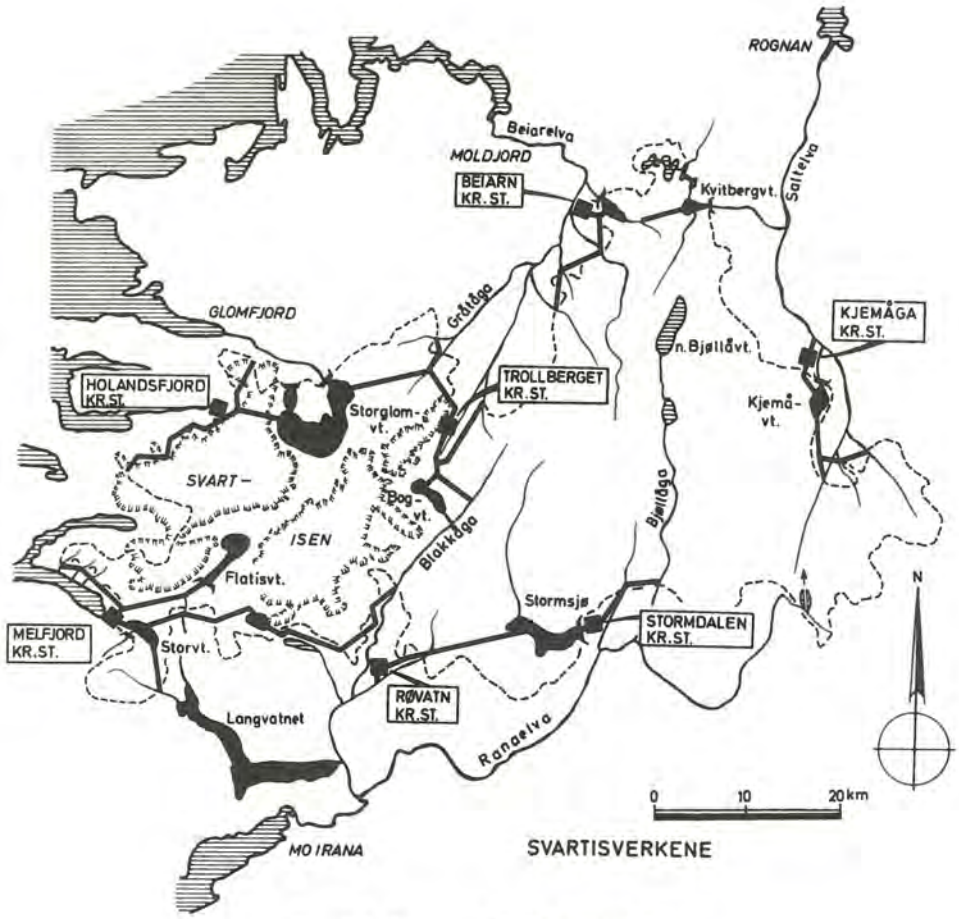


Fig. 8-7. Svartisen/Saltfjell-prosjektet.

SPRENGNINGSARBEIDENE VED SARP KRAFTVERK

Sarp Hydro-Electeic Power Plant – blasting operations during the construction periode

Sivilingeniør Harald Hauge, Aktieselskabet Hafslund.

SAMMENDRAG

Sarp kraftverk utnytter Glomma i fallet i Sarpsfossen. Kraftverket bygges i fjell, og sprengningsmassene utgjør 150 000 m^3.
Med vertikale vegger opp til 45 m høyde ble det stillet strenge krav til konturene. Avløpstunnelens tverrsnitt 220 m^2 og lengde 400 m. Sprengningen måtte utføres på forholdsvis kort tid. Hensynet til nærliggende bebyggelse og industri ble bestemmende for dimensjonering av salvene.
Foredraget gir en detaljert fremstilling av utstyr og drivemetode.

SUMMARY

Sarp Hydro-Electric Power Plants is situated in the Glomma River in the town of Sarpsborg. The waterfall is ca. 25 m high and the waterflow is normally 450 m^3/sek.
The power station with vertical walls up to 45 m high is quarried out in gneissic rock. The outlet tunnel is 400 m long and has a profile of 220 m^2. Totally 150.000 m^3 of rock are broken.
The author gires a review of methodes and equipment used under the quarrying and tunnelling activities.

1. PRESENTASJON

Sarp kraftverk bygges ut av Borregaard – Hafslund i fellesskap. Kraftverket utnytter Glomma i fallet i Sarpsfossen fra overvann på kote ca. 23,0 til undervann på kote ca. 2,0. Kraftverket er plassert på Hafslund's side av Glomma (østsiden). Kraftverket vil utnytte en vannføring på ca 450 m^3/s med normal fallhøyde. Skisse over anlegget er vist på fig. 9.1.

Bygningsteknisk konsulent:	Ing. A. B. Berdal A/S
Hovedentreprenør:	Ing. Thor Furuholmen A/S /Astrup & Aubert A/S i samarbeid 70/30%.

2. UTBYGGING I HOVEDTREKK

Inntaket for kraftstasjonen ligger like overfor broene for E6 og jernbanen. Kraftstasjonen, hvor det installeres 1 vertikalt kaplanaggregat på 80 MW, sprenges ned i fjellet, og det bygges en hall over stasjonssjakten med avlastningsgulv og løpekran. Avløpstunnelen utføres

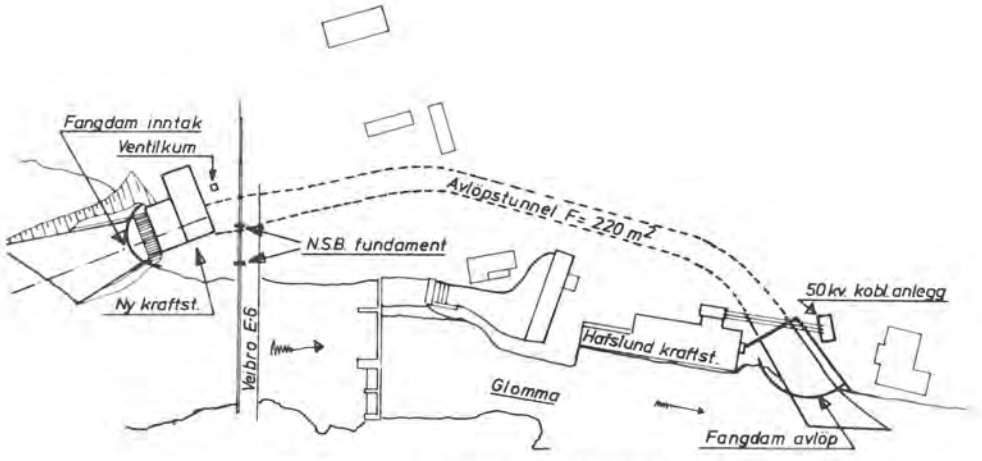


Fig. 9-1. Oversikt over Sarp Kraftverk.

dykket med et areal på 220 m^2 og uten svingekammer. Den får sitt utløp like nedenfor Haflund's nåværende kraftstasjon. Det er bygget fangdam ved inntaket til kraftstasjonen og ved utløpet av avløpstunnelen.

3. BERGART

Prosjektet ligger i et område med granittiske grunnfjellsbergarter. Fjellkvaliteten betegnes som god, men med noen svakhetssoner hvor materialet i sleppene inneholder en del svelleleire. All sprengning ble gjennomført uten støp på stuff.
A/S Geoteam foretok geotekniske og ingeniørgeologiske forundersøkelser ved Sarp kraftverk på prosjektstadiet. Under anleggsperioden ble sikringsarbeidene fulgt opp av A/S Geoteam.

4. TOTALE MASSER OG BYGGETID

Spregning:	150000 m^3
Forskaling:	35000 m^2
Betong:	25000 m^3
Armering:	1200 t
Byggetid:	3 år. Derav ca 10 måneder på hovedutsprengningen.

5. FORHÅNDSBESIKTIGELSE, ENHETSLADNINGER OG RYSTELSER

5.1 Kontor for Fjellsprengningsteknikk fikk allerede på prosjektstadiet oppdraget å løse de sprengningstekniske problemer for byggherren. Disse forholdsvis store sprengningsarbeider måtte utføres i et område hvor hensynet til nærliggende bebyggelse og industri ble bestemmende for dimensjonering av salvene.
Forhåndsbesiktigelse av eksisterende bygninger og konstruksjoner ved kraftstasjonsgrop og tunneltrasé ble foretatt.

5.2 Dimensjonering av enhetsladninger

Verdiene for enhetsladningene for utsprengningene ble beregnet på grunnlag av B. G.

Fish's formel for svingeamplitude ($A = \frac{k\sqrt{L}}{d}$).

Fjellkonstanten k ble satt lik 1000. Kritiske punkter ble vurdert og utpekt. (Avmerket med piler på fig. 9.1.) Se forøvrig Tabell 9.1. Ladningstabeller ble utarbeidet, Tabell 9.2 og 9.3

TABELL 9.1.

Målepunkter:	Grense for rystelser:
Jernbanefundament	250 um
Ventilkum	250 um
Fangdam venstre side (vest)	200 um
Fangdam høyre side (øst)	200 um
Hafslund kraftstasjon	200 um
50 kV koblingsanlegg	200 um
Fangdam utløp	200 um
Brattveien 3	150 um
Betongvegg i utløp (midtpilar)	400 um
Betongfundament over tunnel utløp	200 um
Sum registrerte målinger 14.1.75 – 3.7.76:	858 stk.
Sum overskridelser 14.1.75 – 3.7.76:	55 stk. 6,4%

KRITISKE PUNKTER

TABELL 9.2.

Avstand i m	10	12	14	16	18	20
Tillatt ladning pr. intervall i kg.	7,5	10	12	16	20	25

Terskel maks. 150 kg pr. intervall.
Undervanns-sprengning foran terskel 10 kg pr. intervall.

INNTAKSOMRÅDET

TABELL 9.3.

Avstand i m	6	10	12	14	16	18	20	22	24
Tillatt ladning pr. intervall i kg	3	4	6	8	10	13	16	19	23

Terskel maks. 80 kg pr. intervall.

ALØPSOMRÅDET

5.3 Rystelsesmålinger

Amplituden ble satt som skadekriterium. Kongsberg Tellus vibrograf ble plassert på kritiske punkter for kontinuerlig registrering. Avlesning ble foretatt en gang pr. uke eller oftere etter behov.

6. KONTURSPRENGNING

6.1 Slettsprengning

Det ble lagt stor vekt på å oppnå et glattest mulig profil. For tak og vegger i avløpstunnel ble kranshullavstanden satt til 70 cm, og det ble nyttet redusert ladning (rørladning med sperrehylser). Videre ble det lagt stor vekt på at samtlige tak og vegghull ble boret parallelle, og at utslaget for konturhullene var lettest mulig.

6.2 Presplitting

I kraftstasjonen var det vegghøyder opp til 50 m. Kraftstasjonsveggene samt veggene i inntaks- og avløpskanal ble presplittet. Det ble benyttet hullavstand: 70 – 80 cm, borkronediameter – 2 1/2" og boredybder opp til 20 m. Mellom de ordinære presplitthull ble det boret hjelpehull ned til 6 m dybde, fig. 9.2

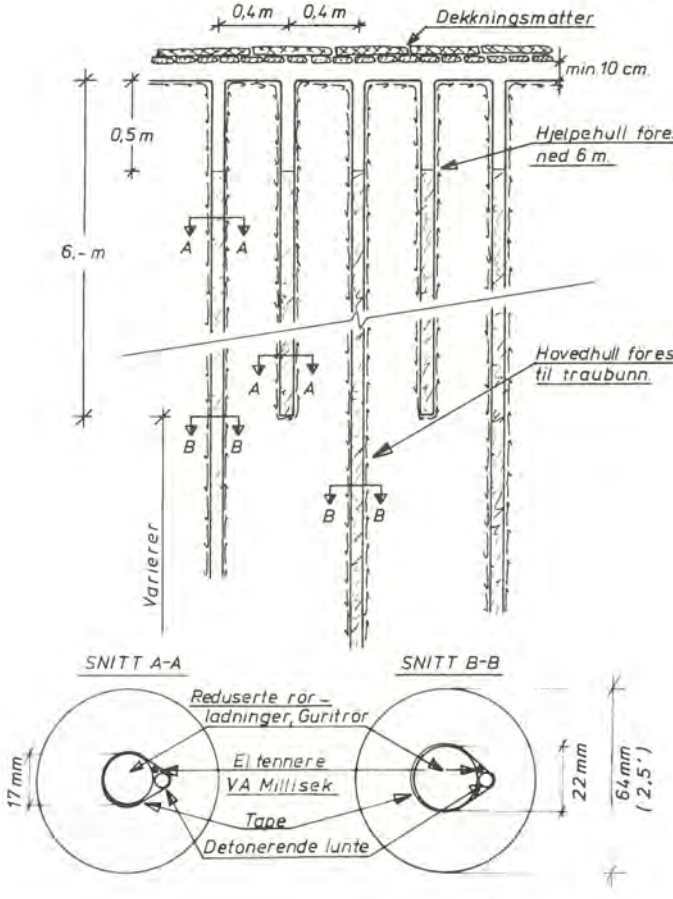


Fig. 9-2. Opplegg for presplitting av veggene i Kraftstasjonen.

Til boringen ble benyttet Rock 601 og 10' borstenger med styrerør. Retningsinstrumentet DIT 70 ble montert på en sleide. Nøyaktigheten for oppborede splitthull ble målt med "Eastman singel-shot". Hvert hull kunne således bedømmes og evt. kasseres før ladning fant sted.

Gjennomsnitlig borenøyaktighet ble målt til 1,5 cm pr. lm. De ordinære hullene ble ladet opp med 22 mm guritrør bortsett fra de øvre 6 m. Der ble samtlige hull ladet med 17 mm guritrør. Det ble benyttet V.A. Millisek.tennere samt detonerende lunte, tapet til sprengstoffstrengen fra bunn til topp og med en til to dynamittpatroner som bunnladning for de lengste hull.

Av hensyn til rystelser ble det benyttet millisekundtennere fremfor 0–tennere ved splittsprengningen. Enhetsladningen kunne derved økes med 30%

For en del hull ble splitteffekten for svak med 22 mm rørladning. 25 mm rørladning synes her å være et mer riktig valg. Men man fikk da problemet med for store rystelser. Man valgte derfor av rasjonelle hensyn etter en tid å gå over til vanlig slettsprengning av konturhullene. Disse ble boret ca. 50 cm grunnere enn hullene i pallen og med avstand 70 cm. Resultatet var tilfredsstillende.

7. SPRENGNINGSARBEIDENE

7.1 Stasjonsgropen

Masser: 50000 m^3, fra kote + 30 ned til kote ÷ 23, fig. 9.3. Borutrustning: 2 stk Rock 302. Det ble benyttet 2'' borkroner og 10' stenger.

Lasteutstyr: Brøyt X 3 og Cat 966.

Fjellmassene ned til kote + 6 ble sprengt, og kjørt ut på anleggsvei i stigning 1:6. Pallhøyder ca. 6 m. Fjellet mellom kote + 6 og trommebunn på kote ÷ 8 ble sprengt via en transporttunnel fra avløpstunnelens toppseksjon og transportert ut pilotstoll, fig. 9.4. Resten av stasjonsgropen ble tatt ut fra sugerøret på kote ÷ 23, fig. 9.5.

7.1 Avløpstunnel

Tverrsnitt 220 m^2, lengde 400 m, masser ca. 90000 m^3. Borutrustning: 2 stk. borbukker den ene med hivbar rigg og 3 bommer og maks. borhøyde 9 m. Den andre også med 3 bommer hvorav den ene ble benyttet til ladekurv. Derved kunne borbukkene tilsammen danne en komplett enhet.

Det ble benyttet 48 mm borkroner og 14' stenger.

Lasteutstyr: Cat 966 og Cat 988.

Tunnelen ble utsprengt i tre trinn, fig. 9.6.

1. trinn en pilotstoll på 42 m^2 for derved raskt å kunne komme inn til bunn av kraftstasjon og dels å få avklart noe om fjellets kvalitet.

2. trinn er utvidelse av pilotstoll til fullt takprofil. Takskiven ble tatt ut med vekseldrift på høyre og venstre side.

3. trinn er uttak av bunnparti. Bunnstrossen ble utført med liggerboring, og en kunne da bruke samme borutrustning som for pilotstoll og takskive.

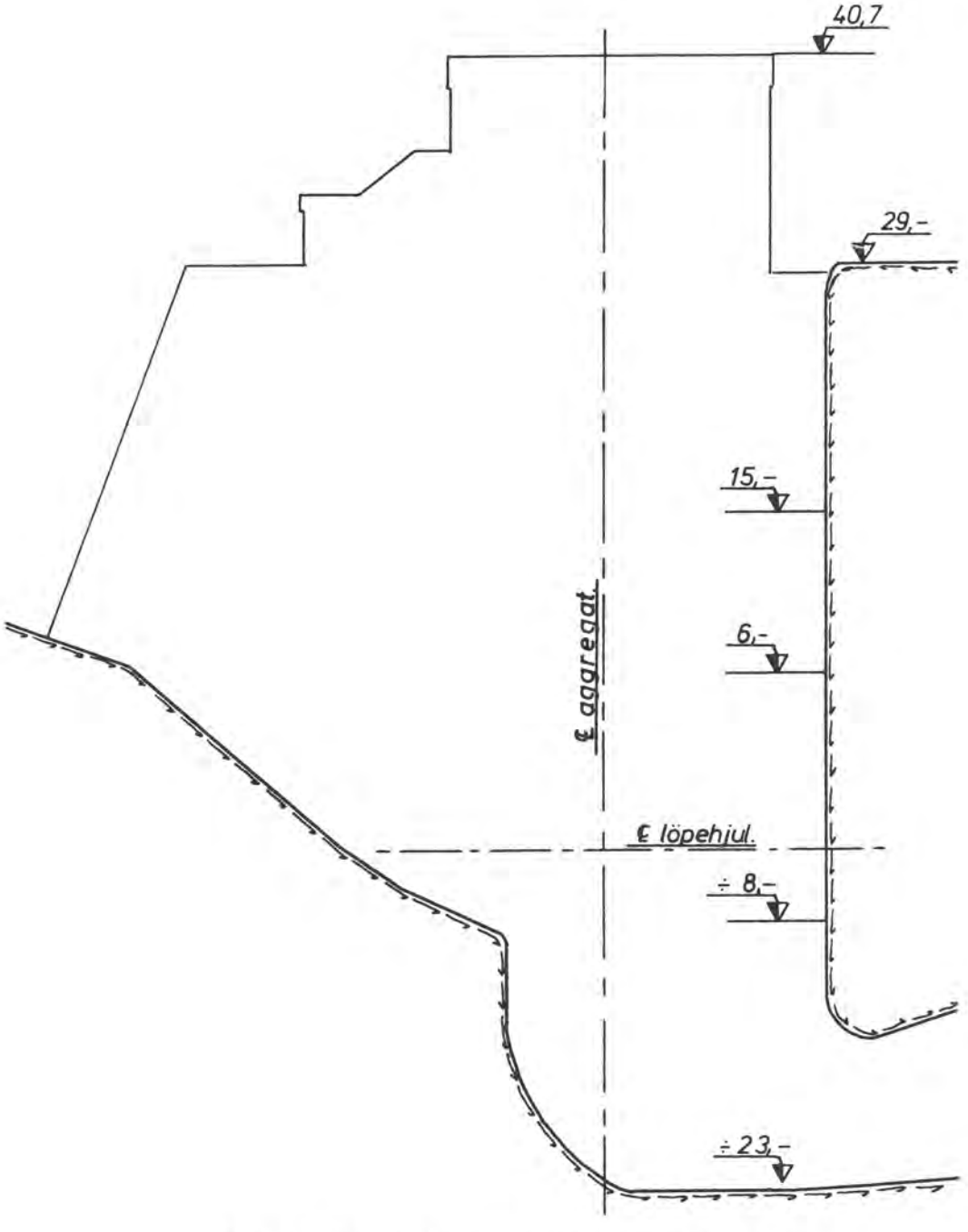


Fig. 9-3. Snitt av Kraftstasjonsgropen med sprengningsnivåer.

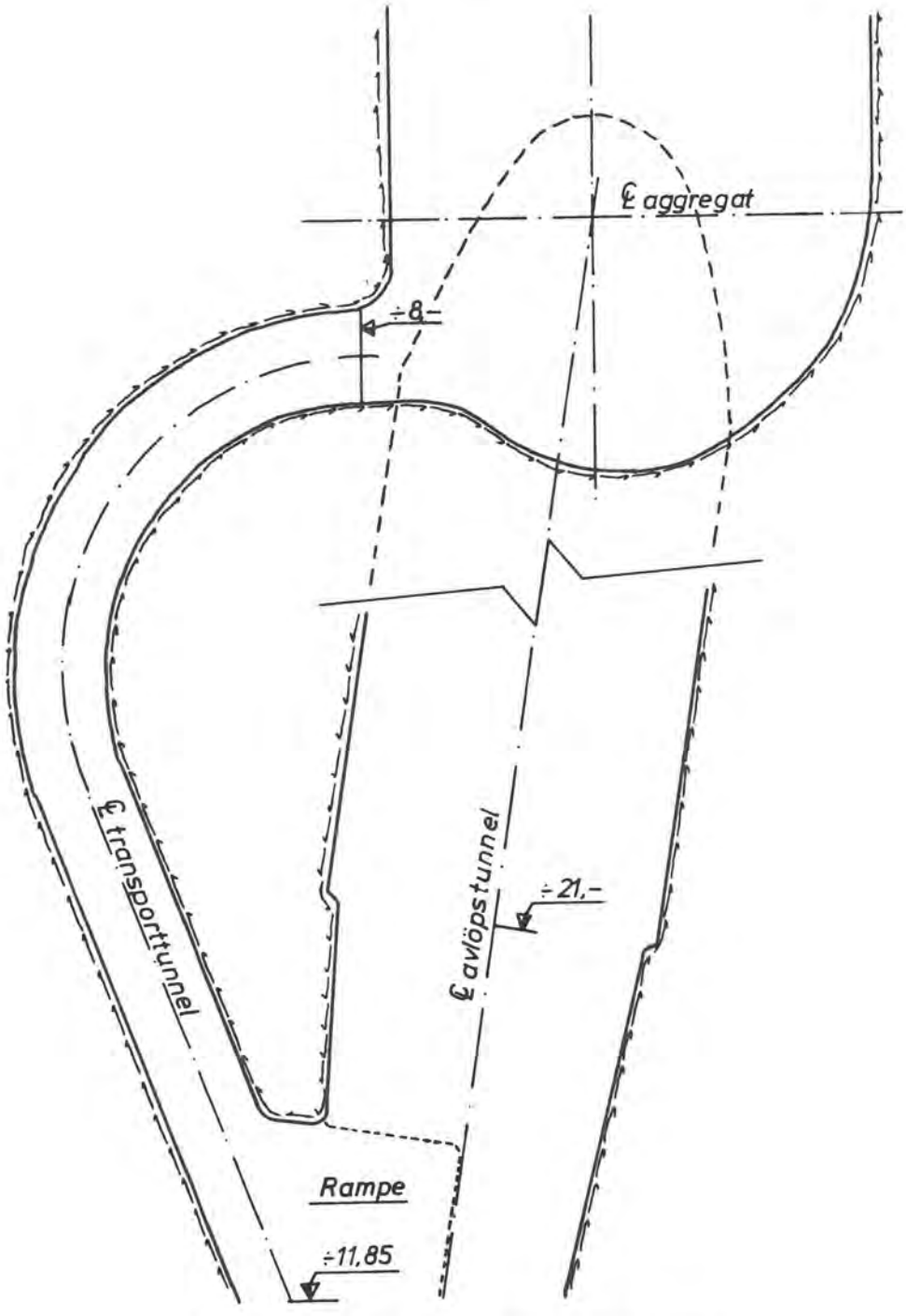
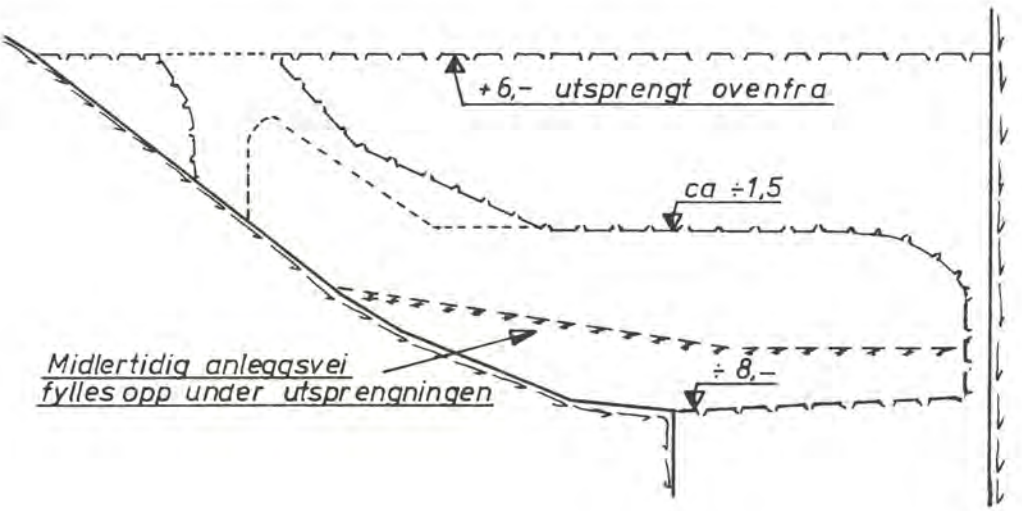


Fig. 9-4. Detalj fra utsprengningen av stasjonsgropen.



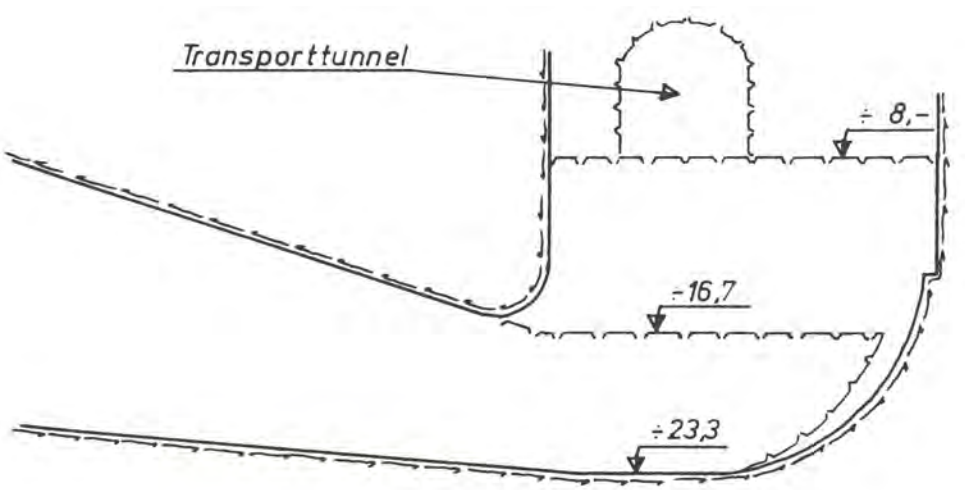


Fig.9-5. Detalj fra sluttsprengningen av stasjonsgropen.

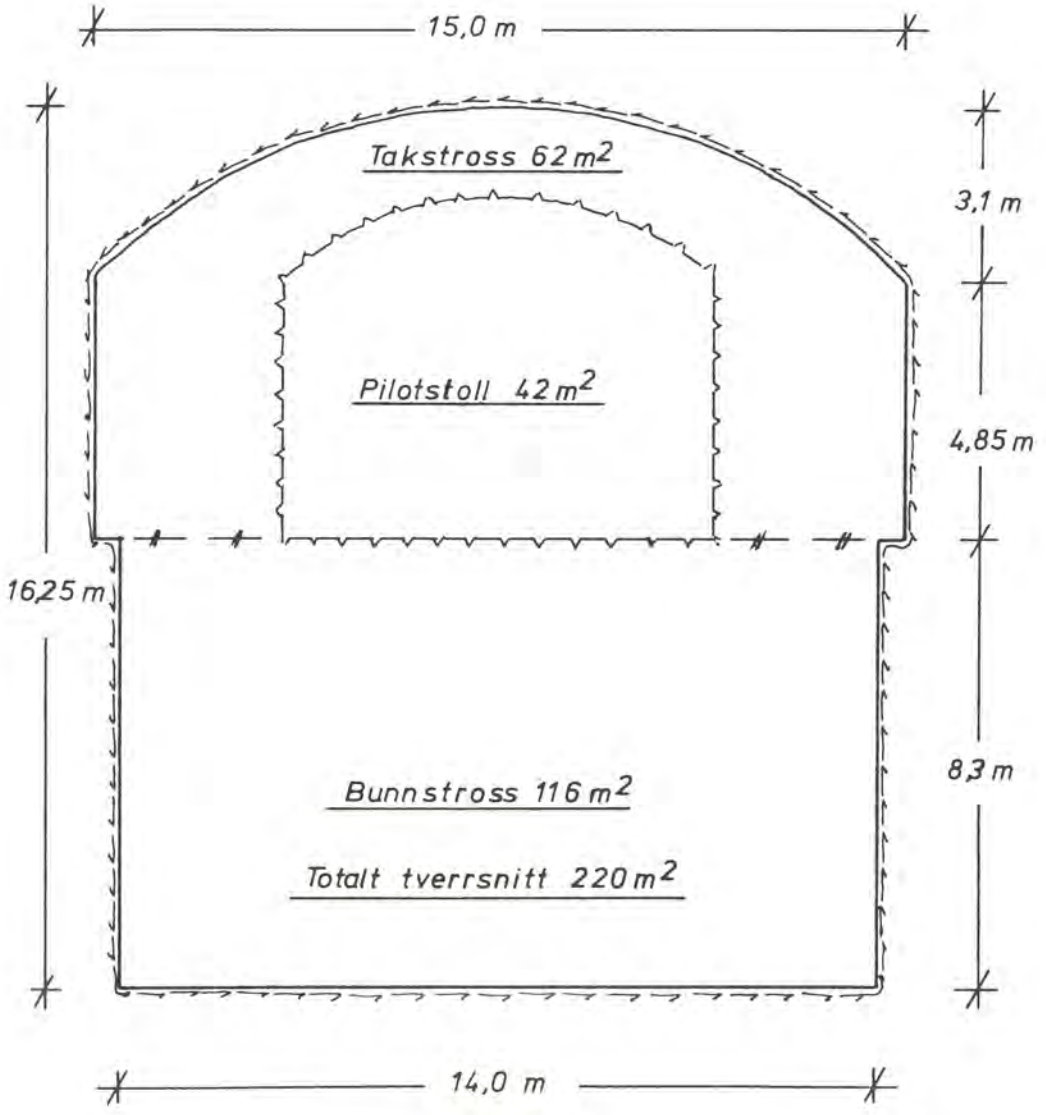


Fig. 9-6. Seksjonsvis utsprengning av avløpstunnelen

8. SIKRINGSARBEIDER

8.1 Kraftstasjon

Veggene i kraftstasjon ble sikret med systematisk innstøpte bolter. Det ble benyttet bergjet, diameter 20 mm, 4 m lange i rutemønster 3 x 3 m. Unntaksvis lengre bolter. Lokale sprekksoner i sydveggen ble sikret med armert sprutbetong.

8.2 Påhugg

Her ble anvendt 12 m lange innstøpte fjellbolter bergjet, 25 mm og i tillegg vertikale fjellbolter med samme diameter i lengder 7 – 8 m.

8.3 Tunnel

Før bunnstrossen tok til, ble all permanent sikring av takskiven utført. Bortsett fra et lite parti ble tunneltaket i full lengde sikret med systematisk innstøpte bolter, bergjet, 20 mm kamstål, i rutenett 2 x 2 m med lengde 3 m. I sprutbetongfeltene, i rutenett 1,5 x 2 m for bedre tilpassing til armeringsnettene. Farex-bolter som var innsatt under driften som arbeidssikring, inngikk ikke i den permanente sikring.

Armert sprutbetong med gjennomsnitt tykkelse 12 cm ble sonevis påført svakhetssoner. Det ble boret liggere for utstrossing av bunnpall. Denne driftsform medførte ingen skade på utført sprutbetong i heng og nedre del av sprutbetong der denne var ført ned til 1 m fra såle.

Etter at bunnpallen var ferdig utstrosset, ble sonevis veggflater med dårlig fjell systematisk boltet med samme type bolter og bormønster som for heng. Aktuelle steder der veggene ble påført armert sprutbetong, var systematisk boltet.

Våtspruting ble anvendt ved påføring av betong.

Prelletapet ble målt til 13%.

Kostnader til sikring av avløpstunnel utgjorde ca. 30% av sprengningskostnader.

UTSPRENGNING AV SENTRUM STASJON I OSLO

The excavation of the underground Sentrum Station in Oslo.

Sivilingeniør Ola Giske, Ingeniør Thor Furuholmen A/S

SAMMENDRAG

Utsprengningene og "innredningsarbeidene" av Sentrum stasjon ble gjort fra høsten 1971 frem til høsten 1976.

Stasjonen har dobbeltsporet kjøretunnel over 467 m og en 110 m lang toghall på ca. 160 m^2 med ca 20 m's spennvidde.

Utsprengningene av selve hallen ble gjort ved hjelp av to sidestoller som begge hadde en bredde på 1/3 av hallbredden. Den gjenstående midtstabben tjente som bærende parti. Det ble brukt sikringsstøp under fremdriften av fullt profil. Det ble ført kontinuerlig kontroll av rystelsene fra sprengningsarbeidene, og en klarte i store trekk å holde seg under de oppsatte grenseverdier.

Kontroll av belastninger på sikringskonstruksjonene ble også gjennomført.

SUMMARY

The Central Station of the Oslo subway system is a large underground construction situated under an area covered with city-buildings and streets.

The station hall has a profile of 160 m^2 and is 110 m long. The span of the arch is ca. 20 m.

The rock is alun-shale. During the excavation it was necessary to use a preliminary concrete lining. Gløtzl-cells were mounted for the control of the deformation of the lining.

The hall was blasted in three separate operations with the middle section as the last one. The distance between the concrete lining and the working face of the middle section was normally about 6 m.

Control of the vibrations was carried out continously, and only a very few registrations exceeded the criterias for minor damages which were calculated in advance.

I forbindelse med Oslo kommunes vedtak om forlengelse av tunnelbanen under Oslo sentrum ble det høsten 1971 av Prosjekteringskontoret for by- og forstadsbaner innhentet anbud på bygging av Sentrum stasjon samt dobbeltsporet kjøretunnel på begge sider av toghallen i en total lengde på 467 m, derav toghallen på 110 m, fig. 10-1. Utførelsen av disse byggearbeidene ble så overdratt til Ingeniør Thor Furuholmen A/S etter en skarp anbudskonkurranse.

Fra disse omfattende arbeidene, muligens de mest omfattende i Oslo undergrunn, skal det

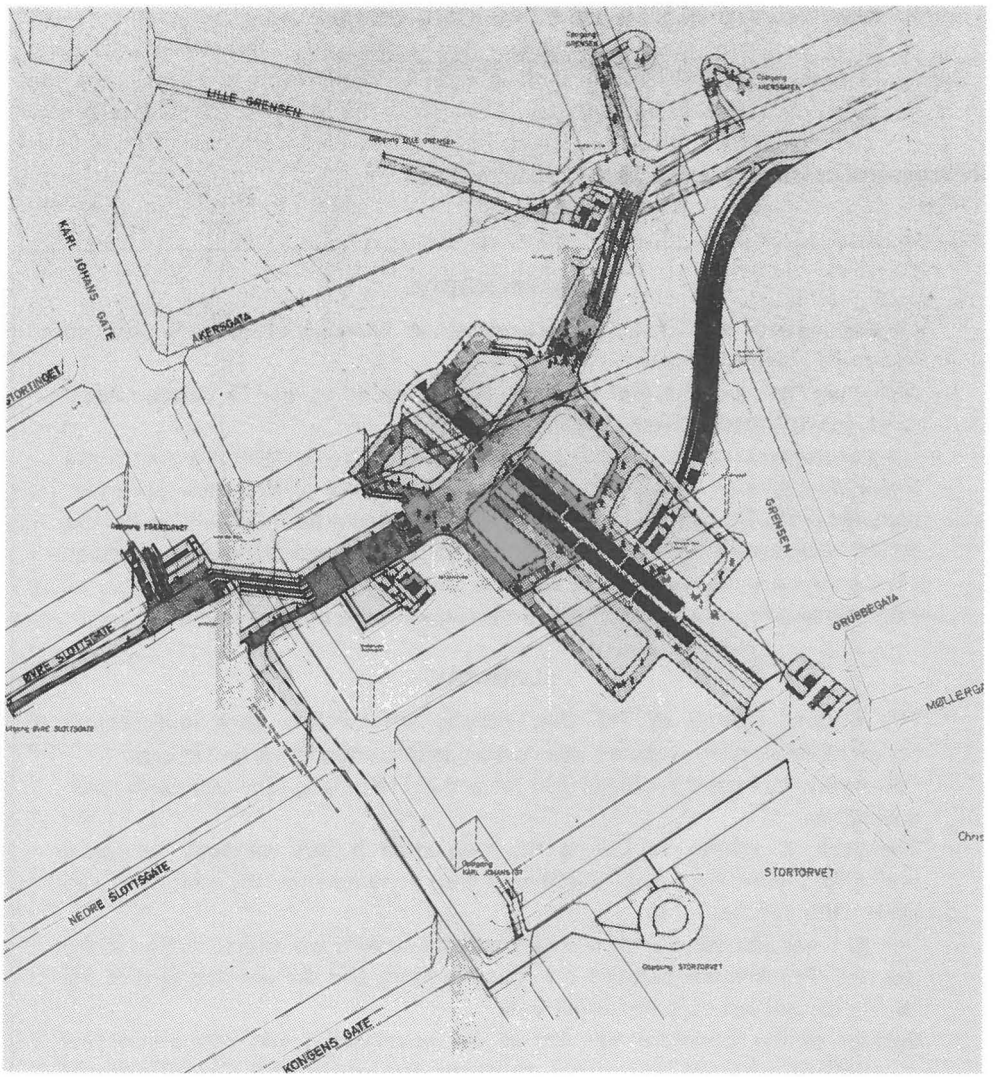


Fig. 10-1. Sentrum stasjon med gangtunneler

her forsøkes gitt noen streif av de problemer som oppsto ved selve utsprengningen av Sentrum stasjon.

Anleggets "influensområde" begrenses av de store dyprenner under Bislettbekkens tidligere løp (Studenterlunden – Tullinløkka) Teatergaten og Jernbanetorget og ligger i sin helhet i fjell, unntatt der hvor oppgangene bryter ut i dagen.

Mellom de nevnte dyprenner ligger en rekke mindre og større forsenkninger. Mellom forsenkningene ligger fjellet relativt grunt med en varierende overdekning av leire og fyllmasser.

Bergarten i hele anleggsområdet er alunskifer. Den stryker i retning nord 40° – 90° øst

og har et sterkt vekslende fall, fra nær horisontal til steil lagstilling. Bergarten er sterkt sammenfoldet og har fått glidespeil av kullblende og grafitt på lagplan og andre skjærflater.

Oppsprekkingen følger skifrigheten, samt et sprekkesystem med nær samme strøk som skifrigheten, men med et vesentlig annet fall. I tillegg til disse hovedretningene forekommer også spredt sprekker av mer uregelmessig art. Det er oppsprekkingen parallelt skifrigheten som dominerer bergarten.

Alunskiferen er også gjennomsatt av soner med spesielt sterkt oppknust – småfliset fjell. Disse svakhetssonene er også blitt påvist ved de sesmiske undersøkelsene som var foretatt.

I tillegg til de overnevnte forhold inneholder alunskiferen eruptivganger. Disse er tildels meget uregelmessige med en mektighet opp til 1,5 m. Enkelte av gangene ligger nærmest flatt, mens andre står steilt. Noen av gangene følger skiferens lagdeling, slik at en kan ha dem i stuffen på lange strekninger.

Utsprengningen og sikringen av Sentrum stasjon under de nevnte forhold og i den beskrevne bergart krevde nøyaktig og ansvarsbevisst drift og utførelse. Det ble utført spesiell kontroll både med hensyn til rystelser, porevannstrykk og utførelse.

Alt sprengningsarbeide ble utført som "forsiktig sprengning" med intervallsprengning. Salvestørrelsen og ladningsmengden i intervallene ble avpasset etter resultatene fra kontinuerlige rystelsesmålinger, som ble utført av Institutt for fjellsprengningsteknikk. Generelt ble det satt en øvre grense for rystelsesamplitude for bygninger på 100 μ (1 μ = 1/1000 mm) og en svinghastighet på ikke over 70 mm/sek. Ved utsatte byggverk og ved liten overdekking slik som ved Domkirken og Glassmagasinet ble A satt til 50 μ og maks. svinghastighet til 50 mm/sek.

Utenom de fire parallelle grovhullene i kutten ble det benyttet borgang nr. 11, og den maksimale salvedybde var 2,40 m, med noen unntak i strosser hvor det ble benyttet salvedybde på 3,60 m. Kutten er vist i fig. 10-2.

Av sprengstoff ble det benyttet gummi, koronit og gurit med en ladningsmengde pr. tennintervall på 0,8 – 1,60 kg.

Det elektriske tennersystemet var en kombinasjon av millisekund- og halvsekundtennere.

Utsprengningen av toghallen – ca. 160 m^2 – ble utført med to sidestoller med en bredde pr. stoll på ca. 1/3 av den totale bredde og midtstabbe, fig. 10-3. Sidestollene var forskjøvet i forhold til midtstabben med 5 salvelengder. Ved utsprengningen av sidestollene var det nødvendig å dele opp salvene. Midtstabben tjente som bærende parti, og det var på denne måten mulig å utføre sikringsstøpen eller forstøpen tett opp til midtstabben med en avstand på 6–8 m, da denne pent lot seg strosse ned, og røysa fra midtstabben ble liggende mellom bena på støpeformen.

Høyden på toghallen var på over 10 m, og til dette borearbeidet ble det nyttet en spesialkonstruert borerigg p.g.a. den støre høyden. Spennvidden på hvelvet var nesten 20 m.

Den her beskrevne fremgangsmåte ble også benyttet for gangtunnelen Grensen – Egertorvet (G9), 80 m^2, mens kjøretunnelene ble delt i to med en avstand på 5 – 8 salvelengder mellom de to stuffene, fig. 10-4.

Resten av gangtunnelene ble drevet som fullt profil.

Utenom den vanlige rensk på stuff og noe sikring med bolter og armert sprøytebetong var den vesentlige sikring ivaretatt av sikringsstøpen.

For å få et begrep om hvor lenge en kunne vente med bærehvelvsstøpen, ble det foretatt målinger av belastningsøkningen på sikringsstøpen. Det vil si fjellets deformasjonshastighet var avgjørende for når hovedhvelvstøpen måtte være etablert.

KUTT

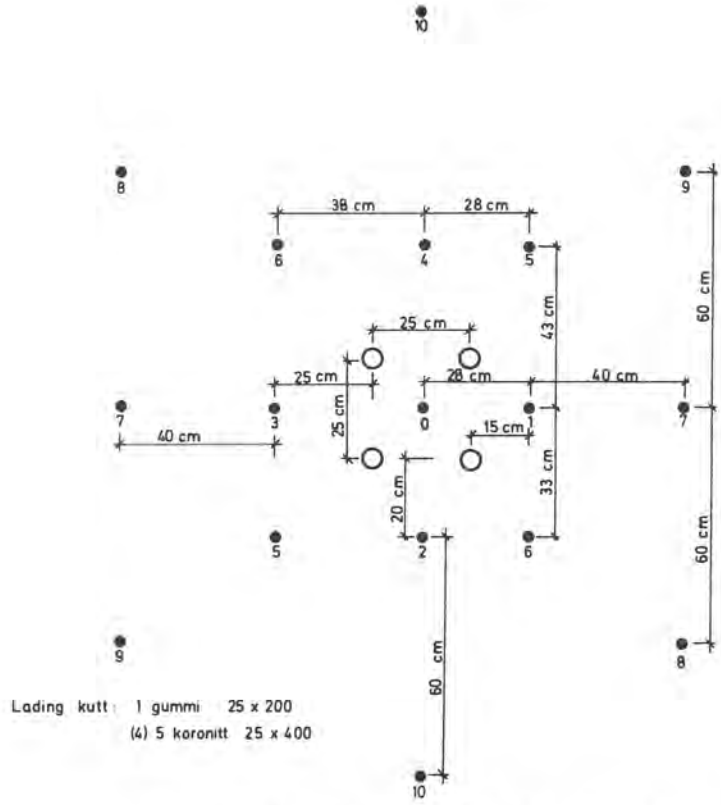


Fig. 10-2. Kutt med lettere—detalj fra tunnelsalve

Disse målingene som ble utført av Institutt for fjellsprengningsteknikk, konkluderte med at en kunne ha en betydelig større avstand mellom sikringsstøp og hovedstøp enn først antatt.

Konklusjonen fra de utførte rystelsesmålinger var at ved det her beskrevne arbeidsopplegg i alt vesentlig ga rystelser på 20 – 80 μ.

Under utsprengningen av Sentrum stasjon ble det utført vesentlige injeksjonsarbeider for å forbedre grunnens vanntetthet og/eller stabilitet og styrke. Det var av vesentlig betydning å hindre en utdrenering av overforliggende fjell og løsmasser, da en senking av grunnvannstanden kunne føre til skader på nærliggende bygninger. Injiseringen ga også bedre muligheter for sikringsstøp og isolasjon.

For å registrere vannførende lag i fjellet ble det boret pilothull på minst 3 salvers dyp. Injisering var påkrevet når en under driften registrerte vannlekkasjer.

Alle lekkasjer ble injisert for å redusere vanninntrengningene til et minimum, og dette arbeidet inngikk som en del av det rutinemessige arbeidet ved utsprengningen. Det er klart at vannlekkasjer i mange tilfeller betydde en stopp i det planlagte arbeidet. I alle fall var

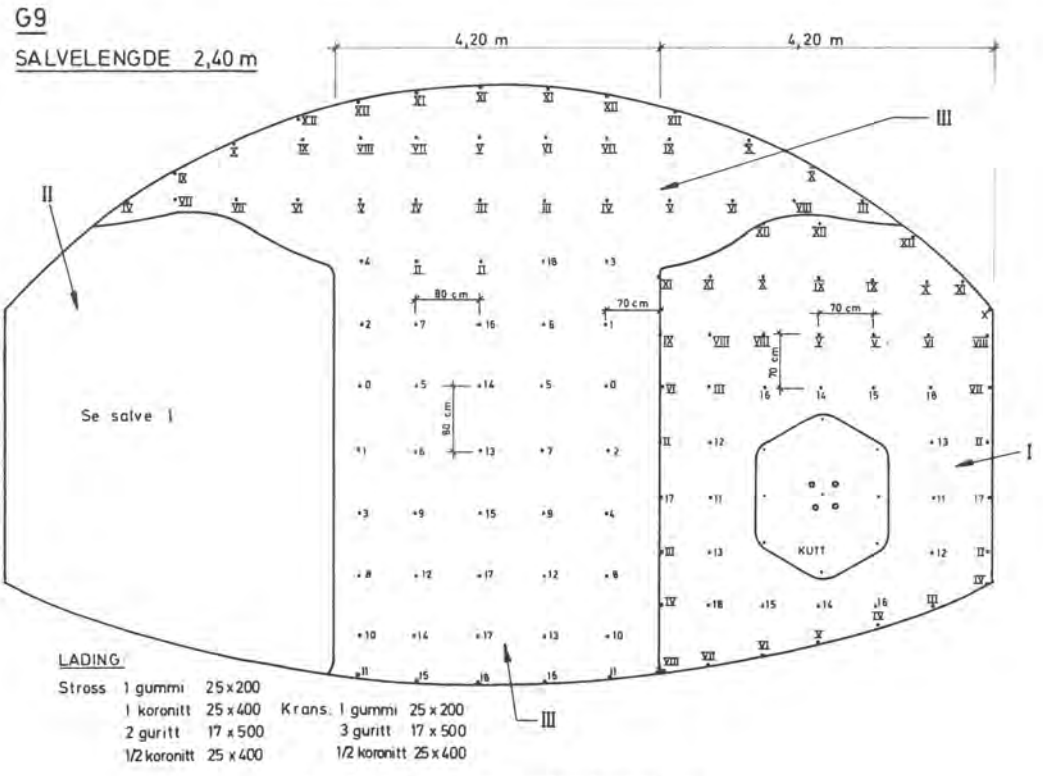


Fig. 10-3. Sprengningsplan for hallen

lekkasjene mest markerte ved knusningssonene og i overgangen mellom alun og eruptivganger.

Det ble benyttet sement- og lignininjeksjon, men det viste seg at sementinjeksjonen bare var anvendbar i noen få tilfeller der sprekkene var store nok slik som i overgangen mellom alun og eruptivganger. Resten av det omfangsrike injeksjonsarbeidet ble utført med lignin. Ligninforbruket er det vanskelig å si noe om, men det strakte seg fra ikke målbare mengder til ca. 3 m^3 pr. injisering.

Ved arbeidet på stuff ble en under boring stadig overrasket av hull med vann. Selv om pilothullene var tørre, hendte det flere ganger at 2 – 3 hull ga vann mens de andre var tørre. Det var helt umulig å finne noen sammenheng i dette.

Ser en nu tilbake på selve utsprengningen av Sentrum stasjon så var dette et arbeide som i seg selv ikke bød på allverdens problemer, men vanskeligheten lå i å finne driftsmetoder som ivaretok de innskrenkninger som rystelsesbegrensningen, sikringsarbeidene og injeksjonsarbeidene medførte for sprengningsarbeidet direkte, men også finne driftsløsninger og transportmuligheter når en har sikringsstøp, isolasjonsarbeider og armert hovedstøp på en akse, og som alle sett separat, hadde meget strenge krav til kvalitet. Den ferdige stasjonen er vist i fig. 10-5.

Det er derfor, idag, på Fjellsprengningskonferansen all mulig grunn til å gi honnør til arbeiderne som deltok i utførelsen av dette arbeidet, til snekkerne og alle de andre som bare

hadde fingerspråket å hjelpe seg med under sitt arbeide i larmen av boreriggene, og til deres ledere, ingeniør Gullhav og Nordby.

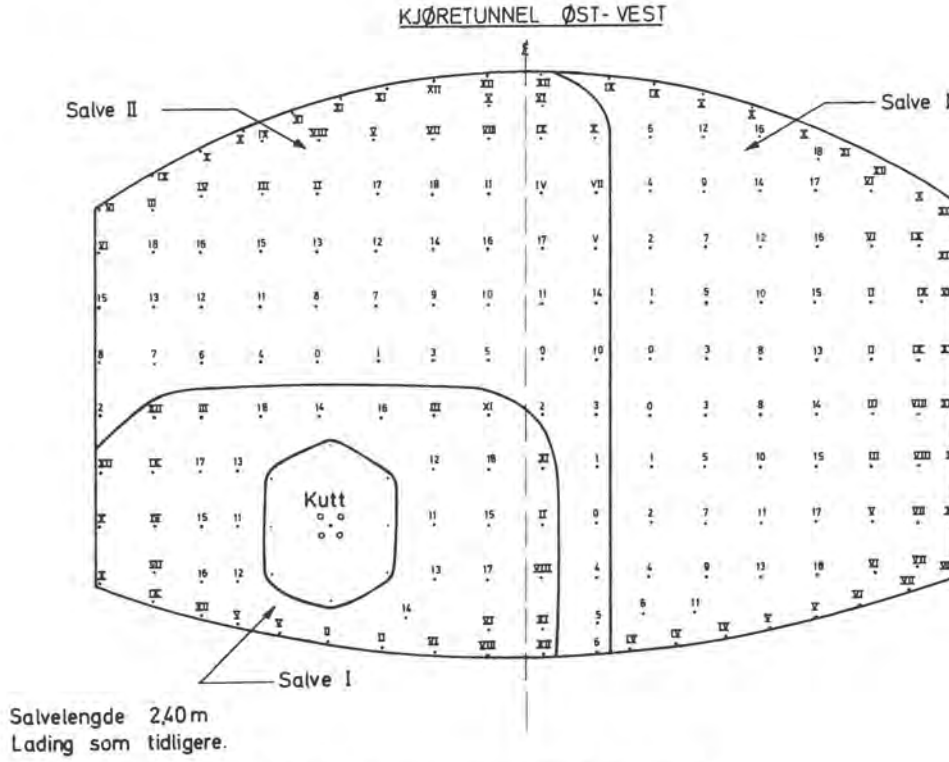


Fig. 10-4. Sprengningsplan for gangtunnel

10-5. Sentrum stasjon slik den er idag.

SPRENGSTOFFER, LADETEKNIKK, SIKKERHET OG MILJØ

Explosives, loading and safety

Overingeniør Endre Nagell Bjordal, Forsknings- og utviklingsavdelingen Dyno Industrier A/S

SAMMENDRAG

Artikkelen gir en generell og bred oversikt over dagens utviklingstendenser på området sivile sprengstoffer i den vestlige verden – og i Norge spesielt.

SUMMARY

The article gives a general introduction of the situation and trends on the field of commercial explosives in the western hemisphere and in Norway especially.

1. Produksjon

Produksjonen av nitroglyseringsprengstoffer ("dynamitter") er i dag meget sterkt automatisert og fjernstyrt. De nødvendige sikkerhetskrav medfører dog spredt og derfor kostbar produksjon. Kostnadene for disse typer sprengstoffer vil derfor sannsynligvis følge den generelle inflasjonsutviklingen.

Muligheten for en brekk nedover i prisutviklingen ligger derfor ikke lenger i rasjonalisering, men i produktutvikling og nye systemer.

Dagens slurrysprengstoffer for grovhull i dagbrudd er her et godt eksempel. Dette system er mindre arbeidskrevende. Sikkerhetstiltakene p.g.a. at man arbeider med sprengstoff, er bare nødvendige etter at sprengstoffet er laget, og det skjer først ved borhullet.

2. Grovhull (over 5")

Det er nå 7 år siden man ved de største dagbruddsgruvene i Norge innførte systemet med å lage sprengstoffet på bil ved borhullet, og pumpe det ned i hullene. Reseptene har senere forandret seg. Nå brukes hverken eksplosiver eller eksplosive pulvere lenger. På dette felt ligger man i Norge antagelig foran alle andre, og enda en ny "generasjon" produkter er i dag i utviklingsstadiet.

3. Dagbrudd forøvrig

Her er situasjonen mer tradisjonell, men også i en overgangstid. Vi prøver å trekke prinsippene fra grovhullsområdet også over her for å spare patronering/emballering. Vi prøver nye, ikke nitroglyserinsprengstoffer og mindre følsomme sprengstoffer (Figur 11-1.)

Man trenger ikke fenghetteølsomme sprengstoffer for disse borhullsdiametrene. Det kan være noe mer arbeid med en primer, (tennerforsterker), men sikkerheten bedres.

Vannbestandigheten for de nye sprengstoffene ligger gjerne mellom "Glynit" og "Dynamit" (Fig. 11-2)

SPRENGSTOFFER FOR
DAGBRUDDSDRIFT

	FØLSOM RÅVARE	KONSISTENS	SP.VEKT	DETONASJONS-HASTIGHET	TRENGER PRIMER	PATRONER	BULK
GAMLE PRODUKTER							
DYNAMITT	NITRO-GLYS.	GEL	1,4	5 000	NEI	X	
GLYNIT	NITRO-GLYS.	PULVER	1,15	5 000	NEI	X	
ANFO	-	PULVER	0,9	4 000	JA		X
TNT-SLURRY	TNT	BLØT	1,4	5 000	JA	X	X
- " -	TNT	BLØT	1,2	5 000	JA	X	X
NYE PRODUKTER							
ALUMIT	AL-PULVER	FAST	1,2	4 000	NEI	X	
SLURRIT 1	-	FAST	1,2	3 500	JA	X	
ALUMINIUM-ANFO	-	PULVER	1,0	4 000	JA		X
MINIT	-	PULVER	1,2	3 500	NEI	X	
EKSPERIMENTPRODUKTER							
MAN-SLURRY	MAN	MIDDELS	1,2-1,4	4 000	JA/NEI	X	X
EKSP.PRODUKT 11	-	MIDDELS	1,2		JA	X	
" " 12	-	MIDDELS	1,5		JA		X

Fig. 11-1.

VANNBESTANDIGHET ETTER 2h VANNLAGRING.
LAB. SKYTETEST 40 mm Ø.

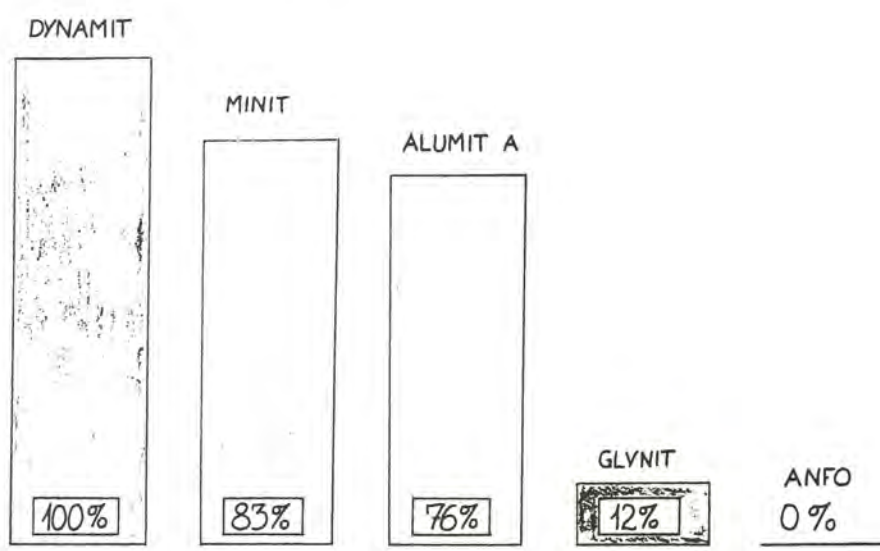


Fig. 11-2,

4. Underjordsdrift

I Figur 11-3. er vist en del gamle og nyere sprengstoffer. Denne figur viser en sprengstoffkjemikers utgangspunkt, idet både energi og sprenggassvolum er beregnet pr. liter sprengstoff, og ikke pr. meter borhull. Ladeteknikken): fyllingsgraden i borhullene, er også av stor betydning. Derfor arbeides det nå med forsøk med bulklading av borhull med sprengstoffer som er mer motstandsdyktige overfor vann enn ANFO.

Figur 11-4. viser noen økonomitall fra Fjellsprengningskonferansen i 1974. Man ser her at med pneumatiske bormaskiner er selve borekostnadene utslagsgivende. Det arbeides nå med å utvikle ekstra brissant sprengstoff for bunnladning, spesielt egnet for lange inndrifter.

(De nye sprengstoffenes bedre sprenggasser behandles under kapitlet Miljø).

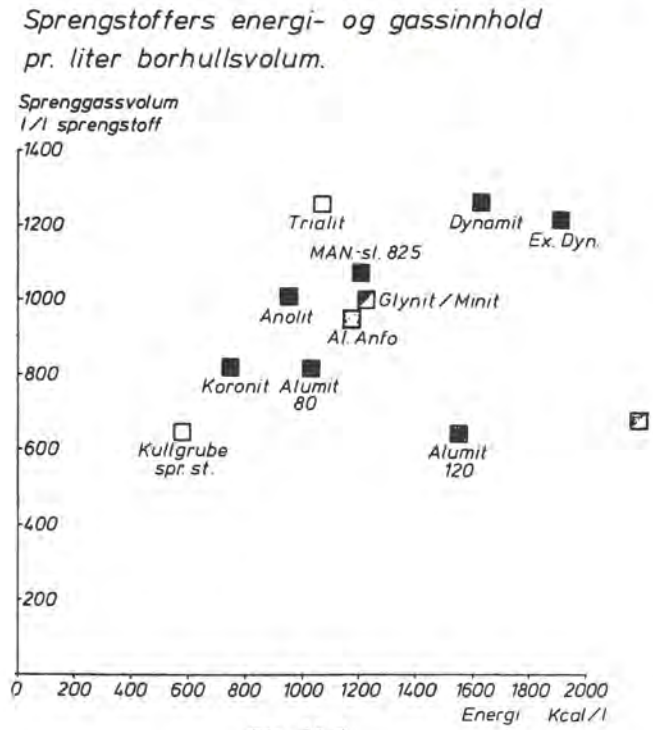


Fig. 11-3.

LITEN TUNNEL
MED ALL LADING ETTER BORING

GEVINSTEN VED Å SPARE 5% AV:

1. ANTALL BORHULL	:	22 KR/LM
2. SPRENGSTOFFKOSTNADENE	:	9 "
3. LADETIDEN	:	4 "

(1974-TALL,
ALT ANNET KONSTANT)

Fig. 11-4.

5. Forsiktig sprengning

Figur 11-5. viser at det finnes mange forskjellige sprengstoffer for dette bruk. Samfunnet endres, slik at kravene her stadig heves. Et samarbeide mellom sprengstoffprodusent, forbruker og forskningsinstitutt om metoder og opplegg bør startes, for at vi kan få bedre og sikrere retningslinjer for slike arbeider.

6. Initiering

Det er foretatt detaljerte tidsstudier av bl.a. ladearbeidet i tunnel. Disse viser at 60% av ladetiden går med til tenner/tennpatron pluss kobling av ledningene. Bare 40% går med til hovedladningen. Disse tallene gjelder både for patroner og for bulkladet ANFO. Det er derfor prinsippene (1) elektrisk tenner og (2) bunntenning som hemmer rasjonalisering av ladearbeidet i tunneler.

I Amerika har man i mange år anvendt et system hvor de elektriske ledningene og tennpillen i tenneren er erstattet av detonerende lunte. Lunten sidetenner dynamitter, og systemet kan derfor bare brukes for mindre følsom slurry og ANFO.

Svenskene har nylig utviklet et tilsvarende system, Nonel, hvor detonasjonen i "lunten" er så svak at deres system kan brukes også for dynamitter. Med økende bruk av elektrisitet til drift av anleggsutstyret kan disse produkter bli mer fordelaktige på tross av høyere pris.

Sprengstoffer for forsiktig sprengning.
Energi og gassvolum pr. bormeter.

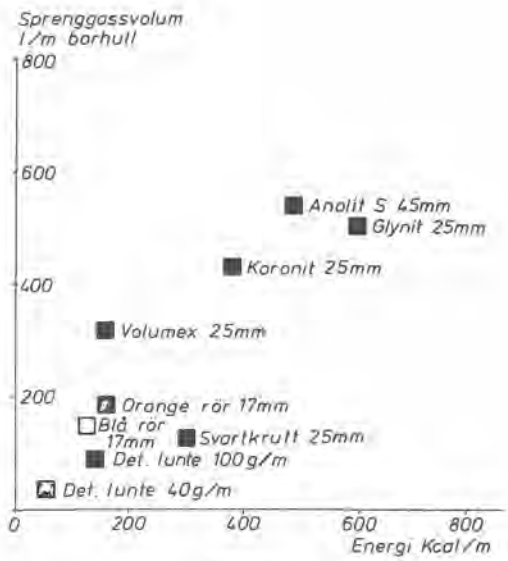


Fig. 11-5.

7. Lading

Bulk ANFO-lading foregår i dag rasjonelt, også i tunnel, hvor man setter ladeapparatet på selve boreriggen.

For slurries har man i dag lette, transportable pumper, som egner seg for tunneldrift. For større anlegg finnes en rad av utstyrsenheter oppover til de store truckene, som har en lasteevne på ca. 12 tonn.

8. Miljø

Man får nå etterhvert mer kunnskap om sprenggassene fra salver under dagen. Figur 11-6. viser yrkeshygieniske grenseverdier.

Vi har derfor nylig bygget et kompakt, transportabelt instrumentpanel som kontinuerlig måler og registrerer på skriver konsentrasjonene av kullos (CO), nitrose (NO) og sikt (støvtetthet) i tunneler.

Figurene 11-7, 11-8. og 11-9. viser noen resultater. Man ser her at en slurry har gitt de laveste sprenggassverdiene.

9. Sikkerhet

Figur 11-10. viser at hva våre sprengstoffer tåler av slag uten å smelle, er sterkt varierende. De "nye" sprengstoffene blir satt sammen slik at slagsikkerheten er bedre enn for dynamittene. Men ofte blir de utsatt for en noe hardere, mekanisk påkjenning, f.eks. ved blåsing eller pumping.

For bedre å vurdere det risikonivå man arbeider ved, har amerikanerne utviklet en analysemetode, såkalt risikoanalyse.

Denne skal gi svar på spørsmålene:

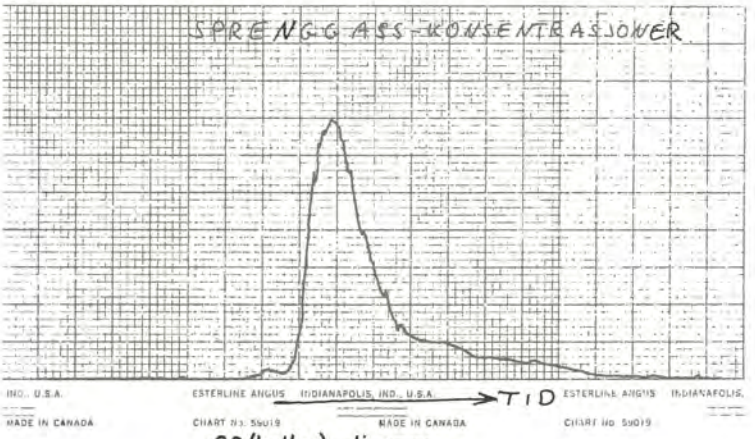
1. Hva er sannsynligheten for en ulykke? (Se figur 11-11.)
2. Hva er virkningen av ulykken?

Så må man vurdere om sannsynlighet x virkning ligger på et akseptabelt nivå. Hvis ikke så er tilfelle, må man spørre seg om kostnadene forbundet må å bedre situasjonen.

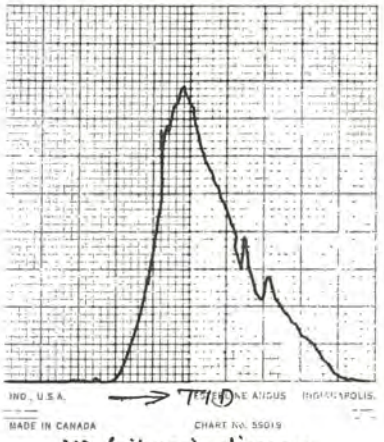
YRKESHYGIENISKE GRENSEVERDIER FOR GASS

Nitrogendioksyd	NO_2) NO_x	*5 ppm*
Nitrogenoksyd	*NO*)	*25 ppm*
Carbonmonoksyd	*CO*	*50 ppm*
Carbondioksyd	CO_2	*5000 ppm*
Svoveldioksyd	SO_2	*5 ppm*
Aldehyder		*2 ppm*
Oljetåke		*5 mg/m³*

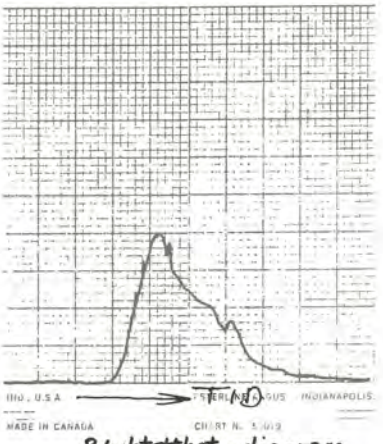
Fig. 11-6.



CO (kullos) - diagram.
Måleområde : 0 - 1000 ppm



NO_x (nitrose) - diagram
Måleområde : 0 - 250 ppm



Røyktetthet - diagram
Måleområde: 0-100% formørkning.

Fig. 11-7.

10. Avslutning

Utviklingen fremover på sprengstoffområdet vil kreve mange og langvarige forsøk. Målet er å komme frem til en mer rasjonell, økonomisk gunstigere, sikkerhetsmessig og miljømessig bedre sprengningsteknikk.

SPRENGGASSER FOR SLURRY, ANFO og DYNAMIT/GLYNIT

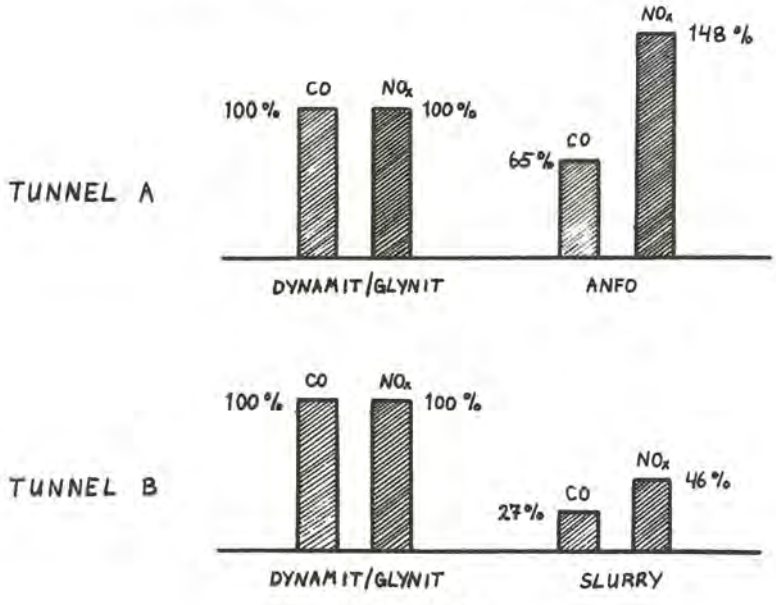


Fig. 11-8.

SIKT I TUNNEL ETTER SPRENGNING.
% FORMÖRKNING I GASSPROPPEN.

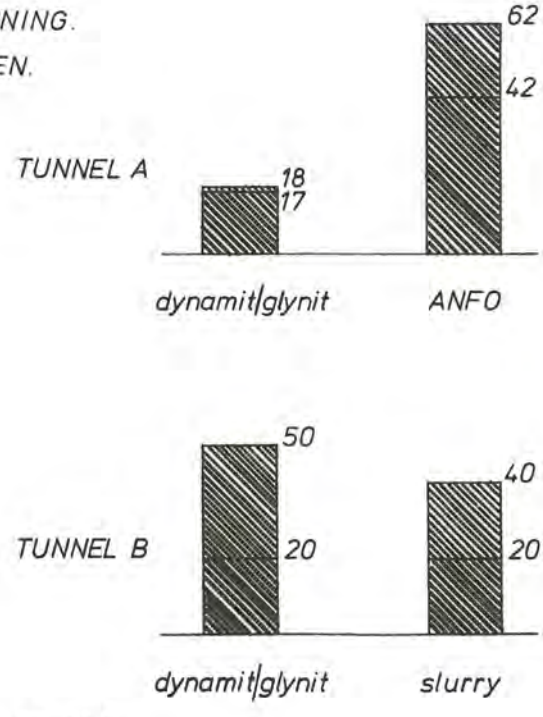


Fig. 11-9.

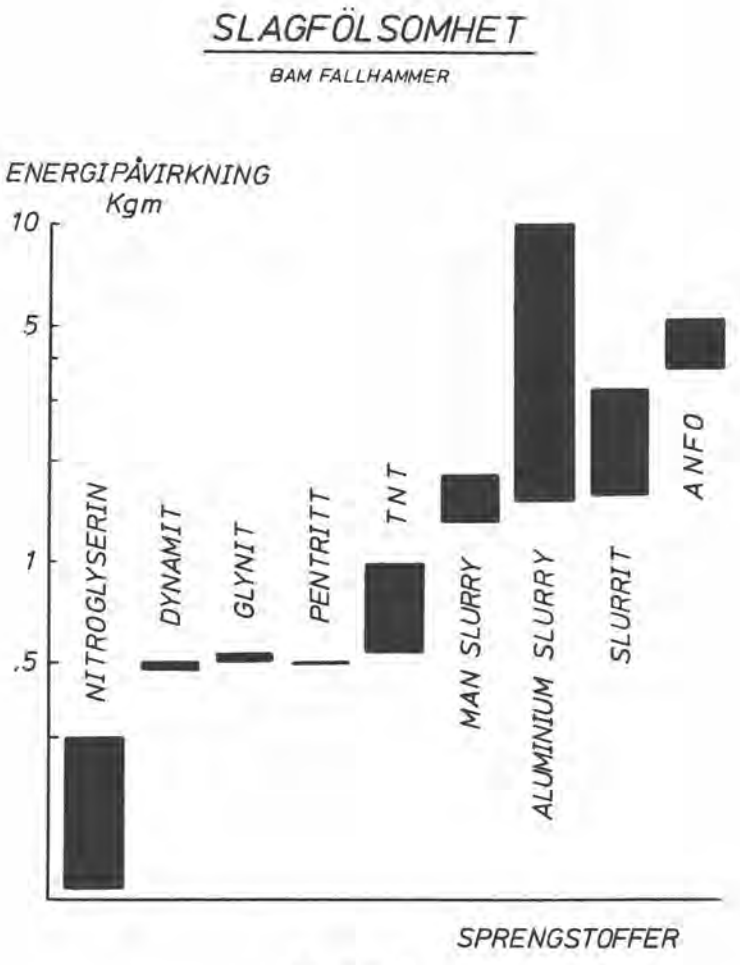

SLAGFÖLSOMHET
BAM FALLHAMMER
ENERGIPÅVIRKNING
Kgm
10
5
1
,5
NITROGLYSERIN
DYNAMIT
GLYNIT
PENTRITT
TNT
MAN SLURRY
ALUMINIUM SLURRY
SLURRIT
ANFO
SPRENGSTOFFER

Fig. 11-10.

RISIKOANALYSE - HEISEKRAN

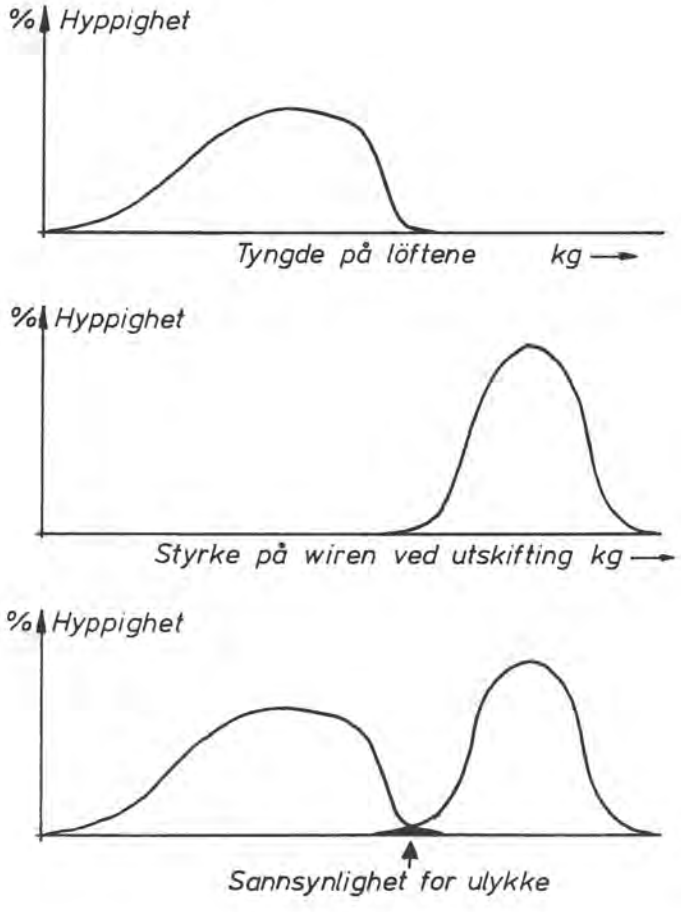


Fig. 11-11.

BETRAKTNINGER I FORBINDELSE MED BRUK AV STORE HJULLASTERE OG GRAVEMASKINER

Use of large power shovels versus large wheel loaders in open pit mining.

Ingeniør Per Moi, Pay & Brinek A/S

SAMMENDRAG

Store hjullastere og hydrauliske forgravere er idag de maskintypene som foretrekkes i små og middelsstore dagbrudd og for større tomte- eller skjæringssprengninger. I godt fragmentert røys er hjullasteren et effektivt lasteutstyr, mens forgraveren arbeider fordelaktig i en tunglastet røys.
For store arbeider anbefales en kombinasjon av hjullaster og hydrauliske forgravere.

SUMMARY

Large wheel loaders and hydraulic front shovels are today the most preferred mashines for shot rock loading in small and medium quarries, and at construction jobs. The wheel loader is a high production tool in well blasted material, while the hydraulic front shovel is the right choice where tough digging is required. For large jobs a combination of wheel loaders and hydraulic front shovels is recommended.

Dette innlegget tar sikte på å belyse en del forhold omkring valg av opplastingsutstyr for steinbruddsdrift. Det er store hjullastere og hydrauliske gravemaskiner som vil bli omtalt.

Gruveindustriens tunge spesialutstyr er holdt utenfor betraktningene, som er basert på større norsk anleggsdrift som f.eks. bygging av fyllingsdammer eller på drift av middelstore og mindre steinbrudd i annen sammenheng.

Betraktningene bygger **ikke** på dokumenterte produksjons- og kostnadstall basert på f.eks. EDB-oppfølging.

Målsettingen har vært å få frem anleggsbransjens mest alminnelige synspunkter på valg av opplastingsutstyr.

På de større anlegg vi har hatt i den siste 10-års periode, har det vært hjullastere av forskjellig størrelse som har tatt hovedtyngden av opplastingsarbeidene. Dette gjelder ikke minst i steinproduksjonen for de mange fyllingsdammer som er bygd.

Store wire-gravemaskiner har på grunn av lave driftsutgifter som oftest vært på tale i denne sammenheng. Dette alternativ har imidlertid falt bort på grunn av investeringens størrelse med lang avskrivningstid, store flyttekostnader samt mangel på mobilitet og anvendelsesmuligheter.

Mindre hydrauliske gravemaskiner har ved siden av hjullasterne spilt en viktig rolle i steinbruddsdriften. Anvendelsen av denne maskintype til rent opplastingsarbeid har likevel vært begrenset, vesentlig på grunn av at maskinstørrelsen har vært for liten.

I den senere tid har mange fabrikanter satset på større hydrauliske gravemaskiner som etter hvert har fått en brukbar pålitelighet.

I dagens situasjon kan man derfor si at valg av opplastingsutstyr vil stå mellom hjullastere og hydrauliske gravemaskiner med forgraver. Dette gjelder som tidligere nevnt for steinbruddsdrift i entreprenørregi, eller i forbindelse med pukkverk.

Hva er så mest karakteristisk for de to maskintyper?

Hjullasterens første og største egenskap er den store øsekapasitet den har i forhold til maskinvekten. Hjullasterne har relativt sett langt større skuffekapasitet enn gravemaskinene, fig. 12-1.

Andre viktige faktorer er at hjullasterne er svært anvendelige og mobile.

I de fleste tilfeller har også hjullasterne en lengre økonomisk levetid enn hydrauliske beltemaskiner.

Erfaringene som ble høstet ved bruk av beltelastere i tunnel- og steinbruddsdrift, støtter denne antagelse. Hydrauliske gravemaskiner er neppe så utsatt for påkjenninger som beltelastere, men når det gjelder levetid er trolig hjullasteren overlegen. **Dette gir utslag i mindre kapitalkostnader for hjullastere.**

Den hydrauliske forgraveren har mange egenskaper som kommer til nytte i hard steinlasting.

Inntrengningsevnen pr. cm skuffebredde er omtrent dobbelt så stor som for en tilsvarende hjullaster. Bryteevnen for hydrauliske forgravere er også betraktelig større enn for hjullastere. I utbrytningskraft er derfor hydrauliske forgravere overlegne, fig. 12-2.

Fig. 12-1. Hjullasteren har stor skuffekapasitet.

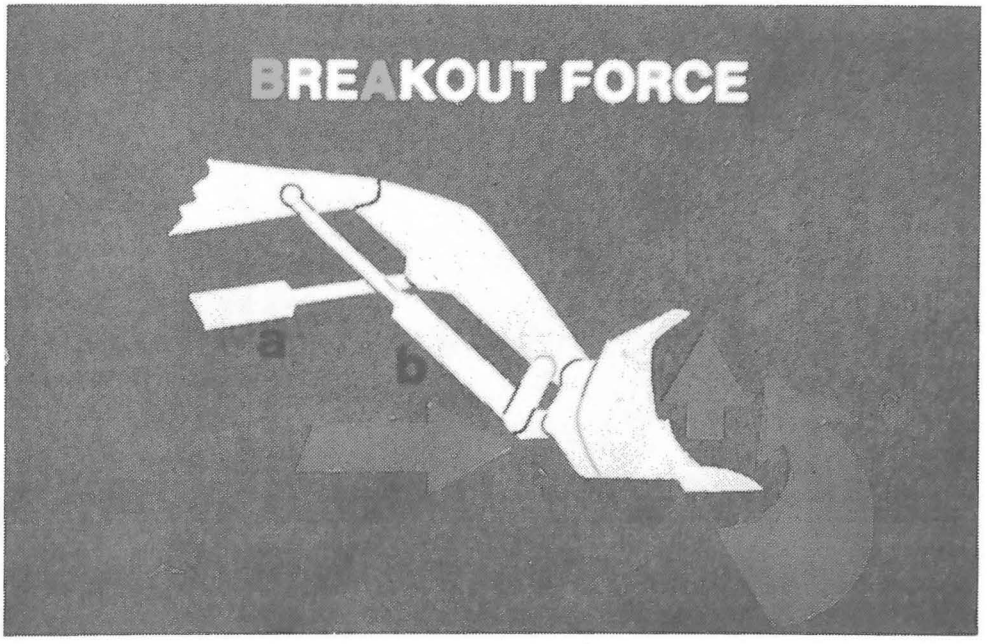


Fig. 12-2. Hydrauliske sylindre sørger for god inntrengning av skuffen i steinmassene.

Skuffene for hydrauliske forgravere bygges etter fronttømming eller bunntømmingsprinsippet. Skuffer med bunntømming har mindre volum enn fronttømmende skuffer for samme maskinstørrelse. Bunntømmingsskuffer gir raskere gravesykluser og større anvendelighet.

Den hydrauliske forgraveren kan trenge inn i røysa med brukbar styrke i forskjellige høydenivåer, og kan derfor om ønskelig "plukke" stein fra toppen av salva. Betingelsen for dette er selvsagt at røysas høyde ikke overstiger maskinens rekkevidde, fig. 12-3.

I lastekapasitet ligger normalt hjullastere betydelig over hydrauliske forgravere i samme prisklasse. Hjullasterkapasiteten varierer imidlertid langt mer etter massens beskaffenhet. I sand og grus ligger hjullasterens lastesyklus på ca. 0,4 min. – mens den går opp i ca. 0,6 – 0,7 min. ved lasting i grov stein.

De hydraulisek forgravere viser jevnere rytme i lastingen med lastesykluser på ca. 0,4 min.

Harde forhold passer på mange måter denne maskintypen best.

I de ytre områder av en salve er oftest røysa lav og lett. Her drar hjullasteren nytte av sin store øsekapasitet, og laster betydelig hurtigere enn en hydraulisk forgraver i samme prisklasse.

Lenger inne i røysa blir lastekapasiteten mer lik for de to maskintyper, – mens det i den indre harde kjerne oftest er forgraveren som ligger over i kapasitet.

Totalt sett vil hjullasteren likevel ha større lastekapasitet enn en hydraulisk gravemaskin til samme pris.

For et kapasitetsoverslag for de to maskintyper må en ta hensyn til skuffestørrelse, fyllingsgrad, tid pr. lastesyklus samt antatt effektivitet, fig. 12-4.

Ved siden av kapasitetsvurderingen vil den økonomiske vurdering være avgjørende for valg av opplastingsutstyr.

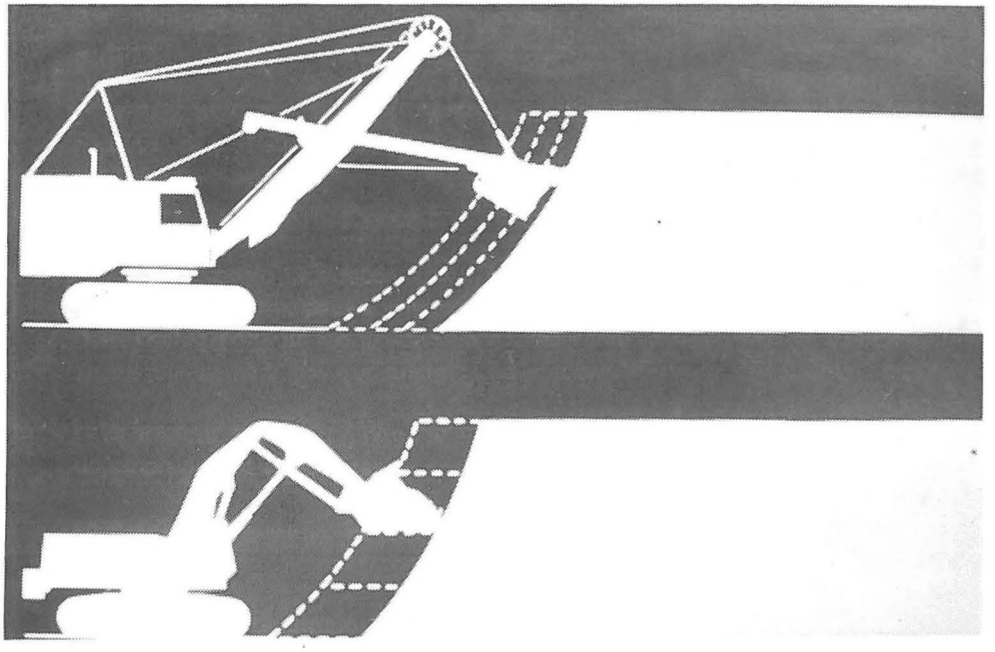


Fig. 12-3. Hydraulisk forgraver kan trenge inn i røysa i ulike nivåer

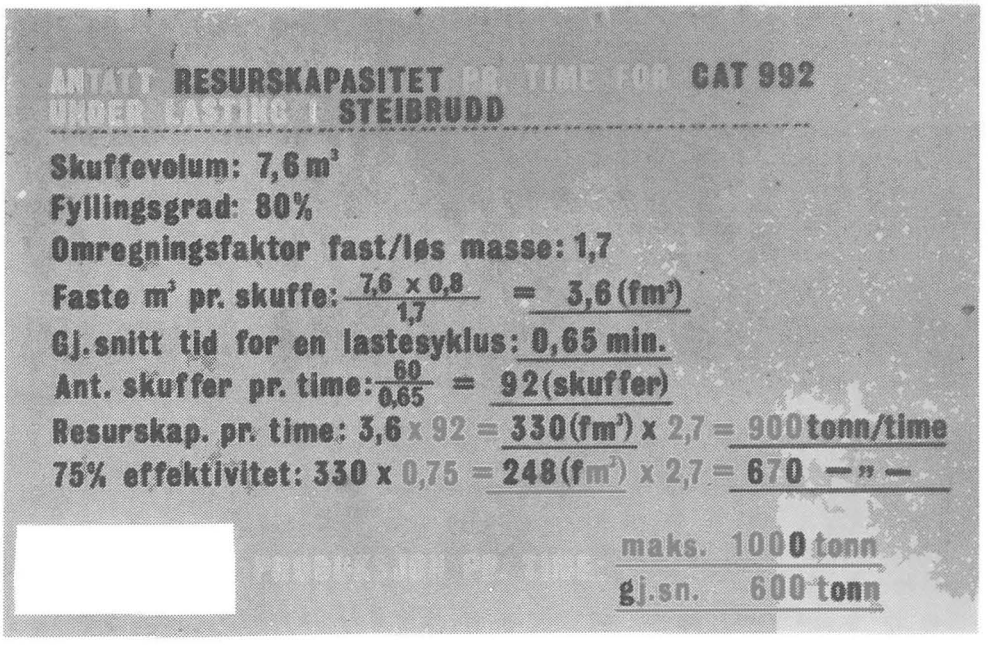


Fig. 12-4.

Når det gjelder hjullastere, er det ofte de antatte utgifter til dekk og skuffe som står i fokus i kostnadsdiskusjoner. Mange anstrengelser er gjort for å redusere disse utgifter. Bedre gummityper og bedre kjøreteknikk har gitt forbedringer.

Mange typer beskyttelseskjeder har vært brukt på anleggsdekk. Det nyeste på området er det såkalte beadlessprinsippet som muligens vil gi gunsige resultater i norske forhold, fig. 12-5.

Beadless-hjulet er bygd opp av en gummi-pølse, et festebelte og stålsko som er montert til beltet. Delene kan reparerers og skiftes uavhengig av hverandre, fig. 12-6.

Likevel er det neppe valg av utstyr til maskinene som gir den største muligheten for kostnadsreduksjon. Mer vesentlig i denne sammenheng er forholdene i bruddet. Valg av pallhøyde er f.eks. en viktig faktor. Velges pallene for høye eller for lave, vil dette selvsagt gi utslag på det totale kostnadsbileet.

Det synes å være viktig at bruddriften og maskindriften planlegges under ett. Lave salver og god fragmentering kan gi relativt høye bore- og sprengingskostnader, men dette kan mer enn oppveies av utgifter en sparer i opplasting og transport.

Både store hjullastere og hydrauliske forgravere kan rent teknisk utføre lasteoperasjoner i steinbrudd på tilfredsstillende måte, men hva som er mest riktig rent økonomisk, er det delte meninger om.

Gjelder det mindre brudd der det kun er behov for en opplastingsmaskin, vil nok de fleste velge å satse på hjullaster. Anvendelighet og mobilitet er viktige momenter som taler for et slikt valg.

Betingelsen må imidlertid være at forholdene legges tilrette for hjullasterlasting.

Moderat pallhøyde og god sprengning med lav røys vil være avgjørende for et godt

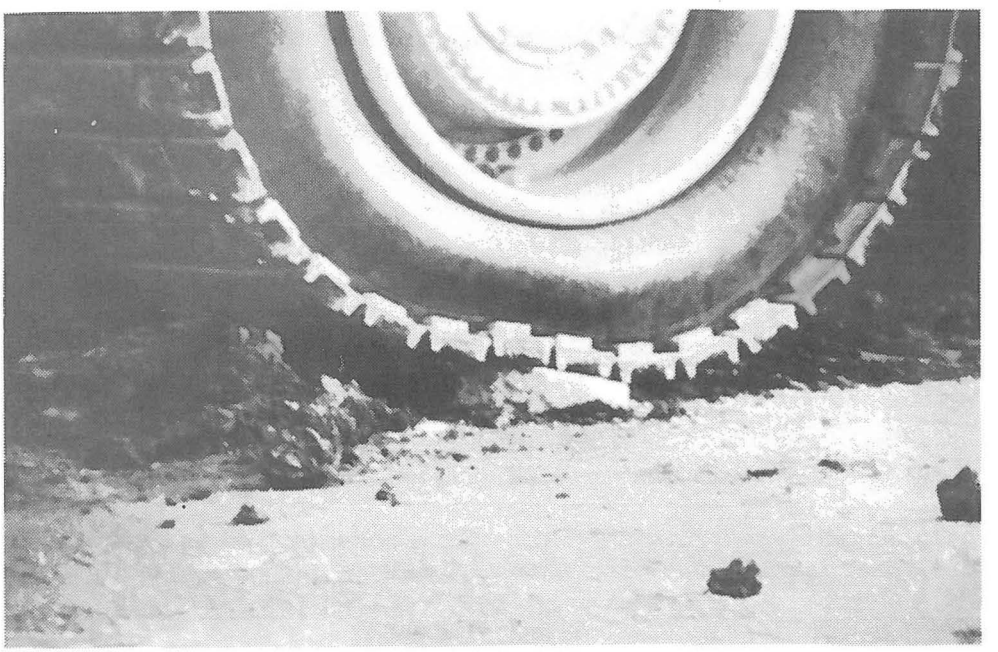


Fig. 12-5. Beskyttelseskjede for dekk.

Fig. 12-6. Snitt gjennom Beadless-hjulet.

resultat. Utlegging av grus på sålen før sprengning, har også vist seg å være lønnsomt.

For større brudd med behov for flere opplastingsmaskiner vil det være naturlig å velge en kombinasjon av store hjullastere og hydrauliske gravemaskiner.

Hjullasternes store øsekapasitet kan utnyttes i hovedproduksjonen mens de hydrauliske gravemaskinene kan settes inn på harde partier i røysa og på rensk av stuffen.

Et alternativ til forgraveren kan være hydraulisk bakgraver plassert oppe i røysa, fig. 12-7.

Målet må blant annet være å finne den metode som gir

- laveste driftskostnader
- høyeste kapasitet pr. investerte krone
- høyeste intern rente på investert kapital
- størst driftssikkerhet
- mest fleksibel drift
- best alternativ anvendelse av utstyret
- best arbeidsforhold
- lettest mulighet for omlegging av driften

Uansett hvilken utstyrskombinasjon eller metode som velges, er ryddige forhold i bruddet viktig for resultatet, fig. 12-8.

Om resultatet av maskinvalget og tilrettelegging av driften vil gi den ønskede fortjeneste, kan en aldri forutsi med sikkerhet. Erfaringsgrunnlag fra tidligere arbeider gir en god plattform for planlegging av maskininnsats. Like viktig er det imidlertid å ha forståelse for nye metoder og de mer generelle synspunkter i maskinbruk.

Først når jobben er gjort, vil en ha oversikt over resultatet. Nøyaktig kostnadsrapportering vil gi de nødvendige styringsdata for omlegging av driften undervegs.

Fig. 12-7. Bakgraver plassert oppe på røys.

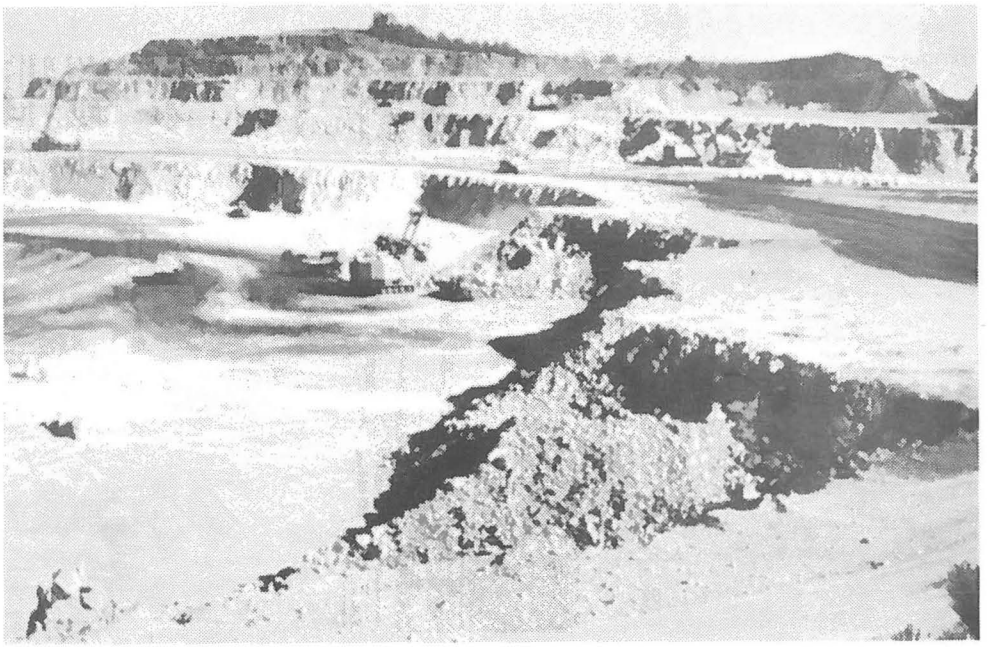


Fig. 12-8. Eksempel på et ryddig dagbrudd

PLANER FOR OPPFARING OG AVBYGGING AV KULLFOREKOMSTEN I SVEA

Report on the Future Development and Mining of the Coal Deposit at Svea, Spitsbergen.

Overing. William Viken,
Store Norske Spitsbergen Kulkompani A/S.

SAMMENDRAG

Svea–Øst er benevnelsen på grubefeltet som i denne presentasjon planlegges klargjort i tidsrommet 1977 – 1981, for en årlig kullproduksjon på 1 mill. tonn netto fra begynnelsen av 1980-årene.
Kullgangen i Svea-Øst, Ø Sveafløtsen, varierer i mektighet med maksimal høyde 5 m. Avbygging basert på en høy grad av mekanisering, vil forgå fra retirerende langveggsstrosser.
Ved full produksjon fra Svea-Øst vil Store Norske samlede netto årsproduksjon være øket til 1.300.000 tonn. Herav vil 300.000 tonn produseres i Longyearbyen.
Antall ansatte i Selskapets tjeneste på Svalbard vil ved regulær vinterdrift tilsammen bli 950 personer mot i dag 700. I Svea vil det bli 420 arbeidsplasser, mens det for Longyearbyens vedkommende kalkuleres med ca. 530 i 1980-årene. Økningen i antall arbeidsplasser på 250 må betegnes som meget beskjeden i forhold til produksjonsøkningen.

SUMMARY

Svea-Øst is the name of the coal deposit which during the years from 1977 to 1981 is planned to be developed and made ready for 1 mill. tons of annual production.
The coal seam in Svea-Øst varies in thickness with maximum hight of approx. 5 m. The production will come from mechanized retreating longwall faces.
With Svea-Øst in full production Store Norske Spitsbergen Kulkompani A/S's annual production will be increased to 1.300.000 tons of which 300.000 tons will be mined in Longyearbyen.
The number of employees in the company at Spitsbergen will, with regular production during the winter period, be 950 all together. To-day it is 700. In Svea there will be 420 working places and in Longyearbyen approx. 530 in the 1980-ies. The increase in working places of 250 is rather moderate compared with the increased production.

GEOLOGI – TIDLIGERE VIRKSOMHET

Spitsbergens sedimentære bergarter danner et trauformet besseng med utgående kullag i øst og vest som vist på fig. 13-1. Grunnlaget for grubedriften i Longyearbyen har til nå vært

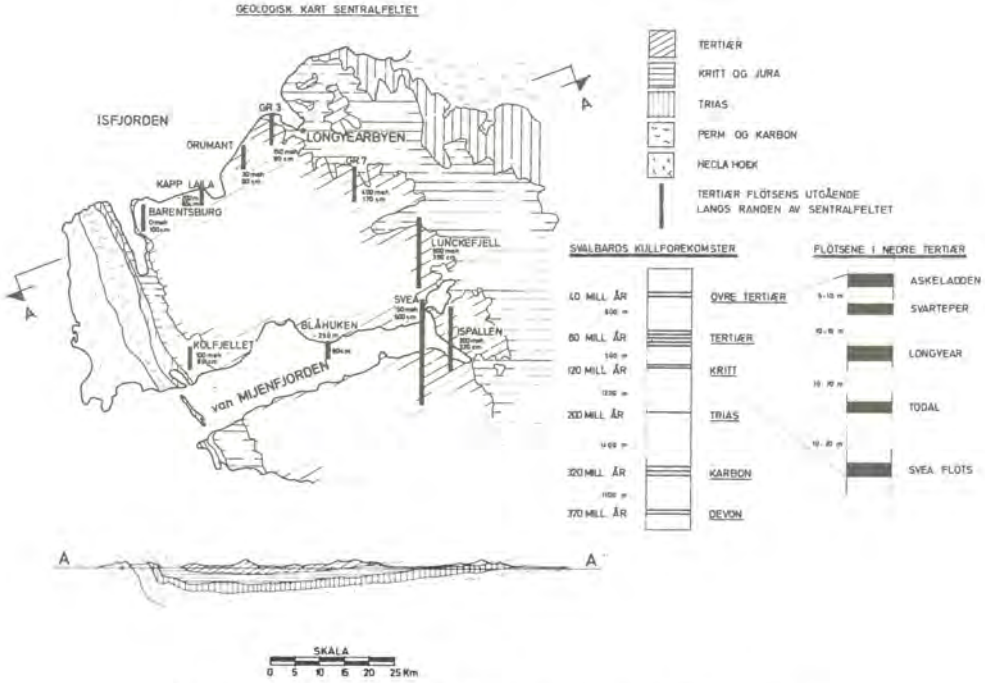


Fig. 13-1. Geologisk kart over Spitsbergen–Sentralfeltet.

Longyearfløtsen underst i tertiærformasjonen med mektigehet fra 70 til 170 cm i driftsområdene.

I Svea er Todals- og Sveafløtsen utviklet, sistnevnte har i den østlige del av feltet opp til 500 cm mektighet.

Aktiebolaget Spetsbergen Kolfält drev grubedrift i Svea 1917 – 1925. Eiendommen Indre Lågfjord – Svea, ble overtatt av Store Norske i 1933. Selskapet hadde produksjonsdrift der i 1945 – 1949. Såvel under som etter Store Norskes driftsperiode har det vært foretatt omfattende undersøkelser i Sveafeltet ved avdekninger og boringer.

OPPFARING

Opplysningene om Sveafløtsen har en fått fra avdekninger som er tatt langs fløtsens utgående i fjellsiden, samt de undersøkelsesstoller som er drevet ved siden av – og innenfor – den gamle svenske gruben.

Gruvedriften vil i første omgang skje innenfor et avgrenset område hvor det er sannsynliggjort 20 mill. tonn avbyggbare kull. Undersøkelsesstollene har vist at variasjonene i fløts-mektighet er i fallretningen. Strosseavbyggingen må derfor utføres i strøkretningen.

Gruben oppfares med hovedstoller i et "dobbelstoll–system". I dette "dobbelstoll-systemet" er den ene stoll for transport av personell, materiell og luft inn i gruben, den andre for kull – og returluft ut.

Ut fra hovedstollen drives tverrslag med pilarbredde 30 m. Tverrslagene drives for strossepaneler på fra 1200 til 2000 m lengde. Strosselengden blir i begynnelsen 170 m.

De geologiske forhold er gunstige og tillater bruk av høymekanisert utstyr ved oppfaringsarbeider og ved strossedrift.

Oppfaringen vil hovedsakelig bli utført med 2 stk. delsnittsmaskiner som kutter ut stolltverrsnittet. Fig. 13-2. viser den maskin som allerede har kommet til Svea, og som blir satt i drift om kort tid. Det er en delsnittsmaskin, type AM50, bygget av firma Voest–Alpine, Østerrike. Maskinen har påmontert rigg for heng- og sidepallbolting. Hengen sikres systematisk med ekspansjonsbolter og netting, sidepallene med trebolter som limes (resinbolter). Fig. 13-3. viser opplegget for stolldrivingen. Delsnittsmaskin AM50 kan anvendes hvor trykkfastheten er inntil 1000 kp/cm^2, og fabrikken har etter at prøver er testet, garantert minimum 23 f.m^3 pr. time som kutteffekt på maskinen.

Hengboltriggen, laget av firma Böhler, er en spesialkonstruksjon som muliggjør boring både i heng og sidepall. Bormaskinen er en rotasjonsmaskin.

Ut fra den garanterte kutteeffekt, vil inndriften bli 12 m pr. døgn inklusiv heng- og sidepallsikring. Den utkuttede masse fraktes til fyllkasse for tverrslagsbeltet med last- og bærmaskiner. Foreløpig anvendes Cat. 920–maskiner som er laget eksplosjonssikre.

Kulltransporten ut av gruben går på belter med bredde 1000 mm. Beltet forlenges hver 60. meter. Beltetransportørene lages av firma Aanestad, Sandnes. Samme firma har levert beltene til grube 7 i Longyearbyen, tilsammen ca. 8 km.

For materialtransporten anvendes et dieselkjøretøy type DOKA, laget av det tyske firma Ohlemann. Dette kjøretøy har påmontert kran for 1000 kgs. løft.

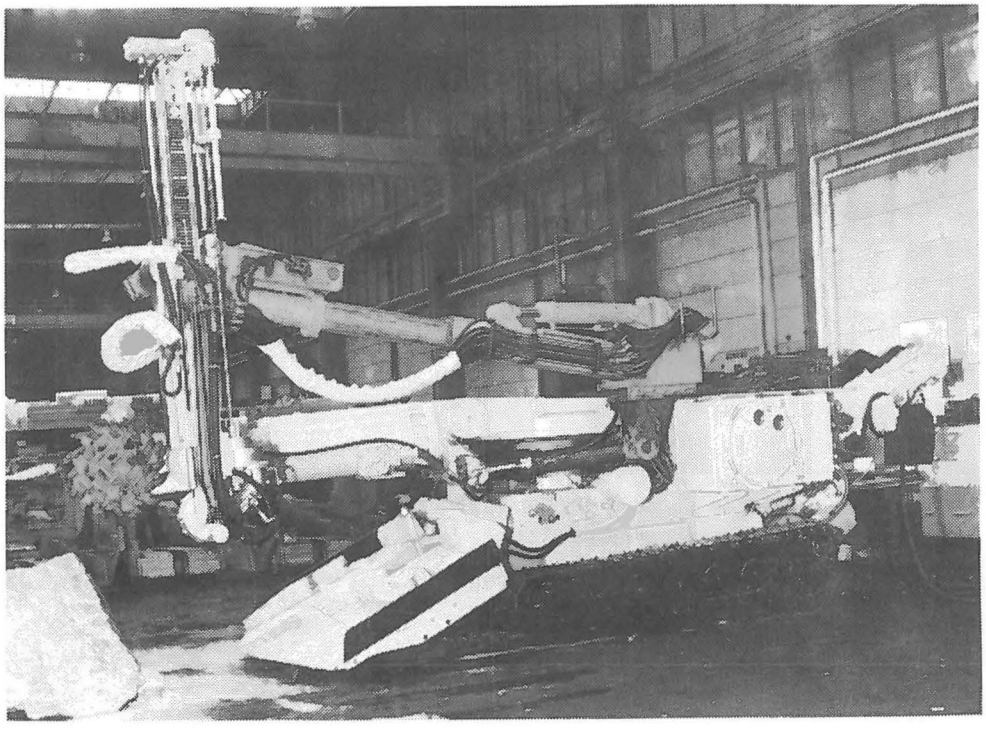


Fig. 13-2. Voest-Alpine delsnittmaskin påmontert rigg for heng- og sidebolting.

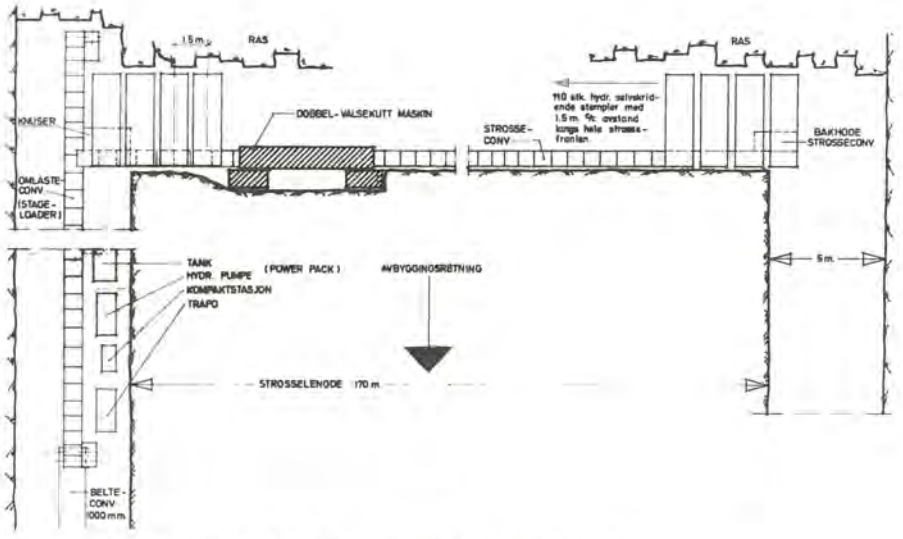


Fig. 13-3. Plan for retirerende mekanisert langstrosse.

Ventilasjonen er sugende, og viften som anvendes er av type Turmag, med 2 x 35 kW motorer og lyddempere.

Permafrosten går til en dybde av 300 m, og oppfaring og kullbryting vil i stor grad foregå under permafrostsonen. Dette gir større mulighet for støvdemping med vann. I den første oppfaringsfasen vil vann for støvdemping på maskinen tas fra en av undersøkelsesstollene hvor det for tiden er et tilsig på ca. 50 m^3 pr. døgn.

Før strossestart i 1981, må det drives ca. 12.500 m stoller.

AVBYGGING

Etter den fremdriftsplan som er satt opp, kan strossedriften starte i 1981.

Fig. 13-4. viser skjematisk hvordan stolldriften vil foregå og de maskiner som inngår.

Forbyggingen blir selvskridende hydrauliske stempelenheter. Kullbrytingen vil bli utført med valsekuttmaskin som har to hev- og senkbare tromler. Strossekullene transporteres med kjettingconveyor til tverrslagsbeltet og videre på hovedstollbelter til silo utenfor grubeåpningen.

Fig. 13-5. viser en oppstilling i dagen med utstyr som kan tenkes anvendt på strossene. Det finnes mange forskjellige typer av hydrauliske, selvskridende stempler, og det endelige valg kan gjøres når undersøkelses- og oppfaringsstollene mer detaljert har gitt opplysninger om hvilke fløtsmektigheter etc. det blir aktuelt å starte på.

Transport av personell og materiell vil som nå bli utført med dieseldrevne kjøretøyer på gummihjul.

PRODUKSJONSDATA OG EFFEKTTALL.

Grubedriften er forutsatt å gå på 3 skift. Ved full produksjon vil belegget under dagen inklusiv ledere være 220 personer. Det vil bli 2 oppfaringsdrifter og 2 strosser.

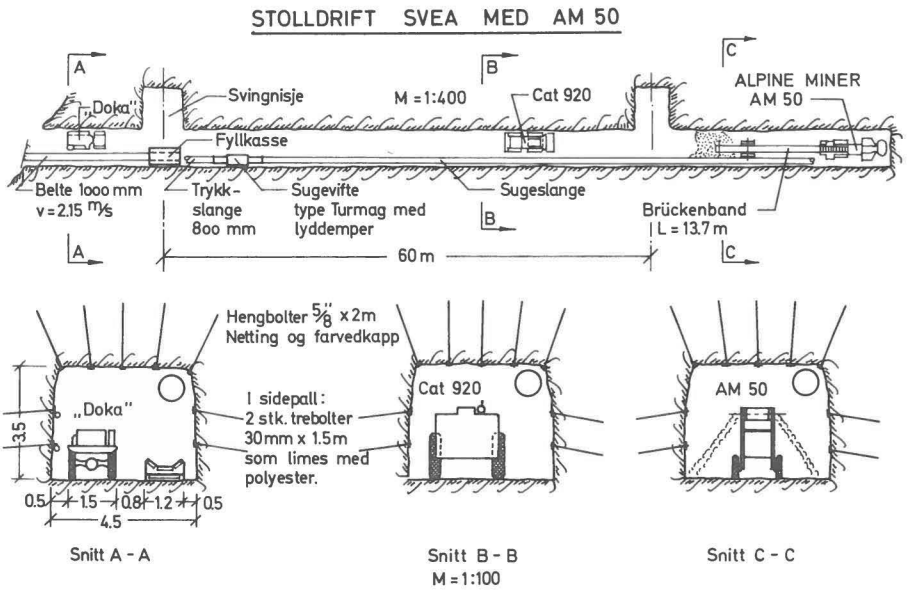


Fig. 13-4. Opplegget for stolldriften.

Fig. 13-5. Selvskridene hydruliske stempler for sikring av hengen.

Erfaring fra Longyearbyen er at grubebelegget i 2 – 3 måneder av sommerhalvåret vil bli vesentlig redusert på grunn av ferie/avspasering og slutt. Det er derfor regnet med full stopp på samtlige oppfaringer i 2 måneder, og 3 måneders produksjonsstopp på den ene av strossene. Grubebelegget reduseres derved til 1/3 av full bemanning, eller til ca. 60 mann i 2 – 3 måneder.

1 strosse 12 mnd. (2600 t/døgn)	625.000 t. brutto
1 strosse 9 mnd. (2600 t/døgn)	470.000 t. brutto
Oppfaringskull	70.000 t. brutto
	1.165.000 t. brutto
Skeiding 15%	175.000 t. brutto
Nettoproduksjon	1.000.000 tonn

			(Longyearbyen)
Strosseeffekt	t/MS brutto:	62	(21)
Effekt u.dagen	t/MS netto:	20	(5.1)
Totaleffekt	t/MS netto:	9	(2.2)

VERNE- OG SIKKERHETSMESSIGE FORHOLD – ARBEIDSMILJØ

Når den sikkerhets- og miljømessige siden av grubedriften i Svea skal vurderes, er det naturlig å dele emnet opp i følgende:

1. Katastrofale ulykker
2. Arbeidsskader
3. Miljø – slitasjeskader
4. Generelt

1. Katastrofale ulykker

Med katastrofale ulykker menes hovedsakelig metangasseksplosjoner, kullstøveksplosjon og brann.

Metaninnholdet i kullene i Svea er meget lavt, og det vil ikke by på problemer å få etablert et effektivt ventilasjonssystem for fortynning av eventuell gass, selv om metaninnholdet skulle øke noe lenger inne i feltet.

Manuell metanmåling og bruk av eksplosjonssikkert elektrisk utstyr er forebyggende tiltak godt innarbeidet i selskapets arbeidsrutiner.

Instrumenter for kontinuerlig registrering av metan vil bli montert på strategiske steder. Alle hovedvifter for ventilasjonen vil bli overvåket. Signaler vil bli overført til et kontrollrom i dagen som alltid vil være bemannet.

Finstøv av kull fra Svea er eksplosjonsfarlig. Faremomentet motvirkes – på samme måte som i Longyear-grubene, ved hjelp av kalkmelspredning slik at støvet får et innhold av minimum 80% ubrennbare bestanddeler. Skulle en lokal eksplosjon likevel oppstå, vil de forskriftsmessig monterte steinstøvbarrierer være en viktig tilleggssikring.

I Sikkerhetsforskriftene og i egne instrukser er det utførlig angitt hvordan kontroll og prøvetaking av støvet skal foregå.

Brannberedskapen må vies stor oppmerksomhet. De rådende temperaturforhold og erfaring fra tidligere driftsperioder tilsier at det ikke vil oppstå selvantennelse (spontaneous combustion). Ca. 500 m inn i feltet vil driften foregå under permafrosten, og det vil bli vann. Røropplegget vil få forskriftsmessige uttak for brannslanger samtidig som håndslukningsapparater vil bli plassert etter gjeldende instruks. Manuelle og automatiske brannmeldere vil gi signaler til det sentrale kontrollrom i dagen.

Brannmannskaper spesielt trenet i slukking og røykdykking må opplæres på samme måte som i Longyearbyen.

Både stolldriving og kullproduksjonen er planlagt med maskiner som kutter ut kullene, eventuelt også sideberg. Sprengstoff vil derfor bli anvendt i liten grad, og denne mulighet for antennelse av metan og kullstøv er derved vesentlig redusert.

Bergslag kan oppstå der det er tykke, homogene sandsteinslag i bergarten over kullaget. Diamantboringene hittil viser ingen slike homogene lag med tykkelse over 1 m, og rapportene fra tidligere driftsperioder gir heller ikke grunn til å vente problemer med bergslag. Bergslag motvirkes bl.a. ved at det fra tverrslagene i hver ende av strossene bores og skytes i kullaget slik at eventuelle spenninger utløses.

2. Arbeidsskader

En av de største skadeårsakene i Longyearbyen er fall av stein fra hengen (taket).

Slike skader søkes motvirket ved at taket i stollene blir sikret med ekspansjonsbolter og netting, og sidene med trebolter som limes (resinbolter).

På selve kullproduksjonsstedene blir hengen understøttet av selvskridende hydrauliske stempler som gir meget liten uforbygd hengflate.

Der kullaget har stor mektighet, kan stempelenhetene utstyres med hydraulisk styrte plater som skal hindre at større kullklumper kan falle ut fra øvre deler av fløtsen foran stemplene.

Fra 1950 til 1975 har skadehyppigheten i United Kingdom for alvorlige blokkfallulykker blitt redusert med 50%. Dette er det beste resultat oppnådd hittil fra noen skadeårsaksgruppe i landets grubehistorie. En vesentlig årsak til det gode resultat tilskrives innføring av de hydrauliske selvskridende stempler.

Skader innen transportsektoren forventes redusert i forhold til Longyear-grubene da skinnegående kulltransport forlates, og en i Svea får beltetransport av kullene.

Transportstollene blir som nevnt uten skinnegang og sviller. Det kan derfor antas at en del fallskader på grunn av snubling vil unngås.

En vesentlig bedring vil det og være at arbeidsplassene og de vanlige farings- og transportveier får fast belysning.

Automattelefoner monteres i hovedstoller og tverrslag med 500 m mellomrom, slik at det derved blir maksimalt 250 m til nærmeste telefon.

3. Miljø- og slitasjeskader

Den mekaniserte driften vil gi mindre og lettere manuelt arbeid. De høye kullmektigheter eliminerer kryping og gir en vesentlig bedre arbeidsstilling.

Temperaturen i gruben vil bli jevnet ut med forvarming av inntaksluften i den kalde årstid.

Transport av personell og materiell under dagen skal foregå med dieseldrevne kjøretøyer som vil gi eksosgasser. Det er tatt hensyn til dette ved dimensjonering av

ventilasjonssystemet. Disse kjøretøyene vil også virvle opp støv, men erfaring fra grube 7 viser at dette kan beherskes ved hjelp av opprenskning, stenstøv- og veisaltspredning eventuelt kombinert med vanndusjing.

Kullbrytingen vil i stor grad foregå under permafrostsonen. Dette gir større mulighet for effektiv støvdemping med vann på alle arbeidsmaskiner.

Helsefarligheten av støv er for en stor del avhengig av mineralsammensetningen. En analyse av mellomstein og hengbergarten i Svea viser vesentlig lavere innhold av fri kvarts enn tilsvarende prøver fra Longyearbyen.

Kullforekomsten i Svea gir forholdsvis enkle driftsforhold. Kombinert med at metaninnholdet i kullene er meget lavt, skulle de sikkerhets- og miljømessige forhold i gruben kunne bli meget gunstige med de tekniske hjelpemidler det i dag er mulig å anskaffe.

4. Generelt

Det settes inn lite utstyr som det ikke er driftserfaring med fra Longyearbyen. Det meste av nytt utstyr kommer i gruben, men den mekaniserte driften i grube 7 vil gi god erfaring og opplæring.

For Svea vil det være naturlig å bygge videre på den introduksjon, innføring av nyansatte og opplæring som det er lagt til rette for i Longyearbyen.

For en del baser og nøkkelpersonell blir det nødvendig med opplæring i utlandet i tillegg til den innføring som maskinleverandører vil gi på stedet.

Et viktig moment er at all materielltransport både i og under dagen er lagt opp med kjøretøyer som ikke krever omfattende opplæring på stedet, da en stor del av den arbeidskraft som naturlig søker til Svalbard, har erfaring fra bruk av tilsvarende utstyr på fastlandet.

Sikkerhets- og vernetjenesten slik den er organisert i selskapet i dag, fungerer godt, og samme organisasjonsform bør videreføres i Svea.

Ved å hensynta miljø- og sikkerhetsmessige forhold under planlegging, videreføre informasjons- og opplæringsprogrammet som er innarbeidet i selskapet, samt trekke de ansatte aktivt inn i sikkerhets- og vernearbeidet, ligger forholdene til rette for å etablere arbeidsforhold med høy sikkerhetsmessig standard.

BERGMEKANIKKDAGEN GEOTEKNIKKDAGEN 1976

ÅPNINGSTALE

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

Vel møtt igjen til den 7. Bergmekanikkdag og den 2. Geoteknikkdag.

Ja, nå er også vi blitt så store at vi har sprengt rammen for et arrangement i Ingeniørenes Hus. Litt vedmodig er det kanskje å måtte forlate den tradisjonsrike Festsalen hvor vi så mange ganger har satt hverandre stevne på ukomfortable stoler og med luft så stinn som i en tunnel under lasting. Atmosfære hadde stedet utvilsomt.

Om vi nå skifter fysisk atmosfære, er det å håpe at vi bringer med oss den åndelige atmosfære slik at dagens arrangement kan føye seg naturlig inn i rekken av tidligere vellykkede dager.

Som i fjor vil Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen ha en felles sesjon før lunsj. Selv om bergmekanikere og geoteknikere behandler forskjellige materialer, vil ofte metodene og midlene som tas i bruk for å løse oppgavene være like. Det er selvsagt for å understreke disse likhetspunktene at vi åpner dagen med denne fellessesjon.

Som tema er i år valgt "Instrumentering innen geofagene". Stadig økende kompleksitet og krav til dristighet i våre arbeider i undergrunnen, fører til en like stadig økende nødvendighet av å måle de reaksjoner materialer og konstruksjoner blir utsatt for. Gjennom slike eksakte informasjoner har vi muligheter for å heve vårt kunnskaps- og erfaringsnivå. Instrumentering og måleteknikk er ikke nettopp hverdagskost for flertallet her i salen, men jeg er sikker på at alle innser betydningen av dette, og skulle derfor tro at det kan bli en utbytterik formiddag.

Etter lunsj vil salen bli det i to. I den hitre delen vil bergmekanikerne fortsette sitt møte med foredrag under temaene "Tunnelstabilitet" og "Skråningsstabilitet". I den bortre delen vil geoteknikerne vie ettermiddagen til foredrag under temaet "Anvendt geoteknikk". Alle tre tema skulle jeg tro er av sentral karakter. Det er avsatt tid til spørsmål og diskusjon for hvert tema, og jeg vil sterkt oppfordre møtedeltakerne til å benytte seg av den mulighet de her har til enten å få stillet sin nysgjerrighet eller få luftet noen av sine meninger.

Som formann i den koordinerende organisasjon Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund vil jeg få uttrykke håpet om at denne dagen vil være nok et skritt på veien til å bringe gruve- og anleggsfolk, bergmekanikere og geoteknikere nærmere sammen, og har hermed gleden av å erklære Bergmekanikkdagen 1976 og Geoteknikkdagen 1976 for åpnet.

FIELD INSTRUMENTATION FOR SOFT CLAY

Elmo DiBiagio and Frank Myrvoll, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway.

SUMMARY

This article presents a general review of contemporary instrumentation concepts and procedures as applied to geotechnical engineering projects in soft clay. The need for instrumentation is discussed, and the types of measurements most frequently required as well as the measurement techniques generally employed are pointed out. A number of hypothetical case studies are presented in order to illustrate the need for observational programs and to indicate the function of instrumentation in relation to the principal geotechnical problems that are characteristic of the examples cited.

FOREWORD

The pace of scientific achievement is accelerating in our field of soil mechanics and foundation engineering. This is readily apparent from even a cursory glance through the literature or a quick look at the topics covered by the multitude of geotechnical conferences held each year throughout the world. There are a number of significant reasons for this rapid development in our field. First of all, more workers are contributing to the general advancement of the state-of-the-art. Secondly, we have acquired through the years a better understanding of the fundamentals that are important to the development of our relatively young scientific field. And thirdly, because of technological advances in other fields, we have at our disposal a larger and better selection of the tools and facilities that are needed to push back the frontiers of knowledge in our own field. One of these tools that has contributed significantly to the technological advances in soil mechanics and foundation engineering is instrumentation.

Geotechnical instrumentation can be defined in a number of different ways depending on what viewpoint is taken. For some people, instrumentation refers to the various mechanical, hydraulic and electrical devices that are used to make physical measurements; others interpret instrumentation simply as the physical activity associated with the installation of measuring devices. However, as commonly practiced in geotechnical engineering, instrumentation is more than just hardware and installation work. A more appropriate definition is, perhaps, as follows: instrumentation is a combination of activities, consisting of part philosophy and know-how, part insight and experience, and part measurement technology and devices, that are used to obtain qualitative and quantitative information needed to assess or solve a geotechnical problem on hand. As indicated in Fig. 14-1 the fundamental objective of geotechnical instrumentation is to provide the information that research workers, designers and contractors need to know in order to carry

out their work. In this respect instrumentation should be considered as a tool that extends the capabilities of an experienced observer; it can not replace him.

Because instrumentation provides a means of acquiring information and because information is vital to the advancement of any field of science, it is not surprising that instrumentation has become one of the most important implements in our geotechnical tool. box. The recognition of this fact together with significant improvements and advances in measurement technology has contributed to the present day situation, wherein instrumentation is exceedingly popular and "everybody is doing it".

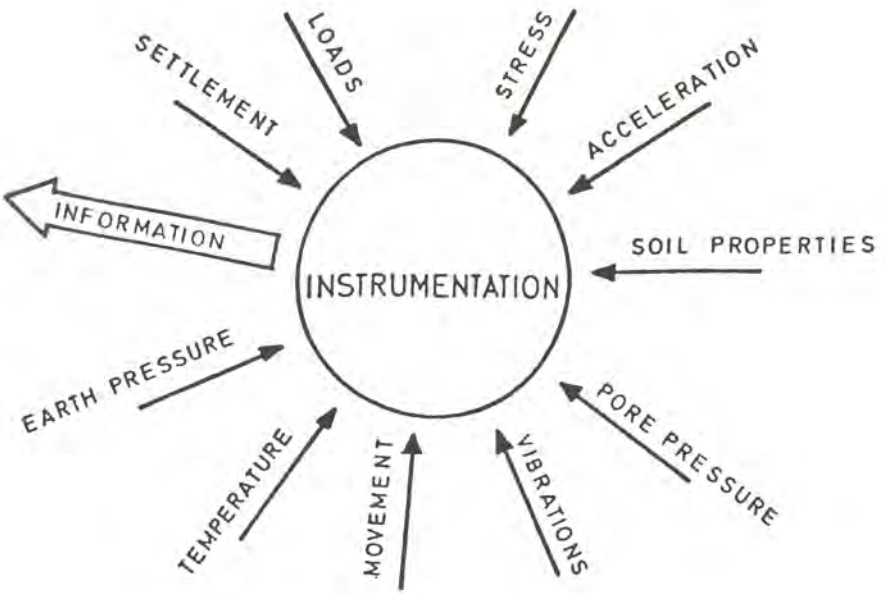


Fig. 14-1. Function of geotechnical instrumentation.

Present day emphasis on instrumentation over a broad range of applications, together with the increased complexity of modern measuring devices and installation techniques, requires that much of the instrumentation work must be planned, executed and followed-up by specially trained personnel. As a result of this trend, the instrumentation specialist has come into being in our profession. However, competence in measurement technology alone does not guarantee that the results of an instrumentation program will be useful to the solution of the geotechnical problem being investigated, unless the geotechnical problem itself is well understood and the objectives of the instrumentation program are clearly defined. It is the responsibility of the geotechnical expert to establish these objectives;

whereas it is the role of the instrumentation specialist in the design and execution of an instrumentation project to propose and use the simplest systems and methods that will yield the required information, reliably and at minimum cost.

If the results of an instrumentation program are to be of any practical value to the practicing engineer, or if they are to have any significant bearing on the development of our profession by contributing positively to a better understanding of fundamental principles and advance the state-of-the-art, at least three essential conditions must be satisfied.

1. The purpose of the instrumentation program and the underlying geotechnical problems that create the meed for instrumentation must be clearly defined and understood. Instrumentation without any real purpose is only a waste of time and resources.
2. The instrumentation program must be so comprehensive and carefully planned to include observations or measurements of all the quantities that, to the best of our knowledge, enter into the problem being studied. Although incomplete data is better than no data, at best it will only produce incomplete results.
3. The data collected during the course of an instrumentation program must be reduced to a convenient form, interpreted or analyzed by competent engineers and the results, whether positive or negative, must be made available to the profession without unnecessary delay. Data accumulated in a filling cabinet does not advance the state-of-the-art for the entire profession.

INSTRUMENTATION OF SOFT CLAY

The application of instrumentation to problems dealing with soft clay does not differ significantly from cases where other geotechnical materials are involved. The underlying reasons for initiating instrumentation projects, the manner in which they are carried out, the goals and the pitfalls are essentially the same regardless of the material.

Fundamental rules and concepts that govern the use of geotechnical instrumentation are applicable to most soils; nevertheless, there can be marked dissimilarities in detail between the use of instrumentation in soft clay compared to applications in other materials. These differences may be quite important. For instance, soft clay deposits are generally more homogeneous than other soil media; hence, the amount of instumentation needed in clay may be considerable less than what is required in other materials. Likewise in soft clay the installation of instruments is usually easier, less complicated and less expensive. In many cases relatively light and simple equipment can be used to press instruments into natural ground without expensive and time-consuming pre-boring.

The amount of soil distrubance caused by installation of instruments in soft clay may be substantially less than in other materials. This may be a significant factor for some instrumentation applications. Certain types pf measurements that are essentially impossible to realize in hard clay or granular soils, such as direct measurement of insitu stresses within a soil media, may have a better chance for success in soft clay. For soft clay, for example, it is sometimes possible to develop tools and installation procedures that can be used to insert special instruments into soft clay with little disturbance. Recent attempts to measure in situ values of K_o in soft clay have been successful for this reason.

The design of instruments for use in soft clay is often easier than for other materials. For example, because of the particle size of clay, it is generally not difficult to develop

instruments that for geotechnical reasons must satisfy basic design criteria that are a function of the grain size of the medium. It is much easier, for example, to construct a membrane-type earth pressure transducer that satisfies accepted geometrical design requirements, such as size and permissible diameter/deflection ratio for use in blay than for use in gravel. On the other hand, deformations associated with soft clay can be so large that it is difficult to provide instrumentation capable of operating over the full range of deformations encountered, or to do installation work in such a way as to avoid damage to instruments and connecting hydraulic lines or electrical cables as a result of these large movements.

OBJECTIVES OF INSTRUMENTATION PROGRAMS IN SOFT CLAY

The principal objective of any geotechnical instrumentation project is to provide quantitative and qualitative information of the parameters that are relevant to the engineering problem on hand, regardless of the type of soil medium. Instrumentation programs are generally initiated either as part of a research project or as a means of obtaining information necessary for the successful design and execution of a construction project, or to verify that the performance of a completed engineering work is acceptable and in agreement with predicted behaviour. Sometimes the favourable situation exists wherein the motivation for implementing an instrumentation project is a combination of basic research and immediate practical applications.

Experience has shown that nearly all instrumentation applications can be divided into four main categories or combinations of these depending on the objectives of the project.

1. *Instrumentation for site investigation and evaluation of soil parameters.*
   The ability to obtain an accurate and complete picture of site conditions and of the engineering properties of the materials encountered improves continuously through the increased use of field instrumentation and special devices. Examples in this category of instrumentation applications are: in situ determinations of stress-strain and strength properties, permeability, in situ stresses, penetration testing, and plate and pile loading tests.

2. *Instrumentation for construction control.*
   Probably the most frequent application of instrumentation fall into the category of construction control. They may consist of a simple documentation of ground movements, changes in ground water level or intensity of vibrations, etc., in order to protect the owner or contractor in case of claims for damage incurred during construction. In other cases, control observations may be necessary to verify that the project is being carried out according to the specifications in the contract document.
   The most important reasons for control instrumentation is to obtain information which can be used to evaluate the safety of a project during construction and thereby avoid injury, loss of life or failure of the project. When instrumentation is used for this purpose, the measurements provide a hazard warning if abnormal conditions arise and serve as a basis for initiating contingency action if the situation is judged to be critical. Instrumentation can be used in a somewhat similar manner to provide the input that is required for a design-as-you-go approach to an engineering problem.

3. *Instrumentation for performance measurements.*
   Quantitative and qualitative information about the behaviour of completed structures are necessary if one is to advance the state-of-the-art. Performance measurements provide vital feed back to the design engineer and enable him to evaluate his design assumptions and field predictions and to modify his procedures to obtain a better design on future applications.

4. *Instrumentation of full scale tests.*
   Full scale field tests and large models generally require extensive amounts of instrumentation. One common application is to validate new design or construction concepts before they are put into general use. Tests of this kind are often the only way to arrive at a satisfactory solution to many engineering problems. Projects in this category include tests on footing or piles, trial embankments, and full scale tests to evaluate a new construction technique or to investigate the applicability of existing construction methods for projects where the soil condition differs from past experience.

PARAMETERS MOST FREQUENTLY MEASURED

Although instrumentation may not be necessary for all geotechnical projects, it is relatively easy to argument that nearly every conceivable type of project can benefit from some form of instrumentation. Thus it is not surprising that the number and types of instrumentation applications reported in the literature is extremely large and varied. Even though a long list would be necessary to catalogue the different types of instrumentation applications encountered in practice, the physical quantities measured are surprisingly relatively few in number. Aside from direct field measurements of engineering properties such as shear strength, compressibility, permeability or insitu stresses, the most frequently observed measurands are sipmly: force, stress and strain, linear and angular displacements, and pressure. Measurements of these physical quantities is all that is needed to arrive at the parameters relevant to most geotechnical problems in soft clay, namely:

- surface and subsurface ground movements,
- settlement, tilt and horizontal displacement of structures,
- stress, strain and load in structural elements,
- pore pressure in the ground and on boundaries of structures, and
- earth pressures on contact surfaces between soil and structure.

In addition to these basic parameters the need sometimes arises for supplementary measurements such as, ground temperature, frost penetration, flow of water, vibrations and accelerations, etc.

Although present day engineers have at their disposal an ever increasing number of modern instruments and techniques which can be used for instrumentation purposes, it is still not possible to measure satisfactorily all the quantities that are needed. Table 1 contains a list of the physical measurements that are frequently included in instrumentation programs in soft clay. For each entry in the table, an attempt has been made by the authors to comment on relative frequency of occurrence, types of projects involved and level of confidence in results of measurements. Additional information concerning the latter point can be found in Ref. 1.

TABLE 1 – REVIEW OF COMMONLY MEASURED PARAMETERS FOR PROJECTS INVOLVING SOFT CLAY

PHYSICAL MEASUREMENT	OCCURRENCE	TYPICAL APPLICATION	★ TYPICAL METHOD OF MEASURMENT	RELIABILITY
Settlement of ground surface and structures	3	Excavation	Surveying	Very good
Subsurface settlement	2	Tunnels	Extensometers	Good
Horizontal displacements at ground surface	2	Embankments	Surveying	Good
Horizontal displacements within clay mass	3	Excavations	Inclinometer	Good
Elevation of ground water table	3	Cut slopes	Observation wells	Very good
Pore pressure within clay mass	3	Embankments	Piezometers	Good
Pore pressure on boundaries of structures	2	Retaining walls	Piezometers	Very good
Earth pressure within clay mass	1	Embankments	Transducers	Poor
Earth pressure on boundaries of structures	1	Retaining structures	Transducers	Good
Total load on single pile	3	Pile foundations	Load cell	Very good
Pile point resistance	1	Friction piles	Load cell	Good
Load distribution in pile	1	Pile foundations	Strain gauges	Fair
Forces on struts	3	Excavations	Strain gauges	Good
Forces on ground anchors	2	Excavations	Hydraulic jacks	Good
Forces on tunnel liners and supports	1	Tunnels	Strain gauges	Fair
Stresses in reinforcing steel	1	Concrete piles	Strain gauges	Good
Stresses in concrete	1	In-situ piles	Embedment gauges	Fair

Key: 3 – frequent
2 – occasional
1 – seldom

★ Author's opinion of a commonly used method of measurment and not necessarily the best method for all applications.

SELECTION OF INSTRUMENTS AND INSTRUMENTATION SYSTEMS

People who do instrumentation work must eventually decide what type of instrument is best suited for their particular application. This in itself is not always a simple matter. As more and more emphasis has been placed on instrumentation projects, there has been a corresponding increase in the number of different measurement techniques employed in instrumentation schemes. At the same time the number and types of instruments available has increased, literally by leaps and bounds, to the extent that the geotechnical instrumentation market is presently flooded with an inventory of instruments that range from simple, inexpensive mechanical devices to highly complex and expensive electronic instruments. The net result of this development is very favourable, on the whole, because the chances of carrying out a successful instrumentation project are increased if there is a larger selection of instruments to choose from. This abundance of instrumentation paraphernalia creates, on the other hand, another problem that is not always easy to solve: namely, how does one select the proper instrument for the job on hand?

For the majority of prospective users the choice of instrument is restricted to commercially available equipment. Others who have facilities to develop and produce instruments have a definite advantage, but they nevertheless must determine the practical limit of their own development work. Commercial instruments do not always satisfy the physical or operational requirements of special applications and particular research projects; furthermore, the delivery time is determined by the manufacturer and not by the user. This can be totally unacceptable in some instances, for example, for unexpected or emergency applications of the "fire-alarm type".

As a general rule it is sound instrumentation policy to utilize the simplest type of instrumentation system that will enable the desired data to be obtained. For this reason, unsophisticated but reliable mechanical and hydraulic systems are often preferred and are employed quite freqently. However, for many instrumentation applications because of accessibility problems, or where frequent observations are required over a very long interval of time, or simply for convenience and expediency, it is an advantage to have a more sophisticated measuring system or one that will permit remote observations.

The selection of the most preferable instrumentation system and components is usually made on the basis of (1) the costs involved, (2) required accuracy, (3) environmental and operational conditions, and (4) the qualifications of the personnel who are to install and use the proposed instrumentation.

When evaluating a contemplated instrumentation system, the total cost of the system has to be considered. This should include not only the cost of the instruments, but installation costs and the cost of carrying out the required observations as well. The importance of the latter cost item should not be overlooked. The reason for this is that there are a number of instrumentation schemes for which material and installation costs are low but the cost of obtaining readings is relatively high and vice versa. For example, if strut loads are determined with the use of a hand-held mechanical strain gauge or extensometer, nearly all the cost is associated with making the observations. These instrument readings will generally be expensive because of difficulty in gaining access to the reference points on the struts and because a good deal of time is usually required for each set of measurements, even for an experienced observer. On the other hand, if strut loads are determined by means of remote-reading electrical strain gauges of load cells, the material and installation costs will be high but the cost of making measurements will be relatively low. Thus on a project where

frequent strut load observations are required the overall cost of obtaining the data by means of expensive electrical devices that can be remotely read may be significantly less than the cost of using an inexpensive mechanical strain gauge.

Accurary and sensitivity requirements for instrumentation systems are dictated by geotechnical and/or structural criteria relevant to the project that is to be instrumented. Usually there is no difficulty in fulfilling these requirements for the instrumentation applications most frequently encountered in soft clay because many of the instruments and measurement techniques commonly used have acceptable accuracy and sensitivity characteristics. The final selection of the type of instrumentation to be used will generally be based on factors other than accuracy an sensitivity.

A proper assessment of operational requirements and environmental conditions is essential if a proposed instrumentation project is to be successful. The selection of instruments must be based on important details such as, robustness, watertightness, corrosion resistance, long-term stability, immunity to extreme temperature change or gradients, and preferable type of output signal for electrical transducers. During the design of systems, key factors, such as serviceability, need for redundancy, access, cable routing, and mechanical protection must be carefully considered. Furthermore, interference to the contractor caused by pipes, casings, cables and other installations must be avoided wherever possible.

The final point to be considered in the selection of an instrumentation system is an obvious one, but nevertheless it is one that is often overlooked. The instrumentation system, the methods of installation and the read-out facilities employed should be compatible with the technical qualifications and skills of the personnel who will install the system and carry out the observations.

BASIC INSTRUMENTATION SYSTEMS

The next part of the article will be devoted to a brief review og well known measurement principles that are commonly incorporated into instrumentation programs for soft clay. The following types of measurements are considered: vertical displacements, horizontal displacements, loads, strain and stress in structural elements, pore water pressure, and earth pressure. The examples illustrate the more commonly used measurement techniques; they do not cover all methods used nor do they represent the best methods for all applications.

Measurement of vertical displacements.

Of all the different types of observations that are made for control and performance monitoring purposes, settlement measurements are undoubtedly the easiest to accomplish. Surveying techniques are used for the majority of settlement measurements, but a number of special instruments are used as well. Four commonly employed techniques for monitoring settlement are shown in Fig. 14-2.

(a) *Tell-tale rod.* With this type of installation the settlement of a reference plate is measured relative to a central cased-rod driven to great depth or to a firm stratum. If the relative settlement is measured with a mechanical dial gauge, for example, the measurements can be very accurate; in this case this type of installation is often referred to as a precision settlement gauge. The central rod is often used as bench mark for other settlement observations.

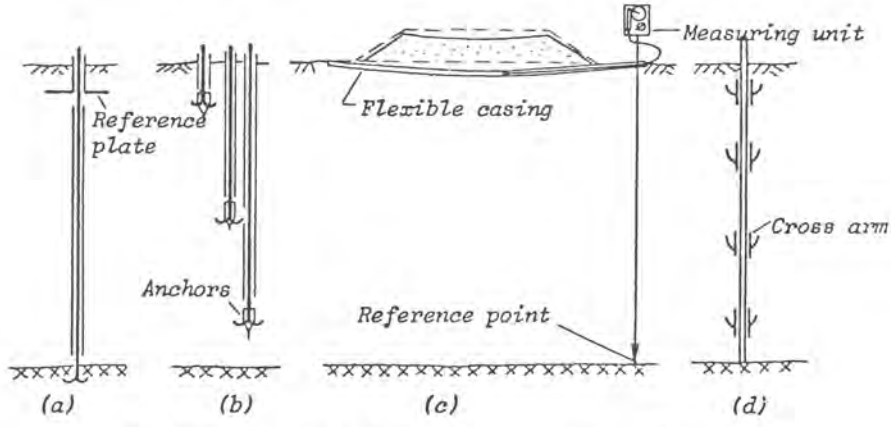


Fig. 14-2. Common techniques for monitoring settlement.

(b) *Borros anchor.* These are a special type of settlement reference point that is used frequently for near surface and subsurface settlement observations by means of optical leveling.

(c) *Full profile measurements.* Continuous settlement profiling with the aid of special instruments pulled through a flexible casing. Probes containing inclinometers or sensitive pressure transducers that are pulled through a fluid-filled casing have been used for this type of measurement.

(d) *Borehole extensometer.* Extensometers are used for accurate measurement of distances between 2 or more points along a common axis. Borehole extensomers consist of one or more reference points, implanted in the ground and a reference point at the top of the installation. Rods and wires or electrical devices are used to determine the change in distance between the reference points.

Measurement of horizontal displacement.

Accurate measurements of horizontal movements of structures and points on or below the ground surface are necessary for a complete evaluation of many geotechnical engineering projects. The majority of these measurements are made using surveying techniques or by means of special instruments. Three common methods of measuring horizontal displacements are shown in Fig. 14-3.

(a) *Inclinometers.* Horizontal displace of points below the ground surface are commonly measured by means of borehole inclinometers that are used to survey special casing installed in the ground. The same procedures are used to measure the lateral displacement of sheeting, foundation piles and parts of structures below ground. The accuracy of modern instruments used for these measurements is very good. Measurements are time consuming and extensive computations are required.

(b) *Horizontal extensometers.* Mechanical or electrical borehole extensometers are often installed behind structures in order to monitor ground movements and lateral displacements of the structure. This type of installation has the advantage over conventional inclinometer measurements as described above in that the observations can

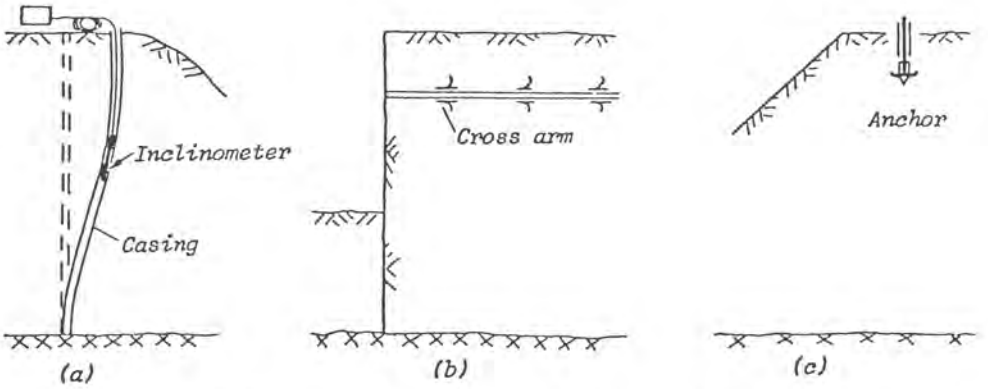


Fig. 14-3. Techniquies for measurement of horizontal displacement.

be made and interpreted much faster. Furthermore, the accuracy of some borehole extensometers is far superior to the accuracy that can be obtained with the use of inclinometers.

(c) *Offset measurements.* Lateral movements of reference points on the ground surface are normally monitored by surveying techniques such as chaining, triangulation or by offset measurements from a fixed theodolite line.

Measurements of loads and strains in structural elements.

Forces and stresses in steel and concrete load-carrying members are frequently measured in connection with projects involving soft clay. Load cells, stress meters and strain gauges are the principal types of instruments used for this purpose. Five typical situations where obersvations of this kind occur are illustrated in Fig. 14-4.

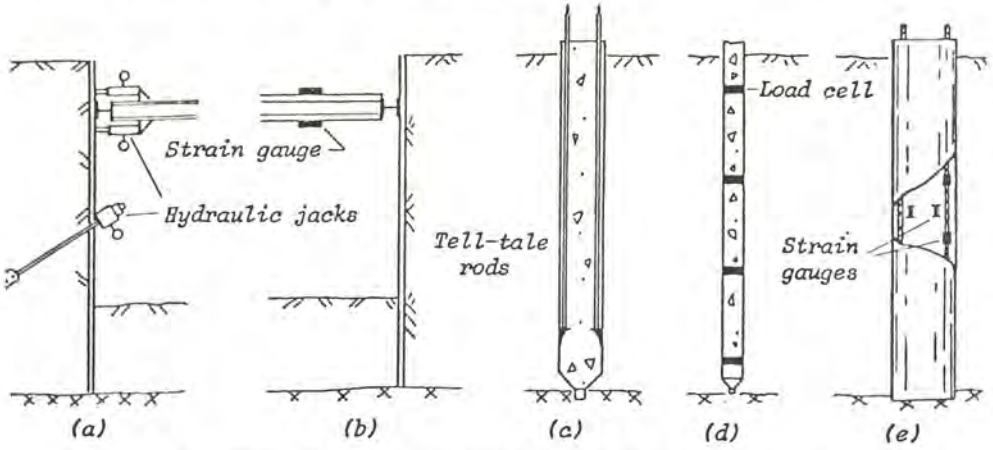


Fig. 14-4. Methods for monitoring loads, stresses and strains.

(a) *Calibrated hydraulic jacks.* Strut loads and forces in anchor tendons, for example, can be determined by measuring the force required to unload or free the member by means of a hydraulic jack. This method is not suitable in situations where frequent observations are required.

(b) *Strain gauges.* For many types of structures, loads and stresses can be determined reliably by means of mechanical or electrical strain gauges.

(c) *Extensometers.* In some cases tell-tale rods or precision extensometers are used as long-base strain gauges for deformation measurements, for example to monitor the compression of a pile in order to determine load distribution as illustrated in the sketch.

(d) *Load cells.* If parts of a structure can be separated to permit installation of calibrated load cells, then forces can be measured with a great deal of accuracy. The sketch above illustrates a test pile consisting of a series of short pile sections connected together by load cells.

(e) *Embedment strain gauges.* For concrete structures, it is sometimes necessary to supplement surface strain measurements with internal measurements by means of embedded strain gauges or stress meters and instrumented reinforcing steel.

Measurement of pore water pressure.

Pore pressure is a key geotechnical parameter for problems dealing with soft clay. Thus, it is fortunate that there are a relative large number of instuments available for monitoring pore water pressure within a clay deposit or on the boundaries of a structure. Four types of measuring systems commonly used are shown in Fig. 14-5.

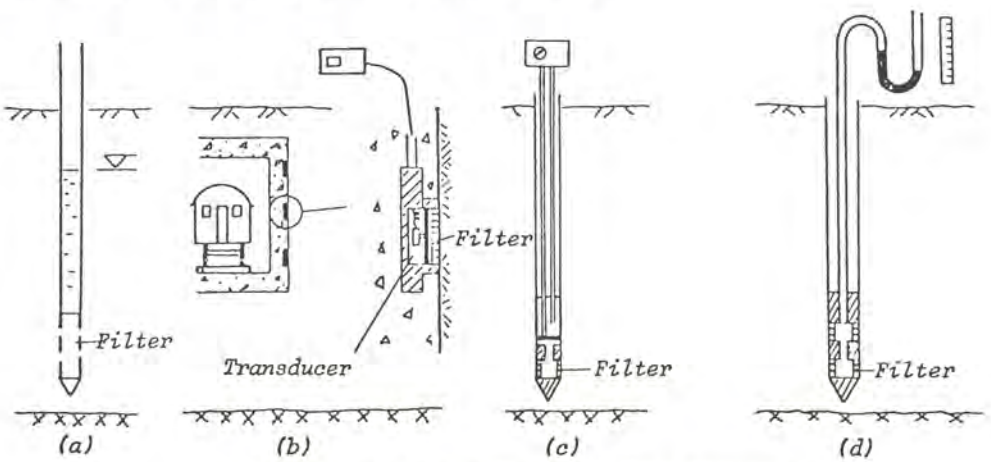


Fig. 14-5. Typical pore pressure measuring instruments.

(a) *Open stand pipe.* This is the simplest and least expensive type of piezometer. It is direct reading and accurate. It is generally installed in a bore hole. However, some variations can be pressed or driven into soft clay deposit. Major disadvantage is the relative long time lag.

(b) *Electrical piezometers.* In these instruments an electrical sensor responds to strain or deflection of an elastic element that deforms under pressure. Principal advantages are

remote reading capability, continuous output and rapid response time. Major drawback is high cost per unit. Accuracy is generally acceptable. Some electrical piezometers can be calibrated in situ.

(c) *Pneumatic piezometers.* These are similar to electrical piezometers except that air or a liquid is used to counterbalance and monitor the pore pressure acting on the piezometer. Can be remotely read but generally does not have a continuous output. Not easily incorporated into data acquisition systems. Cost less than most electrical piezometers.

(d) *Closed hydraulic piezometer.* Similar to (a) except that a U-tube manometer or other type of pressure gauge is attached to the piezometer in order to reduce the flow of pore water in the system and thereby improve the response time.

Measurements of earth pressure.

Measurements of the magnitude and distribution of earth pressure on structures built in or on soft clay can be done with confidence in some cases, but it is not a routine matter. Three common instrumentation procedures for monitoring earth pressure are illustrated in Fig. 14-6.

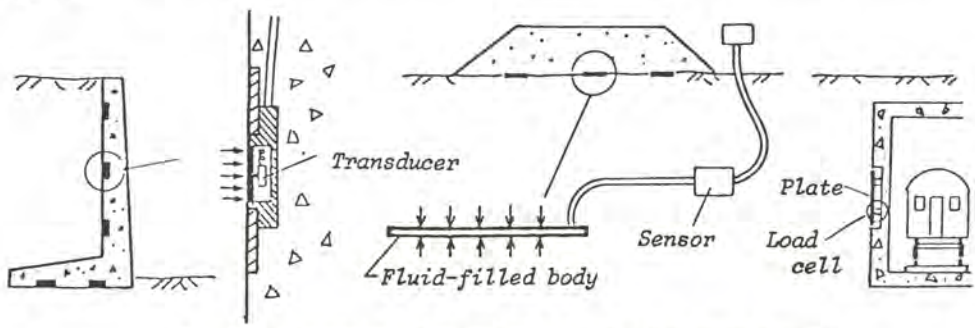


Fig. 14-6. Common instruments for monitoring earth pressure.

(a) *Membrane-type pressure gauges.* Transducers of this type generally convert earth pressure into electrical or pneumatic signals. Several types suitable for use in soft clay are obtainable from commercial sources. These instruments can be fitted to most structures and foundation elements for monitoring earth pressure.

(b) *Capsule-type pressure gauge.* In principle this type of instrument consists of a flat fluid-filled body connected to a pressure sensing device. They can be made in a variety of sizes and shapes not possible with membrane-type gauges. They are normally installed on structures to measure contact earth pressure; however, because they can be made quite thin and can be pressed into soft clay with little disturbance, instruments of this kind are being used on an experimental basis to measure insitu stresses.

(c) *Integrated pressure measurements.* Earth pressures are occasionally determined indirectly from measurements of the total force acting on a known area of a structure. This is generally done by isolating a small section of the structure and supporting it on load cells in such a way that the total force on the section can be measured.

EXAMPLES OF INSTRUMENTATION APPLICATIONS FOR PROJECTS IN SOFT CLAY

In order to summarize present day instrumentation concepts and procedures the remainder of this article is devoted to hypothetical examples that illustrate the use of instrumentation for the most frequently encountered engineering projects in soft clay. Projects that generally require extensive amounts of instrumentation have been selected for presentation in order to illustrate as many different types of instrumentation applications as possible within the limited number of examples given. The following eight examples are included:

(1) Strutted excavations
(2) Embankments
(3) Tunnels
(4) Excavated slopes
(5) Tie-back anchors
(6) Driven piles
(7) Cast-in-place piles
(8) Slurry trench excavations

The examples are based on the authors' experience and on case studies reported in the literature. It is the hope of the authors that these examples will illustrate current instrumentation practice and give the reader an impression of the merits as well as the limitations of instrumentation programs.

A complete appreciation of the role that instrumentation plays in an engineering project is not possible unless the reasons for initiating the observational program in the first place are fully understood. Therefore, in each of the following examples a brief description is given of the relevant geotechnical and design or construction problems that are peculiar to the project, and the function of instrumentation in relation to these problems is pointed out. The scopes of routine and specialized monitoring programs are summarized and an attempt has been made to illustrate how instrumentation can be used to solve or provide a better understanding of the relevant geotechnical and practical problems.

STRUTTED EXCAVATION

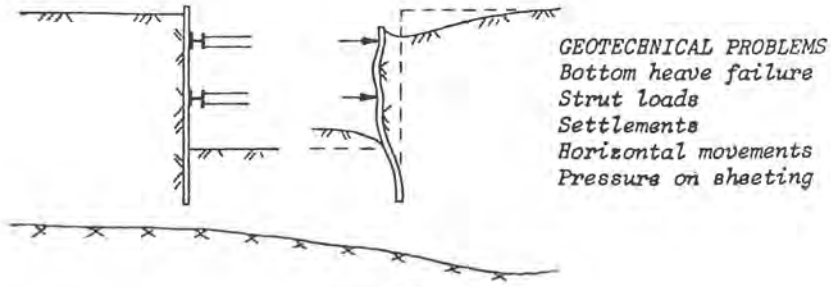


Fig. 14-7.

GENERAL BACKGROUND AND NEED FOR INSTRUMENTATION

The illustration above depicts a typical strutted sheet-piled excavation in soft clay for the case where the sheet piles are not driven to bedrock or underlying firm stratum. Design and construction of excavations of this type are based for the most part on empirical design procedures, and past experience. Because the consequences of a failure may be catastrophic, they are frequently well instrumented. Monitoring programs for braced excavations will generally include the following parameters:

Routine instrumentation for measurement of:

settlements, heave, strut loads, ground water level, and horizontal displacements.

Specialized instrumentation for measurement of:

pore pressure in soil, earth pressure and water pressure on sheeting stresses in sheeting and wales, frost pressures and penetration.

FUNCTION OF INSTRUMENTATION IN RELATION TO PRINCIPAL GEOTECHNICAL PROBLEMS

Instrumentation can be useful in evaluating the overall stability of an excavation and provide assurance that the work is proceeding safely. Results of measurements will document causes and extent of damage to adjacent structures and utilities. Alterations to proposed excavating and/or bracing procedures can be initiated on the basis of measurements in order to assure adequate safety or for reasons of economy. Well instrumented and documented case histories provide a base for improved knowledge and refinement in design procedures. Common instrumentation applications are given below.

Factor of safety against bottom heave failure may be low

Install instrumentation to permit bottom heave measurements. Monitor heave and settlement frequently as excavation level approaches the critical depth. Pay particular attention to settlement and heave rates. Horizontal displacement of lower part of sheet piling will indicate instability of excavation.

Danger of overloading individual struts

Monitor strut loads on as many struts as is practical or economically justified. Have reserve struts available for immediate installation if measurements indicate allowable limits have been reached.

Ground movements due to deformation of sheeting and bottom heave may damage nearby structures or utilities

Establish reference points for monitoring settlement of ground surface and structures adjacent to the excavation. Deep settlement reference points should be established near important underground utilities. Monitor horizontal displacement of sheeting and on several profiles in the soil mass behind sheeting if there is danger of damage to structures or utilities.

Prolonged lowering of ground-water table may cause serious consolidation settlements over a large area

Measure pore pressure in permeable layers and if economy permits monitor pore pressure with depth along several vertical sections behind the sheeting. Monitor elevation of ground water table near to and remote from the excavation.

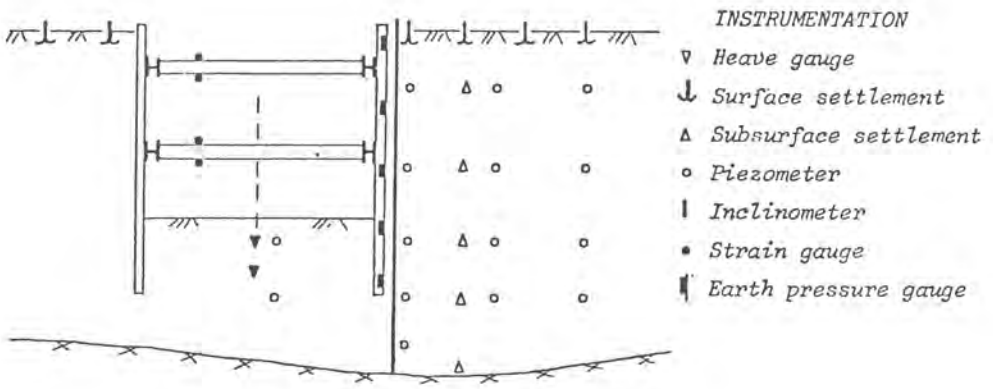


Fig. 14-8.

Total load and distribution on bracing system is unknown

Monitor sufficient struts on vertical sections in order to allow computation of point of application of resultant or measure force transmitted to wales from sheeting at each strut level. Instrument sheeting to permit direct measurement of magnitude and distribution of earth pressure and water pressure against both sides of the sheeting.

REFERENCES

Instrumentation applications of this kind are found in references 2, 3 and 9.

EMBANKMENTS

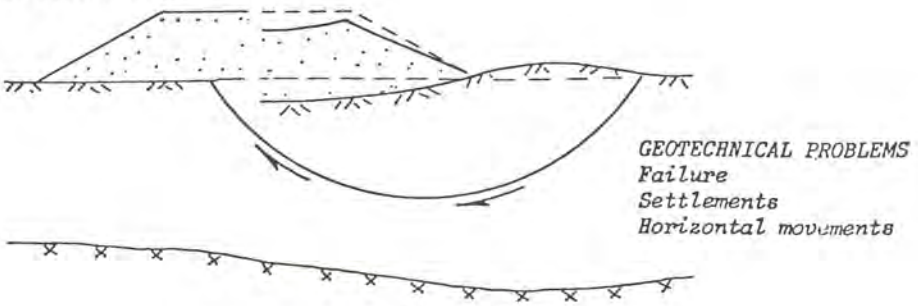


Fig. 14-9.

GENERAL BACKGROUND AND NEED FOR INSTRUMENTATION

Embankments are frequently built on layers of soft clay for highways, reservoirs and levees, or as full-scale loading tests carried out to investigate the engineering properties of the underlying soil. In spite of a long and universal record of embankment construction throughout the history of civil engineering, embankments that are designed with a factor of safety greater than unity fail embarrassingly often. On the other hand, some test embankments that are designed to fail intentionally, never do. In recognition of this, it is not

surprising that embankments are frequently and extensively instrumented. Monitoring programs for embankments on soft clay will usually include the items listed below.

Routine instrumentation for measurement of:

settlements of embankment and natural ground, pore pressure in soil, and horizontal spreading of the toe of the embankment.

Specialized instrumentation for measurement of:

settlements at different depths, horizontal displacements of subsoil and fill, location of failure plane, horizontal strain in base of embankment, in-situ stresses and permeability, and surface loading caused by the embankment.

FUNCTION OF INSTRUMENTATION IN RELATION TO PRINCIPAL GEOTECHNICAL PROBLEMS

To be successful an embankment must be designed and constructed such that neither the embankment material nor the underlying soil are overstressed to the point where the resulting deformations exceed the limit that is acceptable for the intended use of the embankment. Instrumentation is required, therefore, to monitor deformations as well as the factors that can be correlated to deformation and stability. Another need for instrumentation is to document that improved stability and a reduction in post construction settlements can be achieved by means of special construction procedures such as, sand drains, ground reinforcement, berms and preloading.

Settlement data reflects overall performance of an embankment

Provide for systematic observations of settlement of the ground surface adjacent to and beneath the embankment. Additional deep settlement points are useful, in particular if the subsoil is stratified. Both magnitude and rate of settlement are important to an evaluation of post construction performance. In addition the initial "elastic" settlement caused by each increment of loading as the fill is placed, provides a basis for an appraisal of stability during construction.

Pore pressures may provide first indications of incipient failure

A warning of impending failure of an embankment can often be disclosed from a careful study of measured settlements, deformations and pore pressures. A number of documented cases in soft clay show, however, that measured pore pressures may give a better first indication of failure conditions developing than can be derived from displacement data. Thus, if the factor of safety is low or questionable, and if the consequences of a failure are high, pore pressures should be monitored. In order to be certain of having instruments located in the zones of initial yielding, a relative large number of piezometers may be required unless experience and proven methods of analysis can be used to locate the critical zones that require instrumentation. Pore pressure measurements are also essential to evaluation of progress of consolidation settlements and to aid in establishing the rate at which an embankment can be constructed.

Lateral yielding of ground is an important evaluation and control parameter

Measure horizontal strains at ground surface, including movement of the toe and

spreading of the embankment material. Install inclinometer casing at several distances from the center of the embankment and monitor horizontal displacements frequently during placement of fill.

Location of failure plane is important for post-failure analysis

Test embankments that are to be deliberately failed should be instrumented with mechanical and/or electrical devices that will permit location of the rupture surface.

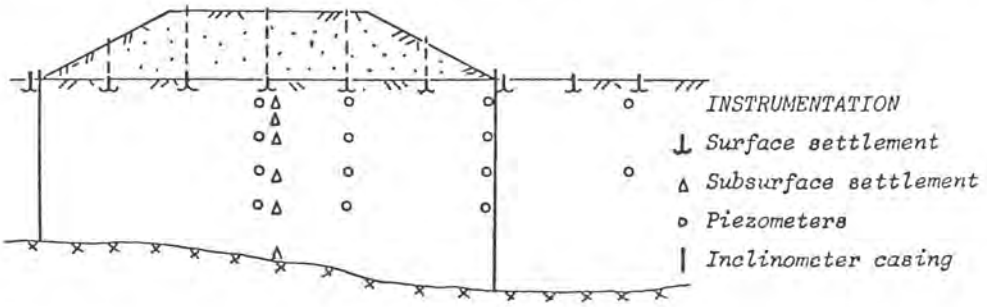


Fig. 14-10.

REFERENCES

Instrumented embankments are described in references 4, 5 and 6.

TUNNELS

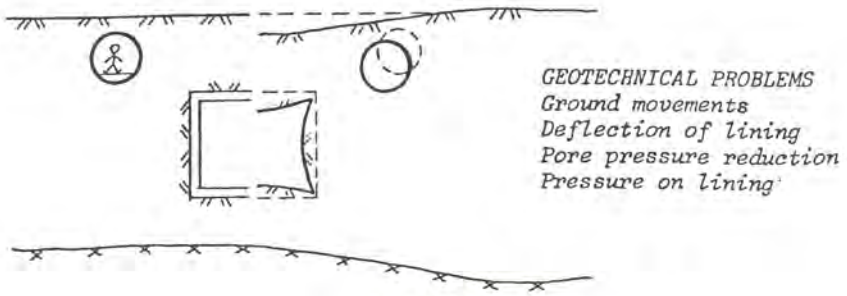


Fig. 14-11.

GENERAL BACKGROUND AND NEED FOR INSTRUMENTATION

Tunnel construction in soft ground has always been an important civil engneering activity, and these structures are becoming increasingly more important because of the need to locate utilities and transportation systems underground in congested metropolitan areas. Tunnels in soft clay are designed and built primarily on the basis of empirical rules and experience. As they are generally built in congested areas, tunnel projects may cause serious damage to overlying structures and utilities. For this reason monitoring programs are

commonly carried out on tunnel projects in order to verify that the work is preceeding safely, to provide information for improving future designs, or to obtain facts to be used in legal proceedings if damage claims arise. Instrumentation programs for tunneling in soft clay will generally include the parameters listed below.

Routine instrumentation for measurement of:

settlements of ground surface and tilt of nearby structures, ground water level, horizontal displacements, and deflection of lining.

Specialized instrumentation for measurement of:

water pressure and earth pressure distribution or lining, stress or strain in lining, and pore pressure in soil.

FUNCTION OF INSTRUMENTATION IN RELATION TO PRINCIPAL GEOTECHNICAL PROBLEMS

Instrumentation is needed in many cases to verify that the tunnel can actually be built in a safe manner using the prescribed construction procedure. This is generally investigated by thoroughly instrumenting a representative section of tunnel, called a test section, at the start of tunnel driving. Instrumentation is also needed to detect conditions, such as large soil movements or lining deflection, that may lead to excessive settlements and damage to overlying structures, or to document the extent and causes of such damage for use in legal proceedings. Finally, instrumentation is needed to check that the performance of the completed tunnel is in accordance with plans and specifications.

Tunnels cause settlements and settlements cause damage

Established reference points at the ground surface above the centerline of the tunnel and some cross sections, to permit monitoring settlement of buildings as well as the size and shape of settlement through as the tunnel advances. Deep settlement reference points should be established near important underground utilities and foundations.

The displacement field around tunnel face is 3-dimensional

Install casing and monitor horizontal displacements within the clay mass close to the tunnel. Combine this information with subsurface settlement data to obtain a complete picture of the displacements caused by tunneling.

Lining deflections may aggravate settlements and deformations

Measure changes in diameter of tunnel lining along vertical and horizontal axes.

Prolonged lowering of ground-water table may cause serious consolidation settlements over a large area

Monitor elevation of ground-water table near to and remote from the tunnel. Measure pore pressure in the clay mass and in particular in or near permeable seams, if any, in the clay. Measure water pressure on the completed lining.

Total load and distribution of stress in lining is unknown

Install strain gauges on lining to monitor distribution of strains. Measure the tangental force transmitted trough the lining by means of load cells mounted between lining elements or alternately with the use of specially instrumented and calibrated lining

elements. The magnitude and distribution of earth pressure and water pressure on the lining can in some cases be monitored by means of pressure transducers mounted on the lining.

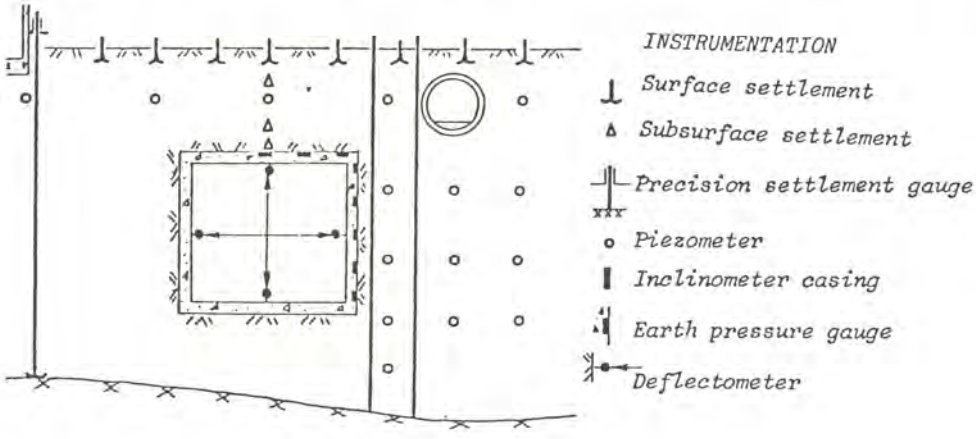


Fig. 14-12

REFERENCES

Examples of instrumented tunnels in clay are given in references 7, 8 and 9.

EXCAVATED SLOPES

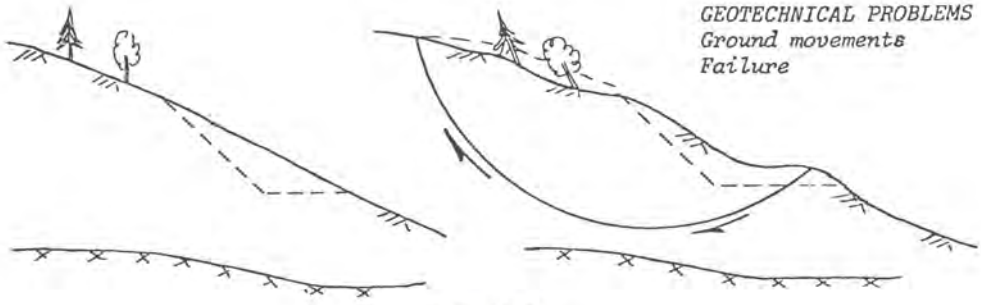


Fig. 14-13

GENERAL BACKGROUND AND NEED FOR INSTRUMENTATION

Construction of highways, canals and grading of building sites often require that excavations with sloping sides, as shown in Fig. 14-13, be made in soft clay. Many of these are permanent slopes that must be stable indefinitely, whereas others are only temporary. Thus the principal geotechnical design problem is to provide a slope with the required short-term or long-term stability. Consequentially, the role of instrumentation is to

document whether the performance of the excavated slope is in accoedance with the predicted behaviour or not. Instrumentation programs for natural slopes are essentially the same for natural slopes as for post construction manmade slopes. The principal parameters monitored are ground movements and pore pressures as indicated below.

Routine instrumentation for measurement of:

surface strains, i.e. vertical and horizontal movements of points on the surface.

Specialized instrumentation for measurement of:

pore pressure and horizontal displacements within soil mass.

FUNCTION OF INSTRUMENTATION IN RELATION TO PRINCIPAL GEOTECHNICAL PROBLEMS

Instrumentation required for excavated slopes must provide information relative to the stability of the slope, both during excavation and on a short or long-term basis thereafter. Results of measurements can be used as a basis for modification of the designed slope angle, in order to assure adequate safety or for reasons of economy. Instrumentation is also needed to document the effectiveness of ground reinforcement techniques and other specialized construction procedures for improving slope stability. Common instrumentation usages are given below.

Knowledge of initial conditions is essential

Install observational wells and piezometers to monitor pore pressure and ground water level in the area before excavation of the slope is started. Knowledge of seasonal variations in water level can be useful. To the degree that it is possible, instrumentation systems and reference points for measurement of surface strain, settlement and horizontal displacements should be installed and measurements taken before excavation starts.

Observations during excavation provide clues to the performance of the completed slope

Measured changes in pore pressure and observed displacements during excavation of the slope can be used in back computations to assess the validity of the soil parameters used in the original design computations. On the basis of these computations, new values can be estimated and used to predict the performance of the final slope.

Systematic monitoring necessary to evaluate long-term performance of slope

Development of shear zones or failure planes can generally be seen in the data obtained from the inclinometer surveys used to measure horizontal displacements of casings installed in the ground. Observed creep rates and pore pressure data may indicate instability and local yielding in the ground.

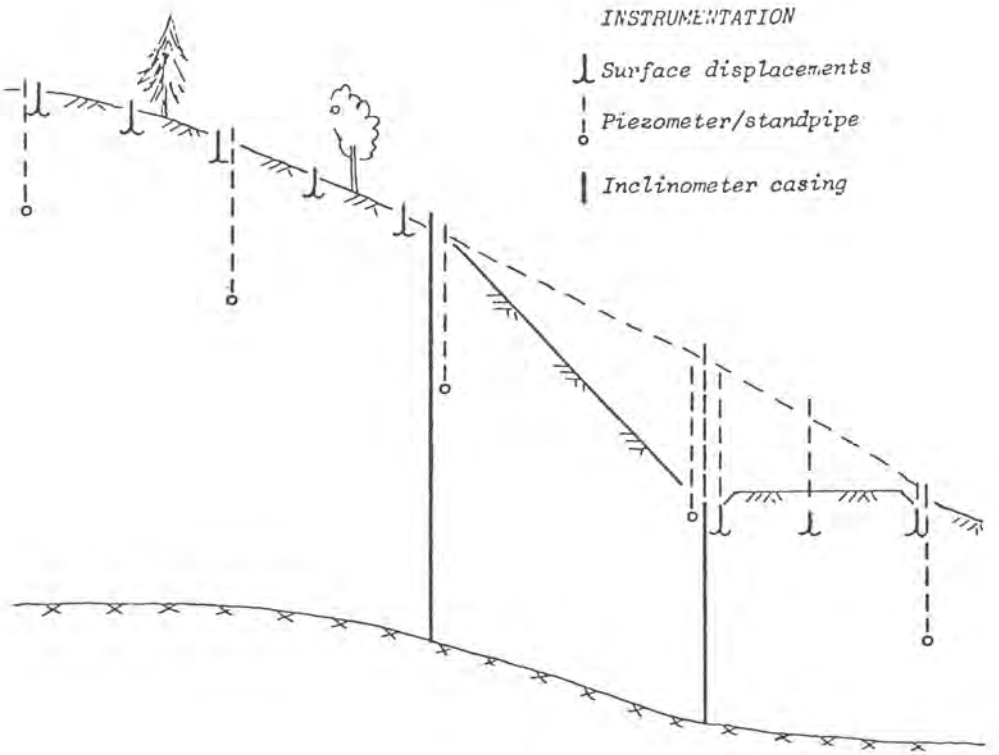


Fig. 14-14.

REFERENCES

Typical instrumented cut slopes are contained in references 10, 11 and 12.

TIE-BACK ANCHORS

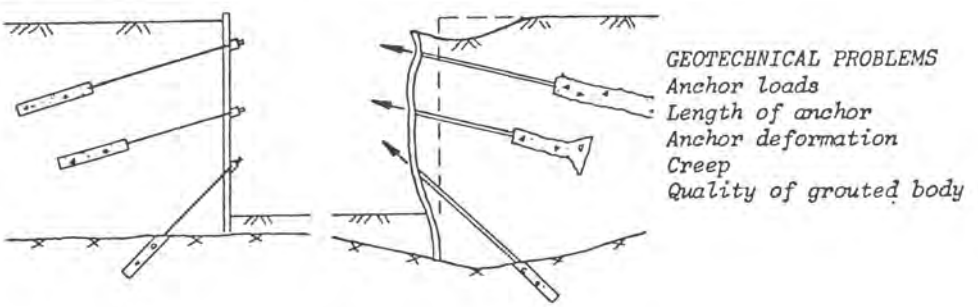


Fig. 14-15.

GENERAL BACKGROUND AND NEED FOR INSTRUMENTATION

Ground anchors are being applied to an increasing number of construction projects in soft clay, as for example in tie-back excavation as illustrated in Fig. 14-15. Tie-back anchors have the advance over traditional bracing systems, such as struts and raker beams, in that the supporting elements are external and do not interfere with construction activities within the excavation area. In principle tie-back systems for excavations consist of groups of parallel wires and spun cables or individual steel rods anchored at one end in a cement-grout body embedded in the soil or bedrock. The design and construction of tie-back anchors is based primarily on empirical procedures and past experience; and as the consequences of an anchor failure may be catastrophic, projects of this kind are seldom undertaken without initiating a monitoring program to check anchor performance. Instrumentation requirements for the excavation itself were dealt with in a preceeding example and will not be repeated. Instrumentation for tie-back anchors normally consists of:

Routine instrumentation for measurement of:

total load on anchor, elastic strain and total elongation of anchor head.

Specialized instrumentation for measurement of:

distribution of load and strain along length of anchor, creep.

FUNCTION OF INSTRUMENTATION IN RELATION TO PRINCIPAL GEOTECHNICAL PROBLEMS

The maximum load carrying capacity of conventional supports, such as struts, can be determined accurately from material properties and dimensions of the support. The ultimate capacity of ground anchors, on the other hand, does not generally depend on properties of the tendons, but on the soil properties and the size and shape of the embedded (grouted) body of the anchor. Consequentially, computations of allowable loads for anchors are at best only rough approximations. Ground anchors should not be used on a project unless their holding power is verified by full scale tests or unless the design is so overly conservative that a failure can not possibly occur. Even this may not prevent a failure if the installation work performed by the contractor is inferior. Instrumentation procedures for evaluating anchor performance are given below.

Full scale tests are needed to evaluate length of embedded part of anchor

Construct test anchors with embedded grouted length less than, equal to, and greater than the design length. Load to failure and monitor load and displacement troughout test. Pull out anchor if possible and examine size, shape and quality of the grouted body. As a supplement, instrument anchor with strain gauges or extensometers in order to investigate distribution of load along the anchor.

All anchors should be test loaded

In order to detect a defective anchor or to verify that the carrying capacity is within acceptable limits, each anchor should be test-loaded to a value in excess of the designed working load. Elongation of anchor head corresponding to the maximum test load should be recorded. Loads developed in anchors during construction should be measured periodically which will depend on the anticipated rate of loading on the anchor. On critical projects, install load cells on a number of anchors to permit continuous monitoring of forces.

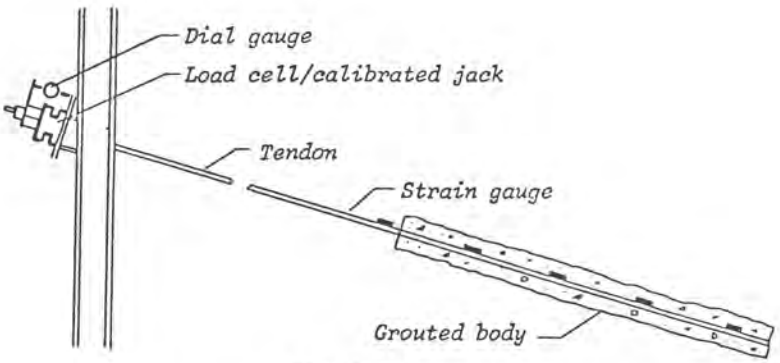


Fig. 14-16.

REFERENCES

Instrumented tie-back anchors are described in references 13 and 14.

DRIVEN PILES

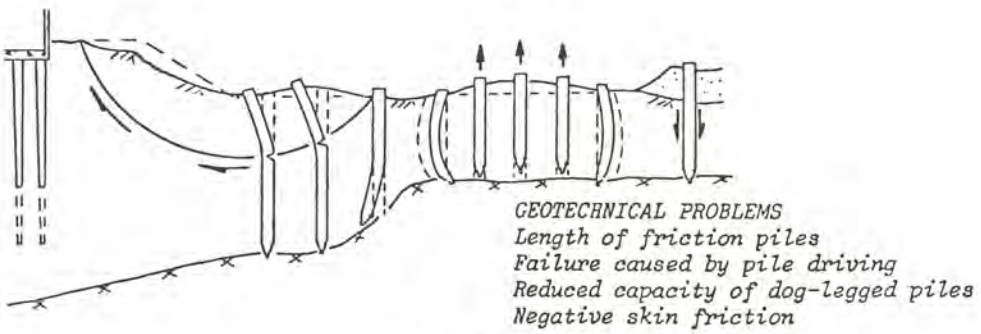


Fig. 14-17.

GENERAL BACKGROUND AND NEED FOR INSTRUMENTATION

Pile foundations are often needed to provide adequate support for structures on soft clay. Driven piles, either as end bearing piles or friction piles, are commonly used for these foundations. As is the case with most piles, the design of driven piles involves assumptions and uncertainties that need to be checked by means of instrumented full scale tests. Furthermore, certain types of driven piles cause large displacements and pore pressure changes in the surrounding soil; these may in turn have a detrimental effect on neighboring piles or on the stability of the site as a whole. Therefore an instrumentation program is needed to monitor the effects of pile driving as well as to establish the load-deformation characteristics of the piles. Monitoring programs for driven piles in soft clay will generally include the parameters listed below.

Routine instrumentation for measurement of:

load-settlement characteristics for pile, heave and horizontal movement of ground surface during driving.

Specialized instrumentation for measurement of:

pore pressures, subsurface horizontal movements of soil and piles already driven, distribution of vertical load along length of pile, bending stresses in laterally loaded piles, load due to negative skin friction and distribution of load in pile groups.

FUNCTION OF INSTRUMENTATION IN RELATION TO PRINCIPAL GEOTECHNICAL PROBLEMS

Pile foundations must be able to carry the design loads safely and without excessive settlement. Full scale tests on driven piles are necessary, therefore, to check geotechnical design procedures and driving criteria or to document whether the load-settlement characteristics for a driven pile fall within acceptable performance limits. Field tests may be required to establish the length of friction piles or to monitor long-term loading caused by surface settlements and negative skin friction. Instrumentation is necessary to monitor pile driving operations and to detect factors, such as badly deformed piles or large bending moments, which may lower the bearing capacity of a pile. Common instrumentation applications for driven piles are given below.

Failure at site may be triggered by driving displacement piles

If topography and site conditions suggest that a slide or failure may be initiated by driving displacement piles, establish settlement reference points, install piezometers and inclinometer casing to monitor ground movements and pore pressure. Some types of piles can be fitted with inclinometer casing before driving and surveyed later to determine displacement caused by driving neighboring piles.

Designed length of friction piles may be uncertain

Carry out full scale load tests. Evaluation of results is simplified if load cell can be mounted on tip of pile in order to separate total load into point resistance and skin friction.

End bearing piles driven to irregular bedrock surface may have reduced capacity

Dog-legged piles, caused by the pile deflecting from a sloping bedrock surface may have reduced end bearing. Confirm radius of curvature of pile by means of inclinometer measurements or alternately test load.

Lateral yielding of soil may induce large bending stresses in pile

Nonuniform surface loading may cause substantial horizontal ground movements in soft clay, thereby causing displacement and undesirable bending stresses in the piles. When these conditions are anticipated, instrument pile with inclinometer casing, if possible, and/or strain gauges to permit determination of lateral movements and stresses.

Negative skin friction may cause overload of end bearing piles or increased settlement of friction piles

If large surface settlements are expected, instrument pile to measure long-term build up of load. Precise mechanical extensometers to measure incremental strain along pile are advisable because of long-term stability requirements. Alternately, equip pile with load cells or strain gauges at various levels.

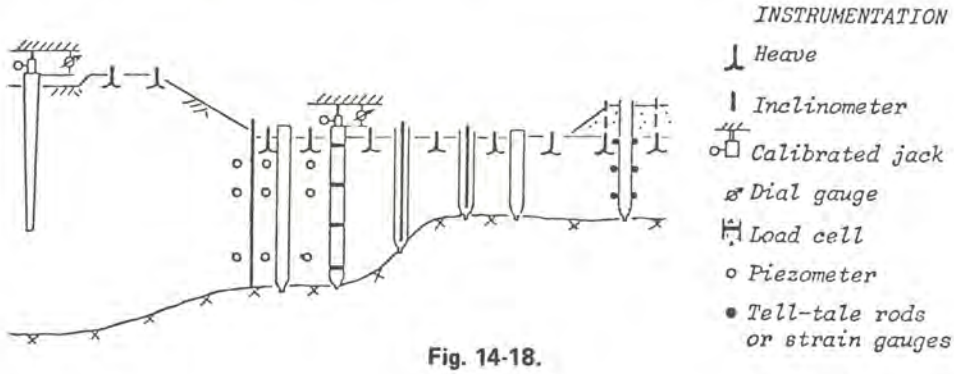


Fig. 14-18.

REFERENCES

Instrumentation applications of this kind are found in references 15 and 16.

CAST-IN-PLACE-PILES

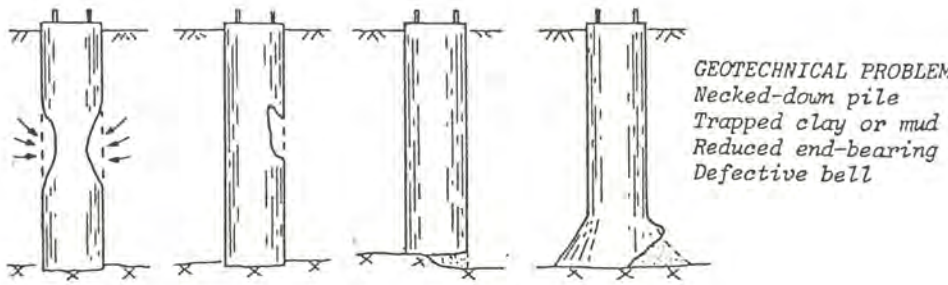


Fig. 14-19.

GENERAL BACKGROUND AND NEED FOR INSTRUMENTATION

Cast-in-place point-bearing piles are commonly used for foundations in soft clay in order to avoid construction problems associated with ground movements caused by driving displacement piles. These piles are made by drilling a hole into the ground and backfilling the hole with fluid concrete. A temporary outer casing is generally required in soft clay and water or drilling mud may be used in advancing the borehole. In this case fluid in the hole is

replaced by tremie concrete as the casing is withdrawn. Although assumptions must be made concerning design parameters for side shear and end bearing for cast-in-place piles, the principal problems encountered with the use of this type of pile in soft clay are not related to design but to matters of construction techniques and control. Instrumentation is required, therefore, primarily for control purposes. The principal instrumentation applications are listed below.

Routine instrumentation for measurement of:

load-deformation characteristics of completed pile.

Specialized instrumentation for measurement of:

integrity of pile and quality of concrete, distribution of vertical load in pile, amount of end bearing and side friction, lateral movements, and profiling of belled pile if visual inspection of bell is not possible.

FUNCTION OF INSTRUMENTATION IN RELATION TO PRINCIPAL GEOTECHNICAL PROBLEMS

The danger of having an undetected flaw in a pile is without doubt the most worrisome aspect of using cast-in-place piles in soft clay. This is particularly so for those cases where the temporary casing is pulled out during concreting, or when the hole is excavated with the aid of a fluid and concrete is placed by the tremie method. In these situations the chances of having a necked-down pile or one containing a pocket of clay or drilling mud trapped between soil and concrete are high. This is particularly true if the contractor is unexperienced or careless. Thus, the main objective of instrumentation is to provide information that can be used to evaluate the soundness of the completed pile. Several possible applications of instrumentation for control purposes are given below.

Load tests demonstrate pile capacity and may indicate defective pile

Conventional load tests will document capacity of pile. Strain gauges, hydraulic load capsules, pressure cells at the base and precision extensometers or other special instruments to monitor load transfer and compressibility will provide information useful to interpretation of pile behaviour. Unexpected low capacity may be because of serious defect in pile, such as a large clay-filled void or that the pile is badly necked down. Large observed settlement of a pile designed to carry significant load in end bearing may be a result of remoulded clay and mud trapped beneath the pile because the bottom of the hole was not properly cleaned before pouring concrete.

Nondestructive methods can be used to investigate integrity of concrete

Continuous diamond core drilling is sometimes used to obtain samples to assess quality of concrete and detect flaws. However, this method is expensive, time consuming and can be complicated and midleading because of alignment problems on long piles. An alternate procedure to detect flaws is to survey the pile with an ultrasonic borehole probe or similar type of device that can detect variations in modulus of elasticity of the concrete. These can be operated in a single hole or cross-hole techniques can be used

depending on the type of instrument and size of pile. The casings required for the survey can be cast integral with the pile during concreting.

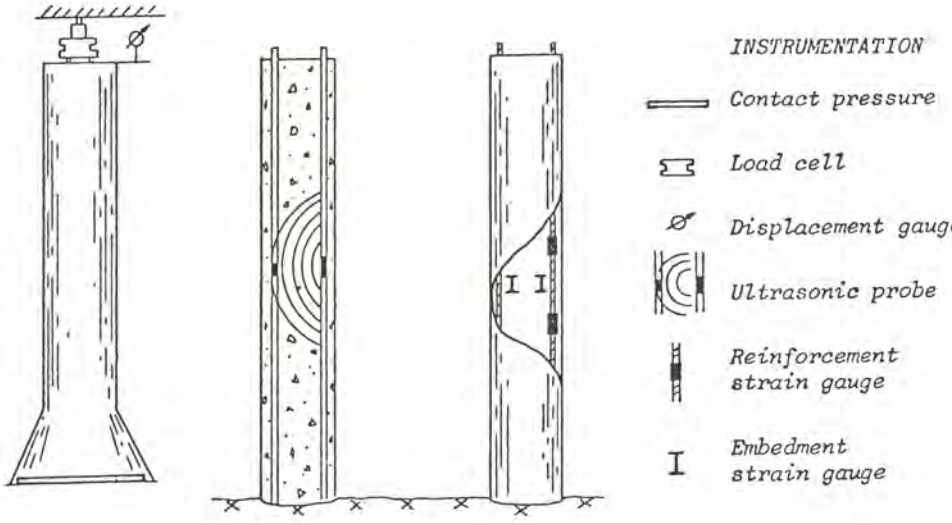


Fig. 14-20.

REFERENCES

Examples of instrumentation of this kind is given in references 17, 18 & 19.

SLURRY TRENCH EXCAVATIONS

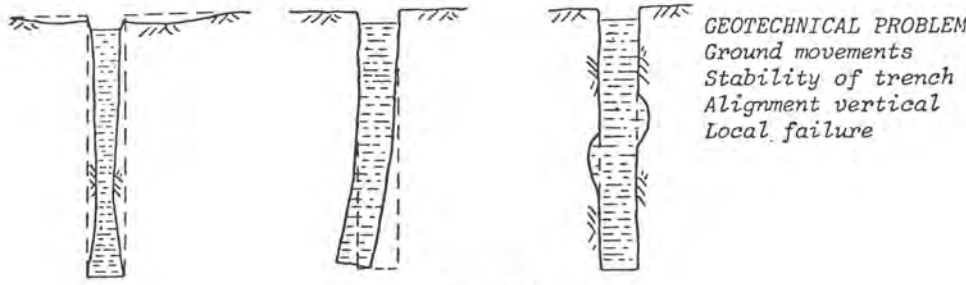


Fig. 14-21.

GENERAL BACKGROUND AND NEED FOR INSTRUMENTATION

Slurry trench excavations, Fig. 14-21, are supported by an internal fluid instead of conventional structural bracing systems such as struts and sheeting. Otherwise the design,

control and performance monitoring problems and also the consequences of a failure are similar to those encountered with braced excavations; consequently the instrumentation requirements are analogous in many ways.

There is, however, one fundamental difference between a conventional braced excavation and a slurry-filled trench that illustrates the need for instrumentation of the later. In a braced excavation an experienced observer can see things, such as, unusually large deformations of the sheeting or signs of overstressing in the bracing system, that may give a warning of unexpected performance or even impending collapse. In many instances serious difficulties have been avoided by initiating remedial action based on simple visual observations alone. On the other hand, it is not possible to see anything in a slurry-filled trench. Therefore, unexpected events and even a failure could occur suddenly and without warning unless a suitable instrumentation program for monitoring the performance of the excavation has been provided for. Monitoring programs for slurry trench excavations in soft clay will generally include the following observations.

Routine instrumentation for measurement of:

settlements, horizontal displacements, level of slurry and ground water table, and physical properties of slurry.

Specialized instrumentation for measurement of:

profiling of trench (width), creep of sides, vertical alignment of excavation, pore pressure in soil, loading and deformations when trench is concreted, stresses and deformations in the completed wall, distribution of water and earth pressure on completed wall.

FUNCTION OF INSTRUMENTATION IN RELATION TO PRINCIPAL GEOTECHNICAL PROBLEMS

Although contractors have extensive experience with the use of slurry to stabilize deep excavations in many types of soil, this construction procedure has not been generally applied to soft clays. For this reason a considerable effort has recently been devoted to instrumentation of slurry trench excavations in soft clays in order to obtain answers to even the most elementary design assumptions.

On slurry trench projects it may not always be feasible or possible to integrate all aspects of planned instrumentation and monitoring programs into the contractor's work routine. Thus a full-scale instrumented test panel at the site may be necessary in order to verify critical design assumptions before the main contract work begins. Common instrumentation philosophy and applications are given below for a single panel excavation.

Ground movements provide simple and reliable indications of stability

Monitor settlement of ground surface, guide walls and adjacent structures. Settlements may be quite small and settlement rate is a key factor in evaluating overall stability. Therefore include at least one precision settlement gauge close to the excavation that can be read quickly and frequently. Install at least one inclinometer casing close to the edge of the excavation and monitor horizontal displacements frequently.

Position of ground-water table relative to level of slurry is important

Monitor elevation of top of slurry inside the excavation as well as the elevation of ground-water table near to and remote from the excavation. Account for unexpected loss of slurry.

High density slurry is expensive and can complicate concreting operations

Some form of observational program is required in order to establish the acceptable minimum density of the slurry to be used on a project. This fundamental parameter can be evaluated of course on the basis of a series of full scale tests using slurries of different density, but this is not always practical or economical. An alternate procedure is to excavate one panel using a slurry with a high initial density and subsequently diluting the slurry in stages until the observed deformations or rate of deformation become excessive or a collapse occurs. Tests of this kind require very accurate and frequent measurements of settlement and horizontal displacements in order to correlate creep rate to density and time. Measurements of pore pressure versus time are also valuable in this respect. To obtain adequate creep data for the inward movement of the walls, it is advisable to install extensometers inside the trench at a number of levels.

End effects influence the maximum length of panel that can be excavated

The limiting length to width ratio for which a single panel can be excavated safely can be established on the basis of full scale test panels of varying length. Comprehensive measurements of the displacement field are needed to evaluate the restraint provived by the soil at the ends of a trench.

Configuration of completed excavation may deviate from designed shape

As it is not possible to examine visually a completed excavation, one must rely entirely on instrumentation for a final inspection. The width of the excavated panel at any point can be determined with remote reading caliper tools lowered into the trench. The same instrument can also be used to search for local failures or overbreak particularly in fissured clay where blocks of material may fall out during or subsequent to excavation.

Errors in vertical alignment may have serious consequences on certain applications. Verticality can be measured using conventional inclinometer surveying techniques inside flexible casing lowered temporarily into the trench and pressed against one side by small pneumatic jacks, for example.

How long may an excavated panel be kept open?

As a rule contractors will complete a section of slurry trench wall as quickly as possible in order to minimize the time the excavation is kept open. There are occasions, however, when an excavated panel must be kept open for longer periods of time and the effect of time on overall stability becomes an important factor to consider. One way to evalute this factor is to monitor settlements and lateral displacements very carefully with time, as described above, and make a conclusion based on the magnitude of observed deformations and whether the rate of deformation is increasing or decreasing with time. Trends in measured pore pressure in the surrounding soil can also serve as a guide to indicate how fast overall stability is deteriorating with time.

Local stability of excavation may be uncertain during concreting

Filling a deep slurry trench excavation with fresh concrete causes a significant increase in loading on the bottom and sides of the trench with respect to the slurry that is displaced. As a result large local deformations may occur in very soft clay, and there may even be a chance of a bearing capacity type failure of the bottom or sides of the excavation during concreting. Therefore lateral deformations and settlements and pore pressures, if available, should be monitored closely during concreting of the first panel.

Cast-in-place diaphragm walls can be instrumented for performance measurements

Embedment strain gauges and instrumented reinforcing steel or similar instruments can be attached to the reinforcing steel cage before it is lowered into the trench. If the completed wall is to be used as a earth retaining structure, inclinometer casings for

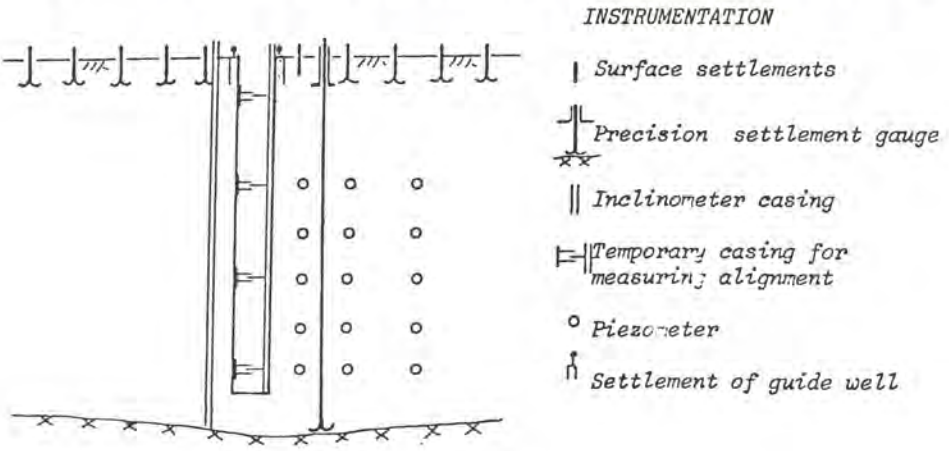


Fig. 14-22.

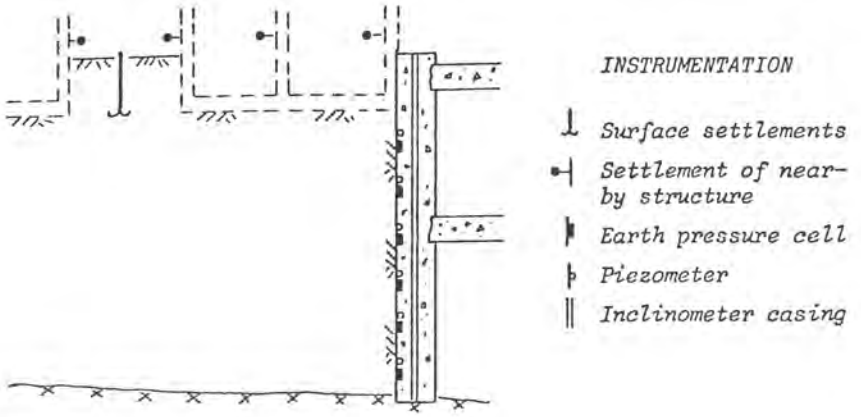


Fig. 14-23.

measurements of horizontal displacements can be installed prior to concreting. Furthermore, special procedures have been developed for installation of transducers flush with the surface of the final wall for subsequent monitoring of earth pressure and pore pressure on the completed wall.

REFERENCES

Instrumented slurry trench projects are described in reference 20 and 21.

SUMMARY OF PRESENT DAY INSTRUMENTATION CAPABILITY FOR SOFT CLAY

In the eight preceding examples, which illustrates contemporary instrumentation concepts and procedures for projects involving soft caly, it is readily seen that a number of fundamental measurements are common to many of the cases presented. The following comments are given in an attempt to indicate the state-of-the-art concerning our ability to use present day measurement techniques an instrumentation systems to carry out these basic measurements.

Ground settlements are relatively easily measured.

Surface settlements are generally measured by optical leveling. Tell-tale rod installations can be used for optical leveling or mechanical measurements of deep settlements. Subsurface settlements can also be determined using extensometers based on a variety of mechanical, magnetic, inductive and hydraulic sensors that detect the position of devices implanted in the ground, generally in a borehole.

Bottom heave measurements are difficult.

In principle heave of the bottom of an excavation can be determined by means of the same borehole techniques used to measure deep settlements. In practice, however, heave data is difficult to obtain, primarly because it is almost impossible to prevent damage to the installations during excavation of the soil surrounding or covering the burried instrumentation. In some instances the measurements can be quite misleading as the heave instrumentation may unknowingly have been accidentally knocked out of position or displaced up or down by excavating machinery.

Horizontal displacements can be measured.

Borehole inclinometers that are used to survey special casings mounted on retaining walls, piles and structures or installed in boreholes are now almost universally used for monitoring lateral deformations of the ground and horizontal displacements of structures. Numerous commercial instruments are available that have the resolution and repeatibility needed for these observations, but measurements are time consuming and require a considerable amount of computations. In some cases fixed inclinometer installations are preferred in that the angular displacement of a point in the ground or on a structue can be continuously monitored.

Groundwater table and pore pressure measurements are routine matters.

Open standpipes can be used to monitor variations in ground-water level. Inflow of surface water must be prevented, otherwise serious errors in interpretation of data may occur. Measurement of pore water pressure in the ground is now a relatively straight forward task, as there are available a large number of reliable commercial piezometers of varying cost and complexity ranging from simple hydraulic standpipes to sophisticated electronic sensors that can be recalibrated in the ground.

We can measure pore pressure with success, this is true, but we do not always know where to measure it or at how many points. This is sometimes the most difficult aspect of the problem. The number and locations of the piezometers installed behind an open cut in 1957 and 1971 as shown in Fig. 14-24 illustrates the general trend in thinking that has evolved as a result of practical experience and a better appreciation of the complexity of the phenomenon.

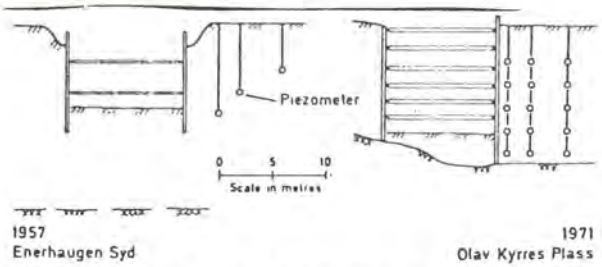


Fig. 14-24. Piezometer installations behind two open cuts that illustrates change in attitude regarding number and location of instruments. (After Ref. 1).

Strut load measurements are reliable.

Strut loads, anchor loads and similar measurements can be determined with a high degree of confidence using several types of strain gauges, calibrated load cells or by determining the force required to free a loaded strut or anchor by means of an auxiliary calibrated jack. If strain gauges are used, as a general rule it is advisable to install more than one gauge per strut.

Strains in structures can be measured with varying degrees of confidence.

Surface strains in most structures can be measured with sufficient accuracy using mechanical or electrical strain gauges of various types. Most steel structures present no serious problem; however, interpretation of data from some structures may be difficult, as for example with sheetpile walls because of high local stresses developed during pile driving. Strain gauging of concrete structures may be troublesome even though the same general techniques used for steel structures can be used to monitor strains on the surface of concrete members. The conversion from strain to stress or load is much more uncertain for concrete; furthermore, stresses and strains developed in concrete during hardening and curing often complicate design of instrumentation and interpretation of results.

Internal strains in concrete are without doubt more difficult to measure than surface

strains. Embeddment strain gauges, stress meters and instrumentated reinforcement are generally used for this purpose. Cast-in-place concrete piles are relatively easy to instrument for strain measurements, but strain-gauged precast concrete piles that are driven into the ground are difficult to deal with because the strain readings may be greatly influenced by cracks that develope in the concrete during driving.

Earth pressure distributions on structures can be measured.

These specialized measurements can be made with considerable success in soft clay by means of pressure transducers provided that the instruments satisfy basic criteria and are installed properly. However, the cost is high because of the large number of sensors required to give a reliable picture of the pressure distribution on most structures. Earth pressure measurements on a plane surface are done without serious difficulty, but observations on an irregular surface often fall into the difficult-to-interpret category. Observations of earth pressure on a sheetpile wall fall into the latter group. The instrumentation problem presented by a sheetpile wall is that because of the corrugations in the wall the transducers for monitoring pressure must be placed either on the inside or on the outside of the corrugations as illustrated in Fig. 14-25 below. In the figure an actual set of measurements is shown for two pressure gauges mounted on the same pile and at the same depth in soft clay. Typically p_1 and p_2 are equal immediately after pile driving as shown in the figure, but later because of consolidation and arching or movements of the sheeting they seldom remain equal.

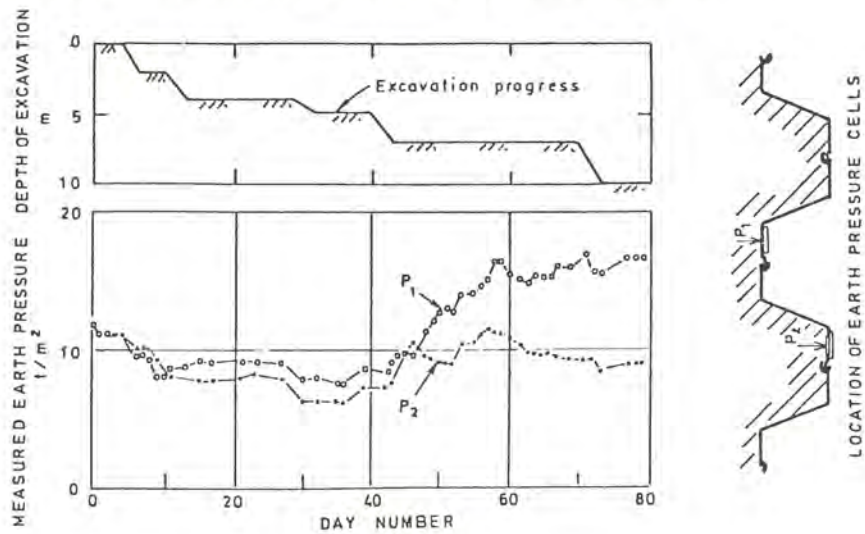


Fig. 14-25.

FUTURE RÔLE OF INSTRUMENTATION

Because of uncertainties in the design and construction of many geotechnical engineering projects in soft caly, field instrumentation has been used significantly as an aid in solution of these geotechnical problems for many years in the past. There will probably not be any deviation from this procedure in the future either because there is little chance

that our theories or design procedures and constructon practice will ever become so reliable and foolproof that field instrumentation will no longer be needed. Instrumentation has been, is, and always will be one of the most important implements in our geotechnical tool box.

With the advent of large digital computers and numerical techniques like the finite element method, the initial feeling was that there may be a de-emphasis on field instrumentation since our analytical capability increased so tremendously. However, rather the opposite has happened.

Instrumentation today is far more important as a supplement to analytical methods than in the past. With field instrumentation we can provide a check on these more advanced analytical predictions and herein lies the promise of real improvements in the state-of-the art in geotechnical egnineering.

REFERENCES

(1) **DiBiagio, E. (1975)**
Field instrumentation – a geotechnical tool.
Baltic Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1. Gdansk 1975. Proceedings, Vol. 1, pp. 37–59.
Also publ. in: Norwegian Geotechnical Institute. Publication, 115, 1977.

(2) **Karlsrud, K. and Myrvoll F. (1976)**
Performance of a strutted excavation in quick clay.
European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6. Wien 1976. Proceedings, Vol. 1.1, pp. 157–164.
Also publ. in: Norwegian Geotechnical Institute. Publication, 111.

(3) **Cunningham, J. A. and Carpenter L. D. (1975)**
Monitoring of two braced excavations in Chicago.
American Society for Testing and Materials. Symposium on Performance Monitoring for Geotechnical Construction, Wash., D. C. 1974.
ASTM Special technical publication, 584, pp. 20–31.

(4) **Eide, O. and Holmberg, S. (1972)**
Test fills to failure on the soft Bangkok clay.
American Society of Civil Engineers. Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures. Purdue Univ., Lafayette, Ind. 1972. Proceedings, Vol. 1, Pt. 1, pp. 159–180.
Also publ. in: Norwegian Geotechnical Institute. Publication, 95, 1973

(5) **McKenna, J. M. and Roy, M. (1974)**
Performance of the instrumentation used to monitor the M5 motorway embankments built on soft ground between Edithmead and Huntworth. Field Instrumentation in Geotechnical Engineering; Symposium org. by the British Geotechnical Society 1973. London, Butterworths, pp. 275–286.

(6) **Ladd, C. C. (1972)**
Test embankment on sensitive clay.
American Society of Civil Engineers. Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures. Purdue Univ., Lafayette, Ind. 1972. Proceedings, Vol. 1, Pt. 1, pp. 101–128.

(7) **Rebull, P. M. (1972)**
Earth responses in soft ground tunnelling.
American Society of Civil Engineers. Specialty Conference on Performance of Erath and Earth-Supported Structures. Purdue Univ., Lafayette, Ind. 1972. Proceedings, 1, Pt. 2, pp. 1517–1535.

(8) **Müller-Salzburg, L. and Spaun, G. (1977)**
Soft ground tunnelling under buildings in Germany.
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 9. Tokyo 1977. Proceedings, Vol. 1, pp. 663–668.

(9) **Peck, R. B. (1969)**
Deep Excavations and tunneling in soft ground; state-of-the-art report.
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7. Mexico 1969. State of the art volum, pp. 225–290

(10) **Blondeau, F. and Queyroi, D. (1976)**
Rupture d'une fouille experimentale dans les alluvions recentes fortement plastiques.
European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6. Wien 1976. Proceedings, Vol. 1.1, pp. 4–14

(11) **Wilson, S. D. and Hilts, D. E. (1972)**
Instrumentation applied to slope stability problems.
American Society of Civil Engineers. Proceedings, Vol. 98, No. TE 3, pp. 563–576.

(12) **Tice, J. A. and Sams, C. E. (1974)**
Experiences with landslide instrumentation in the Southeast. Transportation Research Record, No. 482, pp. 18–29.

(13) **Ostermayer, H. (1975)**
Construction, carrying behaviour and creep characteristics of ground anchors.
Conference on Diaphragm Walls and Anchorages. London 1974. Proceedings, pp. 141–151.

(14) **Oosterbaan, M. D. and Gifford, D. G. (1972)**
A Case study of the Bauer earth ancor.
American Society of Civil Engineers. Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures. Prudue Univ., Lafayette, Ind. 1972. Proceedings, Vol. 1, Pt. 2, pp. 1391–1401.

(15) **Fellenius, B. H. and Haagen, T. (1968)**
Pålkraftmätare. (Pile force gauge).
Väg och vattenbyggaren, Nr. 12, pp. 781–782. Also publ. in: Ingeniörsvetenskaps-akademien, Stockholm. Pålkommissionen.
Särtryck och preliminära rapporter, 18.

(16) **Johannessen I. J. and Bjerrum, L. (1965)**
Measurement of the compression of a steel pile to rock due to settlement in the surrounding clay.
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6. Montreal 1965. Proceedings, Vol. 2, pp. 261–264.
Also publ. in: Norwegian Geotechnical Institute. Publication, 65.

(17) **Frischmann, W. W. and Fleming, W. G. K. (1962)**
The use and behaviour of large diameter piles in London clay.
Civil Engineering and Public Works Review, Vol. 57, No 676, pp. 1449, 1451.

(18) **Whitaker, T. (1963)**
Load cells for measuring the base loads in bored piles and cylindrical foundations.
Building Research Station, Garston. Current papers. Engineering series, 11. 9 p.

(19) **Paquet, J. (1969)**
Controle des pieux par carottage sonique.
Institut technique du batiment et des travaux publics, Paris. Annales, Vol. 22, No 262, pp. 1486–1501.

(20) **DiBiagio, E. and Myrvoll, F. (1972)**
Full scale field tests of a slurry trench excavation in soft clay.
European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5. Madrid 1972. Proceedings, Vol. 1, pp. 461–471.
Also publ. in: Norwegian Geotechnical Institute. Publication, 91.

(21) **Uff, J. F. (1970)**
In situ measurements of earth pressure for a quay wall at Seaforth, Liverpool.
Conference on In Situ Investigations in Soils and Rocks. London 1969. Preceedings, pp. 229–239. Publ. by British Geotechnical Society.

PRAKTISK BRUK AV BORHULLSEKSTENSOMETRE I GRUVER

Practical use of borehole extensometers in mines.

Dr.ing. Arne Myrvang, Institutt for gruvedrift, NTH.

SAMMENDRAG

Artikkelen gir en kort beskrivelse av borhullsekstensometrets hovedprinsipp. Deretter beskrives 6 case hostories fra norske bergverk.

SUMMARY

This paper gives a short description of the main operation principles of borehole extensometers. Then 6 case histories from Norwegian mines are presented.

1. INNLEDNING

I de senere år har en innen norsk bergverksindustri kunnet registrere en stigende interesse og et øket behov for kontroll av bevegelser i større bergmassiver. Dette gjelder både i forbindelse med underjordsdrift og dagbruddsdrift. En metode som i mange tilfeller ser ut til å ha mye for seg, er bruk av borhullsekstensometer. Innen bergverksindustrien er det hittil såvidt vites montert i alt 7 ekstensometre av forskjellige typer. Borhullslengden har variert mellom 10 og 85 m. Ytterligere 4 – 6 ekstensometre vil bli montert i løpet av kommende år.

2. FORSKJELLIGE TYPER AV EKSTENSOMETRE

Alle borhullsekstensometre har samme hovedprinsipp: Et borhull (hammerboret eller diamantboret) bores inn i det usikre området fra en tilnærmet stabil posisjon. Det kan også gjøres omvendt, idet borhullet bores fra en potensiell usikker posisjon inn til fast berg. I borhullet festes ankre på ulike dyp, og relativbevegelsen mellom ankrene og borhullets munning måles. Ut fra disse bevegelsene kan en vurdere bergets generelle stabilitet. Bevegelsen overføres enten ved hjelp av forspente strenger eller via stenger. For nærmere beskrivelse av forskjellige typer henvises til (1) eller (2). Det skal imidlertid påpekes at borhullsekstensometre ikke er presisjonsinstrumenter. Praktisk målnøyaktig er neppe bedre en ± 1–2 mm for strengekstensometre og ± 0.1–0.5 mm for stangekstensometre. Hensikten med ekstensometrene er å registrere større bevegelser i forbindelse med f.eks. en rasutvikling. Ellers kan det nevnes at avlesning kan foretas mekanisk ved hjelp av måleur eller skyvelær, eller elektronisk. Det siste muliggjør fjernavlesning via kabel.

3. EKSEMPLER PÅ BRUK AV BORHULLEKSTENSOMETRE

3.1 Skorovas Gruber (fig. 15-1)

Problemstilling: Ca. 30% av malmen står igjen i form av pilarer. En del av disse pilarene skal fjernes eller er blitt fjernet. For å føre kontroll med hengens stabilitet over en av pilarene er det installert et borhullsekstensometer av strengtype med 6 anker som antydet.

Ekstensometret ble montert i september 1973. Størsteparten av pilaren under ekstensometret er fjernet uten at en har kunnet registrere setninger av betydning. Man har tvertimot kunnet registrere en viss bevegelse oppover. Hvorvidt dette er reell bevegelse eller om det skyldes en viss strekking av trådene er vanskelig å si, men bevegelsene er i alle fall små (1–2 mm).

3.2 Løkken (fig. 15-2)

Problemstilling: Røving av pilarer i gruva har forårsaket oppsprekking helt opp til dagen. Disse sprekkene sprer seg bl.a. mot Bjørnlivannet og mot Wallenberg sjakt.

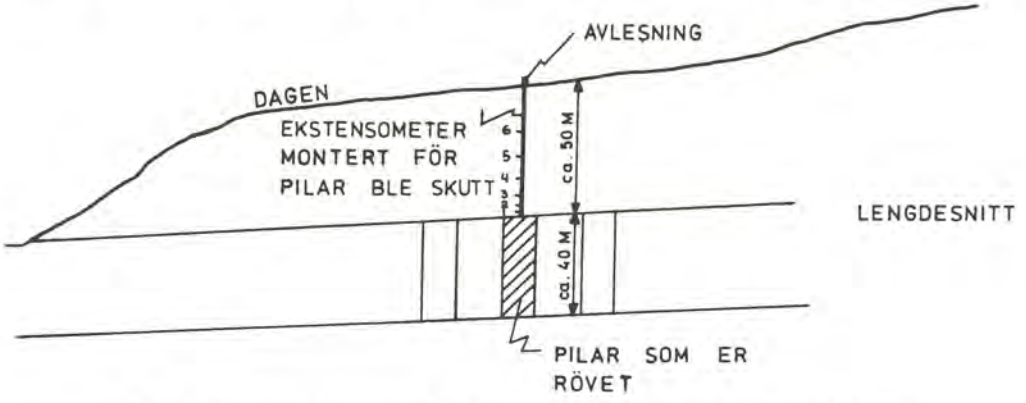


Fig. 15-1. Skjematiske opplegg for borhulls-ekstensometermålinger i Skorovas.

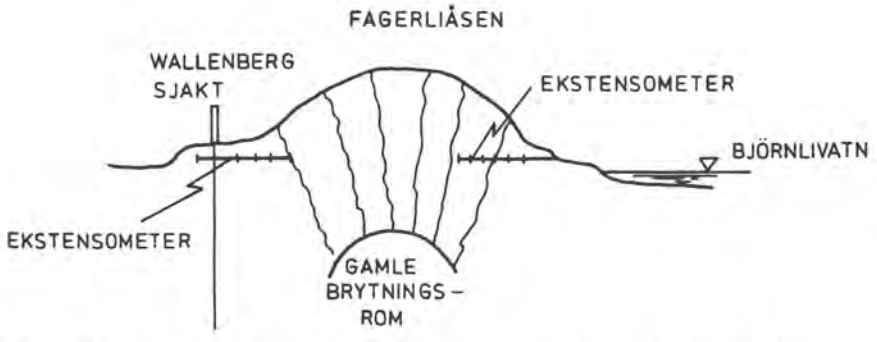


Fig. 15-2. Skjematisk opplegg for borhulls-ekstensometermålinger på Løkken.

For å kontrollere disse er det montert et strengekstensometer av amerikansk type med 6 anker i et horisontalt hull boret fra en vegskjæring i dagen, og et strengekstensometer av svensk type med 4 anker i et horisontalt hull boret fra adkomststollen til Wallenberg sjakt. Ekstensometrene ble montert i oktober 1973. Bare ubetydelige bevegelser er registrert.

3.3 Rødsand Gruber (fig. 15-3)

Problemstilling: I forbindelse med utrasingene ved Rødsand i februar 1974, ble det under sikringsfasen etter raset behov for å kontrollere det gjenstående berg ut mot fjorden. Et stangekstensometer av tysk type med et anker ble montert i et 85 m langt borhull. Ekstensometret ble kontinuerlig avlest under hele sikringsperioden uten at man hadde endringer av betydning. Ca. 2 måneder etter raset fikk man imidlertid en viss bevegelse. Frem til juli måned hadde man en total bevegelse på ca. 1.3 mm. Deretter stabiliserte avlesningene seg igjen. Dette skyldes trolig bevegelser i massene, selv om noe av utslaget kan skyldes temperatureffekter. Bevegelsene er imidlertid så små at det neppe har noen særlig betydning.

3.4 Altermark Talkgrube (fig. 15-4).

Problemstilling: Man hadde mistanke om at en etasjepilar ikke var stabil. Det gjensto en god del malm som måtte transporteres over den ustabile strekning. Et stangekstensometer av tysk fabrikat med 2 anker ble derfor montert som vist. Ekstensometret ble montert i

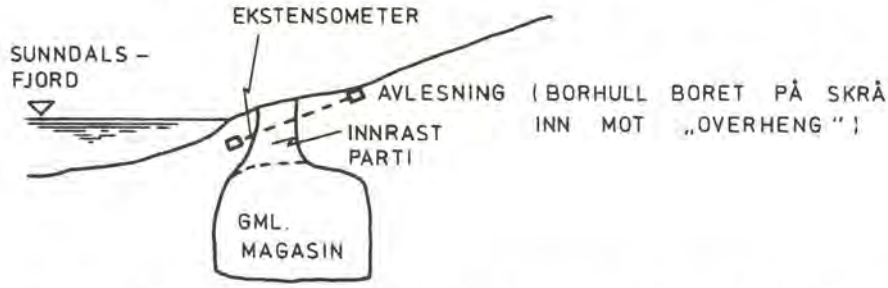


Fig. 15-3. Skjematisk opplegg for borhulls-ekstensometermålinger ved Rødsand.

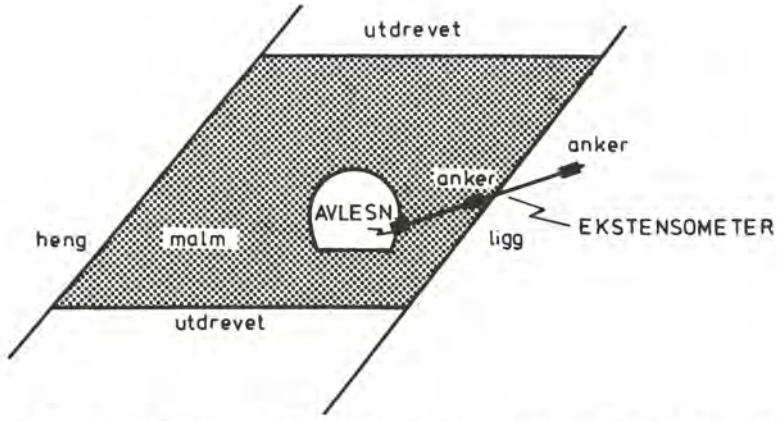


Fig. 15-4. Skjematisk opplegg for borhulls-ekstensometermåling ved Altermark.

oktober 1973. Over noen måneder ble det avlest flere ganger pr. skift. I alt ble det målt en deformasjon på ca. 25 mm mellom ligg og etasjepilar. Disse bevegelsene var imidlertid ikke aksellererende, og uttransporteringen av restmalmen ble foretatt uten uhell.

3.5 Norcem avd. Langøen (fig. 15-5).

Problemstilling: Man har i forbindelse med dagbruddsdrift på Langøen hatt noen tilfeller av innbrudd av saltvann via sprekker som har oppstått ved sprengning. En slik sprekk skjærer inn i en nyåpnet del av bruddet. For å føre kontroll med om sprekken åpner seg etterhvert

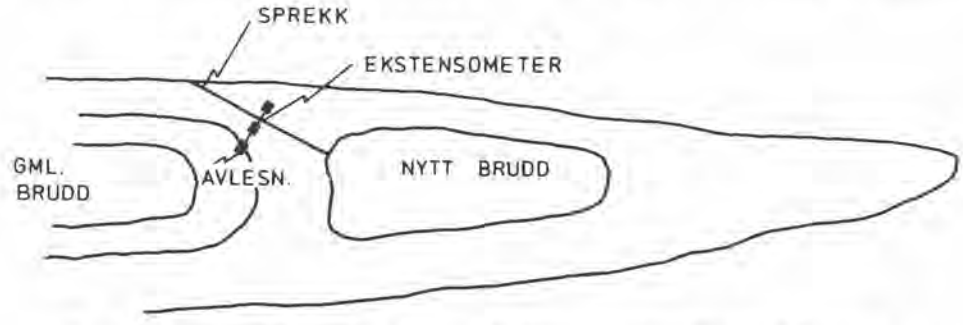


Fig. 15-5. Skjematisk opplegg for borhulls-ekstensometermålinger på Langøen.

som driften går fremover, er det installert et stangekstensometer av tysk type med to anker. Ekstensometret ble montert i november 1974 og demontert i november 1976 uten at bevegelser av betydning hadde vært registrert.

3.6 Norcem avd. Dalen (fig. 15-6)

Problemstilling: Utrasning av pilarer i gruva medførte at en ganske stor hengflate sto uten understøtter. For å føre kontroll med hengens bevegelse ble det montert et strengekstensometer av amerikansk type med 6 akser som antydet på fig. 15-6. Ekstensometret ble montert i april 1973. Man har registrert en viss bevegelse oppover (1–4

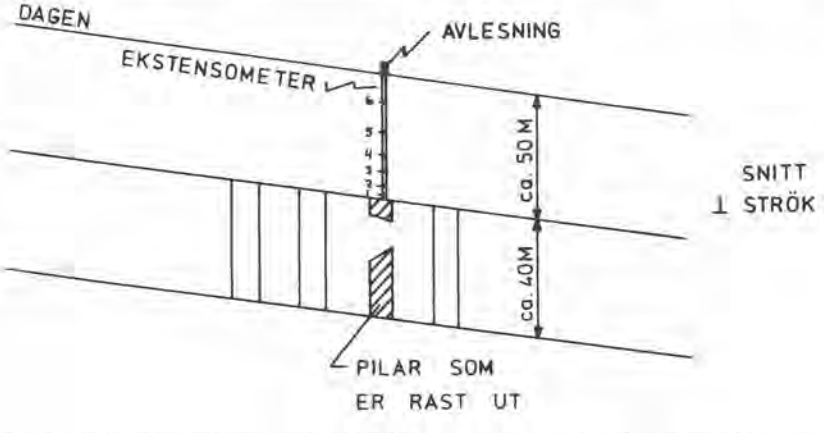


Fig. 15-6. Skjematisk opplegg for borhulls-ekstensometermåling ved Dalen

mm), hvilket høyst sannsynlig skyldes temperatureffekt og en viss strekking av trådene med tiden. Området har siden vært stabilt. Det store raset som gikk ved Dalen i september 1976 foregikk i en annen del av gruva. Avlesninger foretatt på ekstensometret etter raset har ikke vist noen tegn på ras i dette området.
I forbindelse med kontroll av det store raset vil det bl.a. bli montert borhullsekstenometre langs kanten av raset.

4. KONKLUSJON

I de tilfeller hvor ekstensometre har vært brukt, har en i de fleste tilfeller hatt små bevegelser. Dette er imidlertid et resultat som har vært gunstig på grunn av de rådende forhold. Større bevegelser kan selvsagt komme med tiden. Ekstensomtermåling løser selvsagt ikke alle problemer i forbindelse med stabilitetskontroll. Bl. a. har man ingen garanti mot at utrasninger skjer utenom "aksjonsradius" for ekstensometret. Når ekstensometrene plasseres omhyggelig ut fra de rådende geologiske forhold, vil man imidlertid kunne få et bedre bilde av den generelle stabilitet i massene, hvilket kan være av meget stor betydning for sikkerhetsmessige og driftsmessige vurderinger.

REFERANSER

(1) Myrvang, A: "Prinsippene for en del bergmekaniske målemetoder. Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk 1973 Tapir, Trondheim 1974.

(2) Myrvang, A: "Ekstensometermålinger". Teknisk rapport nr. 34/1 BVLI, Trondheim 1976.

(3) Haugen, A. og Myrvang, A: "Store brytningsrom ved Skorovas Gruber". Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk 1974. Tapir, Trondheim 1975.

(4) Geis, H. P.: "Raset ved Rødsang Gruber, 2. febr. 1974". Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk 1974. Tapir, Trondheim 1975.

(5) Smemo, Ø.: "Bruk av bergmekaniske målinger ved Dalen Grube". Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk 1973. Tapir, Trondheim 1974.

BERGMEKANISKE MÅLINGER I MASKINSAL FOR SIMA KRAFTVERK

Rock mechanics measurements in Sima hydro power station.

Sivilingeniør Per Magnus Johansen, Norges Geotekniske Institutt.

SAMMENDRAG

Foredraget beskriver detaljert måleopplegget for deformasjonsmålingene i stasjonshallen for Sima kraftverk. Stasjonshallen ligger i massiv grunnfjellsgneis. Resultater fra bergtrykksmålinger og observasjoner av bergslag diskuteres. Deformasjonsmålingene er utført ved hjelp av geodetiske målinger på innstøpte målebolter og svingende streng ekstensometre. Erfaringene ved metodene og resultatene diskuteres. Hallen er sikret med bolting i heng og vegger og armert sprøytebetong i hengen.

SUMMARY

The article describes in detail the scheme for the deformation measurements in the machine hall in the Sima hydro power plant. The machine hall is located in massive precambrian gneisses. Rock spalling phenomena and the rock pressure measurements are discussed. The deformation measurements have been done by both geodetical surveying on bolts and by vibrating wireextensometers. The experience gained with the methods and the results are discussed. The machine hall has been supported with rock bolts and sprayed concrete.

1. KRAFTSTASJONSHALLEN I SIMA ER EN AV VERDENS STØRSTE I UTSPRENGT VOLUM MED SINE 92000 fm^3.

Norges Geotekniske Institutt er ved Eidfjordanleggene av Norges Vassdrags- og Elektrisitetsvesen engasjert som konsulenter ved byggingen av dammer og ved ingeniørgeologiske spørsmål i forbindelse med kraftstasjonen og tilhørende tilløpstunnelser.

Kraftstasjonen ligger innerst i Simadalsfjorden (se fig. 16-1.) og vil få 4 turbiner på tilsammen 1120 MW. Produksjonen pr. år vil bli 7456 GWh. Kraftstasjonshallen har et spenn på ca. 20 m, er ca. 200 m lang og har en "typisk" høyde på 45 m i turbingropene.

NGI vil benytte anledningen til å takke NVE for godt samarbeid under planlegging, montering og avlesninger ved måleopplegget for Sima Kraftverk.

2. GRUNNFJELLSGNEISEN I KRAFTSTASJONSOMRÅDET ER LITE OPPSPRUKKET, MEN HØYE SPENNINGER HAR GITT TIL DELS VANSKELIGE DRIFTSFORHOLD.

Det var tydelige tegn til høye spenninger i dalsidene i Simadalen (se fig. 16-2.), og man måtte vente sprakefjell i kraftstasjonsområdet.

De første 200 m av A-tunnelen ble drevet i granitt, og deretter kom man inn i den noe

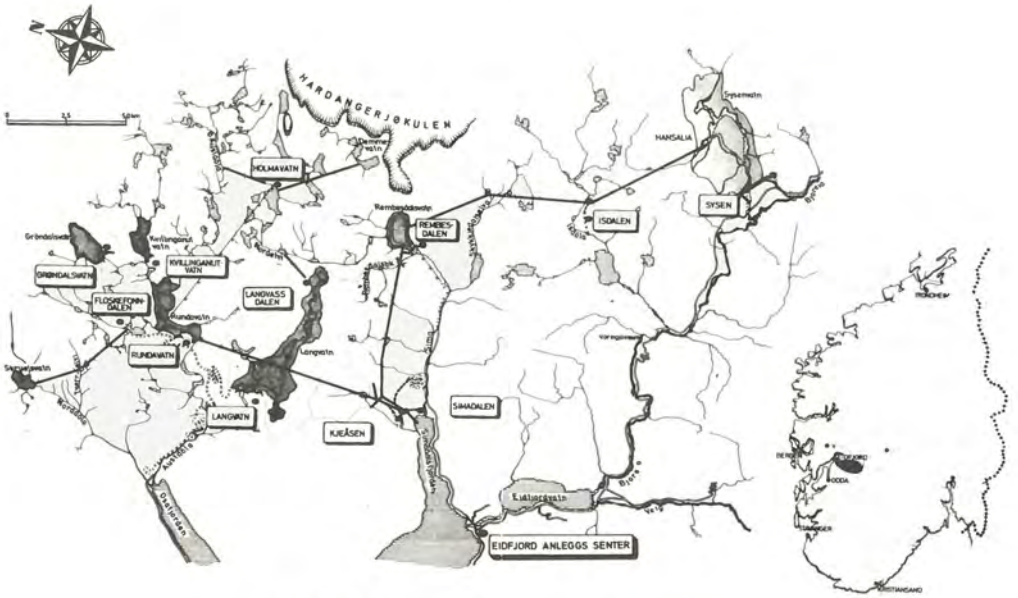


Fig. 16-1. Oversikt over Eidfjordanleggene.

Fig. 16-2. Tegn på høye spenninger i dalsiden over adkomsttunnel til Sima kraftstasjon.

varierende grunnfjellsgneisen. Sprakefjell hadde man fra ca. pel 30, og fra ca. pel 40 hadde man til dels sterkt sprak, særlig oppe i venstre side. Det er her brukt sikring på stuff med ekspansjonsbolter og store trekantplater.

Fig. 16-3. viser oversikt over kraftstasjonsområdet. Hovedsprekkesystemet er på 70 og 85^{g}N, oftest med et østlig fall (parallelt dalsiden). Foliasjonen ligger noe vest for nord med varierende vestlig fall.

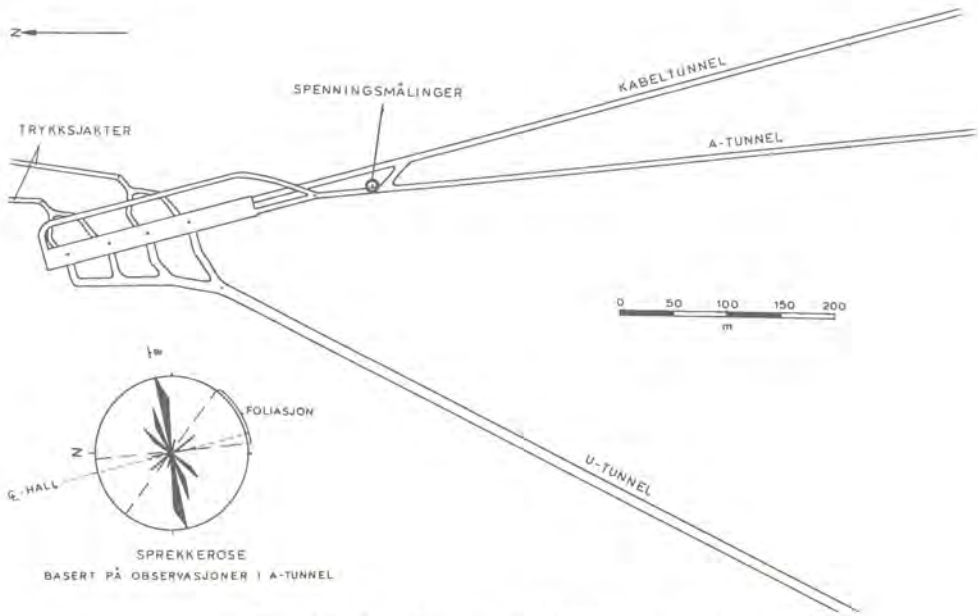


Fig. 16-3. Oversikt over kraftstasjonsområdet.

3. BERGTRYKKSMÅLINGENE VISER TYDELIG AT BERGMASSIVET ER PÅVIRKET AV ANDRE ENN KUN GRAVIMETRISKE PÅKJENNINGER.

Institutt for Gruvedrift, Norges Tekniske Høgskole, foretok i mai 1974 bergtrykksmålinger i A-tunnelen ved pel 60, ca. 100 m fra ytre endevegg av kraftstasjonen (se fig. 16-3.).

Målingene viste at hovedspenningen danner en vinkel på 60^{g} med horisontalen og står noe til høyre for driftsretningen, noe som stemte godt med de observasjoner av sprak som var gjort i A-tunnelen (fig. 16-4).

Største hovedspenning ble målt til 195 kp/cm^2, mellomste hovedspenning ligger nokså flatt og var ca. 95 kp/cm^2, mens minste hovedspenning er 32 kp/cm^2.

Den teoretiske horisontalspenning er ca. 19 kp/cm^2, mens den målte altså er fem ganger større.

De målte mekaniske egenskaper tilsvarer middelverdier for norske grunnfjellsgneiser. Spredningen av resultatene er svært liten, hvilket tyder på homogene forhold.

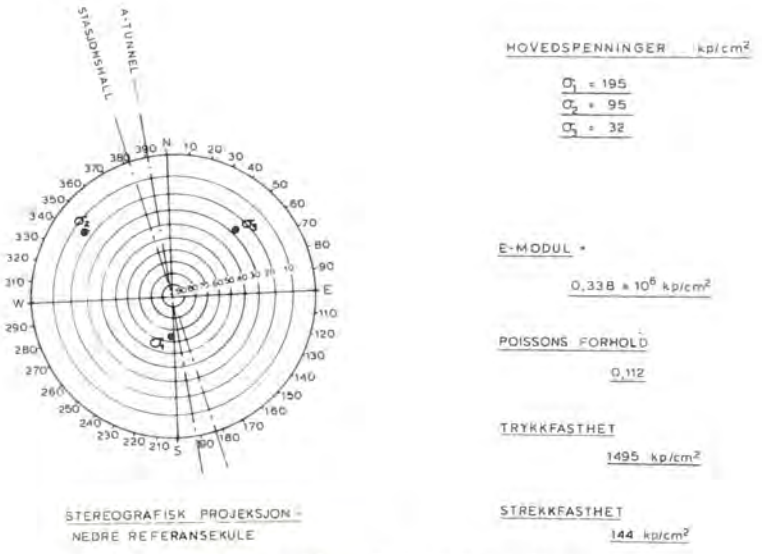


Fig. 16-4. Bergtrykksmålinger i adkomsttunnel.

4. TO TYPER MÅLINGER BLE VALGT FOR Å REGISTRERE DEFORMASJONER I STASJONSHALLEN: ENKLE GEODETISKE MÅLEBOLTER OG SVINGENDE STRENG EKSTENSOMETRE.

Stadig økende størrelse på stasjonshallene gjør det ønskelig å vite noe om hvilke spenninger og deformasjoner som kan opptre i bergmassene. Dette både av hensyn til prosjekteringen og kontroll under utførelsen av sprengningsarbeidene.

De bergmekaniske målingene i stasjonshallen begrenser seg til deformasjonsmålinger. 2 typer målinger blir utført:

1. Geodetiske målinger av innstøpte målebolter.
2. Svingende streng ekstensometre i forskjellige lengder.

Da ekstensometerinstallasjoner er forholdsvis kostbare, ble det lagt opp til et system av få strategisk plasserte ekstensometre supplert med et større antall billigere målebolter for geodetisk registring.

For nøyaktig å måle lengdeendringer i heng og vegg i maskinsalen ble en ny type svingende streng ekstensometer utviklet til bruk i Sima Kraftverk. Disse ekstensometrene blir montert ett i hvert borhull (fig. 16-5. og 16-6.). De registrerer lengdeendringer på 1/100 mm og kan monteres i ønskede lengder.

For å supplere disse målingene ble det valgt et system med geodetiske målinger av innstøpte målebolter (fig. 16-7.). Disse boltene er billige i anskaffelse og montering, og man mente opprinnelig at innmålingen av disse også ville være relativt enkelt å utføre. Boltene ble beskyttet mot steinsprut og støv med en hette som kunne skrues av ved innmåling. Dette viste seg å være et meget tungvint system. Det var tungvint å måtte skru av og på boltene for hver måling. En del bolter ble deformert eller skutt bort. Når man sprengte seg nedover i

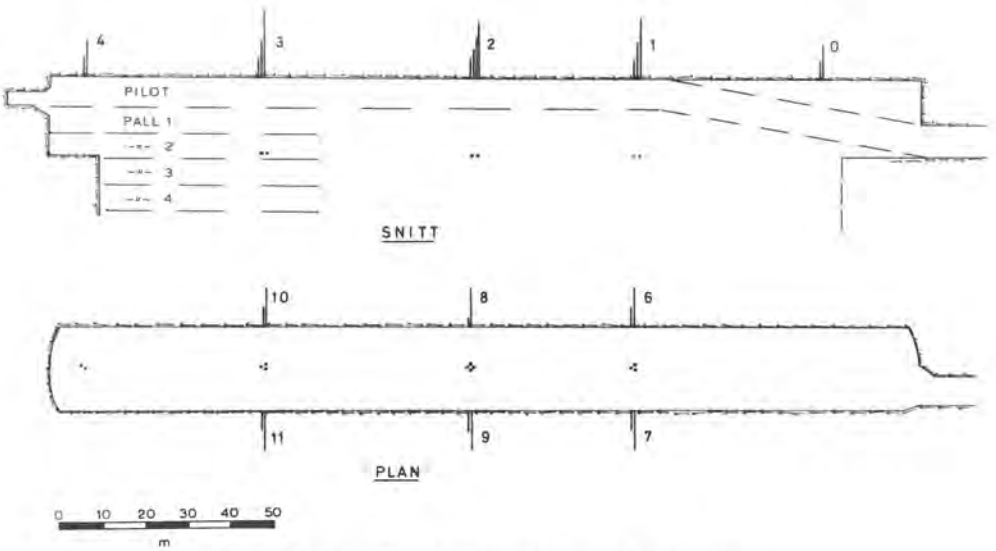


Fig. 16-5. Oversikt – svingende streng ekstensometre.

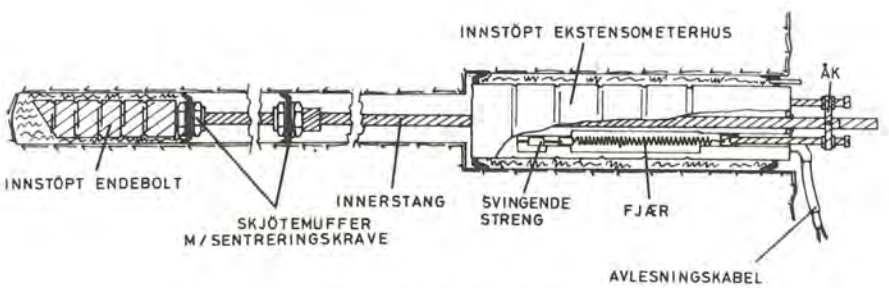


Fig. 16-6. Snitt av ekstensometer.

hallen måtte man dessuten la boltene stå uten beskyttelseshettene. Disse ble da så tilsmusset at de var vanskelige eller helt umulige å se. Som fig. 16-7. viser er ca. 50% av disse boltene nedskutt eller ikke synlige.

De planlagte geodetiske boltene i vegg maskinsalnivå ble derfor utelatt til fordel for enkle, ca. 2 m lange, mekaniske ekstensometre. Disse består av en gjennomgående bolt festet inn i et borhull med ekspansjonshylse. Denne går så fritt gjennom en ekspansjonsbolt ute i hullet slik at man måler den relative lengdeendringen mellom disse med et måleur.

5. MONTERINGEN AV MÅLEUTSTYRET BLE TILPASSET SPRENGNINGS-OPPLEGGET.

Svingende streng ekstensometrene i hengen ble montert ettersom pilottunnelen ble drevet, ca. 20 m bak stuff (se forøvrig fig. 16-8. til 16-11.). De geodetiske måleboltene i hengen ble montert og innmålt etter toppstollstrossen. Både de mekaniske og svingende

streng ekstensometrene i maskinsalvegg ble montert etter at man var ferdig med presplitten fra maskinsalgulvnivå og ned.

Målingen av ekstensometrene blir utført av anlegget ca. en gang pr. uke, noe hyppigere i tiden rett etter montasjen.

De geodetiske måleboltene blir innmålt fra en utsprengt målenisje i indre stasjonsvegg hvor også samlekablene for svingende streng ekstensometrene i hengen er ført.

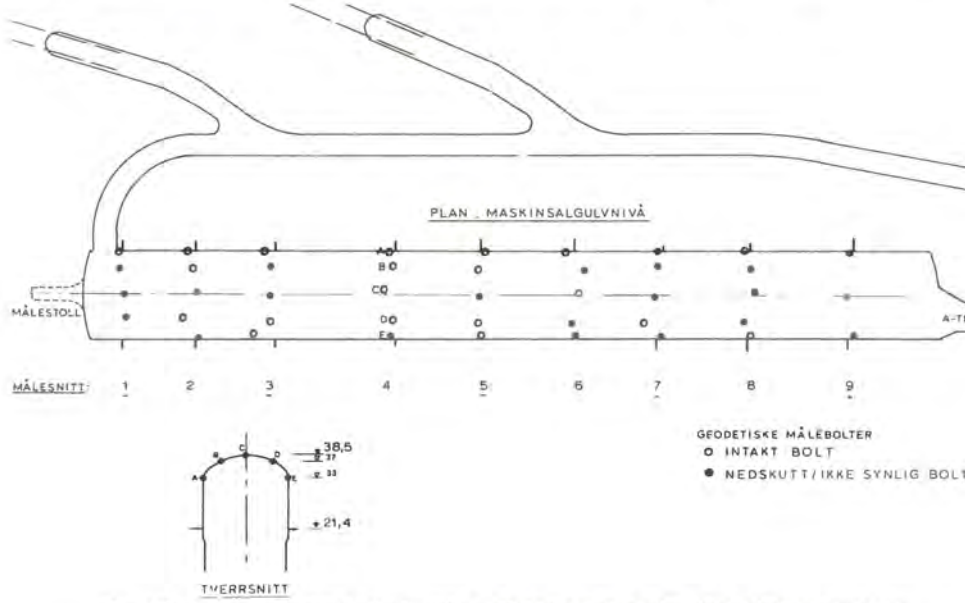


Fig. 16-7. Oversikt over geodetiske målebolter og mekaniske ekstensometre.

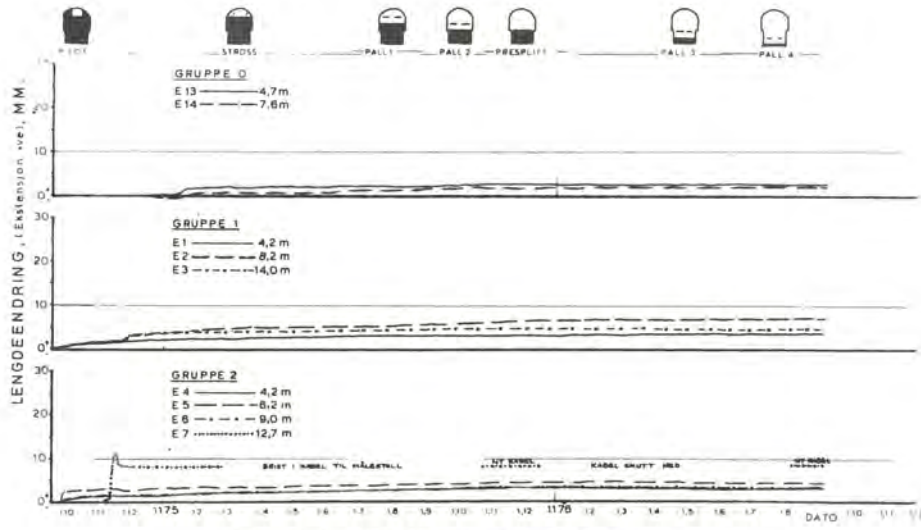


Fig. 16-8. Målte lengdeendringer i hengen.

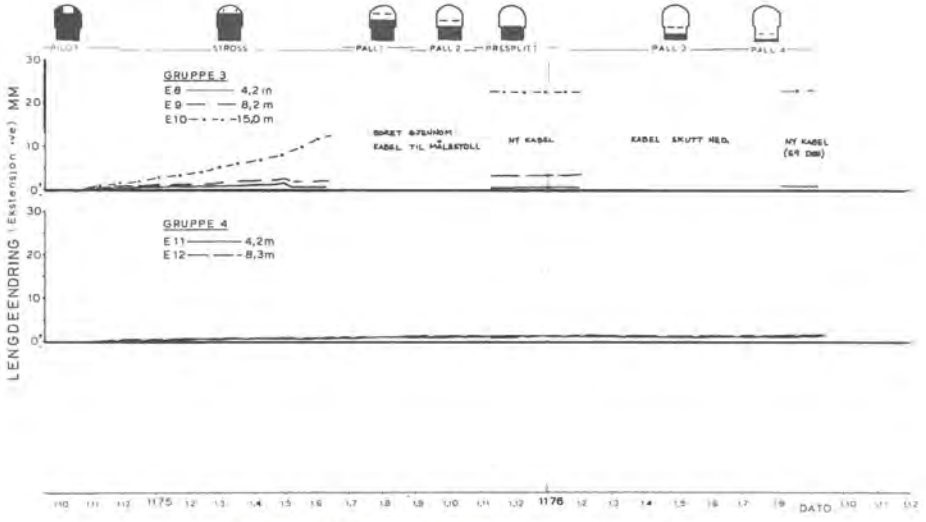


Fig. 16-9. Målte lengdeendringer i hengen.

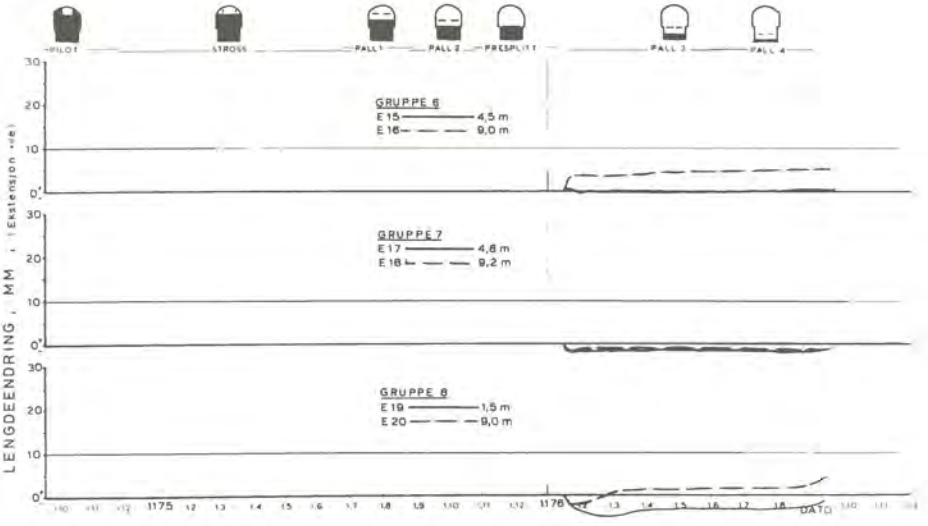


Fig. 16-10. Målte lengdeendringer i maskinsalvegg.

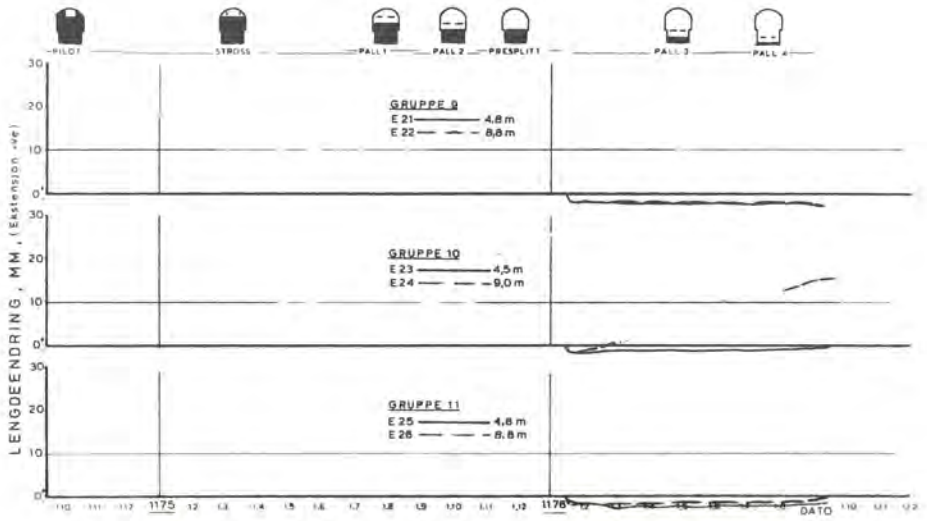


Fig. 16-11. Målte lengdeendringer i maskinsalvegg.

6. GENERELT ER DET REGISTRERT MINDRE LENGDEENDRINGER ENN MAN KUNNE VENTE (TYPISK 5 mm), MENS ENKELTE RESULTATER VISER ENDRINGER OPP TIL 25 mm.

Optiske målebolter

På fig. 16-12. er vist typiske resultater fra de geodetiske måleboltene (snitt 4) og fra de mekaniske ekstensometrene i maskinsalgulvnivå.

Av de geodetiske måleboltene viser 3 av boltene en nedadgående tendens med 2 – 4 mm før de igjen hever seg ettersom man sprenger seg ned i hallen. Dette er vel også det man kunne

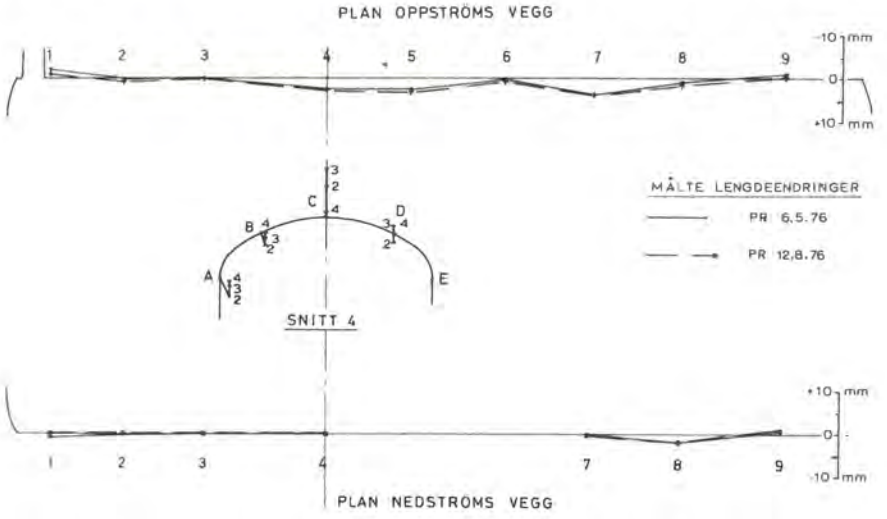


Fig. 16-12. Måleresultater – mekaniske ekstensometre og geodetiske målebolter.

vente seg ut fra et teoretisk synspunkt. Unntaket fra dette er her bolt C (og senere resultatene fra svingende streng ekstensometrene).

De mekaniske ekstensometrene i veggen viser en største lengdeendring på ca. 4,5 mm i snitt 7, oppstrøms, men generelt må vel lengdeendringene sies å være små (under 2 mm).

Enkelte ekstensometre i veggen (både de mekaniske og svingende streng) viser en negativ lengdeendring. Det vil med all sannsynlighet si at veggen har beveget seg inn (dvs. vekk fra senterlinjen i hall). Dette kan forklares med at ekstensometrene ble montert etter presplitten fra maskinsalgulv og ned to pallhøyder ble utført.

Det er da mest sannsynlig at størstedelen av deformasjonen i veggen har foregått før ekstensometrene er innsatt, og spenningsomlagringen ved utsprengningen av pall 3 og 4 (se fig. 16-5.) kan ha ført til at veggen lokalt kan ha beveget seg inn.

Ekstensometermålinger

Monteringen av de svingende streng ekstensometrene startet i september 1974, og som nevnt tidligere ca. 20 m bak stuff. Fig. 16-8. og 16-9. viser lengdeendringene mot tid med anvisning av driften øverst på figuren.

Ved strossingen av toppskiven viste ekstensometer E7, gruppe 2, en lengdeendring på ca. 10 mm som de andre ekstensometrene i gruppen ikke registrerte. Dette kan tyde på at denne lengdeendringen er foregått innenfor 9,0 m (E6). Her er det helt tydelig at det er en markert biotittsleppe som har åpnet seg.

Ekstensometer E10, 15,0 m, gruppe 3, har en total lengdeendring på ca. 25 mm. Denne lengdeendring har foregått over lengre tid under pallingen ned til maskinsalgulvnivå, og kan registreres til dypere enn 8,2 m (E9). Det er også her sannsynlig at det er en eller flere slepper som har åpnet seg.

7. DE ERFARINGER NGI HAR MED SVINGENDE STRENG EKSTENSOMETRE ER MEGET GODE, MENS ET GEODETISK MÅLEBOLTSYSTEM I PRAKSIS ER VANSKELIG Å BENYTTE UNDER UTSPRENGNINGEN AV BERGROM.

For å summere opp kan man si at de svingende streng borhullsekstensometre som er brukt i Sima Kraftstasjon har fungert meget tilfredsstillende. De målingene man har mistet fra dette systemet er på grunn av at kabelen fra ekstensometrene er blitt skadet og ikke fra ekstensometerhusene i seg selv.

Derimot var opplegget med de geodetiske måleboltene ikke så vellykket. Det virker som om dette systemet passer bedre for langtidsregistrering av deformasjoner der man kan begynne målingene etter at bergrommet er ferdig sprengt.

8. ÅRSAKEN TIL DE RELATIVT SMÅ LENGDEENDRINGENE SOM ER MÅLT KAN VÆRE DEN TIL DELS OMFATTENDE BOLTESIKRINGEN P.G.A. SPRAK.

Grunnen til de relativt små målte lengdeendringene kan skyldes omfattende boltesikring p.g.a. sprak. Denne boltingen "låser" bergmassene da de får større strekkfasthet.

Fig. 16-13. og 16-14. viser opplegget for sikringen av stasjonshallen. Det er brukt 20 bolter med en avstand på 1 m, og boltelengden varierer mellom 3 og 6 m. Endog er det i oppstrøms vegg satt inn ekstra bolter, og her er også 32 bolter, 8 m lange, brukt p.g.a. omfattende sprak like under maskinsalgulvnivå.

Selv om de målte lengdeendringene relativt sett er små, er det nødvendig med et fritt

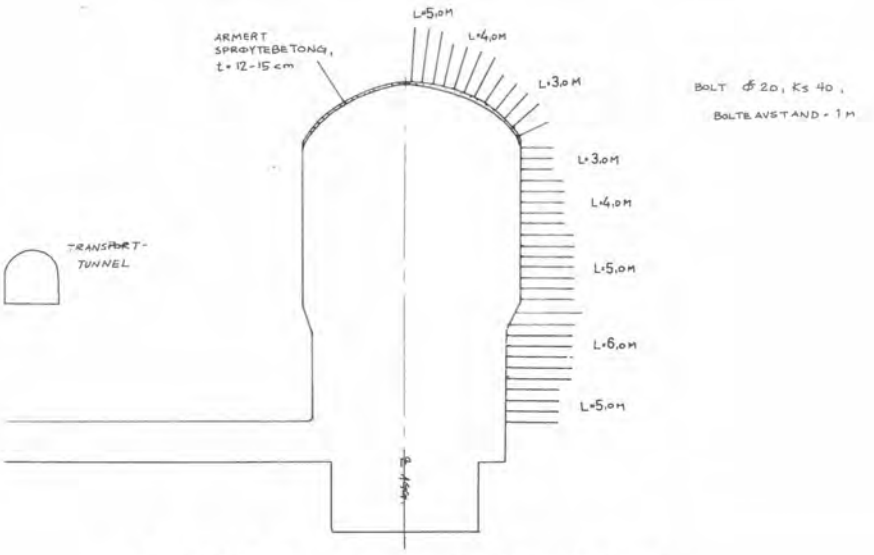


Fig. 16-13. Sikring av stasjonshall i Sima kraftverk.

Fig. 16-14. Stasjonshall Sima kraftverk.

opplagt maskinsalgulv og generatordekke for at disse ikke skal påføres laster fra fjellet. De krefter som bergmassivet ville påføre et kontaktstøpt dekke vil langt overstige de krefter et slikt dekke kan tenkes å tåle, selv med disse små deformasjonene.

Deformasjonsmålingene i Sima Kraftverk vil fortsette i årene som kommer, og det vil bli interessant å se hvordan utviklingen vil bli.

REFERANSE:

Bergtrykkmålinger, Sima Kraftverk.
Institutt for Gruvedrift, NTH.
Trondheim, oktober 1974.

INSTRUMENTERING AV SLISSEVEGGER VED FELLESTUNNELEN GJENNOM STUDENTERLUNDEN

Instrumentation of the two-storey tunnel through Studenterlunden constructed using the diaphragm wall technigue.

Sivilingeniør Kjell Karlsrud, Norges Geotekniske Institutt.

SAMMENDRAG

Tunnelen gjennom den leirfylte dyprennen i Studenterlunden er bygget ved hjelp av slissevegger. Disse danner både de permanente tunnelvegger og innvendig avstivede tverrvegger. Tverrveggene av tunnelene medvirket også til å hindre bunnoppressing under utgraving av tunnelene.

Gjennomføringen av selve slisseveggarbeidene har vært beskrevet av Karlsrud (1975) og gikk stort sett meget bra. Denne artikkelen gir et sammendrag av resultatet av de omfattende målinger som ble gjort under utgraving av tunnelene. Målingene viser godt samsvar mellom de målte deformasjoner og poretrykk i leiren utenfor tunnelen, jordtrykksbelastning og poretrykk mot tunnelveggene, samt armeringsspenninger i veggen. Måleresultatene viser også at konstruksjonene som helhet fungerte tilfredsstillende selv om deformasjonene ble noe større enn man hadde ventet. Påkjenningene på veggen ble på den annen side noe mindre enn ventet.

SUMMARY

The two-storey tunnel through the clay-filled canyon in Studenterlunden was constructed by means of diaphragm walls which formed both the tunnel walls themselves and internal cross-walls acting as bracing. The internal cross-walls also served the purpose of preventing bottom upheaval during excavation of the tunnels.

Experience gathered from the construction of the diaphragm walls themselves was reported by Karlsrud (1975). The emphasis of this article is put on presenting results of extensive measurements that were made during excavation of the tunnels. The results show good correspondence between observed displacements and pore pressures in the clay surrounding the tunnel, earth and pore pressure against the tunnel walls and observed stresses in the reinforcement within the tunnel wall. The observations also showed that the structure as a whole behaved satisfactorily, although ground displacements were somewhat larger than expected and the load carried by the wall somewhat smaller than expected.

INNLEDNING

Høsten 1972 ble anleggsarbeidene for den 16 m dype 2-etasjes fellestunnelen for jernbanen og tunnelbanen gjennom Studenterlunden igangsatt (Fig. 17-1). Undergrunnen består av en typisk bløt marin Oslo-leire (Fig. 17-2) og dybden til fjell er opp til 40 m.

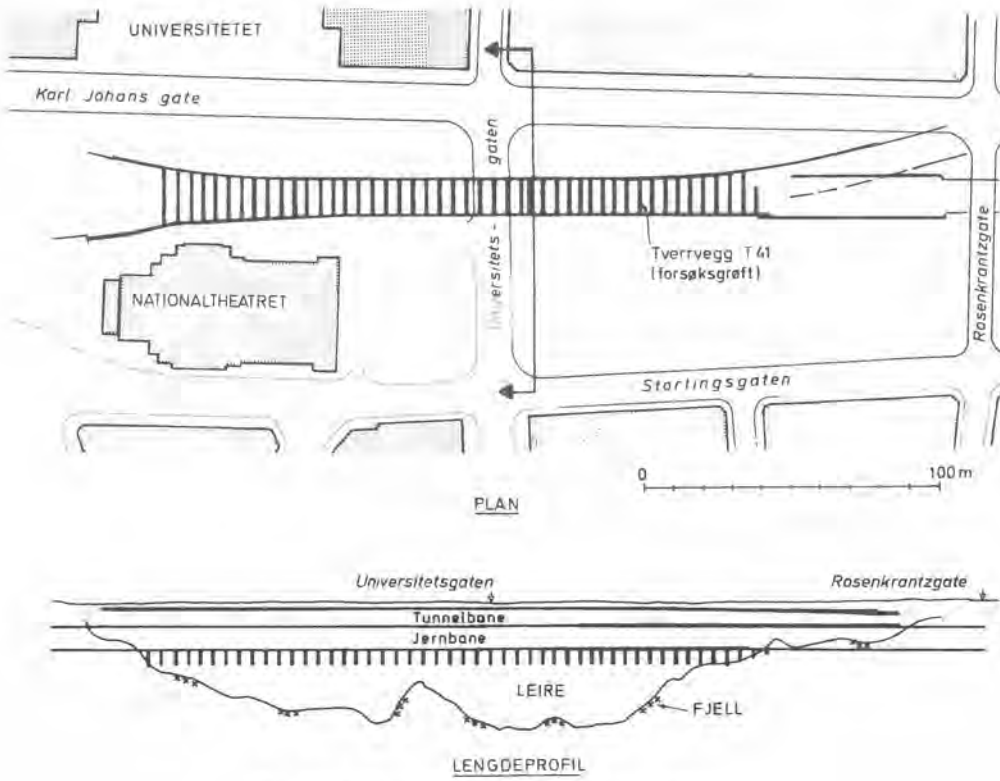


Fig. 17-1. Tunnelene gjennom Studenterlunden.

Tunnelen er bygget etter et helt nytt prinsipp som skal ivareta sikkerheten mot bunnoppressing. Ved en tradisjonell spuntet og avstivet utgraving ville nemlig kritisk gravedybde ligget på ca. 10 m, og det var her behov for å gå enda 6 m dypere. Omfattende forundersøkelser og vurderinger ligger til grunn for det prosjekt som ble valgt (Eide et al., 1972). Utførelsesmetoden (Fig. 17-3) er basert på først å utføre de langsgående tunnelvegger som slissvegger av betong som støpes på stedet. Veggene, som ble gravet i paneler på 4,5 m lengde, går ned til 5,5 m under bunn av tunnelene. Når de langsgående tunnelvegger var ferdige, ble det så gravet slissegrøfter på tvers av tunnelen, midt på hver av de langsgående

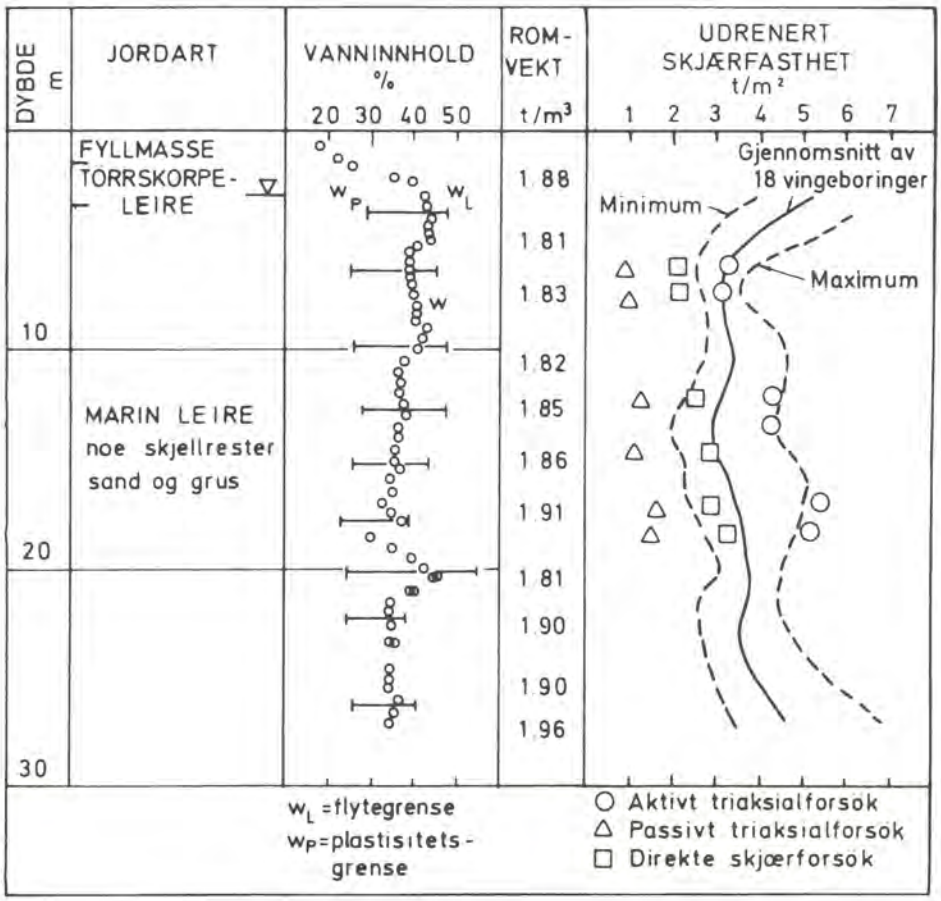


Fig. 17-2. Geoteknisk profil.

slisseveggpaneler (dvs. hver 4,5 m langsmed tunnelen). Disse tverrgrøftene ble utstøpt med betong opp til underkant av bunndekket i tunnelen. Deretter ble grøftene tilbakefylt med pukk eller magerbetong opp til underkant av mellomdekket, hvor det enten ble heist ned en midlertidig stiver av stål eller støpt betongdrager. Deretter ble tverrgrøftene tilbakefylt videre opp til terreng.

Tverrveggene hadde til hensikt

(a) sammen med den del av de langsgående vegger som stikker ned under tunnelbunnen å hindre bunnoppressing ved hjelp av de skjærspenninger (heft) som kunne opptas i kontaktflaten mellom betongveggene og "leirproppen" som ligger mellom veggene;
(b) sammen med den midlertidige stiver i underkant av mellomdekket å hindre horisontal innpressing av de langsgående tunnelvegger under den senere utgraving av tunnelene.

Etterhvert som slisseveggene ble ferdige, ble det rammet peler til fjell gjennom

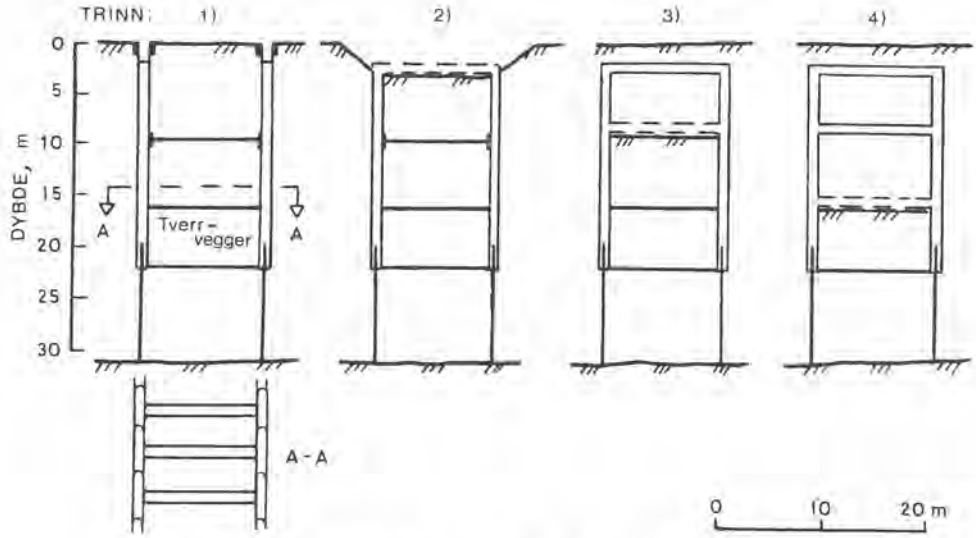


Fig. 17-3. Prinsipp for utførelse og fremdrift av tunnelene.

utsparingsrør som var satt ned i veggene. Deretter ble takplaten gravet og støpt fra terreng, mens utgraving, først av OTB-tunnel og så NSB-tunnel, foregikk som tunnelgraving med en frontgraver. Utgraving av NSB-tunnelen og støp av bunndekket foregikk i seksjoner på 4,5 m.

Utførelsen av selve slisseveggene representerte i seg selv spesielle problemstillinger, og Instituttet hadde før disse arbeider ble igangsatt utført omfattende forsøk i marken, bl.a. for å klarlegge slissegrøftenes stabilitet (kfr. bl.a. Aas, 1975). Man gjorde også mange interessante forsøk, målinger og observasjoner under arbeidet med slisseveggene i Studenterlunden, og disse resultater er allerede utførlig beskrevet (kfr. Karlsrud, 1975). I det etterfølgende er derfor hovedvekten lagt på å vise hvorledes tunnelkonstruksjonen og den omkringliggende jord oppførte seg da utgraving av selve tunnelen ble gjennomført.

INSTRUMENTERING OG KONTROLLOPPLEGG

Fordi helt nye konstruksjonsmetoder og prinsipper skulle anvendes, ble det utarbeidet et omfattende opplegg for kontroll og målinger under anleggsarbeidene. Opplegget hadde til hensikt

(a) å kontrollere den tekniske utførelse av slisseveggarbeidene og stabilitetsforholdene for disse.

(b) å kontrollere at stabilitetsforholdene under tunnelutgravningen var tilfredsstillende og at belastninger på — og deformasjoner av — konstruksjonene lå innenfor akseptable grenser.

En vesentlig del av instrumenteringen for sistnevnte formål var plassert i Måleseksjonen (Fig. 17-1 og 17-4). I tillegg til det som er vist i Fig. 17-4, var det i et av panelene i Måleseksjonen montert 26 spenningsmålere i armeringsskuven. I dette panelet var det også støpt inn en helningskanal for direkte måling av veggens utbøyning. Langsmed hele tunneltraséen forøvrig var det montert ialt ca. 50 terrengsetningsmålere og ytterligere 9 helningskanaler.

Det er ikke rom for noen utførlig beskrivelse av instrumenteringen her, men det kan kort nevnes at jordtrykk- og poretrykkdåsene (18 stk. av hvert slag) ble montert på enden av hydrauliske jekker som var festet til armeringen. Etterat armeringskurven var heist ned i grøften, ble dåsene presset inn mot grøfteveggene før utstøping ble foretatt. De dåsene som er kommet til syne etter utgraving av tunnelene har ligget fullstendig i flukt med veggens overflate, og har ikke vært dekket av betong.

Samtlige elektriske piezometere, jordtrykksdåser og spenningsmålere var av typen "vibrerende streng" produsert av GEONOR A/S.

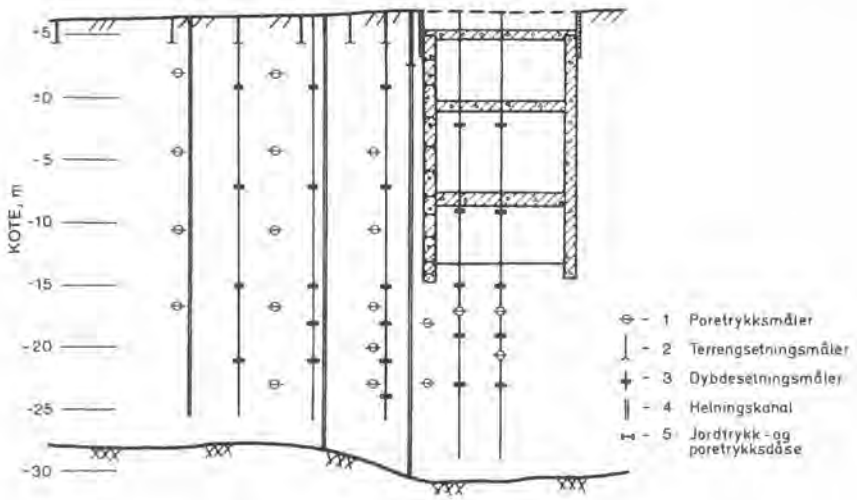


Fig. 17-4. Instrumentering i Måleseksjonen.

SAMMENDRAG AV MÅLERESULTATENE

Deformasjoner

Etterat de langsgående slissevegger var utført, hadde man fått ubetydelige setninger av terrenget, og en maksimal horisontal innpressing av grøfteveggene på ca. 1 cm (Fig. 17-5). Det var derfor ganske overraskende at man hadde fått ca. 3 cm setning og 2 cm horisontalforskyvning da tverrveggene var ferdig utført. Disse deformasjoner var tydelig begrenset til en dybde tilsvarende bunn av veggene.

Under den senere tunnelutgraving fortsatte innpressingen av veggene. Dette var forsåvidt også noe uventet, og må forklares ved at man ikke hadde klart å oppnå helt perfekt kontakt mellom tverrveggene, den midlertidige stiveren, og selve tunnelveggen.

Under tunnelgravingen ser man videre en klar tendens til dyperegående deformasjoner under tunnelbunn. De magnetiske setningsmålerne inne i tunnelen bekreftet dette. Selv om man hadde noen problemer med disse til å begynne med, viste de en helt tydelig hevning på 1 cm rett under bunn av tunnelen da NSB-tunnelen ble utgravet, hvilket var i godt samsvar med setningsmåleren rett på utsiden av tunnelen.

Av Fig. 17-5 fremgår det forøvrig at setningen totalt sett er en del større enn horisontalforskyvningene. Det må altså ha funnet sted en viss volumendring av leiren, hvilket må ha sammenheng med poretrykkendringer. Det skal videre bemerkes at setningene ikke

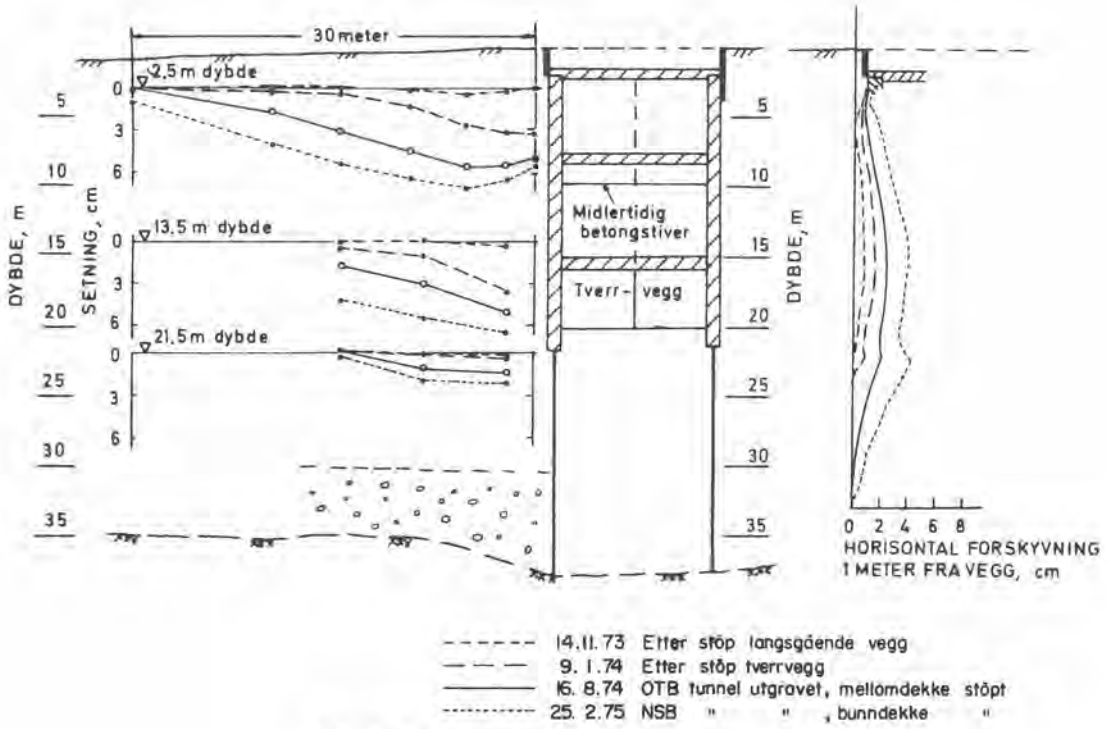


Fig. 17-5. Deformasjoner i Måleseksjonen.

har funnet sted momentant da tunnelene ble gravet ut, det har vært et ganske jevnt setningsforløp, og noe setninger pågår fortsatt.

Poretrykk i leiren

Normalt tilsvarte poretrykket i leiren en piezometrisk stigehøyde på ca. kote +4, avtagende til kote +2,5 i morenelaget over fjell. Det var derfor ganske overraskende at man hadde poretrykk nærmest tunnelen som var opp til 3 m høyere enn normalt etterat slisseveggene var utført (Fig. 17-6a). Poretrykkene rundt tunnelen sank på den annen side ganske raskt da utgravingen fant sted, og tilslutt har man faktisk fått poretrykk som er 1–3 m lavere enn normalt nærmest tunnelveggene. Av ekvipotensiallinjene i Fig. 17-6b ser man tydelig at det må foregå en viss lekkasje av vann gjennom tunnelveggene (antagelig vesentlig gjennom støpefugene, selv om det har vært lite å se). Man ser på den annen side en tydelig strømningstendens ned, under og opp i tunnelen. Det er forsåvidt også ganske bemerkelsesverdig at det omtrent ikke finnes vanntrykk mot bunnplaten i tunnelen, men tilsvarende ble også i sin tid målt på tunnelbanen ved Jernbanetorvet. Dette er verd å merke seg da et slikt vanntrykk ("oppdrift") ofte er noe man baserer beregninger på (både ved tunneler og dyptliggende kjellere).

De noe lave poretrykkene i morenelaget over fjell har i første rekke sammenheng med lekkasjer som oppstod i østre og vestre ende der tunnelbunnen skjærer inn i fjellet.

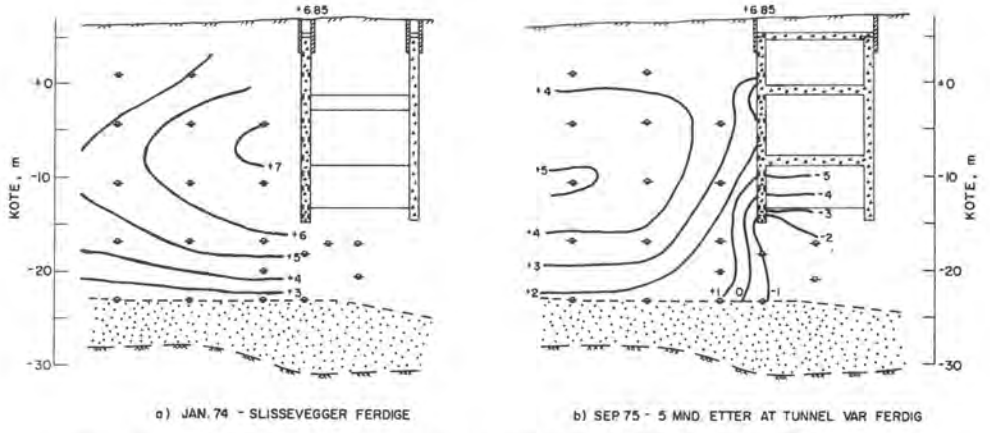


Fig. 17–6. Poretrykk rundt tunnelen uttrykt som piezometrisk stigehøyde, m.

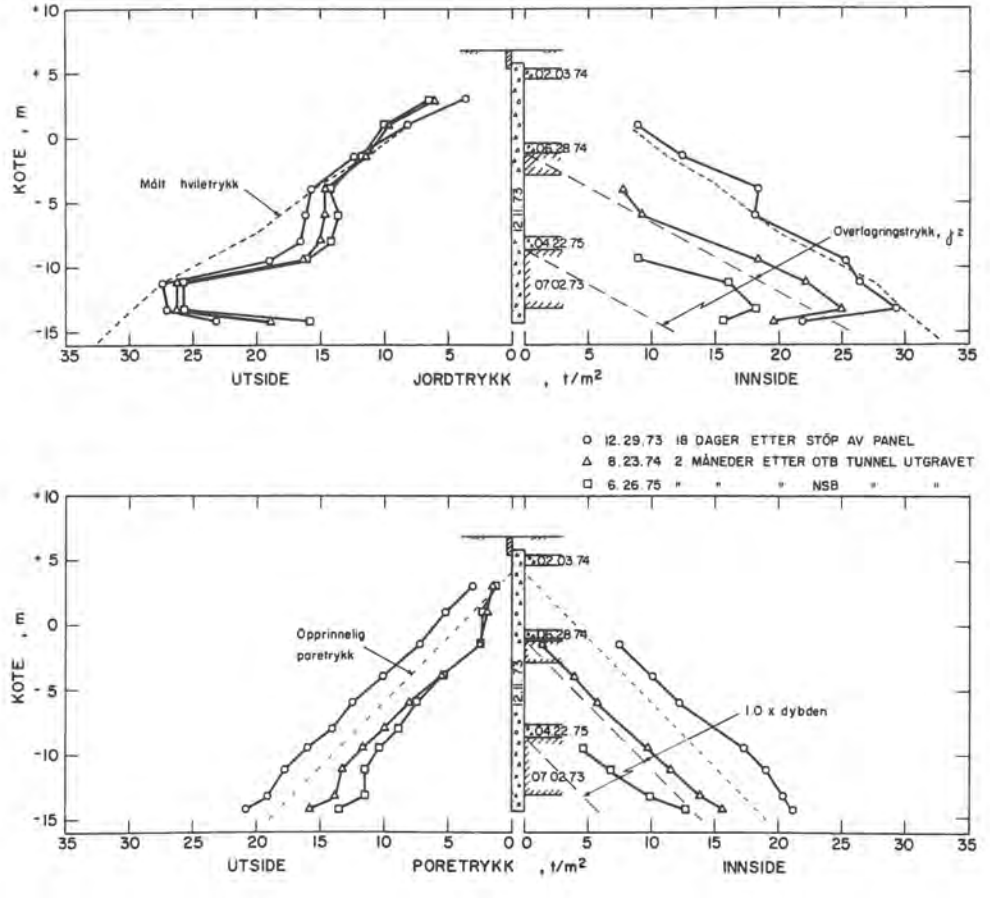


Fig. 17-7. Jordtrykk og poretrykk mot tunnelveggene.

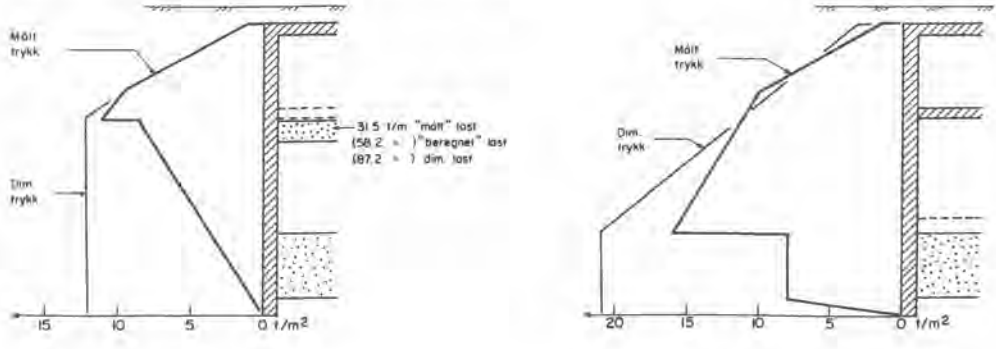
Jordtrykksbelastning og poretrykk mot veggene

Jordtrykket mot utsiden av tunnelveggene har, som forutsagt, endret seg forholdsvis lite under tunnelgravingen, men en viss reduksjon er observert under mellomdekket og en viss økning øverst på veggen. Denne økningen øverst har trolig sammenheng med en viss form for hvelvvirkning (Bjerrum, 1972) som følge av dyptgående deformasjoner. Etterat panelet var utstøpt, innstilte trykkene seg meget hurtig, tilsvarende omtrent hviletrykket i bakken (Fig. 17-7). De noe lave jordtrykkene (i forhold til hviletrykket) som ble observert i visse dybder på utsiden helt fra starten av, kan ha sammenheng med at disse dåsene ikke har fått helt perfekt kontakt med leirveggen.

På innsiden av tunnelveggene har jordtrykkene under utgraving av tunnelen hele tiden oversteget det ideelle overlagringstrykket. Dette har nok både sammenheng med skjærmobilisering som følge av innpressing av veggene, og med at vertikalspenningene antagelig er større enn ideelle som følge av "bunnhevning" og påhengskrefter mellom "leirproppen" og betongveggene.

Endringen i poretrykket mot innersiden av veggen tilsvarer omtrent jordtrykksendringene mot veggen. Det har altså ikke vært målt negative poretrykk som man teoretisk ville fått hvis poretrykksendringen skulle tilsvart den momentane endringen av overlagringstrykket.

Den resulterende jordtrykksbelastning har vært tildels vesentlig mindre enn hva man regnet med nederst på veggen (Fig. 17-8). Dette har vesentlig sammenheng med at man i beregningene forsiktigvis antok en tilnærmet hviletrykkstilstand mot innsiden av veggen i samsvar med antagelsen om ubetydelig horisontalforskyvning av veggene. Dette forklarer også til en viss grad hvorfor kraften som ble målt i en midlertidig stålstiver under mellomdekket 10 m øst for Måleseksjonen var bare 1/3 av dimensjonerende belastning. Den målte lasten er på den annen side også mindre enn den som ble beregnet ut fra målt resulterende jordtrykk, men her ble det antatt uforskyvelige støtter og dette har man ikke hatt i virkeligheten (se avsnitt om deformasjoner).



a) OTB - TUNNEL UTGRAVET

b) NSB - TUNNEL UTGRAVET

Fig. 17-8. Resulterende målt og beregnet belastning mot veggene.

Armeringsspenninger og bøyningsmomenter i veggen

Umiddelbart etter utstøping viste alle spenningsmålerne at det først oppstod betydelig **trykkspenninger** i armeringen. De kulminerte etter ca. 12 timer på et nivå tilsvarende gjennomgående 200–250 kg/cm^2, samtidig med at temperaturen i betongen nådde sin

maksimale verdi på ca. 50°C (Fig. 17-9). Disse trykkspenningene har trolig sammenheng med at armeringen forsøke å forlenge seg i forhold til betongen da temperaturen sted. Når så temperaturen sank, avtok trykkspenningene igjen (armeringsjernene forsøkte å krympe), og etterat betongen var skikkelig herdet, hadde man faktisk fått netto **strekkspenninger** i hele veggen, gjennomgående av størrelse 150–300 kg/cm^2.

Ved utgraving av tunnelene fikk man både trykk- og strekkspenningsendringer, avhengig av på hvilken side av veggen og i hvilket nivå spenningsmålerne var plassert. Den største spenningsendringen fikk man på strekksiden rett over nivå av tverrveggen ca. 1000 kg/cm^2, ellers varierte de fra ca. 50 til 300 kg/cm^2.

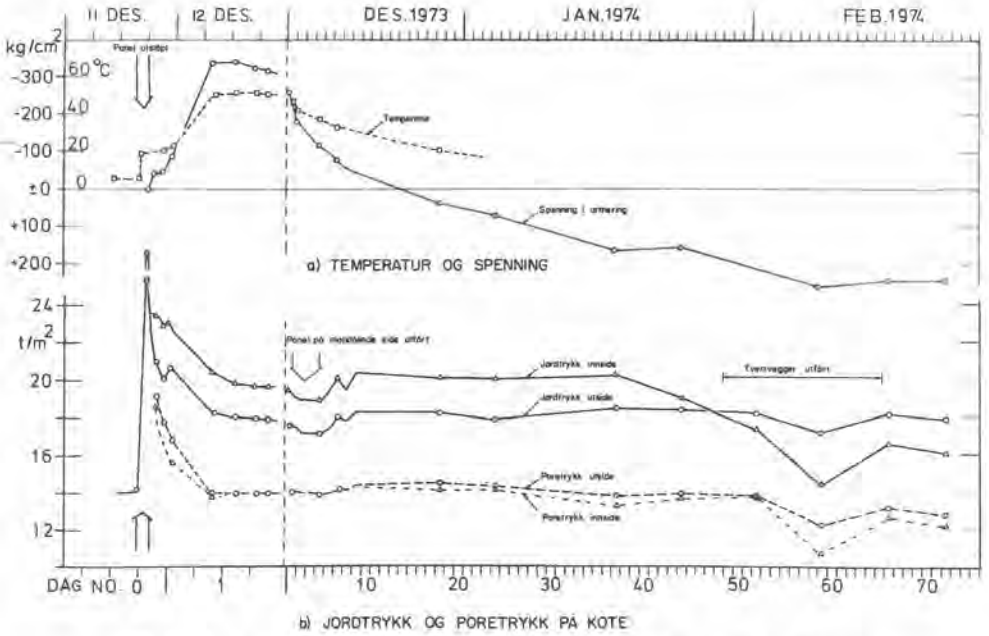


Fig. 17-9. Armeringsspenning, trykk og temperatur kort etter utstøping.

Ut fra spenningsendringene ved utgraving av tunnelen kan man beregne opptredende momentbelastning. En slik beregning må bygge på visse forutsetninger med hensyn til verdier for forholdstallet, n, mellom E-modulen for stål og betong og graden av oppsprekking av betongen (Fig. 17-10). Avhengig av om man antar kort- eller langtidsmodul for betongen, kan n-verdien variere mellom ca. 7 og 19, med ca. 12 som mest sannsynlig verdi. Har man betong i Stad.I (ingen oppsprekking), vil spenningen på strekksiden for et gitt moment være bare ca. 1/5 av Stad. II (full oppsprekking).

Til tross for disse usikkerhetsmomenter er det forholdsvis god overensstemmelse mellom "målte" momentfordelinger og de som er beregnet ut fra målt resulterende jordtrykksbelastning (Fig. 17-11). Man merker seg, spesielt etter utgraving av OTB-tunnelen, at målt støttemoment ved den midlertidige stiveren er mindre enn beregnet, hvilket igjen har sammenheng med at det har vært forskyvninger ved støtten. Det er også brukbar overensstemmelse mellom "målt" momentfordeling og den utbøyning som er målt av

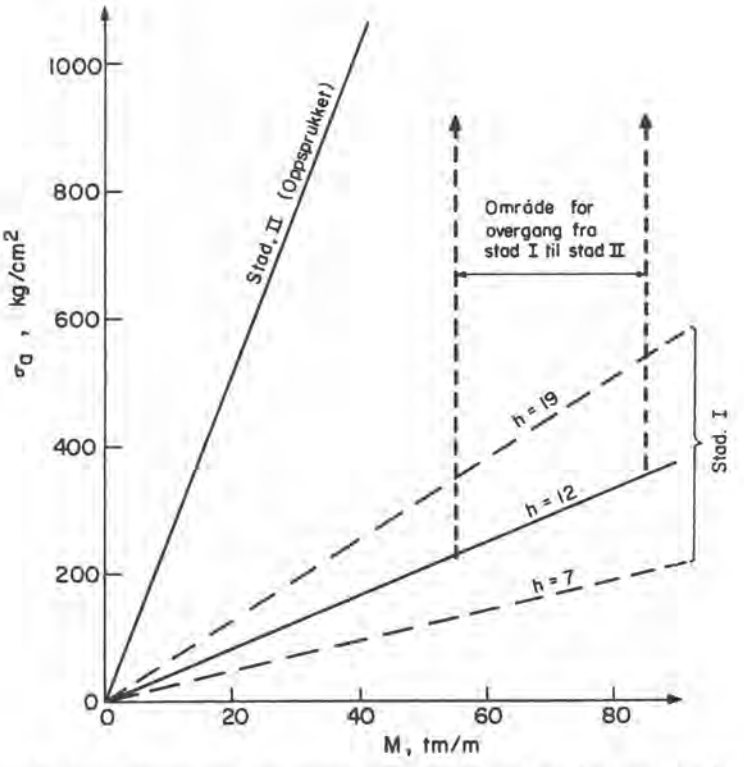


Fig. 17-10. Sammenheng mellom armeringsspenning og bøyningsmoment i veggen.

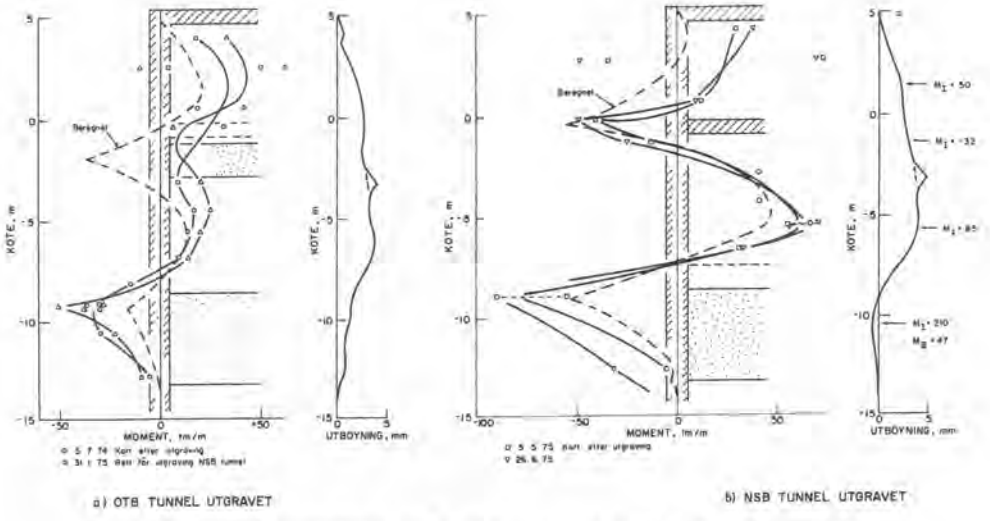


Fig. 17-11. Beregnet og målte momenter og utbøyninger av veggen.

helningskanalen midt i veggen (rene translasjonsforskyvninger er her foretrukket). Størrelsesorden av de momenter som er beregnet ut fra veggens krumning er også fornuftig.

INSTRUMENTERINGENS OPPFØRSEL

Ved planlegging av måletekniske installasjoner må man ha klart for seg og ta hensyn til at det kan oppstå feil på målerne og/eller at de kan bli beskadiget under anleggsarbeidene. Dette fikk man også erfare i Studenterlunden (Fig. 17-12). Med hensyn til spenningsmålerne, så er årsaken til at mange av disse har sluttet å fungere hovedsaklig at de ikke tåler så godt det fuktige miljø i betongen. Med hensyn til de øvrige målerne, har det på den annen side stort sett vært skader på kabelforbindelsene som er årsaken. Spesielt utsatt her var piezometrene inne i tunnelen, som var presset ned gjennom tunnelen før utgraving fant sted.

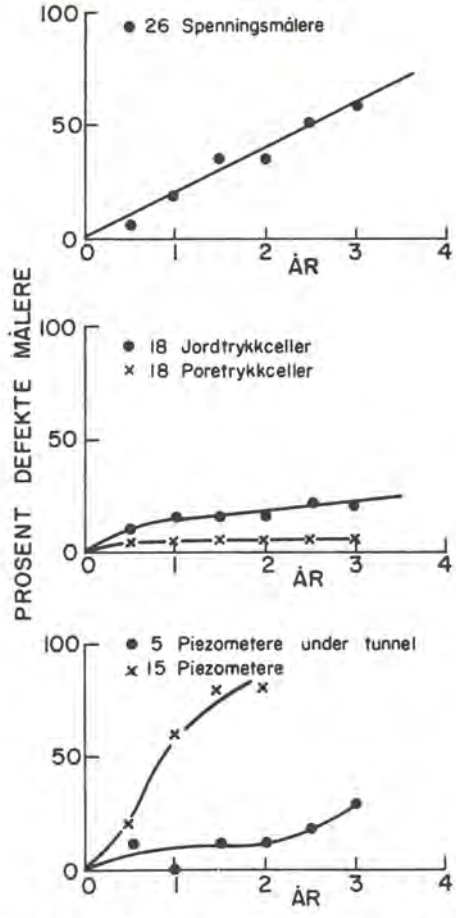


Fig. 17-12. Måleinstrumentenes "levetid".

SLUTTBEMERKNING

Sammenfatningsvis kan det sies at det er god innbyrdes sammenheng mellom målte deformasjoner og poretrykk i jorden, jordtrykksbelastning og poretrykk mot veggen, samt spenningene og påkjenningene i veggen. Selv om deformasjonene er blitt endel større enn hva som ble antatt på forhånd, og påkjenningene på veggen noe mindre, har konstruksjonen som helhet fungert fullt ut tilfredsstillende.

De innsamlede data vil være av stor verdi for ettertiden. I den forbindels skal det rettes en spesiell takk til de mange medarbeidere ved NGI som har nedlagt et nitid og omfattende arbeide både i utførelsen av instrumenteringen og gjennomføringen av de senere målinger. Likeledes en takk til byggherren, Norges Statsbaner ved Plankontoret for Oslo Sentralstasjon, og Oslo kommune ved Prosjekteringskontoret, som har finansiert det vesentligste av disse arbeidene. Uten et godt samarbeide mellom byggherren, den bygningstekniske konsulent, Ingeniørene Bonde & Co. og entreprenøren Kaare Backer A/S, hadde ikke disse arbeider latt seg gjennomføre.

REFERANSER

Aas, G. (1975) Stabilitet av slissegrøfter i bløt leire. (Stability of slurry trench excavations in soft clay). European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6. Vienna 1976. Proceedings, b.1,1, s. (103)–110. Også publ. i NGI Publ.nr. 111, s. 1–7.

Bjerru, L., C. J. F. Clausen og J. M. Duncan (1972) Jordtrykk mot fleksible konstruksjoner. Earth pressures on flexible structures. – A state–of–the–art report. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5. Madrid 1972. Proceedings, b.2, s. 169–196. Også publ. i NGI publ.nr. 91.

DiBiagio, E. og J. A. Roti (1972) Jordtrykksmålinger på en avstivet slissevegg i bløt leire. (Earth pressure measurements on a braced slurry-trench wall in soft clay). European Conference on Soil Mechanichs and Foundation Engineering, 5. Madrid 1972. Proceedings, b.1, s. 473–483. Også publ. i NGI publ.nr. 91, s. 51–59.

Eide, O., G. Aas og T. Jösang (1972) Spesiell anvendelse av plass-støpte vegger for tunneler i bløt leire i Oslo. (Special application of cast-in-place walls for tunnels in soft clay in Oslo). European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5. Madrid 1972. Proceedings, b.1, s. 485–498. Også publ. i NGI publ.nr. 91, s. 63–74.

Karlsrud, K. (1975) Praktiske erfaringer med utførelse av slissevegger i Oslo-leire. Nordisk geoteknikermøde. København 1975. Foredrag, s. 529–542. Også publ. i NGI publ.nr. 110, s. 39–47.

STABILITETSPROBLEMER I SKIFRIG FJELL. ERFARINGER FRA BRATSBERG KRAFTVERK.

Stability problems in schistose rock. Experiences from Bratsberg hydro power project.

Sivilingeniør Anders Beitnes, Trondheim Elektrisitetsverk.

SAMMENDRAG

Karakteristiske stabilitetsproblemer i forskjellige former for skifrig fjell og i kombinasjon med slepper og knusningssoner for 60 m^2 kraftverkstunneler diskuteres i detalj.
Problemer med bruk av bolter og sprøytebetong som midlertidig og permanet sikring kommenteres og forklarer den høye utstøpningsandelen. Innpressing av sprø og svak glimmerskifer har opptrådt selv ved moderate overdekninger.

SUMMARY

Stability problems in 60 m^2 tunnels due to schistose rock and schistose rock in combination with faults and chrushed zones are discussed in detail. Problems with the use of rock bolts and shotcrete are commented and explains the high amount of concrete lining. Squeezing of weak mica-schist has occurred even for moderate overburden.

Bratsberg kraftverk er et ledd i den utbygging Trondheim Elektrisitetsverk gjør i Nidelv–Nea–vassdraget. Bratsberg supplerer utbyggingen av fallet på 145 m mellom Selbusjøen og Nidelva ved Nedre Leirfoss.

Dette foregår ved en 12 km lang tilløpstunnel på 60 m^2 frem til stasjonen og 4 km avløpstunnel derfra til Nidelva, se oversikt fig. 18-1.

Anlegget ble påbegynt i mai 1974 og ventes ferdig i juni –77. Dette er en forsinkelse på ca. 1/2 år, noe som i stor grad skyldes problemer med tunnelstabiliteten under driving.

Anlegget ligger i Trondheimsfeltets kambro-silur-bergarter. Nærmere bestemt i vestre flanke av Horg-synklinalen. Dette er ordoviciske avsetninger som er foldet og skjøvet under den kaledonske fjellkjedefoldning, om en foldeakse som går NNØ – SSV. Bergartene er imidlertid bare lite metamorfosert, mye mindre enn lenger øst og nord i Trondheimsfeltet.

Tunnelen går delvis på tvers og delvis nesten langsetter foldestrukturen.

Det er til nå (1/11–76) drevet ut 14100 m av 60 m^2's tunnelen hvorav 4000 meter eller 30% er utstøpt på stuff. Det er videre brukt omlag 20.000 sikringsbolter og temmelig mye ekstra rensk, selv om 6 manntimer pr. salve er inkludert i sprengningsprisen.

Sikringsarbeidene er for det meste nødvendiggjort av stabilitetsproblemer som skyldes fjellmassenes egenskaper med hensyn på skifrighet og detaljoppsprekning, samt bergartenes

mekaniske styrke og innhold av bladige mineraler, og i mindre grad av begrensede knusningssoner.

Heri ligger forklaringen til det store avviket mellom det antatte og det virkelige sikringsomfang. Forundersøkelsen er utført på tradisjonelt vis og minst like omfattende og nøye som ved andre tilsvarende anlegg.

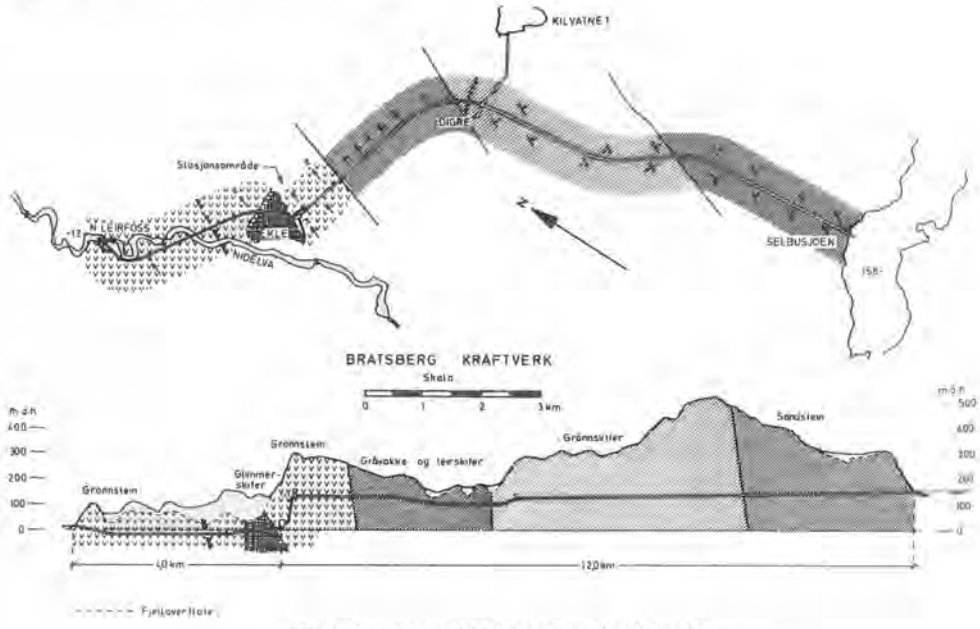


Fig. 18-1. Oversikt Bratsberg kraftverk.

SANDSTEIN MED STERK OPPSPREKNING OG LEIRE VED KNUSNINGSSONER

De første 3 km fra Selbusjøen består fjellet av sandstein med få tynne leirskiferlag. Dette er en kompetent bergart og drivingen har stor sett gått uten problemer utenom områder hvor bergarten har vært utsatt for skjærbevegelser, altså knusningssoner.

Knusningssonene har p.g.a. skifrigheten og til dels en falsk skifrighet, fått et uvanlig bredt influensområde, se fig. 18-2.

Dette kan være opptil 20 – 30 m, hvor leire, ofte av middels aktiv type, er squeeset inn på stikk og sprekker. Sprekker og skifrighet kan ha deltatt i bevegelsene og dermed mistet heftstyrken.

Når tunnelen i tillegg går med liten vinkel til foldeaksen, som de fleste bevegelsene er knyttet til, skjønner en lett at store partier blir ustabile, og innspenning av selvbærende hvelv vanskelig. Vi får dermed ofte den farlige situasjonen ved rensk at fjerner man en "løs" blokk, blir hengens form dårligere, og faren for ras øker. Samtidig blir det vanskelig å få annen sikring enn full ustøpning til å virke.

Vi har også skiferpakker som er oppsprukket og leirholdige, dvs. bløte.

Betydningen av nøyaktig boring er åpenbar, og dette kunne nok vært bedre på dette anlegget som på mange steder ellers.

Særlig er det vanskelig å slutte en utstøpning i slikt fjell, da den første eller de to første salvene har sprikende kranshull, og dette ødelegger mye i hengen.

Av 3200 m 60 m^2 ble 520 m støpt på stuff, dvs. ca. 16%.

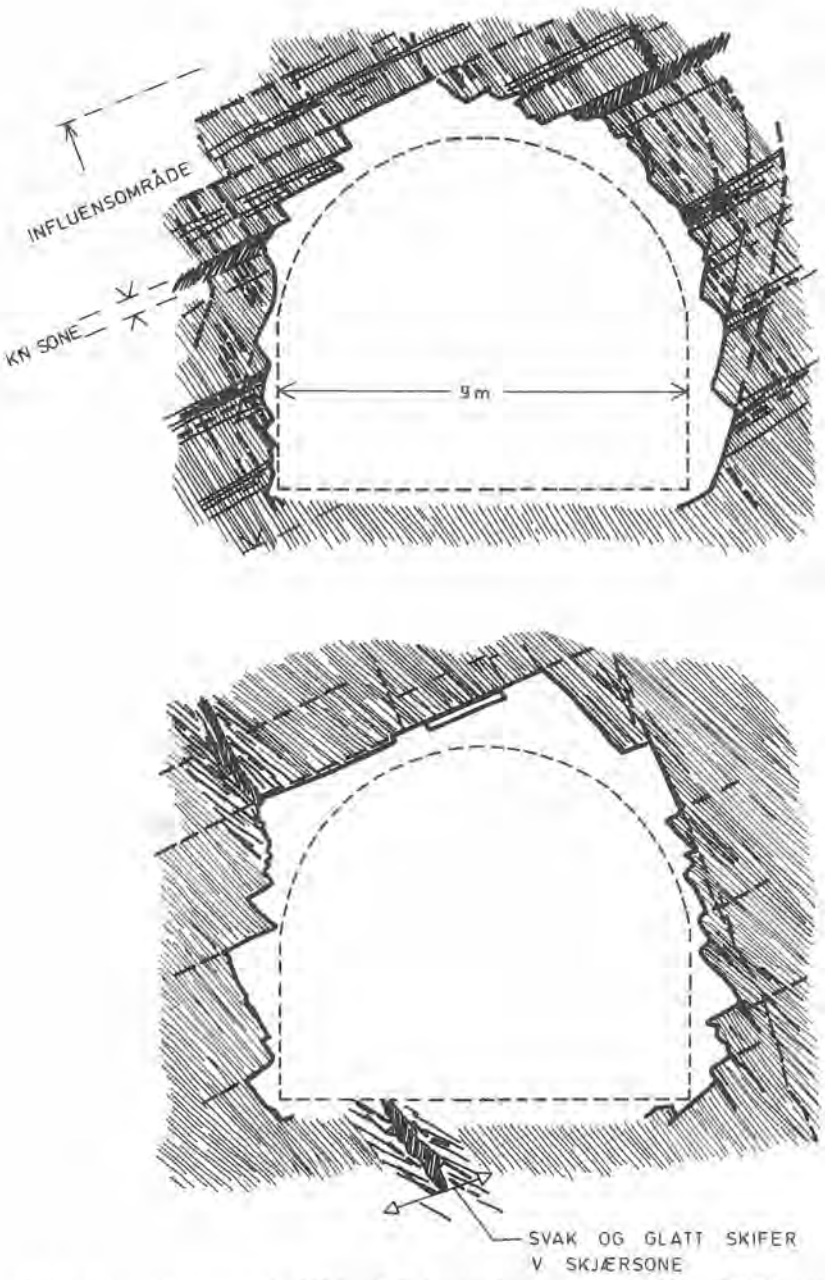


Fig. 18-2. Knusningssoner i skifrig fjell hvor slepper og sprekker i influensområdet har leirbelegg (stiplete streker).

FLATTLIGGENDE GRØNNSKIFER MED KLORITT

Resten, ca. 4300 m, av øvre parsell av tilløpstunnelen går i grønnskifer med flattliggende skifrighet, "Jonsvannsgrønnstein". Denne har karakteristiske klorittslepper på langs av foldeaksen og enkelte leirfylte knusningssoner på tvers.

Bergarten er sterkt tektonisk påkjent og oppsprukket i mikroskalaen, og den er veldig svak i enkelte soner som kan være hele lagpakker på opptil 30 – 40 m. Skyvebevegelse har da foregått i hele pakken, uten spesielle, skarpt avgrensede skyveplan. I stedet har bergarten klorittbelagte glidespeil på alle stikk og sprekker, se fig. 18-3.

Knusningssonene på tvers av foldeaksen har influensområde på inntil 50 – 60 m med økt oppsprekning i skiferen og innpresset klorittholdig leire, se fig. 18-4.

Den mest markerte ytringsformen er tendensen til at hengen "siger" ned og plater eller "linealer" løsner etter hvert. Overflaten blir uhyre glatt, og da kan ikke sprøytebetong brukes. Bolter har en begrensning når fjellet går i oppløsning rundt punktlastene fra bolteplatene, og bare forsetter å sige i hengen.

Store plater (30 x 30 firkant) har gitt oss litt mer å gå på. Galvaniserte plater blir til dels også brukt på permanente bolter.

Til nå er det drevet 3000 m. Derav er utstøpt 1050 eller ca. 35%. Av dette utgjør knusningssoner ca. 200 m.

LEIRSKIFER OG SANDSTEIN MED STERK OPPSPREKNING OG TYNNE LEIRFILMER

Ca. 3,5 km av tilløpstunnelen går gjennom en formasjon av gråvakke og leirskifer (Krokstad skifer og sandstein). I den østlige delen ligger skiferen flatt og oppsprekningen er intens med en utpreget falsk skifrighet parallelt med foldeaksen. Tunnelen går på tvers av denne, men omtrent parallelt med en markert vertikal oppsprekning. (Sprekketetthet 0,1 – 1 m). Disse sprekkene er til dels leirførende slepper, og i nærheten av slike har skifrigheten også tynne leirfilmer. Typisk er det også med vannsig i oppknuste soner i stiv sandstein.

Det har her stadig vært rasfare på stuff. Glatt fjelloverflate og småfragmentert fjell med utvasking av leire, sammen med den store tunnelbredden (9 m) har gjort det vanskelig å bruke annen sikring på stuff enn full utstøpning.

Sikringsomfanget på stuff har her en klar sammenheng med bredden og formen på tunnelen.

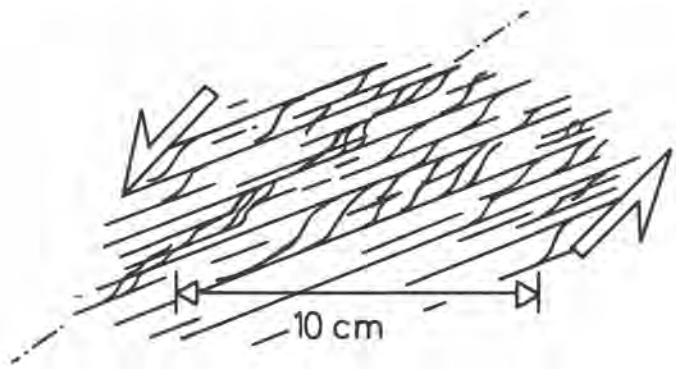


Fig. 18-3. Prinsippskisse av klorittbelagte glidespeil mellom stikk og sprekker i grønnskifer.

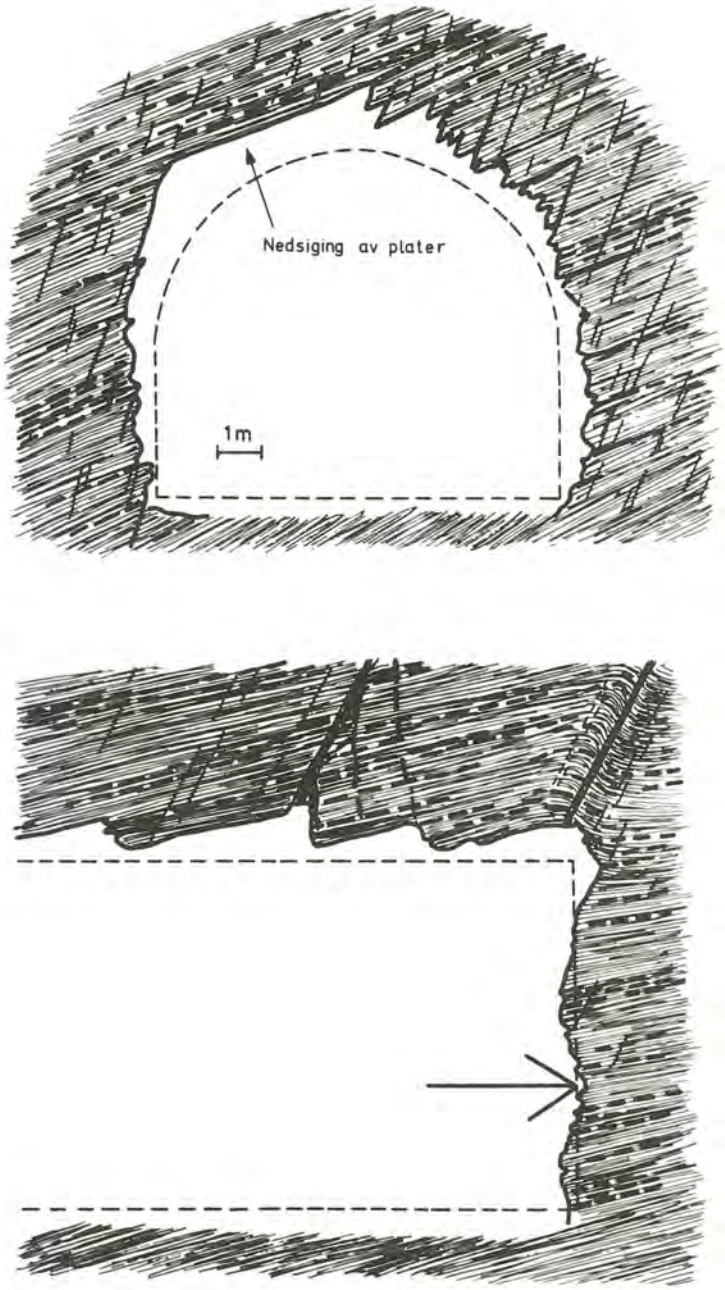


Fig. 18-4. I influensområdet av knusningssoner i grønnskifer opptrer klorittholdig leire på stikk og sprekker (stiplete streker).

Lenger vest er leirskiferen mindre hyppig, men vertikaloppsprekningen er markert, slik at tunnelen får svært uheldig form og meget store blokker blir rasutsatt. Leirsoner har medført en del utstøpning også her, se fig. 18-5.

En sterkt økende oppsprekning inn mot markerte slepper kan gi store problemer selv ved støping på stuff, idet støpeskjoldet ikke alltid kan trekkes helt frem mot stuffen i hengen.

Av 3,5 km er nå 1300 m støpt på stuff.

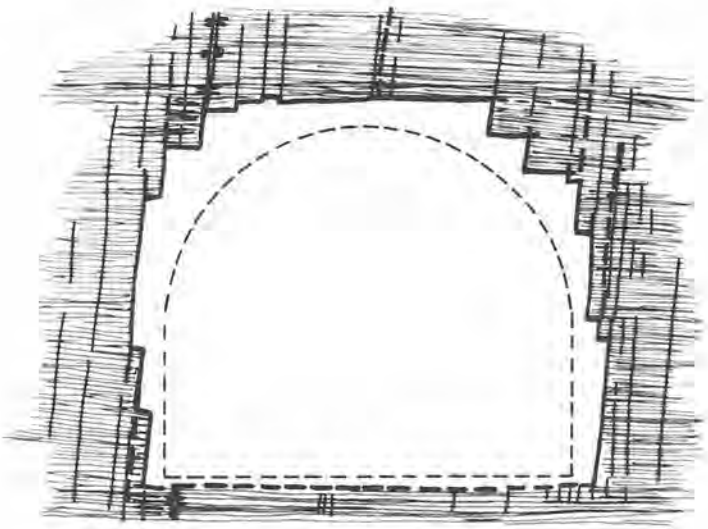


Fig. 18-5. Markert vertikaloppsprekning nær parallelt tunnelaksen gir sammen med flattliggende skifrighet en uheldig form på tunnelen og fare for nedfall av store blokker.

SPRØ OG SVAK GLIMMERSKIFER

Den fjerde typen skifrig fjell er en flattliggende kvartsglimmerskifer. Den har liten mekanisk styrke og sprø bruddkarakter. I selve bergarten finnes en del sericittholdig leire (omdannet av glimmer), og i enkelte sprekker en bentonittlignende svelleleire.

Fjelloverdekningen er ca. 300 m, høyeste parti ligger noe til siden for tunnelen.

Foruten rasfaren i småfragmentert fjell med glatte stikk, består stabilitetsproblemet i en tendens til krypning, med store forskyvinger og setninger i hengen.

På en strekning som var boltet på stuff, var alt fjell i hengen bomt og oppfliset, bolteplater var bøyd, eller fjellet rundt bolteplatene var gått i stykker og falt ned. Det var her ingen knusningssoner eller større slepper, men nye sprekkesoner hadde oppstått.

Forsøket på bergtrykksmåling måtte oppgis, da det var helt umulig å få boret ut kjerner, selv 10 m fra tunnelvegg.

Det er drevet 500 m i fjell av denne typen med 100% utstøpning.

Forøvrig har avløpstunnelen hatt en del stabilitetsproblemer i skifrig grønnstein, svært likt dem i Jonsvanns-grønnstein, som tidligere omtalt.

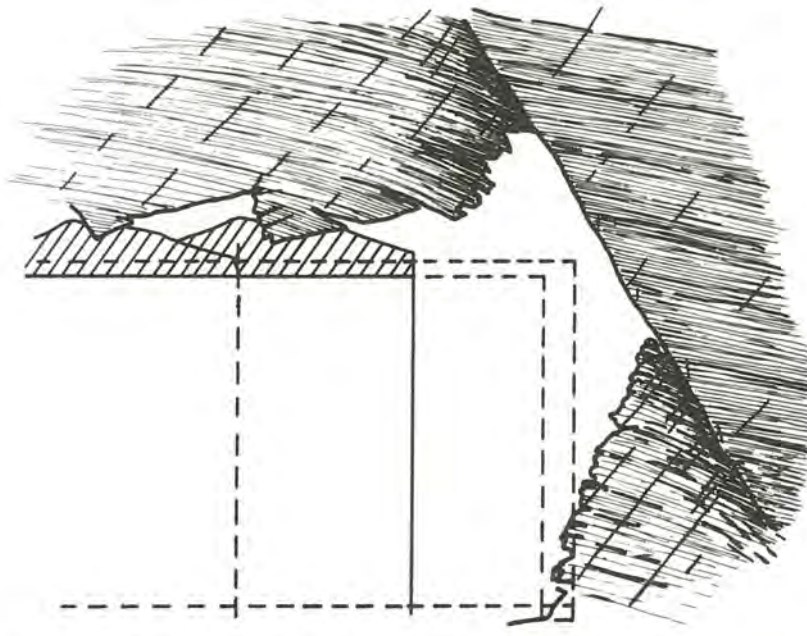


Fig. 18-6. Eksempel på vanskelig arbeidssituasjon ved driving inn under sleppe i sterkt skifrig fjell når støpeskjoldet ikke kan trekkes helt frem mot stuffen i hengen.

KONKLUSJON

Skifrige bergarter tilhørende den kaledonske fjellkjede som **ikke** er sterkt metamorfosert vil kunne skape betydelige stabilitetsproblemer p.g.a. manglende heftfasthet som en følge av tektoniske påkjenninger. En må være spesielt oppmerksom på:

- Den geologiske forhistorie.
- Bergartenes innhold av bladige og glatte mineraler.
- Den øvrige primæroppsprekning.
- Mulighetene for horisontale skyveplan og skyvesoner.
- Tunnelenes tverrsnitt.

I vår sammenheng er 9 m spennvidde uheldig mye. Med en spennvidde på f.eks. 3 – 4 m ville problemet ha vært redusert til ned mot det "normale", idet behovet for utstøpning ville vært mindre og armert sprøytebetong og bolter ville hatt langt større anvendelsesmulighet.

OPPSPREKNINGENS INNFLYTELSE PÅ OVERFJELL VED TUNNELDRIFT.

The influence of jointing on the overbreak in tunnelling.

Sjefsingeniør Alf Thidemann, Nord-Trøndelag Elektrisitetsverk.

SAMMENDRAG

Artikkelen beskriver praktiske målinger som er utført i fire tunneler for å klarlegge hvordan detaljoppsprekningen påvirker mengden av overfjell. Prinsippet for sprekkemålingene diskuteres. Målingene er utført vesentlig for steiltstående sprekkesystem med fall 60 – 90°. Resultatene presenteres i diagramform.
Undersøkelsene bekrefter at av de geologiske årsakene må fjellmassenes oppsprekning tillegges størst vekt. Overfjellet øker betydelig dersom det opptrer leirbelegg eller vann, og hvis vinkelen mellom driveretning og sprekkeplan blir mindre enn ca. 30g

SUMMARY

The article describes practical measurements on the overbreak in four tunnels. The influence of the rock mass jointing on the overbreak and the principles of the joint measurements are discussed. The results mainly based on jointing systems with 60 – 90° dip are presented in diagrams.
The investigations confirm the common experience that the rock mass jointing is the main geological factor influencing the overbreak. The overbreak is considerably increased if the joints contain clay or water, and if the angle between the tunnel-axis and the joint-plane is less than 30g.

1. INNLEDNING

Ved tunnelsprengning er det et vanlig krav til utførelsen at ferdig sprengt tunnelkontur skal ligge i eller utenfor prosjektert tverrsnitt. Ved boring av kranshullene i en salve får en et retningsavvik i forhold til teoretisk kontur.

Overfjell – eller utsprengt fast fjell mellom prosjektert og ferdig kontur – vil en herved få uansett fjellets og sprengningsarbeidenes kvalitet. Størrelsen av overfjellet påvirkes av en rekke anleggstekniske og geologiske faktorer. De viktigste anleggstekniske årsakene til økte overfjellsmasser ut over de teoretiske kan som regel føres tilbake til unøyaktig boring eller overladning, oftest en kombinasjon.

De geologiske forhold som virker inn på overfjellet ved tunneldrift, har en forsøkt å bestemme for en del tunneler ved relativt enkle målinger. Grunnlaget for dette innlegg er målinger fra 4 tunnelanlegg. Dette gir selvsagt ingen dekkende oversikt.

2. OVERFJELL – GEOLOGISKE HOVEDFAKTORER

En systematisk undersøkelse omkring forholdet mellom overfjell og geologiske hovedfaktorer er såvidt vites ikke utført. Det kan heller ikke være mulig å komme fram til almengyldige regler for den totale avhengigheten mellom overfjell og geologiske parametre.

Overfjell kan være en funksjon av en eller flere av følgende geologiske faktorer:

- oppsprekningen av fjellmassene
- bergartens mekaniske og fysikalske egenskaper
- svakhetssoner
- bergtrykk

2.1. Oppsprekning

De utførte målinger støtter den erfaring at detaljoppsprekningen av fjellmassene er en hovedfaktor. Oppsprekningen med sin orientering og sprekkekarakter, samt eventuell foliasjon, lagdeling eller skifrighet, vil i de fleste tilfellene være utslagsgivende for overfjell som skyldes geologiske årsaker.

Sprekker opptrer vanligvis i sprekkesett med plan tilnærmet parallelle hverandre. Det er oftest dannet 3 sprekkesett i forskjellige retninger, slik at bergarten deles opp i blokker med varierende størrelse og form. En romboedrisk oppsprekning vil gjerne ha markerte, glatte sprekker i to retninger og kan være stabilitetsmessig ugunstigere enn den kubiske hvor sprekkene oftere kan ha markert minst ruhet i en av retningene. Oppsprekningen kan dels være dannet ved den tektoniske utviklingen i området eller kan ha tilknytning til den litologiske utvikling for bergarten. De primært dannede sprekker og stikk kan med noen erfaring relativt enkelt skilles fra de sekundært dannede riss som skyldes anleggsdriften.

De viktigste parametre ved en sprekkanalyse eller oppmåling er: **Orientering** av et sprekkeplan er gitt ved dets strøk og fall. Ved tunneler kan det innføres den forenkling at strøket oppgis ved sin vinkel i forhold til tunnelaksen. **Sprekkeavstand** blir å måle som middelverdi av avstand mellom sprekker i et sprekkesett og separat for de ulike sprekkesett. En vil ofte finne at et sprekkesett kan bestå av tynne sprekker eller stikk med kortere avstand og mere markerte sprekker med større avstand. Begge typer bør måles inn. **Sprekkekarakter** omfatter ruhet og eventuelt tykkelse og type av sprekkemateriale, samt angivelse av om vann er tilstede. Det viser seg etter erfaringer med skjærboksforsøk at ruhet kan klassifiseres rimelig bra rent visuelt.

Men tanke på overfjell vil målinger i regelen bekrefte at i de tilfeller hvor skjærkraften i sprekkeplan er en stabiliserende faktor, vil overfjellet være sterkt påvirket av leirmateriale og/eller vann i sprekkene. Dette skyldes det forhold at dersom sprekkematerialets tykkelse er for stort til at ruheten ved skjærforskyvning fører fjellflatene i kontakt med hverandre, er det kun sprekkematerialets kohesjon og indre friksjonsvinkel som gir den stabiliserende skjærfasthet (Coulombs ligning). Dersom det er vann til stede, vil den stabiliserende normalspenning på sprekkeplanet bli redusert med vanntrykket. **Sprekkenes utholdenhet** hører også med blant de faktorer som undersøkes ved en sprekkeanalyse.

2.2. Bergartenes mekaniske og fysikalske egenskaper.

For et tunnelanlegg vil det i dag ofte foreligge laboratorieundersøkelser av bergartsprøver,

primært for å gi anleggstekniske data. Det er på det rene at ved bestemte forutsetninger er det korrelasjon mellom bergartens mekaniske og fysikalske egenskaper og mengden av overfjell. Hvor det er betydelig overfjell ved de tunneler som er undersøkt, viser det seg at de mekaniske egenskapene er av underordnet betydning i forhold til sprekkesystemet.

En klassifisering som behandler fjellets generelle kvalitet kunne en anta ville vise en rimelig sammenheng med overfjellets størrelse. I figur 19-1. er to viktige parametre med, — indusert strekkfasthet ved punktlaststyrkeindeks I_s og sprekkeavstand I_f.

Middelverdiene for I_s og I_f ved tre forskjellige bergarter i en adkomsttunnel til kraftverk gir:

1 Sandstein $I_s = 13{,}3\ MN/m^2$, $I_f = 0{,}15$ m — Overfjell bak boring = ca. 8%

2 Grønnskifer $I_s = 4{,}9\ MN/m^2$, $I_f = 0{,}40$ m — Overfjell bak boring = ca. 9%

3 Kalkstein $I_s = 2{,}7\ MN/m^2$, $I_f = 0{,}05$ m — Overfjell bak boring = ca. 5%

Ved inntegning viser det seg at bergartene klassifisert med "Høy kvalitet" gir mest overfjell og bergartene klassifisert med "Medium kvalitet" gir minst overfjell. Forklaringen på den dårlige korrelasjon er at både bergartsstyrke og sprekkeavstand er retningsavhengige parametre. En klassifisering av fjellet med hensyn til overfjell gjør det derfor nødvendig å måle inn også sprekkeorientering.

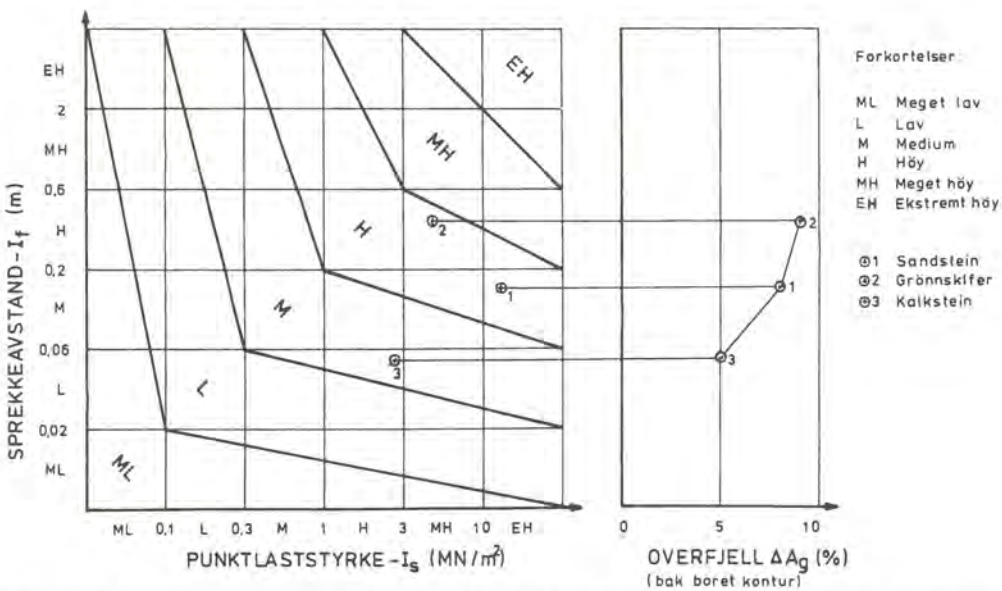


Fig. 19-1. Bergartsklassifisering og overfjell i tunnel med 25 m² tverrsnitt og 1000 m lengde.

2.3. Svakhetssoner.

De tektoniske bruddsonene i fjellgrunnen i form av strekkbruddsoner eller skjærbruddsoner (knusningssoner) gir i regelen store overmasser i form av utfall eller ras fra heng og vegger. Sonene fører oftest til stabilitetsproblemer og behov for fjellsikring. Ved de oppmålte tunnelene er de større tektoniske bruddsoner utstøpt, og overfjell p.g.a. disse svakthetssoner er holdt utenfor ved beregningene.

2.4. Bergtrykk.

Spenninger i fjellet rundt en tunnel vil inntil en viss grense virke stabiliserende. Høye spenninger i fjellet, ofte i kombinasjon med en homogen bergart med lav strekkfasthet, kan føre til en spesiell form for overfjell ved at fjellflak løsner fra konturen – til dels med stor kraft. Bergslag eller sprakefjell er forbundet med fare for ulykker og blir vanligvis sikret ved bolting eller utstøping. Overfjellmassene blir en relativt mindre del av problemet og kostnadene. Ved de undersøkte tunnelene kan en ikke se at bergtrykket har vært en faktor av betydning for mengden av overfjell.

3. MÅLINGER

Tidligere utførte målinger inneholder få geologiske opplysninger. På grunnlag av en vanlig tunnelprofilering lar det seg ikke gjøre å skille mellom anleggstekniske og geologiske årsaker til overfjell. En har derfor utført målinger i felten for i første rekke å avklare avhengigheten mellom sprekkesystemet og overfjellet.

3.1. Målemetoden.

Målemetoden er lagt opp så enkelt som mulig ut i fra følgende hovedregler:

Hvor borpiper i alt vesentlig er synlige og hvor utfall bak borpipene er uregelmessige og sprengningsriss er synlige, skyldes overfjell i hovedsak anleggstekniske forhold og er ikke innmålt.

Hvor konturen følger sprekkeplan skyldes volum mellom boret kontur og endelig kontur i hovedsak geologiske forhold, og er innmålt. Boret kontur kan grovt rekonstrueres på grunnlag av rester av borpiper eller gryter ved bunnen av borhull. Areal og midlere avstand til fjell eller eventuelt høyde ved pyramideformede utfall må måles på stedet. Det er av praktiske grunner nødvendig med skjønnsmessige vurderinger i tillegg til målingene. Konturen deles opp i overfjell ved vegg og heng. Ved steiltstående sprekker og sirkulær heng er det videre vanskelig å skille overmasser i vegg fra overmasser i sideheng. En har derfor valgt å måle overmasser i vegg og sideheng under ett med skille ved en sentralvinkel på ca. 30° fra horisontalplanet som vist i figur 19-2. Målingene gir overmasse for hver 10 m tunnellengde. De oppmålte overfjellsmasser vil dels være bygget på skjønnsmessig bedømmelse og må betraktes som tilnærmede verdier. De relative forhold mellom massene bør kunne ha en rimelig bra feilmargin. Sprekkeplan samt skifrighetsplan eller foliasjonsplan er målt med geologkompass, 400^g deling og klinometer med vater og dreibar skala, 90° deling. Tunnelaksen er målt med kompass i driveretningen.

3.2. Tunnel I.

Adkomsttunnel til kraftverk med et tverrsnitt på 25 m^2 og en lengde på ca. 1000 m. **Bergartene er:** Sandstein, grønnskifer og kalkstein av ordovicisk alder. **Bergartenes orientering:** Strøk er i middel N 100^g Ø og fall varierer fra 82° S til 85° N. **Sprekkekarakter:** Med unntak for kalksteinen har bergartene markerte steiltstående sprekker, som delvis skjærer hverandre med en vinkel på 40–50^g. Sprekkene har i gjennomsnitt liten ruhet – hvor det finnes vann eller leirbelegg er dette angitt. Sprekkeavstanden er gitt både ved gjennomsnittlig avstand for samtlige sprekker og ved avstand for de mest markante sprekker.

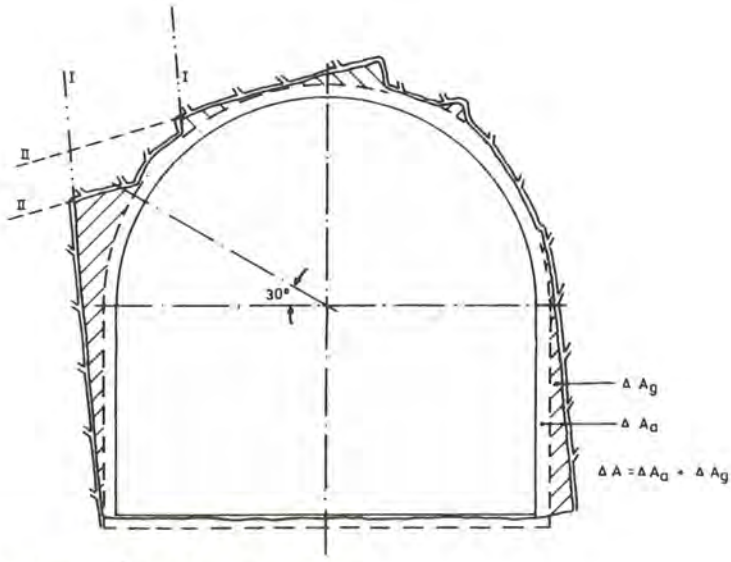


Fig. 19-2. Overfjell i 25 m² tunnel. Forkortelser:

ΔA_g: Overfjell mellom boret og endelig kontur som i hovedsak skyldes geologiske forhold.

ΔA_a: Overfjell mellom teoretisk og boret kontur.

I: Sprekkesett med liten ruhet.

II: Sprekkesett med middels ruhet.

Fjellsikring: Bolting + ca. 70 m utstøpning. (Stort sett ved bergartsgrensene. Målingene viser til dels betydelige overmasser i vegger og sideheng p.g.a. steiltstående sprekker. Tunnelaksens retning er tilnærmet N 40^g V.

Resultat av målingene er satt opp i figur 19-3.

Med unntak for de målinger hvor det er anmerket leire/vann viser punktene en rimelig sammenheng mellom vinkel α og overfjell. Ved numerisk analyse har en fått en bra kurvetilpasning til formelen $Y = ax^b$ og med regresjonskoeffisientene a = 16, b = – 0,33. Ligningen er gyldig for disse verdier av vinkelen: $5^g < \alpha < 60^g$. Målingene viser at overfjell som i hovedsak har geologiske årsaker, tilnærmet følger en ligning:

$$A_G = 16\alpha^{-0,33}$$

$$A_G = \frac{16}{3\sqrt{\alpha}} \quad (5^g < \alpha < 60^g) \qquad (1)$$

hvor α = vinkel mellom tunnelakse og mest markerte sprekkesett. Sprekkeplanets fall varierer her mellom ca. 60° og 90°, hovedtyngden større enn 75°.

3.3. Tunnel II.

Transporttunnel ved kraftverk med tverrsnitt 25 m² og lengde på ca. 200 m. Tunnelen ligger delvis i kurve med 50 m radius og gir herved varierende vinkler mellom driveretningen

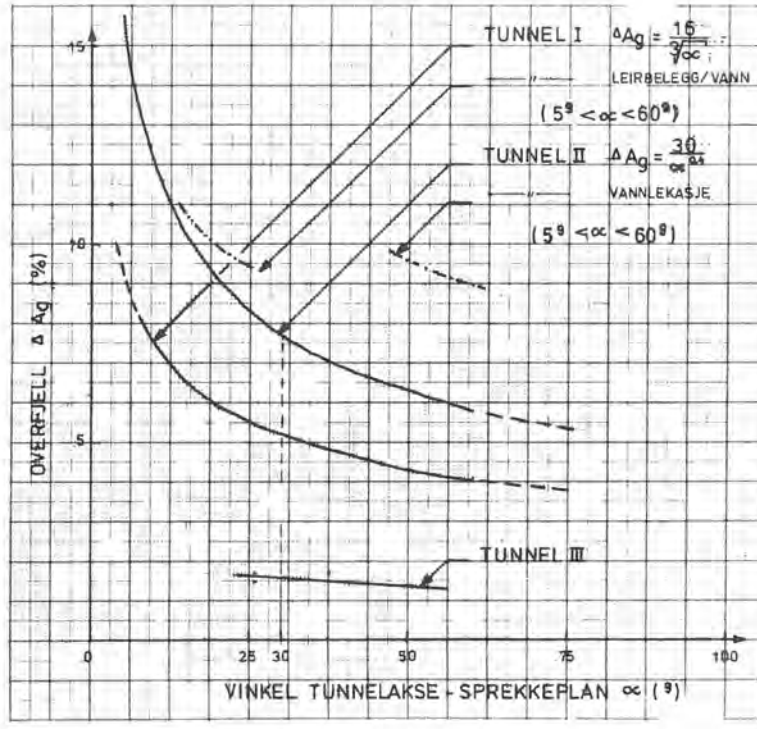


Fig. 19-3. Overfjell p.g.a. oppsprekning.

ΔA_g: Overfjell p.g.a. fjellmassenes oppsprekning.

α: Midlere vinkel mellom tunnelretning og sprekkplan.

Tunnel	Tverrsnitt	Lengde	Sprekkekarakter
I	25 m^2	1000 m	Markerte sprekker, liten ruhet
II	25 m^2	250 m	Markerte sprekker liten ruhet
III	30 m^2	250 m	Tynne sprekker, middels ruhet

og sprekkeplan. **Bergart**: Grønnstein og grønnskifer med enkelte keratofyrlag. **Bergartens orientering**: Lagdelingsplanets strøk og fall varierer sterkt – ifra strøk N 30^g Ø fall 35° ved pel 30 og til strøk N 70^g Ø fall 90° ved pel 160. **Sprekkekarakter**: Markerte steiltstående sprekker som danner en vinker på 60 – 100^g med bergartens lagdelingsplan. Sprekkene har liten ruhet og er dels fuktige, vanntilgangen har økt utfallet vesentlig over et kortere parti. Sprekkeavstanden er gitt som gjennomsnittlig avstand for alle sprekker og ved avstand for mere markerte sprekker. **Fjellsikring**: Enkelte bolter.

Måleresultatene er satt opp i figur 19-3 og har ved numerisk analyse en brukbar

kurvetilpassing til formelen $y = ax^b$. Regresjonskoeffisienten: a = 30, b = – 0,4. Formelen er gyldig for vinklene $5^g < \alpha < 60^g$. Forholdet mellom overfjell p.g.a. oppsprekning ΔA_g ved 25 m^2 transporttunnel, og vinkel mellom tunnelakse og sprekkeplan α følger tilnærmet ligningen:

$$A_G = 30\alpha^{-0,4}$$

$$A_G = \frac{30}{\alpha^{0,4}} \quad (5^g < \alpha < 60^g) \qquad (2)$$

Sprekkeplanets fall er på 63 – 90°.

Formelene (1) og (2) bygger på den forutsetning at måleresultatene synes å kunne tilpasses en bestemt matematisk funksjon, dette må tas med forbehold.

3.4. Tunnel III og IV.

Tunnel III er en adkomsttunnel til kraftverk med tverrsnitt 30 m^2 og en lengde på ca. 250 m. **Bergart**: Glimmerskifer og glimmergneis med trondhjemittiske lagerganger. **Sprekkekarakter**: Lite utviklet sprekkesystem med vinkel 70 – 80^g på foliasjonsplanet. Middels ruhet – kortere partier med vann og partier med tørt leirbelegg av liten tykkelse. **Fjellsikring**: Ingen. Det framgår av målingene at overfjellet endrer seg lite med varierende vinkel mellom tunnelretning og strøk for sprekkeplan. Der hvor overfjellet er av nevneverdig størrelse finnes vann eller leirbelegg på sprekkene. Midlere overfjell i tunnel III p.g.a. fjellmassenes oppsprekning: ΔA_G = 1,5% (se figur 19-3).

Tunnel IV er en 16 m^2 kraftverkstunnel under anlegg. **Bergart**: Grunnfjellgneis. **Sprekkekarakter**: Sprekkesettene er i hovedsak svakt markert, middels ruhet. **Fjellsikring**: Ingen.

Det viser seg at overfjell p.g.a. geologiske årsaker er av lite omfang og i middel mindre enn 1%.

Målingene foran viser for midlere tunneltverrsnitt at med fjellmassenes oppsprekning som årsak, kan betingelsene for overfjellsmasser i størrelsesorden 5 – 7% være tilstede, når steiltstående sprekkesett med liten ruhet skjærer tunnelaksen med en vinkel på ca. 30^g. Overfjellet øker vesentlig og fordobles tilnærmet når samme vinkel kommer ned i ca. 5^g. Dersom sprekkesett og tunnelakse er parallelle er utfallet i større grad bestemt av sprekkeplanets fall og avstand til kontur. Leirbelegg på sprekkene eller vanntilgang av noen størrelse, ser ut til å øke disse overfjellsmassene med omkring 50%. Det viser seg at utfallet målt fra boret kontur kan bli på ca. 1 m. Det antas at bl.a. stabiliserende spenningsforhold begrenser utfallets størrelse. Ved steiltstående sprekkesett blir overfjellets størst i vegg og sideheng.

En har ikke tilsvarende målinger fra tunneler hvor sprekkesett med liten ruhet har gitt størst utfall i hengen. For overfjell ved heng vil en ut i fra generelle observasjoner anta: Sprekkeplan med mindre enn ca. 25^g vinkel med tunnelakse og liten fallvinkel i forhold til hengen gir økt overfjell. Hengens bueform reduserer arealets utstrekning, mens gravitasjonens drivende kraft øker slik at faremomentet ofte vil føre til behov for sikringsarbeider.

Overfjellet synes ikke å bli av praktisk betydning når en har følgende betingelser oppfylt:

– fjellmassenes oppsprekning er lite markert og hovedsaklig består av tynne strekkbruddsprekker.

– sprekkene har middels ruhet (eller bedre).

3.5. Tidligere utførte målinger.

Fra Vassdrags- og havnelaboratoriet og Kontor for Fjellsprengningsteknikk har en fått utlånt målingene fra i alt 20 kraftverks- og vegtunneler med samlet fotografisk profilering av ca. 130 000 m tunnel. Materialet er bearbeidet for å finne de totale overfjellsmasser ved utførte tunnelanlegg, men gir ikke grunnlag for å skille ut anleggstekniske og geologiske årsaker til overfjell. Videre er: – profiler mindre enn teoretisk tverrsnitt utelatt. – Vegbane antatt å være av 0,3 m tykkelse, dersom ikke annet er oppgitt.

Overfjell ΔA i % av prosjektert tverrsnitt (A) kan gis en generell form for alle tverrsnittstyper (k er en konstant avhengig av tverrsnittsutforming om midlere overfjell målt langs kontur).

$$\Delta A = \frac{k}{\sqrt{A}} \tag{3}$$

Ved kurvetilpassing etter funksjonen (3) har en for 20 kraftverks- og vegtunneler funnet:

$$\text{Salvelengde 3,0 m } \Delta A = \frac{85}{\sqrt{A}} \tag{4}$$

$$\text{Salvelengde 4,0 m } \Delta A = \frac{115}{\sqrt{A}} \tag{5}$$

Funksjonene er vist i figur 19-4, her er også forslag til Norsk Standard for

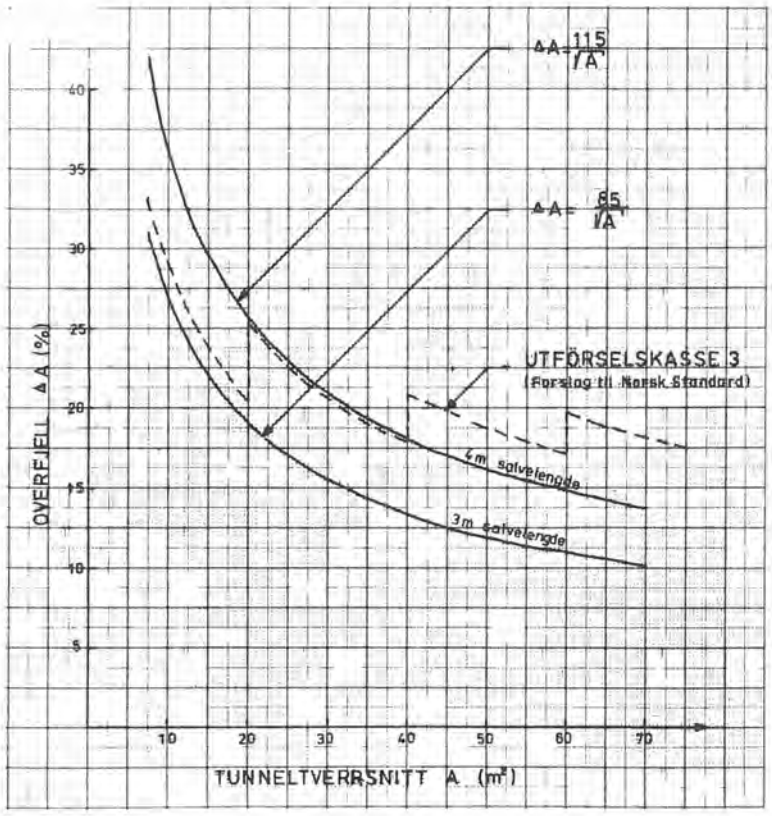


Fig. 19-4. Overfjell ved 20 utførte kraftverks- og vegtunneler. Profilert lengde ca. 130 000 m.

utførelsesklasse 3 angitt ved egen kurve. Denne viser beregningsregel for oppgjør av overfjell. Etter en vurdering av de profilerte tunneler sammenholdt med de teoretiske overmasser som er bestemt av boreutstyr og arbeidsrutiner, synes det klart at de anleggstekniske forhold – med få unntak – er hovedårsaken til overfjell.

4. KONKLUSJON

Målinger utført i tunneler synes å bekrefte den generelle erfaring at fjellmassenes oppsprekning må tillegges størst vekt når det gjelder overfjell av geologiske årsaker. Overfjellet øker betydelig for sprekkeplan med liten ruhet og som samtidig har et fall slik at gravitasjonen er den drivende kraft, dersom vinkelen mellom driveretning og sprekkeplan blir mindre enn ca. 30^g.

Leirbelegg på sprekkene og vannlekkasje vil øke overfjellsmassene ytterligere. Størrelsen av overfjellet kan ved ugunstig kombinasjon av sprekkekarakter og -orientering komme opp i 10 – 15% og fører herved til økonomiske tekniske konsekvenser for tunneldriften.

BERGTRYKKSPROBLEMER OG SIKRINGSTILTAK, ERFARINGER FRA STRYNEFJELLSANLEGGET

Working problems and supporting in connection with rock spalling. Experiences from the Strynefjell road-tunnel works.

Berging. Eirik Øvstedal, Veglaboratoriet.

SAMMENDRAG

Det generelle opplegget for arbeidssikring mot stabilitetsproblemer p.g.a. bergtrykk beskrives og utførelsen av sikringsarbeidene kommenteres. Bergtrykksytringene i Ospeli- og Grasdalstunnelen omtales kort. Forholdene i Oppljostunnelen, hvor bergslagsproblemer i deler av tunnelen forstyrret driften betraktelig, beskrives nøyere. Det ble her utført bergtrykksmålinger når tunnelen var drevet omtrent halvveis fra nordøst. Disse viste at det sto høye horisontalspenninger i fjellet. Dette forklarte avskallingene i hengen. Ved et tilpasset driftsopplegg med hurtig sikring med polyesterforankrede kamstålbolter og store underlagsplater greide en under driften fra vest å holde høyere ukeinndrifter, og oppnådde en sterk reduksjon i meromkostningene som hadde sin årsak i bergtrykksytringene.

SUMMARY

The supporting work against rock spalling are described. Stability problems due to rock pressure in the Ospeli- and Grasdal-tunnels were moderate and caused minor disturbance during construction. In parts of the Oppljos-tunnel the problems were extensive with heavy rock spalling from the roof. Rock pressure measurements showed high horizontal stresses. The results of the measurements are presented and discussed against the experienced problems. In the last part of the tunnel a well suited working scheme, based on rapid supporting with polyester-anchored rock bolts and large platens, proved to be favourable and reduced the tunnel costs.

1. INNLEDNING

Stortinget vedtok i 1967 at distriktene Nordfjord og deler av Sunnmøre skulle skaffes en tilfredsstillende helårs forbindelse med Østlandet. Valget falt på den såkalte Grasdalslinjen i konkurranse med Raudalslinjen og Jostedalslinjen. Byggingen starter i 1969 og vegen er ventet å stå ferdig en gang i 1978.

Ser vi på kartet, fig. 20-1, strekker helårsvegprosjektet seg fra Skjåk seter i Oppland (3 – 4 km øst for Grotli) til Skåre bru i Sogn og Fjordane. Samlet veglengde blir vel 40 km og største høyde i dagen 929 m.o.h. Til sammenligning kan nevnes at den gamle Strynefjellsvegen går opp i 1139 m.o.h. I helårsvegprosjektet inngår 3 tunneler på til sammen ca. 10,5 km. Det er fra vest Ospelitunnelen ca. 2,5 km, Grasdalstunnelen ca. 3,6 km og Oppljostunnelen ca. 4,4 km. Alle tunnelene er nå ferdig sprengt.

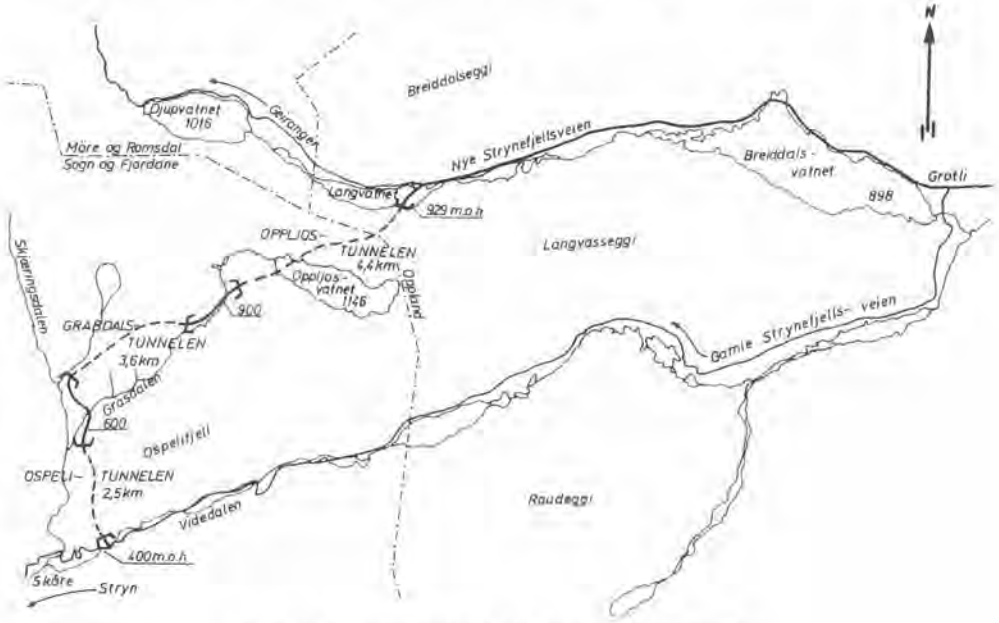


Fig. 20-1. Oversiktskart for Strynefjellsanlegget.

2. SPRENGNINGSTVERRSNITTET

Fig. 20-2 viser de aktuelle utforminger (begge sirkulære) som er brukt om hverandre etter som tunnelene er tørre eller våte.

I tørre partier er utsprengt areal ca. 45 m^2. I våte og/eller ustabile partier hvor det er antatt behov for plasskrevende permanente sikringstiltak (fortrinnsvis platetak eller dobbel membranisolert støp) er tverrsnittet under drift utvidet til ca. 51 m^2.

3. BERGTRYKK, SIKRINGSTILTAK

3.1. Generelt.

Arbeidssikringen i fjell med bergtrykksytringer har etter en viss tilpasningsperiode vært utført slik:

1. I fjell med svake sprakelyder og/eller moderat bomfjelldannelse har rensk normalt vært tilstrekkelig som midlertidig sikring.

   I fjell med sprakelyder og/eller bomfjelldannelse samt avskallingstendenser viste det seg

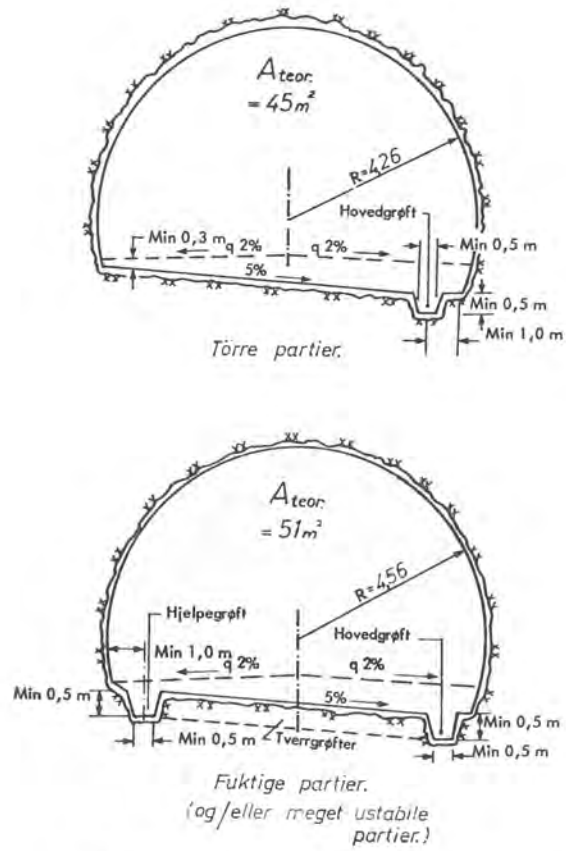


Fig. 20-2. Anvendte tunneltverrsnitt.

både økonomisk og sikkerhetsmessig riktig å forsøke å redusere rensken og i stedet sette inn enkelte bolter.

Det er kun benyttet varmeforsinkede 20 mm KS 40 bolter som er forankret ved hurtigherdende polyester (300 g i 32 mm's hull). I og med at boltene er rustbeskyttet vil de kunne inngå i den permanente sikringen av tunnelene. Lokalt har det vært nødvendig å kombinere boltingen med enkelte bånd og litt netting (varmeforsinket).

For at en viss deformasjon og dermed spenningsreduksjon i konturen skulle være mulig, var det meningen at boltene ikke skulle forspennes. Nå ble det brukt muttertrekker til å skru på mutterne, og enkelte bolter har nok derved fått en viss forspenning. Det har imidlertid ikke vært eksempler på at boltene har røket.

3. I fjell med relativ intens spraking og/eller betydelig avskalling hadde omfattende rensk sjelden noen mening fordi stadig nye flak løsnet. I stedet ble det forsøkt å utføre kun vanlig salverensk hvoretter det ble boltet så fort som mulig. I en lengre tilpasningsperiode var dette vanskelig å få gjennomført.

   Det har vært nødvendig å bolte systematisk med bolteavstand helt ned i ca. 70 cm. For å unngå å henge opp bånd, hvilket er meget arbeidskrevende er det i stedet benyttet store

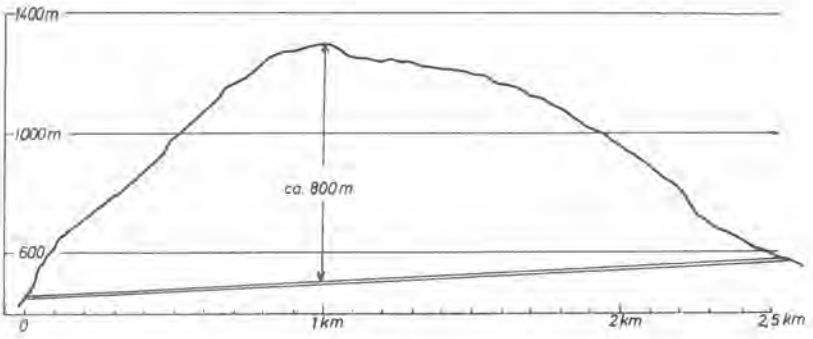
trekantplater, 8 x 400 x 500 mm rettvinklet, med 38 mm's hull for mellombrikke (1/2-kule). Det har vært viktig å føre en viss kontroll med anvendelsen av disse kostbare platene (ca. kr. 30,– pr. stk. ferdig varmforsinket pr. 1/8–76) fordi bruken lett ble overdreven.

En del steder har fjellet begynt å løsne i mellom platene og det har vært nødvendig å supplere med netting. Nettingen er festet utenpå de store platene med plater av normal størrelse. Det er i det vesentligste benyttet gjerdenetting (2,7 x 40 x 40 mm). Der denne er hengt opp nærmere stuff enn ca. 5 m har den fått betydelige skader. Heller ikke under disse alvorlige bergtrykksproblemene har en kjennskap til at bolter har røket.

Den **permanente** boltingen ved anlegget utføres nå også ved hjelp av varmforsinkede kamstålbolter forankret ved polyester. Selv om materialprisen blir høyere enn f.eks. ved bruk av Bergjetmetoden, er det beregnet at hurtigere montering vil føre til et totalt sett bedre økonomisk resultat.

3.2. Ospelitunnelen.

For Ospelitunnelen består fjellet av båndete kvartsdiorittiske og granodiorittiske gneiser. Den del av Ospelifjellet som tunnelen er drevet igjennom ligger i en stor synklinal (se kartskissen fig. 20-3). Nær åpningene går tunnelen tilnærmet vinkelrett en steiltstående foliasjon. Fjelloverdekningen går opp i ca. 800 m. Ut fra vanlige betraktninger om anisotrop spenningstilstand nær dalsidene var det for Ospelitunnelen ventet spraking og avskalling på



OSPELITUNNELEN

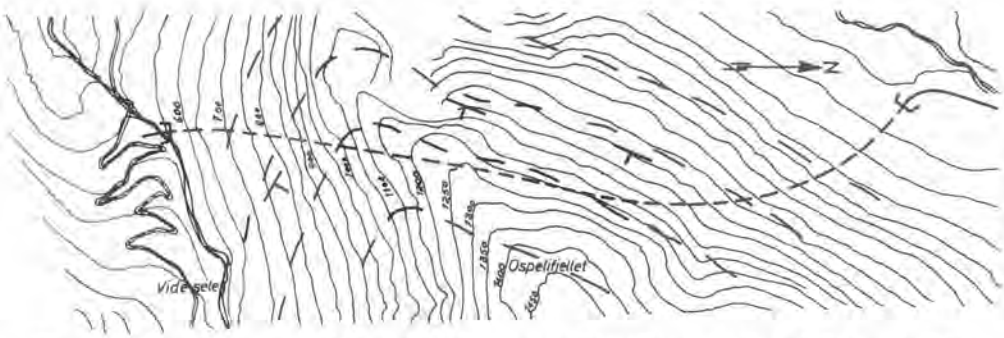


Fig. 20-3. Kartskisse og snitt langs Ospelitunnelen. Bergartenes strøk og fall er antydet.

stuff innenfor begge tunnelåpningene. Dette skjedde kun i meget lite omfang. Det var tendenser til sprak i en knusningssone ca. 50 m innenfor søndre tunnelåpning og det var sprak samt avskalling på et ca. 50 m langt parti 130 – 180 m inn fra nordre åpning. I det sistnevnte partiet var det nødvendig å bolte taket systemtisk (på stuff).

3.3. Grasdalstunnelen.

Grasdalstunnelen går igjennom Sæterskarfjellet. Bergartene er hovedsakelig granittiske gneiser, mer eller mindre markert båndete, der de tydeligst båndete har god spaltbarhet langs parallelle glimmersjikt. Også for denne tunnelen mente en at det ville være risiko for bergtrykksproblemer nær dalsidene. Trasèen ble derfor lagt godt inne i fjellmassivet og tilnærmet vinkelrett inn og ut av dalsidene.

Som vi ser av kartskissen, fig. 20-4, går tunnelen på en stor del av lengden nesten parallelt foliasjonens strøkretning. Profilet viser at den maksimale fjelloverdekning er ca. 650 m. Snittet A – A, fig. 20-5, gir et inntrykk av tunnelens beliggenhet inne i fjellmassivet.

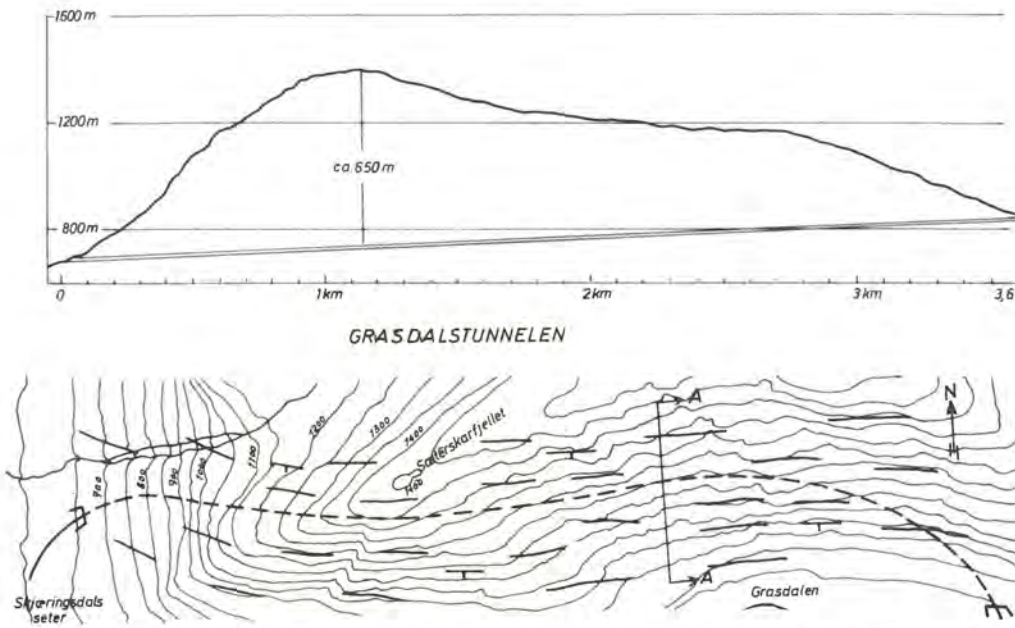


Fig. 20-4. Kartskisse og snitt langs Grasdalstunnelen. Bergartenes strøk og fall er antydet.

Under drift var fjellet på stuff meget massivt med få stabilitetsforstyrrelser. Gjennomsnittsinndrift for tunnelen var således ca. 50 m/uke, dvs. praktisk talt 1 salve pr. skift (3 skift, 14 fot borstenger). Imidlertid skallet det av bak stuff og det var nødvendig med en bakstuffgjeng som rensket og boltet. I alt ble det satt inn ca. 1000 bolter under drift, de fleste bak stuff.

Etter drift har avskallingen tiltatt i intensitet og som permanent forsterkning blir det satt inn ca. 8000 bolter (varmforsinkede kamstålbolter forankret ved polyester).

Fig. 20-6 viser et karakteristisk profil fra Grasdalstunnelen. Avskallingen er i noen grad

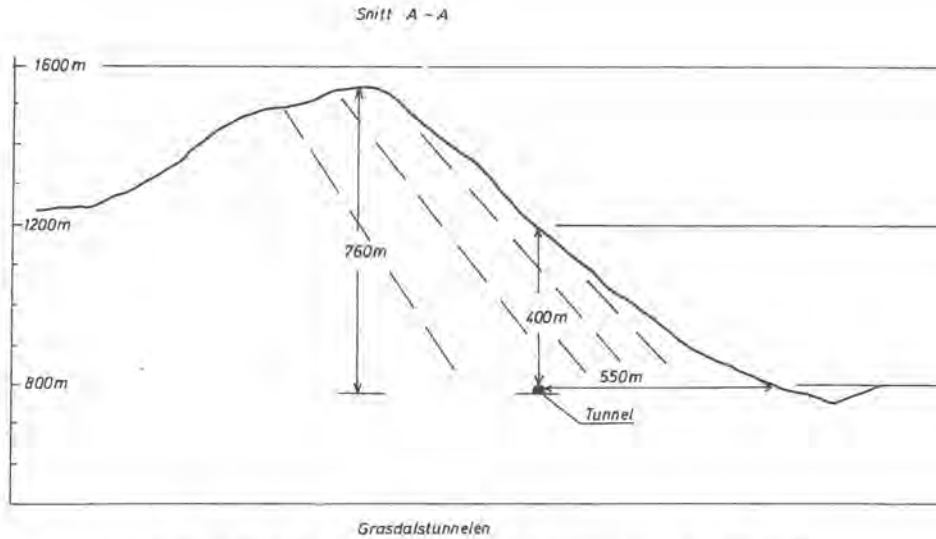


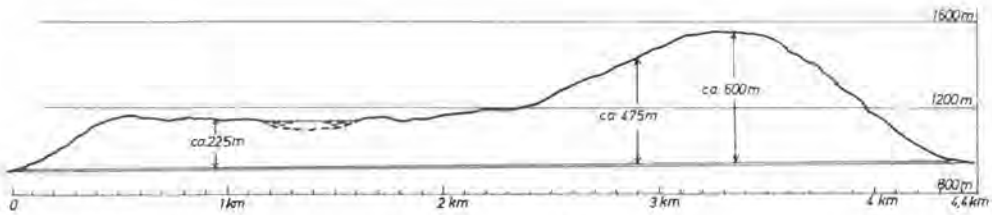
Fig. 20-5. Snitt A-A på tvers av Grasdalstunnelen fra fig. 20-4.

Fig. 20-6. Karakteristisk profil i Grasdalstunnelen, foliasjonen er antydet.

bestemt av foliasjonen. Det er gjort noen orienterende strekkfasthetsmålinger på bergartene i tunnelen (ved punktlastmetoden, totalt ca. 15 målinger). Gjennomsnittsverdiene er minste strekkfasthet normalt foliasjonen ca. 60 kp/cm^2, og største strekkfasthet parallelt foliasjonen ca. 120 kp/cm^2.

3.4. Oppljostunnelen.

Oppljostunnelen (fig. 20-7) går igjennom gneisbergarter med tilsvarende mekaniske egenskaper som Grasdalstunnelen. Traséen danner på en stor del av lengden en relativt spiss vinkel med foliasjonens strøkretning. Fjelloverdekningen varierer mellom ca. 200 m og 600 m. I denne tunnelen var det ventet bergtrykksproblemer kun i nærheten av dalsiden ved nordøstre innslag.



OPPLJOSTUNNELEN

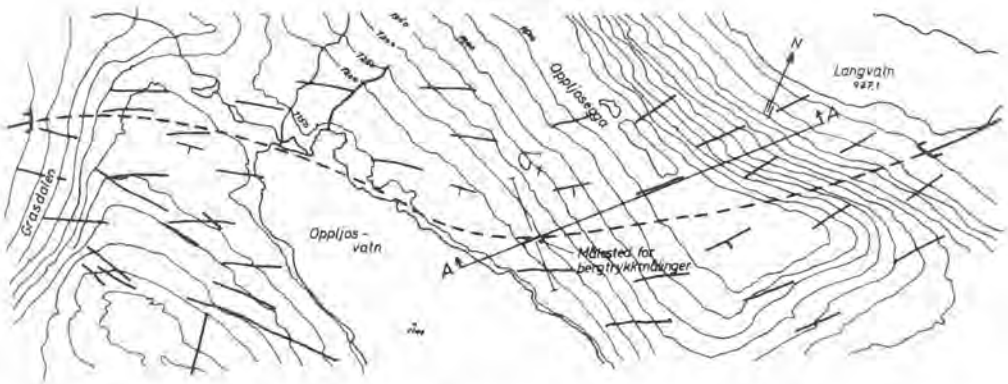


Fig. 20-7. Kartskisse og snitt langs Oppljostunnelen. Bergartenes strøk og fall samt beregnet retning for største hovedspenning σ_1 er inntegnet.

Det som skjedde var at de første ca. 1600 m av tunnelen ble drevet fra nordøst praktisk talt uten stabilitetsforstyrrelser. Ved ca. 1600 m begynte det å sprake og avskalling tok til å forstyrre driften. Fjelloverdekningen var da ca. 475 m. Avskallingen skjedde i taket og til dels på stuff. Etter hvert ble problemene betydelige og inndriften ble drastisk redusert (fra vel 50 m/uke til ned under 15 m/uke). At inndriften gikk såvidt sterkt ned skyldtes delvis at driverne var uvant med bergtrykksproblemer. Dette ga seg utslag bl.a. i altfor omfattende rensk.

Man håpet at bergtrykksproblemene var av forbigående karakter. De vedvarte imidlertid helt til driften fra øst ble avsluttet ca. 2300 m inn fra tunnelåpningen. (Det var da ennå ikke startet drift fra vest).

Bergtrykksmålinger

Av hensyn til driftsopplegget fra vest var det ønske om å få kjennskap til spenningsforholdene på den resterende del av tunnelstrekningen. Etter konferanse med dr.ing. A. Myrvang ved Institutt for Gruvedrift, NTH, ble det besluttet å få utført spenningsmålinger der driften var avsluttet. (Fjelloverdekningen var her ca. 230 m).

Stereonettet, fig. 20-8, viser resultatet av målingene som ble utført av Bergmekanisk laboratorium, Institutt for Gruvedrift, NTH. Største hovedspenning σ_1 har azimut N 45° V – S 45° Ø og står tilnærmet horisontalt, dessuten normalt foliasjonens strøkretning, parallelt fjellsiden og nær normalt tunnelaksen (σ_1 er også inntegnet på kartskissen fig. 20-7). Største hovedspenning σ_1 = 208 kp/cm^2 er betydelig større enn den teoretisk beregnete horisontlaspenning (11 kp/cm^2). Profilet A – A, fig. 20-9, normalt σ_1's retning viser σ_2 og σ_3's orientering i forhold til fjellsiden.

Ut ifra et idealisert (sirkulært) tverrsnitt var tangentialspenningene ved målestedet (se fig. 20-10) beregnet til:

$\sigma_{tmaks.}$ i taket lik 571 kp/cm^2

$\sigma_{tmin.}$ i veggene lik – 49 kp/cm^2 (strekk)

Til sammenligning kan nevnes at målte trykkfastheter for bergarten varierer mellom 470 kp/cm^2 og 1270 kp/cm^2 mens målte strekkfastheter varierer mellom 50 kp/cm^2 og 130 kp/cm^2.

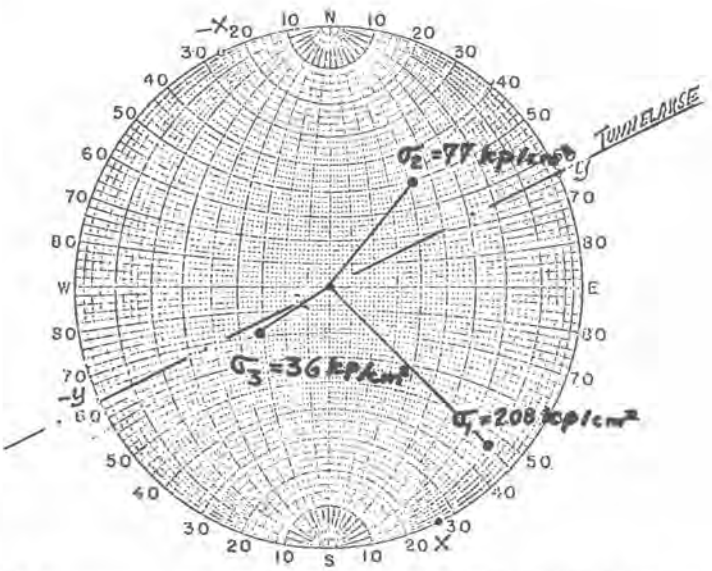


Fig. 20-8. Stereonett som viser de beregnede hovedspenningenes orientering: vinkler mellom z-aksen (loddlinjen) og

σ_1: 83°

σ_2: 54°

σ_3: 37°

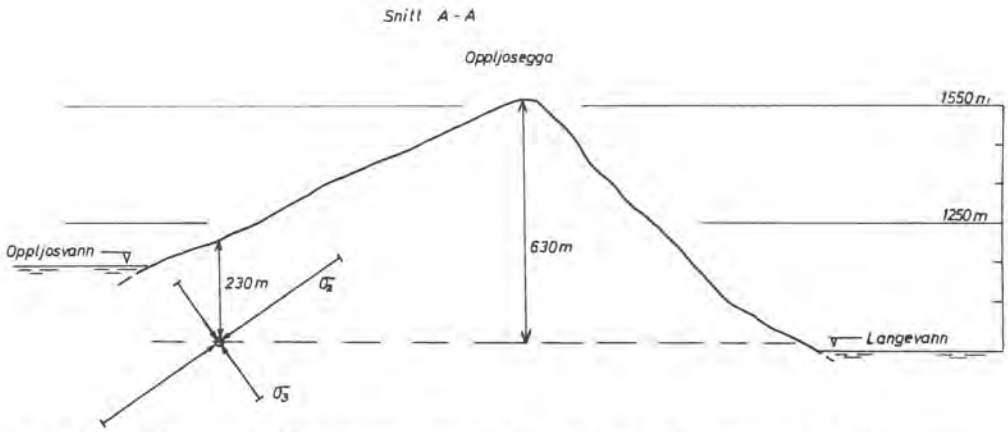


Fig. 20-9. Profil gjennom Oppljosegga (snitt A-A fra fig. 20-7) normalt største hovedspenning σ_1.

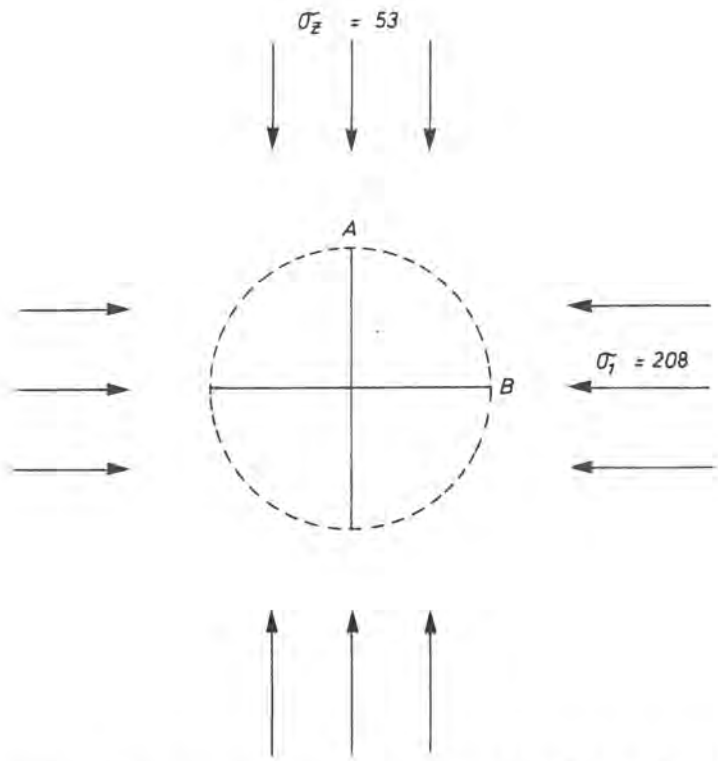


Fig. 20-10. Beregnede tangentialspenninger ved målested h = 230 m ut ifra et idealisert (sirkulært) tunneltverrsnitt:

Ved A: $\sigma_t = 3 \cdot \sigma_1 - \sigma_z = 571$ kp/cm^2

Ved B: $\sigma_t = 3 \cdot \sigma_z - \sigma_1 = -49$ kp/cm^2

(positivt fortegn betyr trykkspenninger).

Konklusjonen av bergtrykksmålingene ble følgelig at sprakefjellsproblemene i tunnelen skyltes høye horisontalspenninger på tvers av tunnelaksen, kombinert med lav bergartsfasthet. Det syntes også klart at overdekningen hadde avgjørende betydning for spenningskonsentrasjonene i tunneltaket. Det ble ikke tatt stilling til hvorvidt retningen på største hovedspenning var bestemt av topografi eller geologi. Dette var uklart fordi største hovedspenning både sto normalt foliasjonens strøkretning og samtidig parallelt fjellsiden.

Prognosene gikk ut på følgende: Hvis det var topografien som var bestemmende, ville retningen på største hovedspenning holde seg uforandret fremover langs traséen. I og med at traseen svingte mot vest innenfor målestedet, ville en derved få gunstigere orientering av tunnelen i forhold til de rådende spenningene. Derved kunne en formode at avskallingsproblemene ville avta.

Var derimot hovedspenningsretningene knyttet til strøkretningen, ville tunneltverrsnittet ha omtrent samme orientering i forhold til spenningene i hele traséens lengde idet tunneltraséen dannet samme vinkel med strøkretningen langs hele traséen. Ut fra dette var det sannsynlig at avskallingsproblemene ikke ville endre seg vesentlig. Ut mot Grasdalen måtte man imidlertid formode at spenningene var helt eller delvis utløst, slik at de anslagsvis første 400 – 500 m av tunnelen (fra vest) ikke ville by på bergtrykksytringer.

Erfaringer.

Tunnelen ble drevet vel 900 m fra vest før avskallingstendenser begynte å forstyrre driften. (problemene var eretter nokså konstante frem til gjennomslag, hvilket tyder på at hovedspenningsretningene er knyttet til foliasjonens strøkretning). Anleggsledelsen og driverne var imidlertid godt forberedt og greide å holde ukeinndriften 15 – 30 m høyere enn ved driften fra øst. Dette skyldtes i første rekke mye mindre rensk og dessuten et meget raskt utført boltearbeide. Det ble således satt inn 25 – 35 bolter (dvs. 6 – 8 stk. pr. lm) a' 2,40 m på ca. 3 1/2 time etter at vanlig salverensk var foretatt. 2 mann boret med knematere mens 1 mann monterte boltene.

Bergtrykksproblemene førte altså til at inndriften på denne stuffen ble redusert med 1/3, dvs. ca. 20 m, i forhold til normal drift uten sikringsarbeider. Råsprengt meterpris økte derved med ca. kr. 1.200,– pr. lm fra ca. kr. 4.000,– til ca. kr. 5.200,) (inkl. moms). I forhold til driften fra øst var dette meget rimelig. Her ble nemlig meterpris for råsprengt tunnel mer enn fordoblet på strekningen med bergtrykksproblemer.

En oversikt over ukeinndrifter, se fig. 20-11, illustrerer godt hvorledes tempoet på de to stuffene har vært forskjellig under noenlunde like stabilitetsforhold.

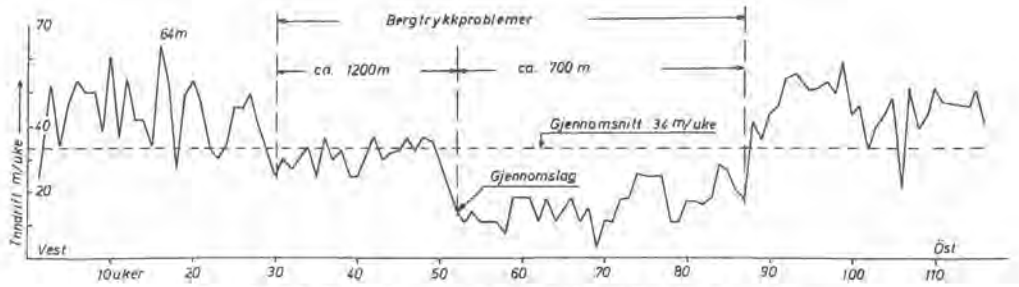


Fig. 20-11. Oversikt over ukeinndrifter i Oppljostunnelen.

Det kan til slutt nevnes at det til sammen er satt inn ca. 12000 bolter under drift på den ca. 1900 m lange strekningen med betydelige bergtrykksproblemer, dvs. ca. 6 bolter pr. lm i gjennomsnitt. Boltearbeidet er imidlertid ikke tilstrekkelig omfattende for den permanente sikringen. Det vil således bli montert ytterligere noen tusen bolter og det vil bli hengt opp en del netting. Dette gjelder også for de strekningene hvor det ikke var problemer under drift, men hvor det siden har skjedd en del bomfjelldannelse og avskalling. Dette gjelder særlig østre del. Fig. 20-12 viser et karakteristisk profil fra Oppljostunnelen med bolting mot avskalling over hele tunneltaket pluss vederlagene (særlig på den siden hvor foliasjonen står parallelt tunnelkonturen).

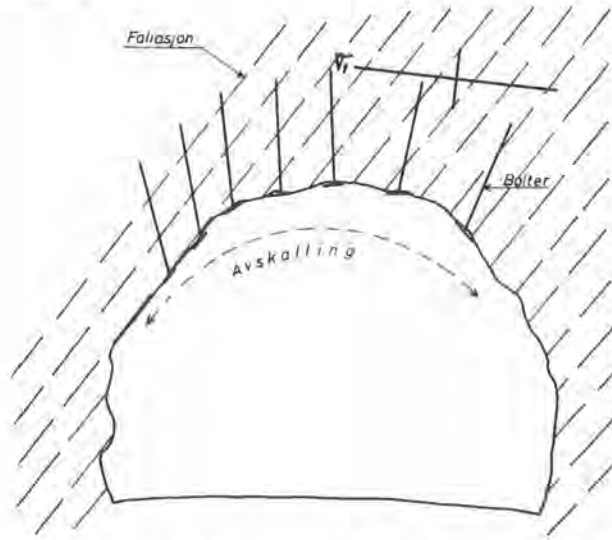


Fig. 20-12. Karakteristisk profil i Oppljostunnelen. Retning for største hovedspenning σ_1 er antydet.

4. KONKLUSJON

Anisotrop spenningstilstand nær dalsidene har i liten utstrekning gitt stabilitetsforstyrrelser på Strynefjellsanlegget. Det tas et lite forbehold om Grasdalstunnelen hvor topografiske forhold sammen med uheldig tunnelretning i forhold til foliasjonens orientering kan ha vært årsak til avskallingen etter drift. De mest alvorlige problemene har oppstått ved relativt liten fjelloverdekning hvor høye horisontalspenninger på tvers av tunnelaksen kombinert med lav fasthet av bergarten har gitt betydelig avskalling særlig i tunneltaket. Problemene har imidlertid etter en viss tilpasningsperiode greit latt seg løse ved minimal rensk på stuff med påfølgende hurtig sikring ved hjelp av polyesterforankrede kamstålbolter og store underlagsplater.

UNDERSØKELSER AV STABILITETSFORHOLDENE FOR ØRTFJELL DAGBRUDD I RANA

Analyses of the slope stability of the Ørtfjell open pit in Rana (Norway)

Sivilingeniør Bjørn Nilsen, A/S Norsk Jernverk, Rana Gruber og sivilingeniør Einar Broch, Geologisk Institutt, NTH.

SAMMENDRAG

I Ørtfjell i Rana åpnet A/S Norsk Jernverk, Rana Gruber høsten 1974 et nytt dagbrudd. Dette er planlagt med et største dyp på ca. 500 m og med skråningsvinkel på ca. 50°, og vil således bli landets desidert dypeste dagbrudd. Artikkelen beskriver de utførte felt- og laboratorieundersøkelser av bergarter, sprekker, svakhetssoner, vann- og spenningsforhold etc. For å kunne vurdere stabiliteten av dagbruddsveggene er det gjennomført en kartlegging av naturlige skråninger i den nære omegn. Videre er stabilitetsforholdene undersøkt ved hjelp av likevektsberegninger og endelig-element analyser. Totalstabiliteten av dagbruddsveggene synes tilfredsstillende. Det er imidlertid en viss fare for lokale utglidninger og utveltninger i deler av pallene.

SUMMARY

In 1974 works were started for the opening of a new iron ore pit at Ørtfjell in Rana. The open pit which is planned to be mined down 500 metres with slopes of approx. 50°, will be the deepest in Norway. The paper describes the field- and laboratory-investigations of rocks, joints, weakness zones, water and stress conditions etc. In order to study the stability of the pit slopes a survey of natural slopes in the surrounding areas has been carried out. Slope stability is also investigated by means of limit equilibrium calculations and by finite element analyses. The stability of the total pit slopes seems satisfying. However, local bench failures due to sliding along foliation planes or toppling may occur.

1. INNLEDNING

En stadig økende del av verdens malmproduksjon foregår i åpne dagbrudd. Innen dagbruddsbrytingen har den tekniske og økonomiske utvikling ført til ønsket om stadig større og dypere brudd. Kombinert med ønsket om å bryte minst mulig gråberg kan dette lett føre til at dagbruddsveggene gjøres så steile at stabilitetsproblemer oppstår. Lokalt kan dette gi seg uttrykk i mindre ras i paller, men det kan også i verste fall føre til utglidninger av hele dagbruddsvegger. Dette innebærer fare for tap av menneskeliv og utstyr, produksjonsstans og tap av marginalmalm.

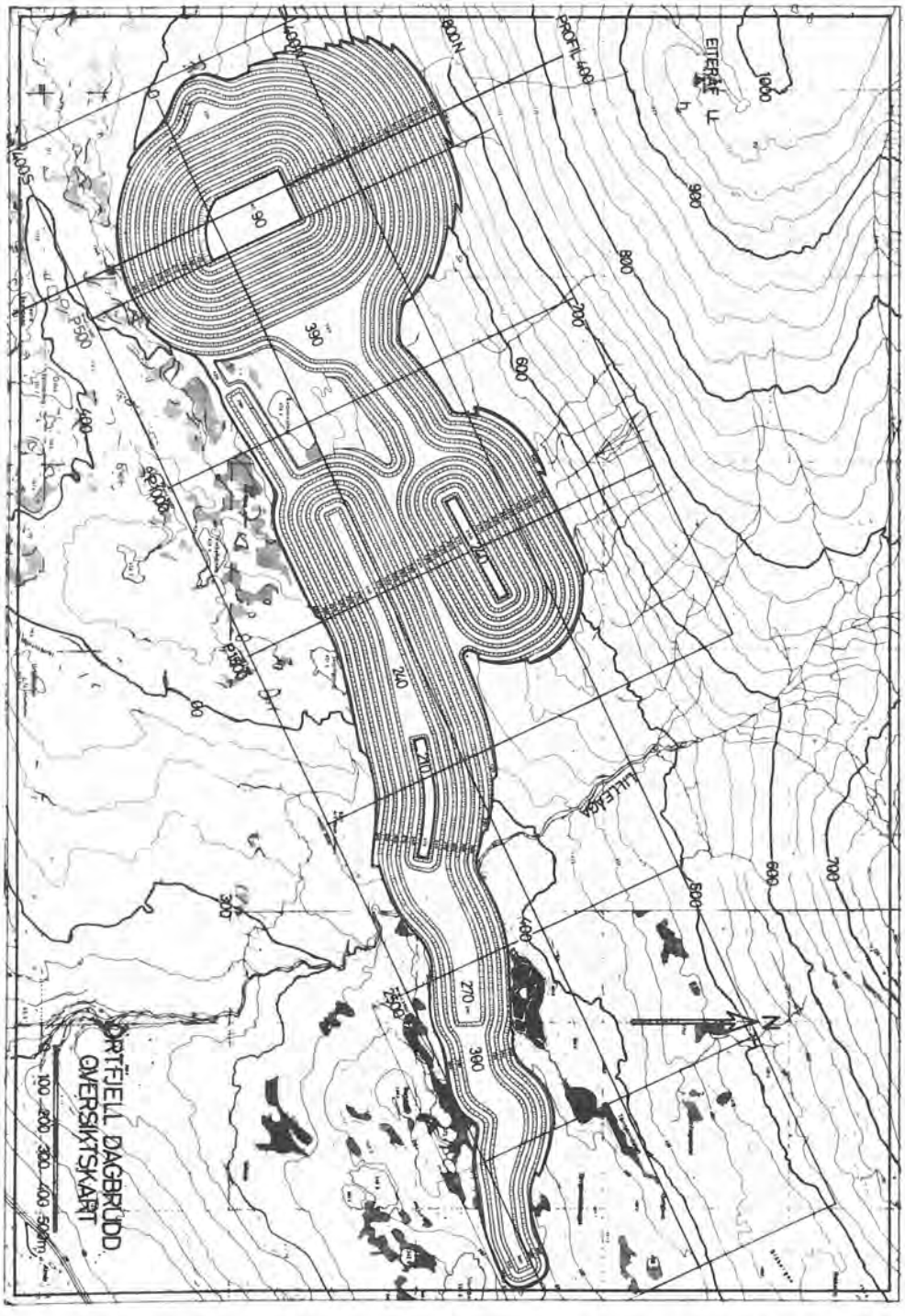


Fig. 21-1. Oversiktskart over det prosjekterte Ørtfjell dagbrudd med tilliggende fjellområder.

I Ørtfjell i Dunderlandsdalen åpnet Rana Gruber høsten 1974 et nytt dagbrudd som er planlagt med en største dybde på ca. 500 m. Dette vil bli landets desidert dypeste dagbrudd, og må også i internasjonal sammenheng kunne karakteriseres som meget dypt. Fig. 21-1 viser en skisse over det prosjekterte dagbrudd, og skulle gi et visst inntrykk av dimensjonene. Dagbruddsplanene omfatter ca. 150 mill. tonn jernmalm. For å kunne ta ut denne malmmengden, må en i tillegg bryte ca. 380 mill. tonn gråberg.

Fig. 21-2 viser et snitt langs profil 400 gjennom den dypeste delen av det prosjekterte Ørtfjell dagbrudd. Bruddet ligger i kambro-silur bergarter, og som det fremgår domineres berggrunnen av glimmerskifre. Et spesielt problem med Ørtfjell dagbrudd er at den ene av dagbruddsveggene (nordveggen) fortsetter i en bratt fjellside opp til ca. 900 m over planlagt dagbruddssåle. Det er grovt anslått at bryningskostnadene vil øke med 15 mill. kroner for hver grad som denne dagbruddsveggen må slakes ut.

Dagbruddet er opprinnelig planlagt med en total veggvinkel på 51°. Dette er dels gjort utfra rent brytningstekniske vurderinger, dels utfra erfaringer fra andre dagbrudd i området. Veggene er planlagt med 15 m pallhøyde, 13 m hylle for annenhver pall, og 70° vegg mellom hyllene.

Ettersom en her i landet ikke har erfaringer fra dagbrudd med dimensjoner som det Ørtfjell dagbrudd vil få, og ettersom konsekvensene av eventuelle utrasninger vil være store, ble det besluttet igangsatt et forskningsprosjekt for å vurdere stabiliteten av de prosjekterte veggene. Prosjektet ble påbegynt våren 1974, og nærmer seg nå sin avslutning. Det er gjennomført som et samarbeidsprosjekt mellom A/S Norsk Jernverk, Rana Gruber og Geologisk Institutt, NTH. For 1975 og 1976 har prosjektet mottatt 100.000 kroner i årlig støtte fra NTNF.

I denne artikkelen vil det bli gitt en kort beskrivelse av de forskjellige typer av undersøkelser som måtte gjennomføres for at vurderinger og beregninger av stabilitetsforholdene kunne foretas. Det vil også bli gitt korte beskrivelser av de utførte stabilitetsanalyser, og resultatene fra disse vil bli diskutert.

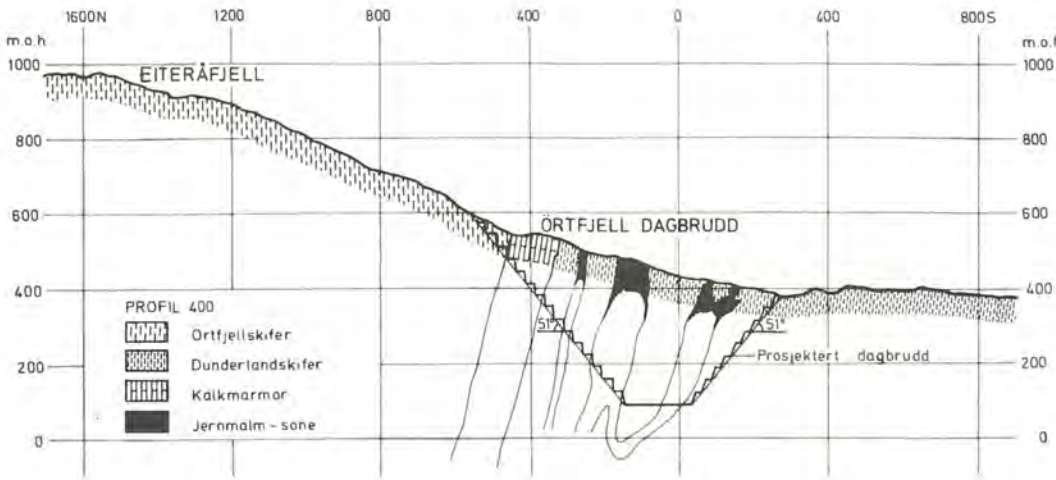


Fig. 21-2. Profil langs den dypeste delen av dagbruddet (snitt langs profil 400).

2. LITTERATURSTUDIER

Det har i de senere år vært en sterkt økende interesse omkring stabilitetsproblemer i skråninger generelt og dagbruddsvegger spesielt. Dette avspeiles tydelig i internasjonal faglitteratur, som i løpet av de 5 siste år kan oppvise en rekke enkeltstående artikler om emnet, samt flere bøker fra symposier og konferanser.

Spesiellt pekes på et fireårig forskningsprosjekt gjennomført ved Royal School of Mines, Imperial College i London i tidsrommet 1968–72. Prosjektet var basert på støtte fra ca. 15 internasjonale gruveselskap, og resultatene er bearbeidet og presentert i bokform (Hoek & Bray, 1974) på en slik måte at ikke-spesialister raskt skal kunne komme fram til omtrentlige svar på sine problemer. Et tilsvarende prosjekt er forøvrig for tiden under avslutning også i Canada (Sage, 1976).

For å kunne dra nytte av tidligere erfaringer, la en innledningsvis i prosjektet stor vekt på å samle inn og lese gjennom relevant litteratur. Den aktuelle litteraturen, som gir en meget god oversikt over de fleste sider av fagområdet skråningsstabilitet, er arkivert ved hjelp av et stikkordskartotek. Litteraturstudiene har forøvrig fortsatt parallellt med det øvrige arbeid under prosjektet.

3. FELTUNDERSØKELSER

Feltarbeidet utgjør en sentral og viktig del av stabilitetsanalysen. Ørtfjell-området har lenge vært kjent som et interessant malmfelt, og er derfor meget godt dekket når det gjelder topografiske og geologiske kart, flyfotos og geologiske beskrivelser. Alt tilgjengelig grunnlagsmateriale ble gjennomgått før feltarbeidet ble påbegynt. Under feltarbeidet ble hovedvekten lagt på å skaffe en oversikt over følgende faktorer, som alle vil ha innflytelse på stabiliteten i dagbruddsveggene:

- Bergartsfordeling.
- Detaljoppsprekning.
- Svakhetssoner.
- Vannforhold.
- Spenninger i fjellet.

3.1. Bergarter.

For å få en oversikt over bergartsfordelingen og tektonikken, er det nødvendig å utføre en grundig geologisk kartlegging av det aktuelle området. For Ørtfjell-området er en i den heldige stilling at feltet på forhånd er grundig kartlagt (i målestokk 1:1.000) og beskrevet. Feltet er dessuten godt oppboret, slik at store deler av området i realiteten er geologisk kartlagt tre-dimensjonalt. Fig. 21-3 viser et noe forenklet geologisk kart over Ørtfjell-området.

Ørtfjell dagbrudd ligger i kambro-silur bergarter, og berggrunnen domineres av glimmerskifre av varierende sammensetning. Bergartsfordelingen i et snitt vinkelrett strøket gjennom den dypeste delen av det prosjekterte dagbruddet fremgår av fig. 21-2. Øvre del av nordveggen i bruddet, og fjellsiden videre nordover, består av massiv, kvarts- og feltspatrik glimmerskifer, såkalt Ørtfjellskifer. Det sentrale malmfeltet, og fjellsiden videre sydover, domineres av mindre massive, kalkrike glimmerskifre, ofte med et betydelig innhold av amfiboler og granater, såkalt Dunderlandskifer.

I nordveggen i dagbruddet har en som vist en mektig kalkmarmorbenk. Marmoren er ren i

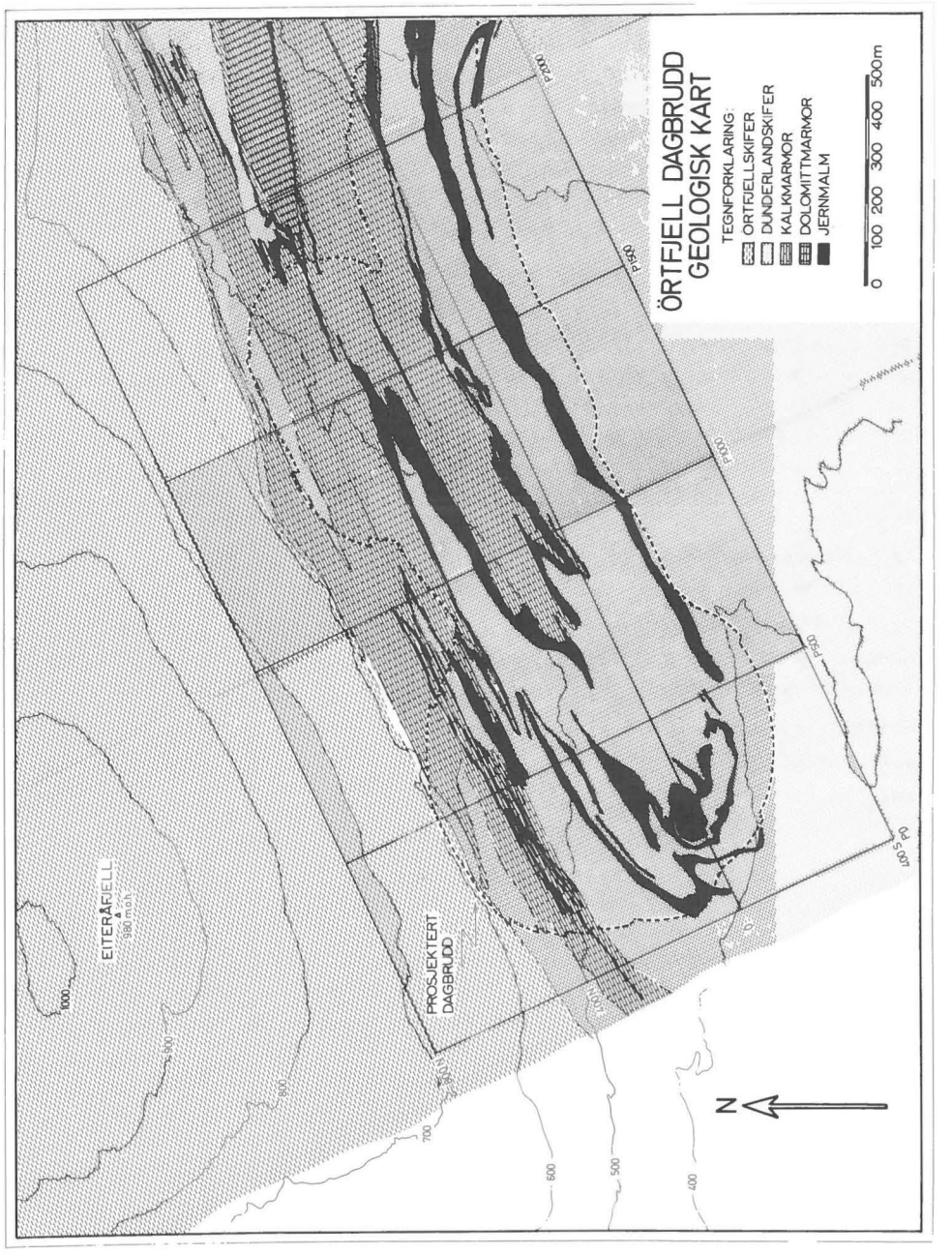


Fig. 21-3. Geologisk kart over Ørtfjellområdet.

partier, men har en del skiferlag. Jernmalmen i Ørtfjell er ofte kvartsrik. Det dominerende malmmineral er bladig hematitt.

Som det fremgår av det geologiske kartet (fig. 21.3) er tektonikken i Ørtfjell meget komplisert, med flere foldefaser og komplisert malmforløp. I hovedtrekk er imidlertid bergartslagene orientert med strøk tilnærmet parallell lengderetningen til det prosjekterte dagbruddet. Lagene faller nordover i malmfeltet, slakest, ca. 70°, lengst i syd, og som regel steilere jo lenger nord en kommer. Helt øverst i den prosjekterte nordveggen står lagene tilnærmet vertikalt.

3.2. Detaljoppsprekning.

Oppsprekningsmønstret vil ha stor betydning både for den totale stabilitet av dagbruddsveggene (totalstabiliteten), og for detaljstabiliteten i pallene (pallstabiliteten). Det er derfor gjennomført en grundig sprekkekartlegging i Ørtfjell.

Etter som det til nå ikke har eksistert noen tunnel eller annen underjordisk adkomst i Ørtfjell, er sprekkekartleggingen i hovedsak gjennomført som en overflatekartlegging av blotninger. I tillegg er det imidlertid logget et betydelig antall borhullmeter (se kapittel 4).

Overflate-sprekkekartlegging er, i likhet med andre metoder for sprekkekartlegging, meget arbeidskrevende. Følgende sprekkeparametre vil ha innvirkning på stabiliteten, og ble derfor vurdert for hver enkelt sprekk:

- *Orientering* (strøk og fall). Kompassmålinger var ofte vanskelige å utføre på grunn av magnetittholdig jernmalm.
- *Sprekkeavstand*. Denne er målt som midlere avstand mellom nær parallelle sprekker, og er målt separat for ulike sprekkeretninger.
- *Utholdenhet* (kontinuitet). Blotningene var ofte små, og utholdenheten derfor vanskelig å anslå.
- *Ruhet*. Det er foretatt en grov, visuell klassifisering.

Den sydlige delen av Ørtfjell-området er sterkt overdekket, og her ble derfor alle sprekker i tilgjengelige blotninger kartlagt. I den sentrale og nordlige delen ble kartleggingen utført mer systematisk, og dette har lettet den senere behandling av sprekkedataene. Den systematiske kartleggingen ble utført etter den eksisterende profilnettet i Ørtfjell (profilavstand 100 m), slik at alle sprekker i blotninger langs profilene, med en margin på ca. 5 m til hver side, ble kartlagt. Innenfor det kartlagte området (ca. 3 km^2) er det totalt kartlagt ca. 5000 sprekker.

Resultatene fra sprekkekartleggingen er samlet i et sprekkekart, hvor Ørtfjell-området er delt inn i mindre områder (400 x 400 m), og for hvert av disse er sprekkenes orientering presentert i form av stereografiske projeksjoner, mens midlere sprekkeavstand er presentert i form av histogrammer. Fig. 21-4 viser som eksempel stereografisk projeksjon (Lambert flatetro projeksjon) med histogram for den midlere sprekkeavstand, $\bar{d}$, for den sentrale delen av Ørtfjell dagbrudd (det såkalte Vestbruddet). Den stereografiske projeksjonen viser at en har tre særlig markerte sprekkesystemer, og disse går igjen i størstedelen av det prosjekterte bruddet.

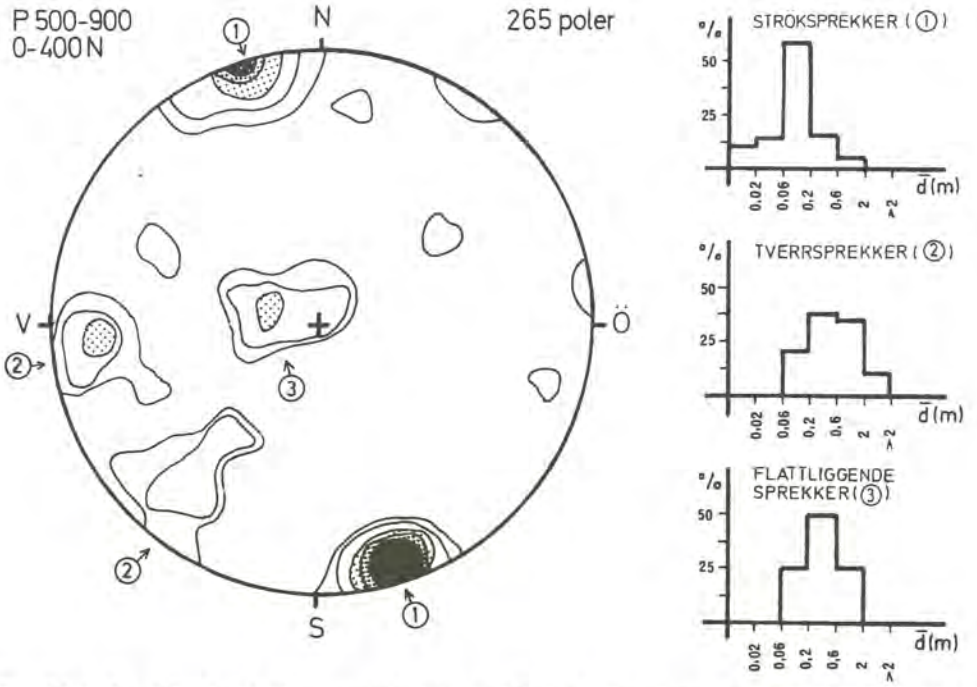


Fig. 21-4. Sprekkedata for den sentrale delen av Ørtfjell dagbrudd. Sprekkenes orientering er presentert i form av stereografisk projeksjon (Lambert flatetro projeksjon), midlere sprekkeavstand ($\bar{d}$) i form av histogrammer.

De tre markerte sprekkesystemene utgjøres av foliasjonsplan eller strøksprekker (nummerert 1 i fig. 21-4), tverrsprekker (nummerert 2) og flattliggende sprekker (nummerert 3). Strøksprekkene er de dominerende, og faller som vist hovedsaklig steilt mot nord, sjeldnere steilt mot syd. Tverrsprekkene er orientert tilnærmet vinkelrett strøksprekkene, og faller hovedsaklig steilt mot øst og nordøst. I tillegg har en som nevnt et system av flattliggende sprekker, slik at oppsprekningsmønstret i Ørtfjell er tilnærmet rektangulært.

Foliasjonsplanene følger vanligvis de glimmerrike lag, og er ofte glatte, men planene er som regel svakt foldet, noe som vil være gunstig for stabiliteten. Tverrsprekkene og de flattliggende sprekkene har som regel middels til stor ruhet. Tverrsprekkene er ofte meget utholdende og gjennomsettende, mens de fleste av de flattliggende sprekkene er lite utholdende. De fleste strøksprekkene er diskontinuerlige, og karakteriseres best som stikk. En del strøksprekker er imidlertid gjennomsettende, og det vanlige trekk er at disse er jevnt fordelt i fjellet med stikk i mellom. Som det senere vil fremgå, er det disse gjennomsettende strøksprekkene som vil kunne skape størst problemer for stabiliteten i dagbruddsveggene.

Overflate-sprekkekartleggingen er senere blitt fulgt opp med kartlegging i de avdekkede områdene i Ørtfjell. Resultatene fra dette arbeidet stemmer godt overens med resultatene fra overflate-kartleggingen, og viser at sprekkesystemene beskrevet over er dominerende også under dagfjellsonen.

3.3. Svakhetssoner.

Større svakhetssoner i fjellet kan resultere i katastrofale utrasninger i dagbruddsveggene, og slike soner må derfor kartlegges grundig.

Svakhetssoner gir seg som oftest til kjenne som markerte søkk eller kløfter i terrenget. Potensielle svakhetssoner ble derfor identifisert ved hjelp av flyfotos, og deretter undersøkt i felten. Fig. 21-5 viser et kart over svakhetssonene i Ørtfjellområdet. I det sentrale feltet synes de aller fleste svakhetssonene å følge svake, glimmerrike bergartslag, og er neppe virkelige knusningssoner. De fleste sonene har dessuten utgående nær parallellt isbevegelsesretningen, og er derfor sannsynligvis betydelig overeksponert. Ingen av svakhetssonene i det sentrale bruddområdet synes forøvrig å være slik orientert i forhold til dagbruddsveggene at de vil representere noen fare for totalstabiliteten.

I tillegg til de lite markerte sonene, ble det observert en markert knusningssone som har utgående i Eiteråfjell, ca 800 m nord for det prosjekterte bruddets nordvegg, se fig. 21-5. Sonens utgående gir seg til kjenne som en meget markert kløft i terrenget. Sidefjellet er sterkt oppsprukket i form av små, rhomboedriske "fliser" i partiene nærmest sonen, og blir gradvis mer massivt utover. Dette kan indikere at sonen har vært utsatt for skjærbevegelse, og altså muligens er en skjærbruddsone. Slike soner har ofte svært liten friksjon, spesielt ved et eventuellt innhold av svelleleire, og er derfor spesiellt ugunstige for stabiliteten. Sonen faller sydover, og ved studium av kart og flyfotos syntes det å kunne være fare for at den kunne få utgående et sted i den fremtidige nordveggen i bruddet. Et slikt forløp ville ha katastrofale konsekvenser for stabiliteten, og det ble derfor besluttet å forsøke å bestemme sonens forløp ved hjelp av diamantboring.

Borhullene ble påsatt i den mektige kalkbenken (i posisjon P400–450N, se fig. 21-5). Det lengste borhullet ble boret ca. 310 m i profilplanet, og med fallvinkel ca. 60° mot nord. Fjellet langs borhullet var hele tiden massivt, og det ble ikke observert noen svakhetssone. Kjernetapet var ubetydelig. Hvis den markerte knusningssonen med utgående i Eiteråfjell ikke "dør ut" før den når kalkbenken, betyr dette, forutsatt plant forløp, at sonen vil gå mer enn 150 m under foten av nordveggen, og følgelig ikke vil representere noen fare for stabiliteten. Diamantboringen viste forøvrig også at kalkbenken og fjellet omkring er lite oppsprukket, og mer massivt enn først antatt.

Det synes etter dette ikke å eksistere noen større svakhetssoner som er slik orientert at de vil true totalstabiliteten av veggene i Ørtfjell dagbrudd. Eventuelle større utrasninger vil derfor måtte følge sammensatte utglidningsflater, det vil si flater som dels går langs eksisterende sprekker, dels gjennom intakt bergart.

3.4. Vannforhold.

Tallrike og komplekse karstfenomener er karakteristisk for de kalkrike bergartene i Ørtfjell. Fjellet inneholder ofte karsttunneler og grotter, og vannet renner ned i dette underjordiske dreneringssystemet så snart det når en av de kalkrike horisontene. Fig. 21-6 viser en karsttunnel i kalkrik glimmerskifer. Vann i slepper og tunneler vil ha stor betydning for stabiliteten, og karstforløpet er derfor forsøkt kartlagt. Hvor dypt karstfenomenene går, vet en ikke sikkert, men erfaringer fra diamantboringer og fra eksisterende dagbrudd tyder på at fenomenene er relativt overflatenære.

Elva i den østlige delen av det prosjekterte bruddet, Lilleåga, representerer et spesielt problem. Fig. 21-7 viser en oversikt over elvas vannforløp. Som det fremgår renner den dels underjordisk, dels langs overflaten, og det er tallrike karstfenomener langs elveløpet.

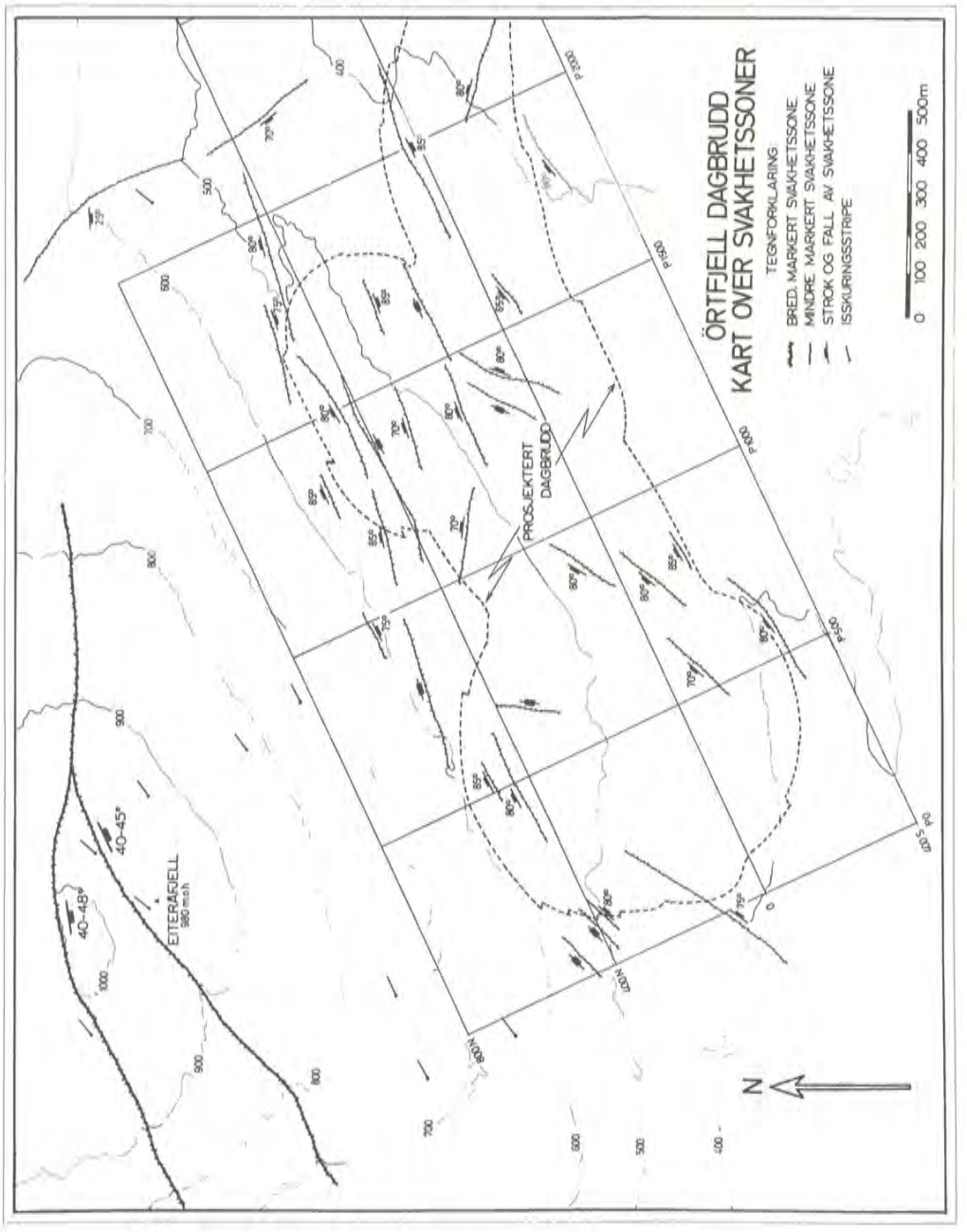


Fig. 21-5. Kart over svakhetssoners utgående i terrenget.

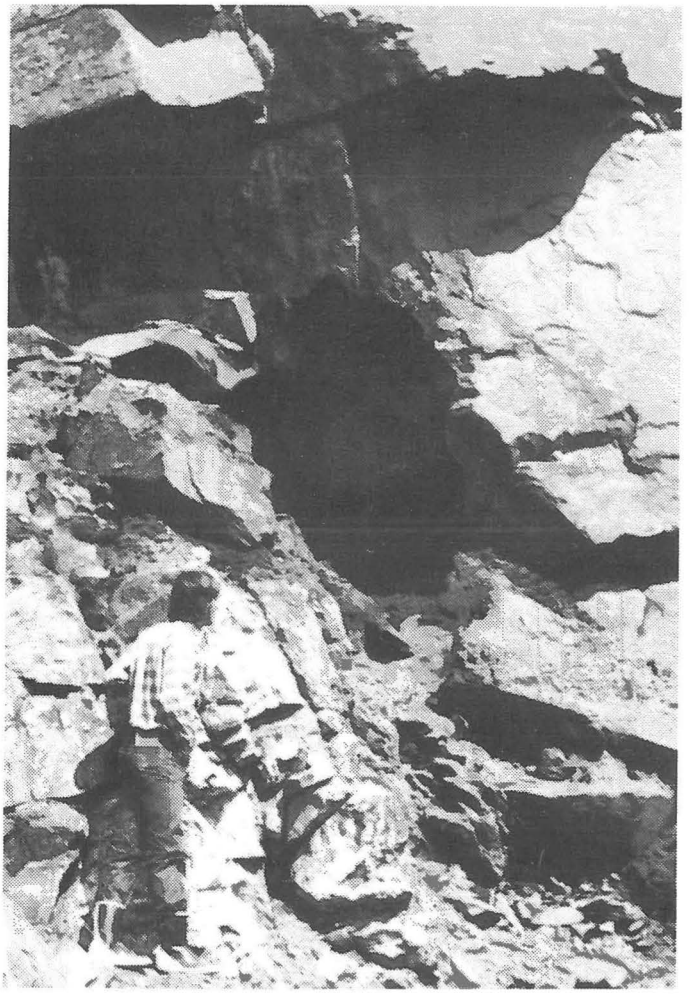


Fig. 21-6. Karsttunnel i kalkglimmerskifer i dagbruddsområdet i Ørtfjell.

Vannføringen kan være stor, spesiellt i flomperioder om høsten og våren. Som fig. 21-7 viser, krysser elva det prosjekterte bruddet, og det vil derfor bli nødvendig å drenere den bort.

Nedbørsmengdene i Ørtfjell-feltet er forøvrig meget store, og snømengder på opptil 3 m om vinteren er ikke uvanlig. Dette kan gi betydelige stabilitetsproblemer, særlig i vårløsningen, og det er derfor planlagt et betydelig dreneringsopplegg. Tilsigs-område, maksimale nedbørsmengder og nødvendig dreneringskapasitet er beregnet av hydrologisk konsulent.

3.5. Spenninger i fjellet.

Etter som det ikke har eksistert noen tunnel eller annen underjordisk adkomst i Ørtfjell, har en ikke kunnet måle spenningene i fjellet. Som det senere vil fremgå, kan imidlertid

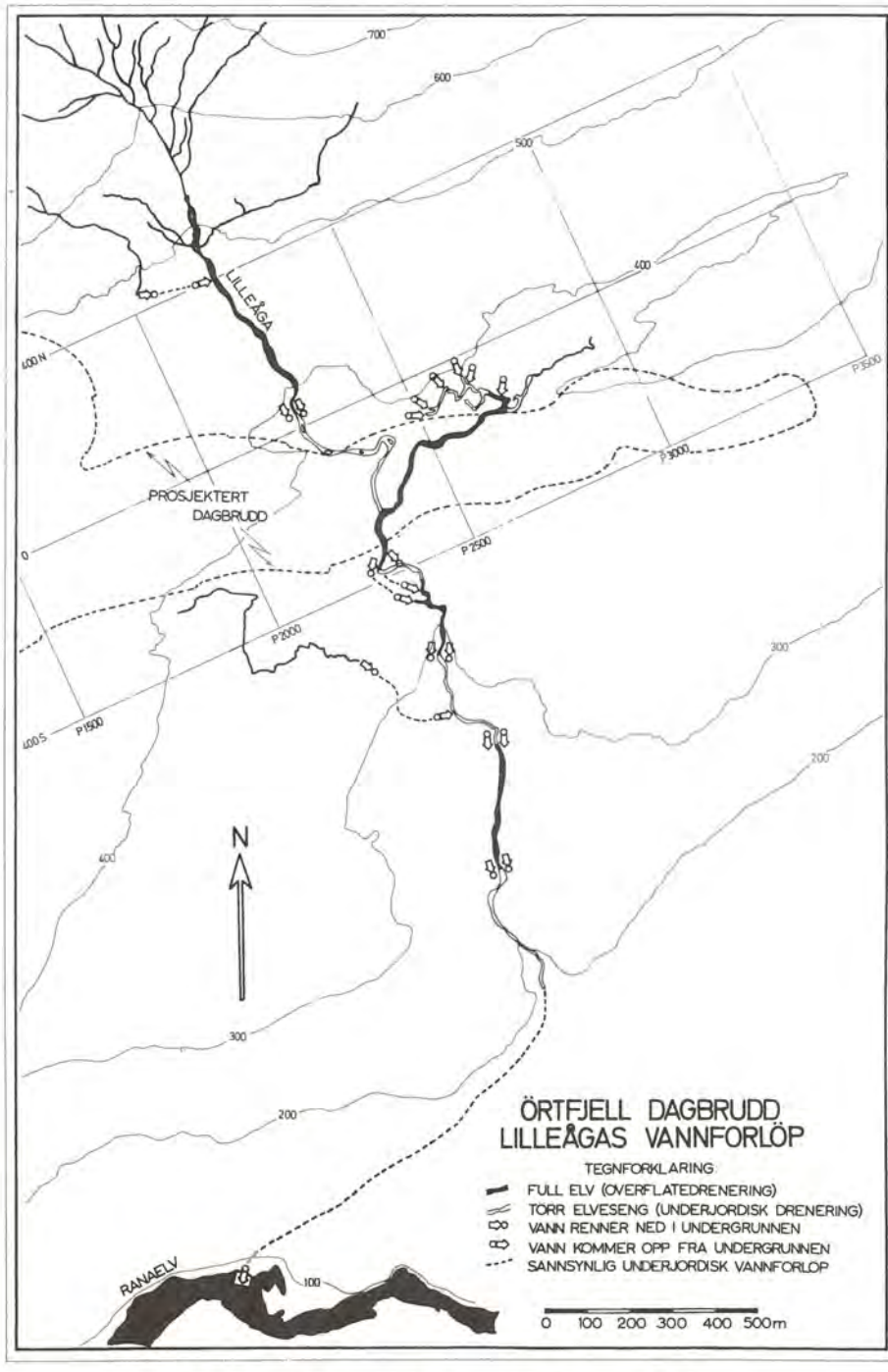


Fig. 21-7. Skjematisk kart over Lilleågas vannforløp.

størrelsen av de tektoniske spenningene ha stor innvirkning på stabiliteten. Så snart den planlagte undersøkelsestunnelen er drevet tilstrekkelig langt inn, vil det derfor bli utført kontrollerende bergtrykksmålinger.

3.6. Andre feltundersøkelser.

I tillegg til de allerede beskrevne undersøkelser, er det utført kartlegging i Rana Grubers eksisterende dagbrudd, hvor de geologiske forholdene er meget like forholdene i Ørtfjell.

Denne kartleggingen i eksisterende dagbrudd har vært av stor verdi ved vurdering av detaljstabilitet i Ørtfjell dagbrudd (se kapittel 7). Kartlegging i tunneler ved dagbruddene har gitt viktige informasjoner om sprekkenes karakter og fjellmassens materialtekniske egenskaper mot dypet. Det dominerende system av strøksprekker viser seg forøvrig svært sjelden å inneholde sleppemateriale. Også i andre retninger er det få rene leirslepper, og analyser viser at sleppematerialet som oftest bare består av bergartsmel og karbonatmineraler. Bare i én av syv analyserte leirslepper er det funnet spor av montmorillonitt.

4. BORKJERNELOGGING

Malmen i Ørtfjell er grundig oppboret, og fra denne boringen er det lagret flere tusen meter borkjerner. Borkjernene gir nyttig informasjon om fjellmassenes egenskaper mot dypet, og det er derfor utført logging av en del sentrale borhull fra Ørtfjell. Loggingen har omfattet styrkeparametre (punktlaststyrke) og oppsprekningsgrad, og spesiellt oppsprukne partier er undersøkt blant annet med hensyn på spor av dypforvitring og vannaktivitet (karstfenomener), sprekkebelegg og glidespeil.

Borhullene i Ørtfjell er konsentrert om malmsonen, og derfor når dessverre få av hullene fram til de prosjekterte veggene i dagbruddet. Borkjerneloggingen har likevel vært et verdifullt supplement til den utførte overflatekartleggingen.

I likhet med overflatekartleggingen ga borkjerneloggingen det inntrykk at den dominerende oppsprekningsretningen er langs bergartenes foliasjonsplan. Det gikk videre tydelig fram at oppsprekningsgraden er størst i malmen og i kontakten mellom malm og skifer. De observerte forvitringssonene og sonene med spor av vannaktivitet synes å være overflatenære, og ofte bundet til kontakten mellom malm og skifer. Det ble ikke observert noen tydelige knusningssoner.

5. LABORATORIE-UNDERSØKELSER

5.1. Styrkeegenskaper og elastiske parametre.

Bergartsstyrken er en viktig faktor for stabiliteten, særlig dersom deler av den potensielle utrasningsflaten går gjennom intakt bergart. Noen mekaniske parametre er direkte "input"-data i stabilitetsanalysene, og det er viktig at de måles så nøyaktig som mulig. Det er derfor samlet inn et stort antall prøvestykker fra det eksisterende borkjernematrialet fra Ørtfjell, og målinger av bergartenes mekaniske egenskaper er utført.

Tabell 21-1 viser en oversikt over resultatene fra målingene. Alle målingene er utført med 35 mm vannmettede borkjerner som prøvestykker.

Av styrkeegenskaper er målt punktlaststyrke vinkelrett og parallelt foliasjonen, og enaksial trykkfasthet. Som det fremgår av tabellen, har ikke skifrene og malmen i Ørtfjell særlig gode styrkeegenskaper etter norske forhold, men de er heller ikke spesielt svake. Disse

TABELL 21.1. Oversikt over bergartenes mekaniske egenskaper. Tallene i parantes angir spredning i resultatene.

Bergart	Ørtfjell-skifer	Dunderland-skifer	Kalk-marmor	Dolomitt-marmor	Jernmalm
Spesifikk vekt (g/cm^3)	2,75	2,84 (± 2%)	2,75 (± 2%)	2,85 (± 2%)	3,44
Punktlaststyrke målt vinkelrett lagene (MPa)	3,3 (±17%)	3,8 (±18%)	4,3 (±19%)	7,7 (±31%)	3,1 (± 6%)
Styrkeanisotropi-indeks (ubenevnt)	1,7 (±24%)	1,4 (±21%)	1,2 (±25%)	1,0 (± 0%)	1,5 (± 3%)
Enaksial trykkfasthet (MPa)	48 (±30%)	65 (±21%)	74 (±32%)	–	66 (±32%)
Elastisitetsmodul (10^6 MPa)	24 (±19%)	18 (±25%)	52 (±17%)	–	12 (±19%)
Poissons forhold (ubenevnt)	0,09 (±73%)	0,15 (±48%)	0,17 (±32%)	–	0,11 (±29%)

bergartene er forøvrig sterkt anisotrope i styrkeegenskaper. Marmorene er noe sterkere, og nær isotrope. Bergartene viser alle relativt stor spredning i styrkeegenskaper.

Når det gjelder elastiske parametre, som E-modul og Poissons forhold, skiller kalkmarmoren seg ut som en særlig stiv bergart (høy E-modul). Dette kan, som en senere vil se, ha betydning for spenningsbildet rundt dagbruddet. De andre bergartene (skifrene og malmen) er, som det fremgår av tabellen, mer deformerbare.

Av tabellen fremgår ellers at jernmalmen naturlig nok peker seg ut som den desidert tyngste av bergartene i Ørtfjell.

5.2. Friksjonsforhold langs sprekkeplan.

Under borkjerneloggingen ble det samlet inn et stort antall prøvestykker som var gjennomsatt av primære sprekker og stikk. Ved hjelp av en transportabel felt-skjærboks er det utført målinger av skjærfasthet langs disse sprekkeplanene.

Som prøvestykker er primært benyttet 32 og 35 mm borkjerner. Målingene er utført langs strøksprekker i vannmettede prøvestykker. Det er forsøkt foretatt en klassifisering av sprekkeplanenes ruhet, dels visuellt, dels ved hjelp av en enkel profilmåler. Diagrammet i fig. 21-8 viser resultatene fra målinger av skjærfasthet langs strøksprekker i Dunderlandsskifer. Som det fremgår er det en viss spredning i resultatene, og dette skyldes for en stor del ulike ruhetsforhold langs de målte sprekkeplanene. I hovedtrekk ligger imidlertid punktene pent samlet innenfor de to stiplede kurvene i fig. 21-8.

Friksjonsforholdene er av avgjørende betydning for om det skal kunne skje en bevegelse langs sprekkeplan. Kombinert med in-situ målinger av friksjonsforhold langs foliasjonsplan i de eksisterende dagbruddene i området, har derfor skjærboksmålingene vært av stor betydning ved stabilitetsanalysene.

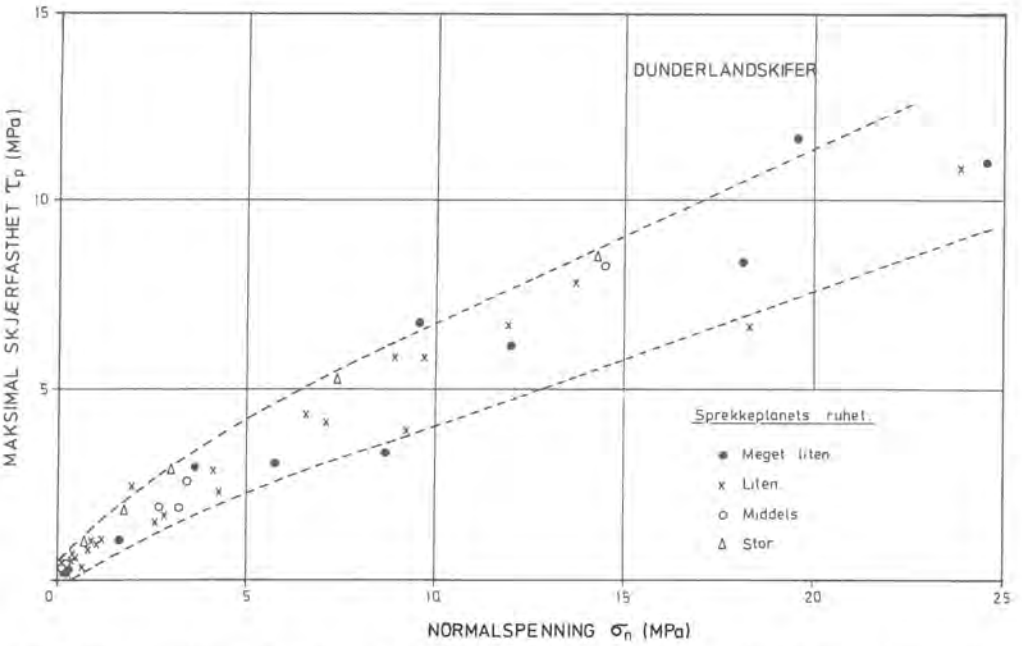


Fig. 21-8. Resultater fra målinger av skjærfasthet langs foliasjonsplan i Dunderlandsskifer. Spredningen i resultatene skyldes for en stor del ulike ruhetsforhold langs de målte sprekkeplanene.

6. ANALYSER AV TOTALSTABILITET

Hovedoppgaven i prosjektet har vært å analysere og vurdere totalstabiliteten i veggene i Ørtfjell dagbrudd. Analysene er konsentrert om profil 400, som går gjennom den dypeste delen av det prosjekterte bruddet (det såkalte Vestbruddet, se fig. 21-1), og langs de stabilitetsmessig mest kritiske deler av den høye nordveggen og sydveggen. Det er tatt utgangspunkt i å analysere sikkerheten i de prosjekterte dagbruddsveggene med 51° skråningsvinkel, og i hovedsak er følgende tre hjelpemidler benyttet:

- Empiriske analyser.
- Likevektsberegninger.
- Endelig-element analyser.

I det følgende vil oppmerksomheten i hovedsak bli konsentrert om analysene av totalstabilitet. Detaljstabiliteten eller pallstabiliteten vil bli kort omtalt i kapittel 7.

6.1. Empirisk analyse.

I Dunderlandsdalen er en i den heldige stilling at en har en rekke høye og steile naturlige skråninger. Flere av disse skråningene ligger i samme ingeniørgeologiske miljø som Ørtfjell dagbrudd, og forholdene ligger derfor vel til rette for en såkalt empirisk analyse, det vil si en analyse hvor stabiliteten i dagbruddsveggene vurderes og analyseres på grunnlag av studier av naturlige skråninger.

Ved hjelp av studier av geologiske og topografiske kart og flyfotos er steile fjell- eller

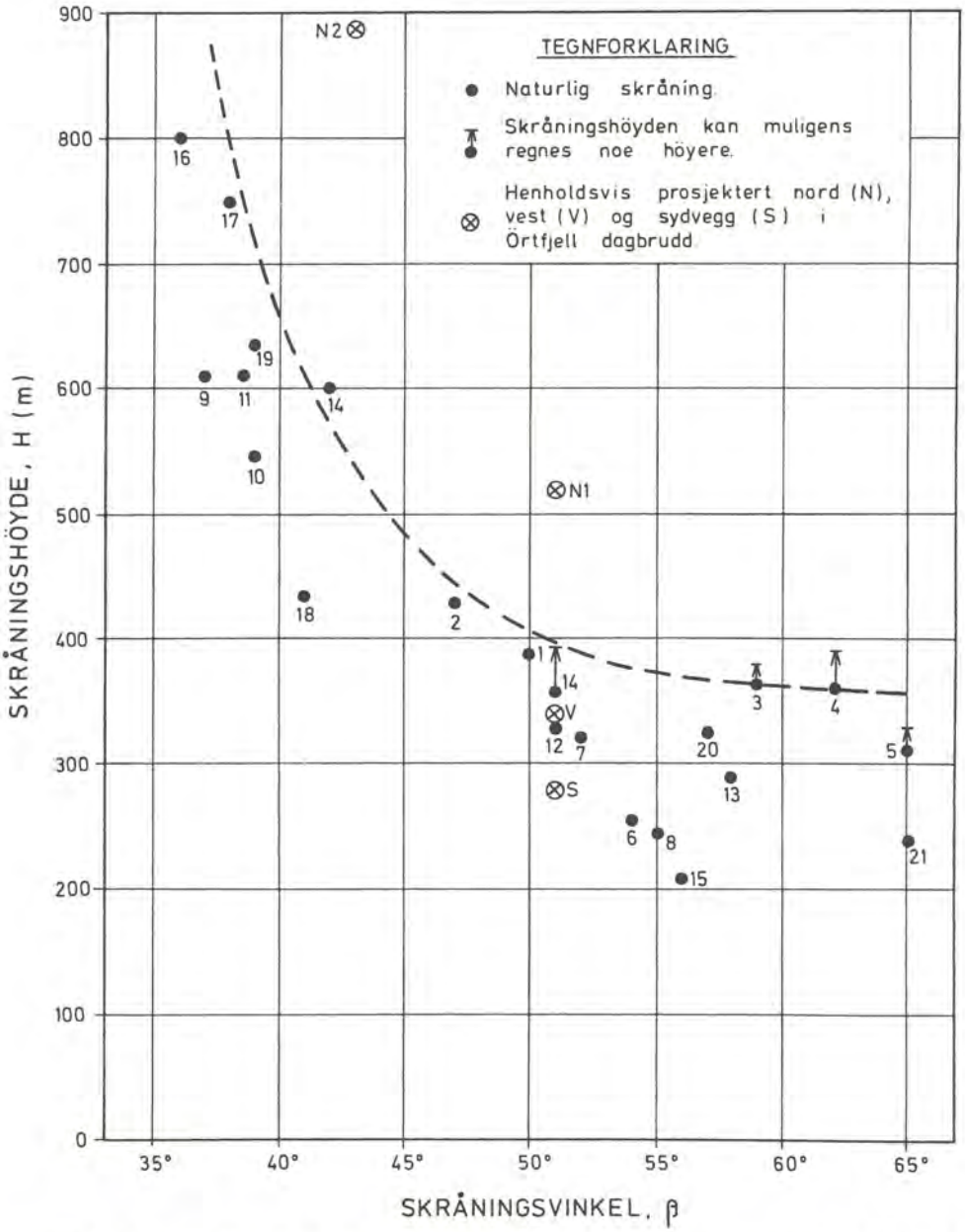


Fig. 21-9. Skråningshøyde plottet som funksjon av skråningsvinkel for naturlige glimmerskiferskråninger. Den stiplede kurven representerer omhyllningskurven for de naturlige skråningene. De prosjekterte steileste veggene i Ørtfjell dagbrudd er også plottet i diagrammet.

dalsider i glimmerskifre forsøkt lokalisert. Oppmerkosmheten er konsentrert om de steileste og høyeste av de naturlige skråningene, etter som det er disse som er av størst interesse ved den empiriske analysen.

De aktuelle naturlige skråningene er undersøkt i felten. Hovedvekten er lagt på å skaffe en oversikt over hovedsprekkesystemet i skråningene, og på å registrere eventuelle spor av nyere utrasninger og urdannelser.

Samtlige av de naturlige skråningene er opptegnet i profil på grunnlag av utmåling fra de topografiske kartene. På grunnlag av disse profilene er så skråningens høyde og midlere skråningsvinkel utmålt.

Fig. 21-9 viser resultatene fra den empiriske analysen. De naturlige skråningenes høyde er her plottet som funksjon av utmålt skråningsvinkel. Den stiplede linjen i diagrammet representerer omhyllningskurven for punktene, slik at det ikke er funnet noen naturlige glimmerskifer-skråninger som er så høye og samtidig så steile at de plotter over den stiplede linjen. Omhyllningskurven representerer derfor teoretisk sikkerhetsfaktor lik 1,0 for naturlige glimmerskifer-skråninger i det aktuelle området.

I diagrammet er det også vist hvor de prosjekterte dagbruddsveggene i Ørtfjell dagbrudd plotter. Syd- og vestveggen (henholdsvis S og V i diagrammet) plotter godt under omhyllningskurven, mens nordveggen i Ørtfjell dagbrudd plotter noe over. Punkt N1 i diagrammet representerer nordveggen i selve dagbruddet (vinkel 51°, høyde 520 m), uten å ta hensyn til den bakenforliggende ca. 400 m høye fjellsiden med midlere skråningsvinkel lik ca. 25° (se fig. 21-2). Punkt N2 representerer midlere skråningsvinkel og høyde (henholdsvis 43° og 890 m) av den totale nordveggen, hvor den bakenforliggende fjellsiden er medregnet.

De analyserte naturlige skråningene ligger alle i tilsvarende bergarter som Ørtfjell dagbrudd, og oppsprekningsmønstret og de ingeniørgeologiske forhold ellers er meget likt det en har i Ørtfjell. Skråningene bør derfor være relevante for en vurdering av totalstabilitet i veggene i Ørtfjell dagbrudd.

Som diagrammet i fig. 21-9 viser, plotter den prosjekterte nordveggen i Ørtfjell dagbrudd i alle tilfeller over omhyllningskurven, og er dermed i det potensielt ustabile området. Det bør imidlertid understrekes at det stabilitetsmessig er visse forskjeller mellom dagbruddsvegger og naturlige skråninger. Flere forhold kan indikere at omhyllningskurven i fig. 21-9 ligger for lavt til å være relevant som dimensjoneringskurve for dagbruddsveggene, det vil si at den representerer sikkerhetsfaktor større enn 1,0. Blant de viktigste nevnes:

- De naturlige skråningene kan ikke med sikkerhet antas opprinnelig å ha blitt utgravd til en steilhet tilsvarende sikkerhetsfaktor lik 1,0.
- Der er tale om korttidsstabilitet i dagbruddsveggene kontra langtidsstabilitet i de naturlige skråningene.
- En vil ha en stabiliserende innspenningseffekt på grunn av horisontal kurvatur i dagbruddsveggene.
- Et stabiliserende dreneringsopplegg kan bli aktuellt i nordveggen.

Det skal imidlertid ikke underslås at et viktig moment virker i motsatt retning:

- Dagbruddsveggene vil, i motsetning til de naturlige skråningene, bli utsatt for betydelige sprengningssjokk.

Av diskusjonen over bør en kunne trekke den slutning at omhyllningskurven i

diagrammet etter all sannsynlighet ligger noe for lavt til å være en direkte dimensjoneringskurve for dagbruddsveggene.

Vest- og sydveggen i dagbruddet plotter under omhyllningskurven, og dermed i det tilsynelatende stabile området. Om den prosjekterte nordveggen i Ørtfjell dagbrudd vil være stabil, kan en imidlertid ikke si noe sikkert om bare på grunnlag av denne empiriske analysen, selv om punktene N1 og N2 plotter 6–7° over omhyllningskurven. Analysen har vist at en har naturlige skråninger som i høyde og steilhet kan måle seg med den prosjekterte nordveggen. Etter som omhyllningskurven i fig. 21-9 etter alt å dømme ligger for lavt til å kunne brukes for direkte dimensjonering av dagbruddsveggene, kan ikke den prosjekterte nordveggen avskrives som stabilitetsmessig uakseptabel.

Ut fra forløpet av omhyllningskurven i fig. 21-9 (steilere skråningsvinkel jo mindre høyde) kan det synes stabilitetsmessig gunstig å ha varierende vinkel i nordveggen, slik at skråningen er steilest øverst, og gradvis flater ut mot dypet. At dette er den mest stabile geometri, bekreftes også av at de fleste naturlige skråninger har en slik form. I fig. 21-10 er skjematisk vist en slik alternativ utforming av nordveggen basert på forløpet av omhyllningskurven i fig. 21-9. Om et slikt opplegg viser seg brytningsmessig mulig, vil det representere betydelige besparelser i form av mindre gråberg-bryting.

6.2. Likevektsberegninger.

Ved utrasninger i fjellskråninger vil som regel størstedelen av utglidningsflaten gå langs en eller flere større svakhetssoner, og utglidningsflaten vil ofte være tilnærmet plan. Etter en grundig ingeniørgeologisk kartlegging synes slike store, plane utglidninger lite sannsynlig i veggene i Ørtfjell dagbrudd. "Gigantiske" fjellskred er imidlertid ofte funnet å følge sammensatte, tilnærmet sirkulærsylindriske utglidningsflater.

Muligheten for slike "gigantiske" utrasninger langs tilnærmet sirkulærsylindriske utglidningsflater i Ørtfjell dagbrudd er forsøkt analysert ved hjelp av såkalte likevektsmetoder. Det er benyttet to likevektsmetoder, en etter Janbu (1954) (publisert av Hjeldnes, 1971), og en etter Hoek & Bray (1974). Begge metodene er såkalte "direktemetoder", det vil si at de for en stor del bygger på diagrammer fremkommet ved et stort antall rutineberegninger, og er derfor relativt hurtige å utføre. De to metodene viser seg forøvrig å gi nær identiske resultater for beregnede sikkerhetsfaktorer. Ved begge metodene finnes sikkerhetsfaktoren som forholdet mellom stabiliserende og drivende momenter. Prinsippet bak Janbu's metode, som bygger på den velkjente lamellemetoden, er vist i fig. 21-11.

Likevektsmetodene forutsetter rettlinjede, idealiserte skråningsprofiler. For Ørtfjell dagbrudd er totalstabiliteten som vist i fig. 21-12 beregnet for tre skråningsprofiler langs profil 400; et utjevnet (profil 2) og et tilnærmet (profil 3) for nordveggen, og et for det reelle profilet i sydveggen (profil 1). Profilenes skråningsvinkler og høyder fremgår av figuren. Alle beregningene er utført for vannmettet skråning, og det er forutsatt hydrostatisk vanntrykk.

Som tidligere nevnt vil en potensielt større, dyptgående utrasning i veggene i Ørtfjell dagbrudd måtte følge en sammensatt utglidningsflate, det vil si en utglidningsflate som dels går i intakt bergart, dels langs allerede eksisterende sprekkeplan. En må derfor kjenne skjærparametrene både for sprekkeplan og for intakt bergart. For sprekkeplan er som tidligere beskrevet kohesjonen (c_s) og friksjonen ($tg\phi_s$) målt ved hjelp av skjærboksforsøk, og resultatene fra disse målingene er benyttet i likevektsberegningene. I intakt bergart er det

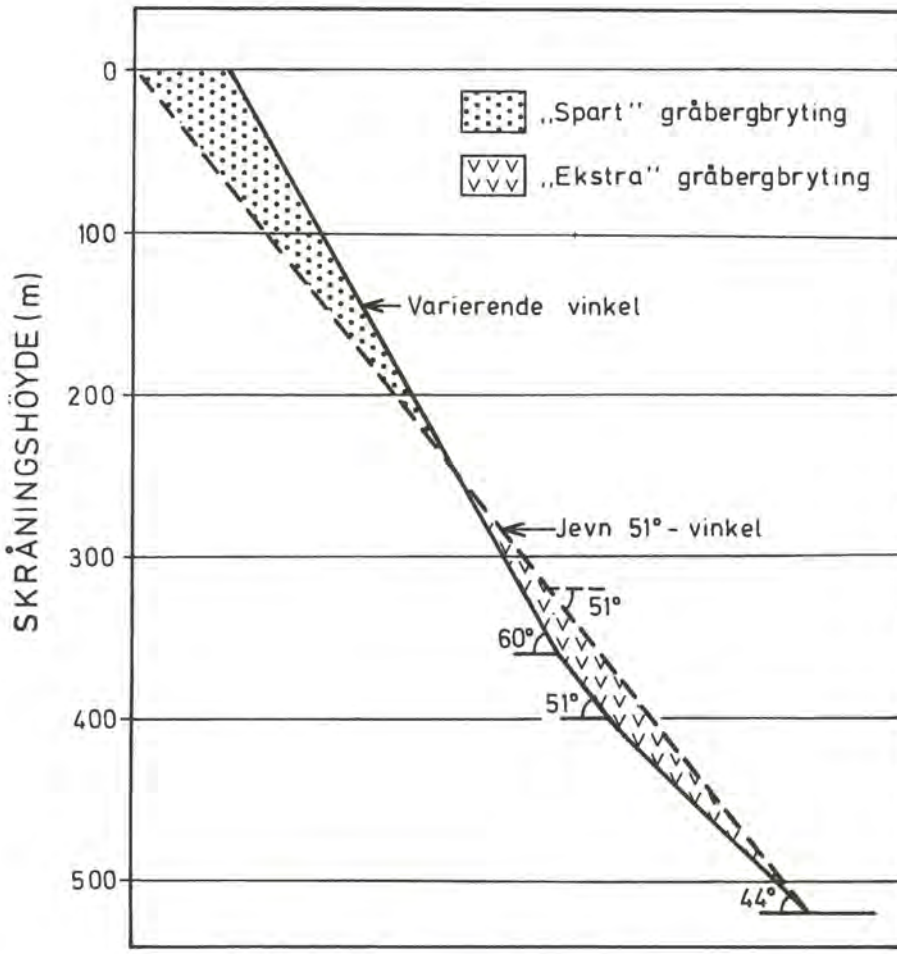


Fig. 21-10. Alternativ utforming av nordveggen basert på forløpet av omhyllningskurven i fig. 21-9. Steil dagbruddsvegg øverst med gradvis utflating mot dypet (heltrukket linje) vil gi mindre gråbergbryting enn jevn, 51° dagbruddsvegg (stiplet linje), og teoretisk bedre stabilitet.

ikke utført noen målinger av kohesjon (c_b) og friksjon ($tg\phi_b$), og skjærparametrene er derfor anslått, dels på grunnlag av litteraturstudier (Barton (1973), Broch & Leivestad (1973), Janbu & Nowacki (1971)), og dels på grunnlag av skiferens målte mekaniske egenskaper. Skjærparametrene er anslått for det aktuelle, midlere normalspenningsnivået over skjærflaten (2–6 MPa, tilsvarende ca. 70–210 m vertikal overdekning). Følgende skjærparametre er benyttet i likevektsberegningene:

– Sprekkeplan: $c_s = 0{,}1$ MPa, $tg\phi_s = 0{,}40$.

– Intakt bergart: $c_b = 20$ MPa, $tg\phi_b = 0{,}85$.

Ved en potensiell utrasning langs en sammensatt skjærflate vil den delen av skjærflaten

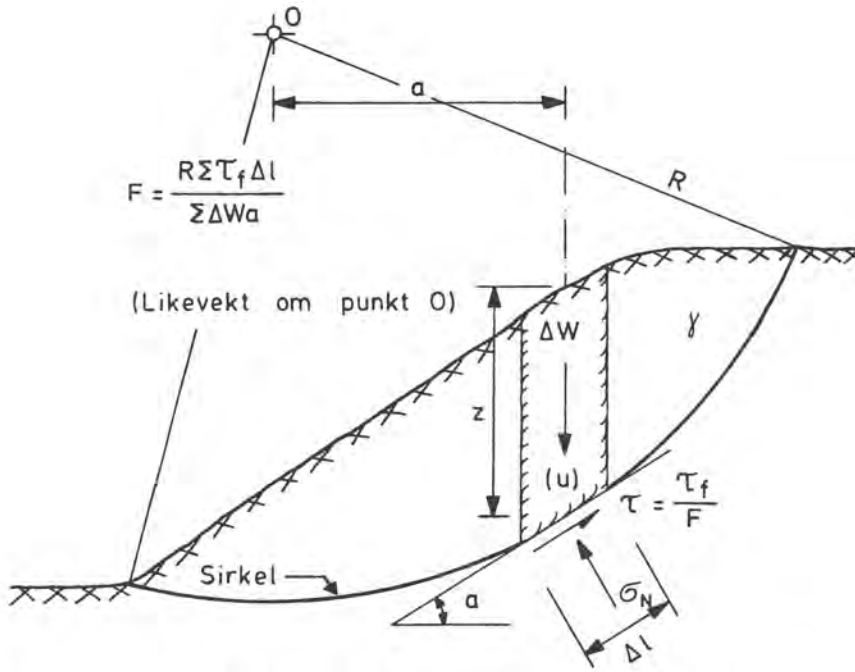


Fig. 21-11. Prinsippskisse av Janbu's direktemetode for beregning av skråningsstabilitet. Metoden bygger på lamellemetoden, og sikkerhetsfaktoren (F) finnes som forholdet mellom stabiliserende og drivende momenter.

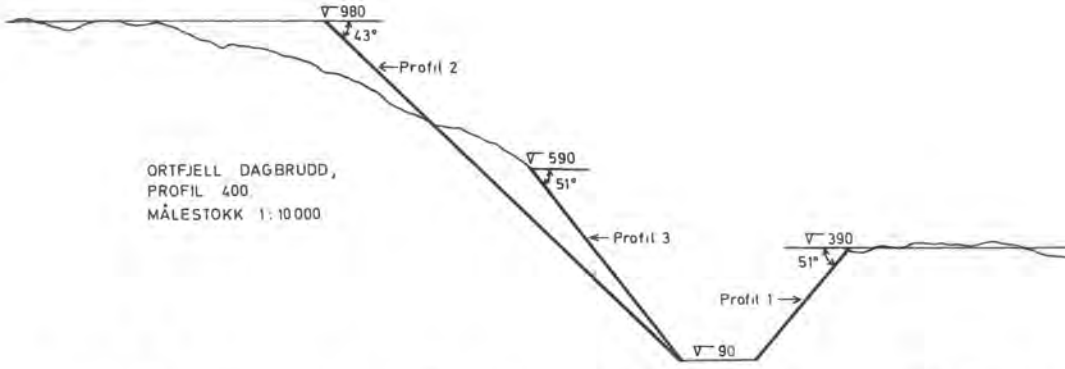


Fig. 21-12. Rettlinjede, idealiserte skråningsprofiler for dagbruddsveggene for bruk i likevektsberegningene.

som går langs eksisterende sprekkeplan ha sprekkenes skjærparametre, mens den delen som går i intakt bergart vil ha bergartens. På dette grunnlag er de midlere skjærparametrene langs den sammensatte skjærflaten beregnet, og sikkerhetsfaktoren er beregnet for ulike sammensetninger av skjærflaten.

Resultatene for nordveggen er vist i fig. 21-13. Den stiplede linjen gjelder for det tilnærmede profil 3 i fig. 21-12, den heltrukne linjen for det utjevnede profil 2. Fig. 21-13 viser at forskjellen i beregnet sikkerhetsfaktor for de to profilene er forholdsvis stor når bare en liten del av skjærflaten går langs eksisterende sprekker, men liten når en stor del av

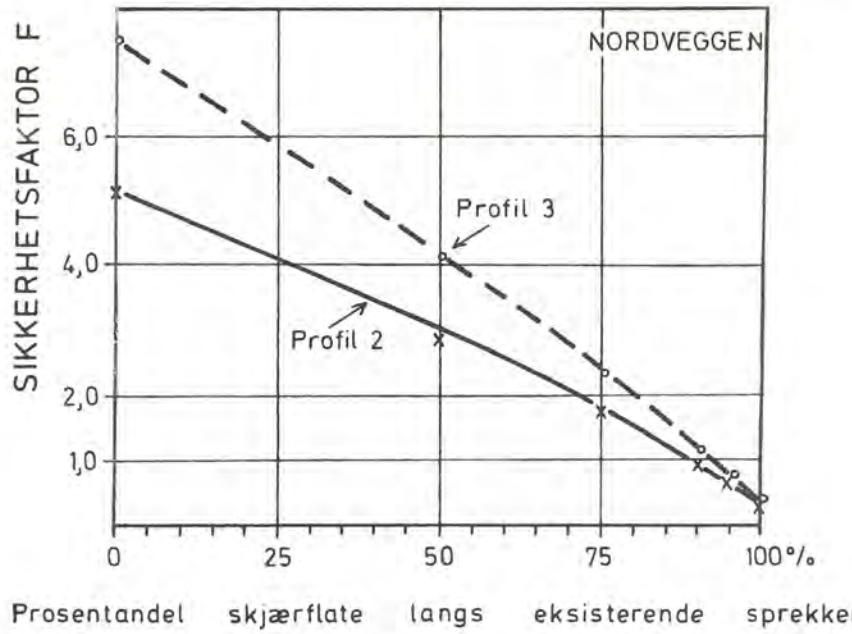


Fig. 21-13. Resultater fra likevektsberegning for nordveggen. Sikkerhetsfaktoren (F) er plottet som funksjon av prosentandel skjærflate langs eksisterende sprekker for profil 2 og 3 fra fig. 21-12.

skjærflaten går langs eksisterende sprekker. Begge profilene gir sikkerhetsfaktor mindre enn 1,0 og følgelig utrasning i nordveggen, dersom mer enn ca. 90% av skjærflaten går langs eksisterende sprekker.

Resultatene for sydveggen er vist i fig. 21-14. Ifølge likevektsberegningene vil en som vist få utrasning i sydveggen dersom mer enn ca. 95% av skjærflaten går langs eksisterende sprekker.

Parameterstudier, hvor én og én av de fire skjærparametrene er variert om gangen, viser at mindre feil i de anslåtte skjærparametrene ikke vil påvirke beregningsresultatene vesentlig.

I fig. 21-15 er de kritiske skjærflatene for dagbruddsveggene (de skjærflatene som ifølge Janbu gir lavest sikkerhetsfaktorer) inntegnet. Skjærflatene er sirkulærsylindriske, og har sentrum i henholdsvis N og S. Hovedsprekkeretningen (foliasjonsplanene) i dagbrudds-

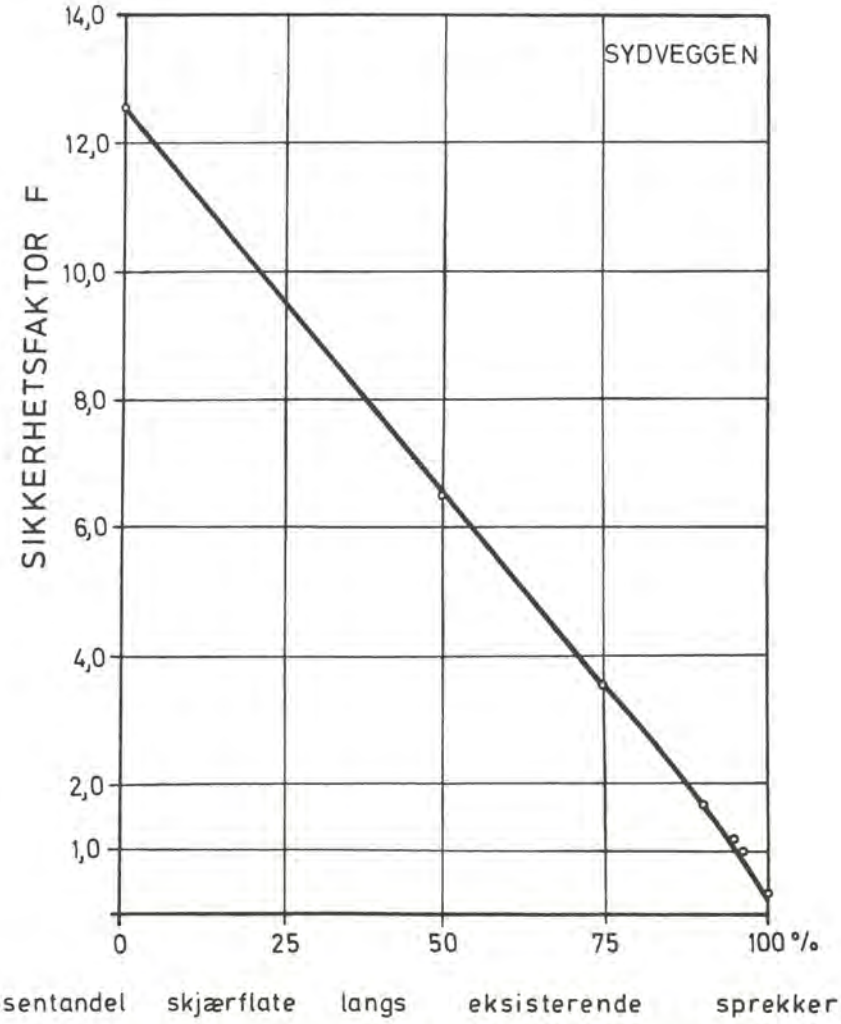


Fig. 21-14. Resultater fra likevektsberegning for sydveggen. Sikkerhetsfaktoren (F) er plottet som funksjon av prosentandel skjærflate langs eksisterende sprekker for profil 1 fra fig. 21-12.

veggene er antydet, og likeledes hovedspenningenes størrelse og retning i de nedre deler av veggene. Ugunstige spenningskonfigurasjoner kan tenkes å føre til nydannelse av sprekker i nedre del av kritisk skjærflate, og foliasjonsplanene er relativt ugunstig orientert, særlig i øvre del av sydveggen. Det er imidlertid meget lite sannsynlig at en dyptgående, sammensatt skjærflate vil kunne inneholde så mye som 90–95% sprekkeplan, noe som ifølge likevektsberegningene må være oppfylt dersom utrasning skal kunne skje. I tillegg kommer at det er innebygget en viss sikkerhet i beregningene, idet det er regnet med 100% vannmettet skråning, og at innspenningseffekter i sidene er neglisjert. Hovedkonklusjonen av likevektsberegningene er derfor at det synes meget lite sannsynlig at det i veggene i Ørtfjell

dagbrudd, med skråningsvinkel lik 51°, vil kunne inntreffe dyptgående, virkelig store utrasninger langs sammensatte skjærflater. Ettersom likevektsmetodene bare bygger på drivende og stabiliserende krefter, og ikke tar hensyn til spenningene i fjellet, bør imidlertid beregningene ses i sammenheng med spenningsanalyser.

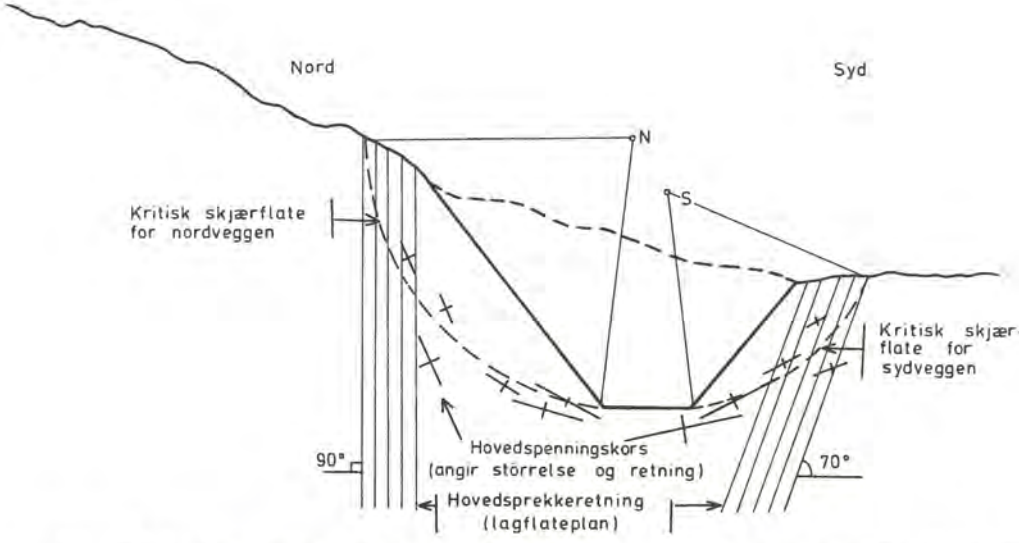


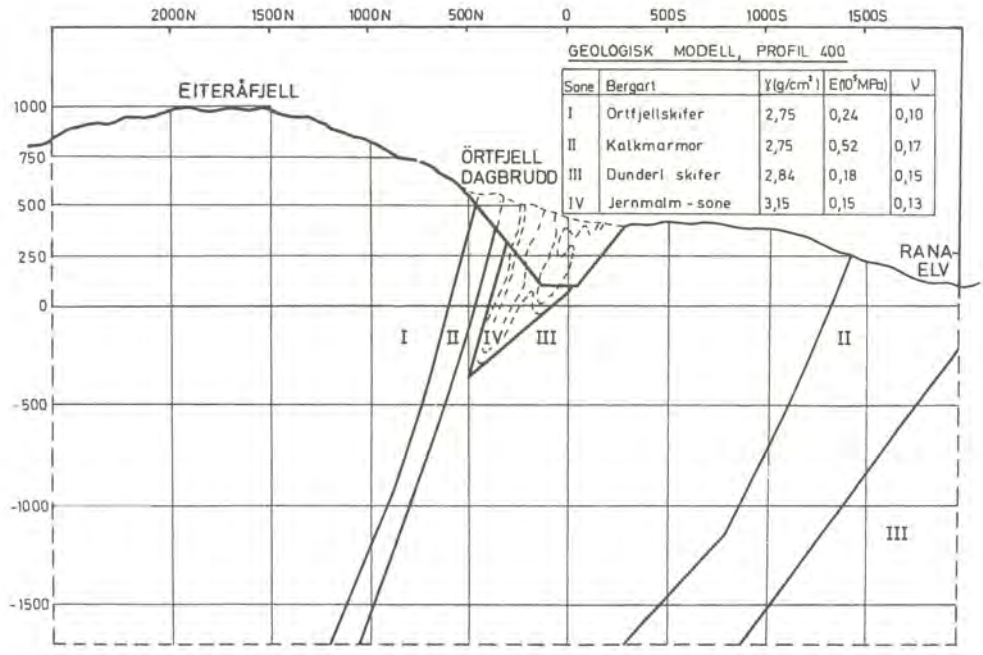
Fig. 21-15. Kritiske skjærflater for dagbruddsveggene (sirkulærsylindriske flater med sentrum henholdsvis i punktene N og S). Hovedsprekkeretningen og hovedspenningenes størrelse og retning er antydet.

6.3. Endelig-element analyser.

Ørtfjell dagbrudd er planlagt så dypt at bergtrykket eller spenningene i fjellet kan tenkes å komme til å representere en fare for stabiliteten. For å få en oversikt over spenningsbildet er det utført spenningsanalyser ved hjelp av regnemaskinmodeller, såkalte endelig-element analyser.

Øverst i fig. 21-16 er tegnet et snitt langs profil 400 over Ørtfjell dagbrudd med tilliggende fjellområder. Det er foretatt en inndeling i bergartssoner etter de sannsynlige geologiske hovedgrensene mot dypet. Bergartssonene er tillagt mekaniske egenskaper (E-modul (E), Poissons forhold (ν) og spesifikk vekt (γ)) tilsvarende veiet middel for bergartene i sonen, og i overensstemmelse med de tidligere utførte målinger.

På grunnlag av den geologiske modellen øverst i fig. 21-16 er det konstruert en elementmodell som vist nederst i figuren. Elementene i modellen er lagt etter bergartssonene, og hvert enkelt element er tillagt vedkommende sones mekaniske egenskaper. Elementtettheten er gjort størst nær dagbruddets vegger og bunn, hvor det er av størst betydning å kjenne spenningsbildet. Elementmodellen inneholder 103 elementer (260 knutepunkter), og den tillater en trinnvis avbygning av de siste 200 metrene av dagbruddet, slik at en kan få et bilde av spenningsutviklingen etter som de dypeste delene av bruddet brytes. Modellen er basert på plan tøyningstilstand, og inneholder som vist både trekant- og firkant-elementer.



Sone	Bergart	γ(g/cm³)	E(10⁵MPa)	ν
I	Ortfjellskifer	2,75	0,24	0,10
II	Kalkmarmor	2,75	0,52	0,17
III	Dunderl. skifer	2,84	0,18	0,15
IV	Jernmalm - sone	3,15	0,15	0,13

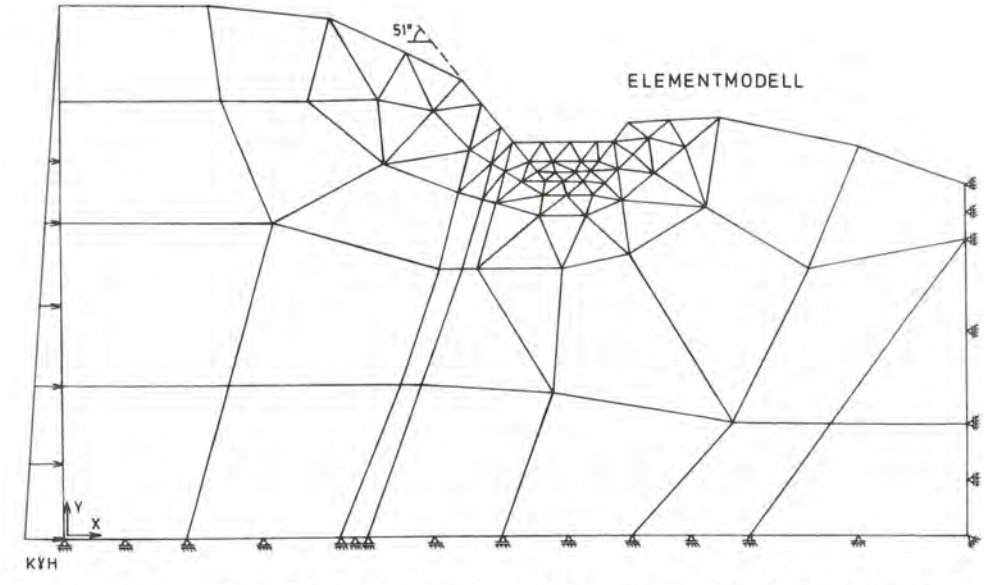


Fig. 21-16. Geologisk modell (øverst) og endelig-element modell (nederst) for Ørtfjell dagbrudd, profil 400.

Grensebetingelsene fremgår av elementmodellen. 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. Horisontalspenningsforholdet, eller K-verdien, som er avgjørende for størrelsen av horisontalspenningen, er ikke målt. En har derfor måttet anslå en sannsynlig K-verdi. I overensstemmelse med tidligere målinger og erfaringer, blant annet fra beregninger av sikkerheten mot hydraulisk splitting i uforede trykksjakter (Selmer-Olsen & Bjørklykke (1972)), vurderes en K-verdi rundt 0,5 for sannsynlig for Ørtfjellområdet, og en konstant K-verdi lik 0,5 er derfor benyttet i element-analysene.

Oppbyggingen av elementmodellene og gjennomføringen av selve EDB-analysene er utført ved Institutt for Statikk's SINTEF-avdeling, NTH. Spenningene er beregnet i samtlige knutepunkter. For hver analyse er hovedspenningene plottet som isobarkart, og hovedspenningsretningene er plottet som spenningskors. I fig. 21-17 er resultatene vist for det geologiske profilet i fig. 21-16. Resultatene gjelder for full avbygning (endelig bunn på kote 90) og figuren viser regnet ovenfra isobarkart over største og minste hovedspenning, og hovedspenningsretninger. Trykkspenninger er gitt positivt fortegn, og lengden av strekene i spenningskorsene er proporsjonale med størrelsen av hovedspenningene.

Som en ser av isobarkartene, er spenningsnivået høyest akkurat i skråningsfoten, og her vil faren for oppknusing eller bergslag følgelig være størst. Spenningsnivået er forøvrig funnet å ville bli like høyt i sydveggen som i den betydelig høyere nordveggen. Som vist i fig. 21-17, vil en ifølge beregningene ha strekk i minste hovedspenning i deler av dagbruddsveggene (i de delene som ligger utenfor de stiplede isobarene på figuren).

Element-analysene viser at en vil få forholdsvis jevn spenningsøkning etterhvert som dagbruddet avbygges, og spenningsnivået er hele tiden funnet å ville være høyest akkurat i skråningsfoten. Fig. 21-18 viser hvordan strekkspenningssonene ifølge analysene vil utvikle seg ved avbygning av de siste 200 metrene i dagbruddet. Fjellmassen kan i prinsipp ikke ta strekkspenninger, og i strekkspenningssonene kan en derfor risikere spenningsavlastede og uinnspente paller, og følgelig problemer med detaljstabiliteten. Den stiplede linjen for fullt utdrevet brudd i fig. 21-18 (nederste profil), viser beregnede strekkspenningssoner for homogen (ikke soneinndelt) modell, og illustrerer at kalkbenken i nordveggen har en gunstig innvirkning på stabiliteten. Dette fremgår forøvrig også av isobarkartene i fig. 21-17.

Innledende element-analyser viste at mindre variasjoner i nordveggens skråningsvinkel ($51^\circ \pm 4^\circ$) bare gir meget små endringer i spenningsnivået. En liten reising ($2–4^\circ$) av totalvinkelen i nordveggen synes derfor ikke å ville gi nevneverdig reduksjon av totalstabiliteten, og bør følgelig kunne vurderes.

Ved full avbygning er forholdet mellom bergartens skjærfasthet og maksimal skjærspenning i skråningsfoten ("sikkerhet mot skjærbrudd") beregnet til ca. 1,4. Forholdet mellom bergartens enaksiale trykkfasthet og maksimal trykkspenning i skråningsfoten ("sikkerhet mot oppknusing") er beregnet til ca. 1,8. Faren for bergslag i skråningsfoten er forsøkt analysert ved en empirisk metode, hvor bergslagsintensiteten i konturen av tunneler er funnet å være en funksjon av bergartens induserte strekkfasthet (punktlaststyrke), og tangentialspenning i konturen (Russenes, 1974). Selv om denne analysen gjelder for

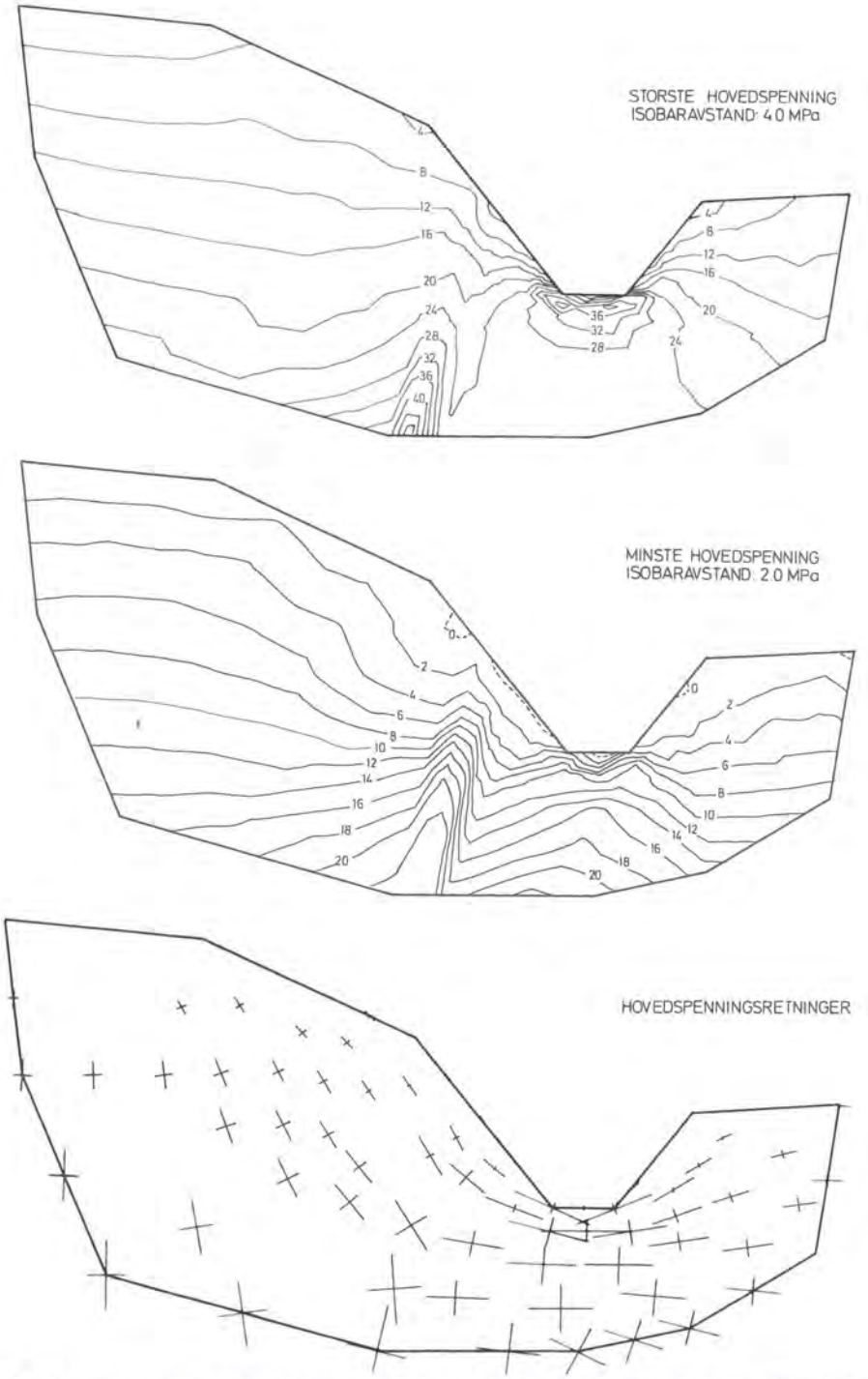


Fig. 21-17. Resultater fra endelig-element analyse for fullt avbygget dagbrudd. Størrelsen av største og minste hovedspenning er vist i form av isobarkart (øverst og i midten), hovedspenningsretningene i form av spenningskors (nederst).

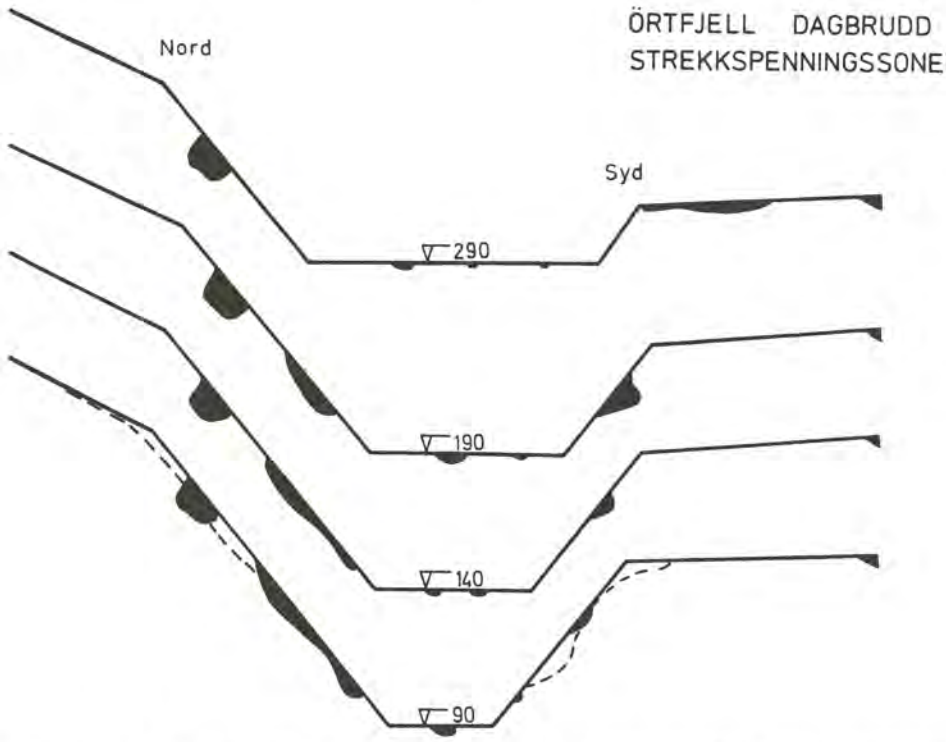


Fig. 21-18. Utvikling av strekkspenningssoner ved avbygning av de siste 200 metrene av dagbruddet.

tunnel-tverrsnitt, og ikke uten videre bør overføres til plane dagbruddsvegger, synes det imidlertid etter den analysen lite sannsynlig at tangentialspenningene vil gi bergslag og oppknusing i skråningsfoten.

De benyttede, primitive bruddkriteriene synes altså alle å peke i retning av at spenningene neppe vil føre til noen omfattende nydannelse av sprekker nær dagbruddsfoten. Sett i sammenheng med likevektsberegningene i forrige kapittel, synes det etter dette lite sannsynlig at en vil få problemer med totalstabiliteten i veggene i Ørtfjell dagbrudd.

Det må imidlertid understrekes at konklusjonene over forutsetter en K-verdi i størrelsesorden 0,5. Beregningene har nemlig vist at størrelsen av K-verdien har stor innflytelse på spenningsnivået. Selv om en har forholdsvis godt grunnlag for å anta en K-verdi i størrelsesorden 0,5 vil det derfor i vinter bli utført bergtrykksmålinger for å kontrollere at denne antagelsen ikke avviker for mye fra virkeligheten.

7. ANALYSER AV DETALJSTABILITET (PALLSTABILITET)

Foliasjonsplanenes orientering vil ha avgjørende betydning for detaljstabiliteten i dagbruddsveggene. I Ørtfjell er, som tidligere beskrevet, foliasjonsplanene i hovedtrekk orientert tilnærmet parallelt dagbruddets lengdeakse, og med steilt, tilnærmet nordlig fall. I fig. 21-19 er det skjematisk vist hvilke konsekvenser dette kan få for stabiliteten i pallene, som er planlagt med en vinkel på 70°.

I sydveggen vil lagene falle steilt nordover. Kartlegging i Rana Grubers eksisterende dagbrudd (Ørtvann, Vesteråli og Finnkåteng), hvor de geologiske forholdene er svært like forholdene i Ørtfjell, har vist at en får plane utglidninger i pallene dersom foliasjonsplanene er orientert med fall steilere enn ca. 40° ut av pallen. I området for sydveggen er det vanlig at foliasjonsplanene faller 60° – 80° mot nord, og dersom de får utgående i pallen, vil en følgelig få plane utglidninger, og store problemer med pallstabiliteten. I sydveggen må en

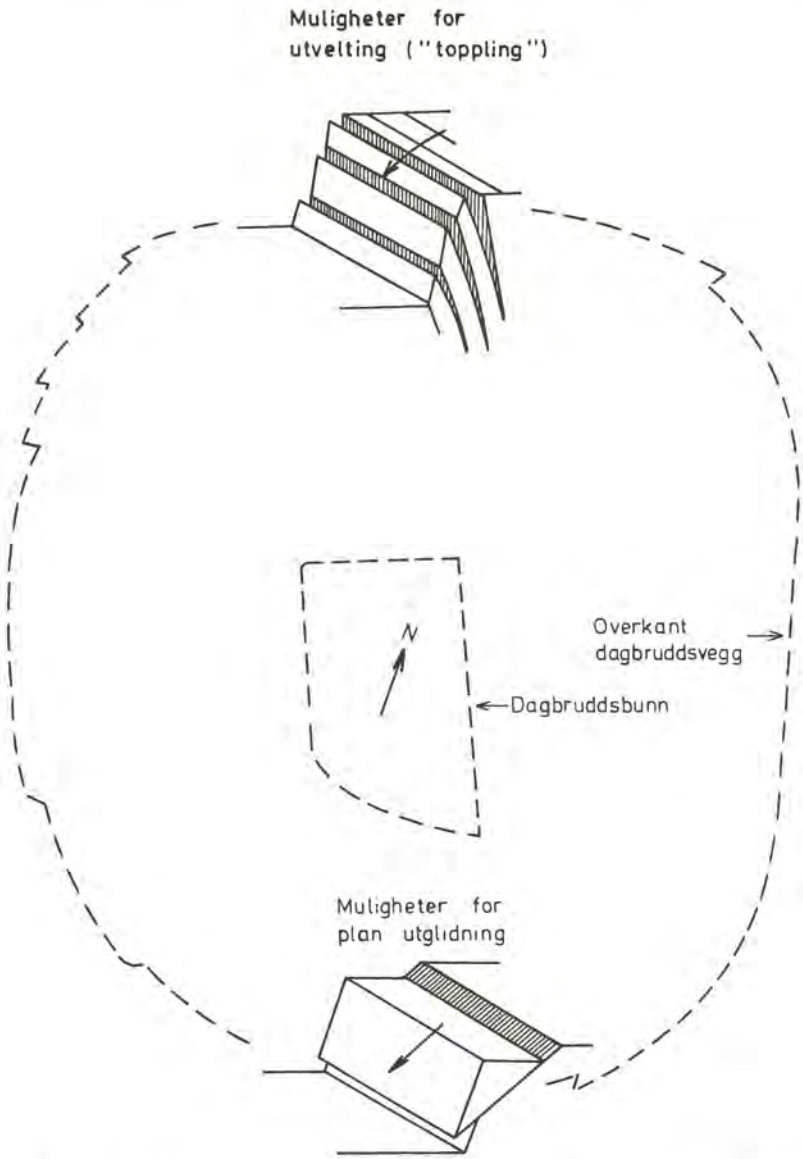


Fig. 21-19. Prinsippskisse over fordeling av potensielle detaljstabilitetsproblemer i dagbruddsveggene.

derfor unngå å legge pallene steilere enn foliasjonsfallet. I praksis betyr dette at pallvinkelen i sydveggen vil variere, antakelig fra ca. 60° og opptil ca. 70°. Gjøres pallene for steile, vil en som antydet i fig. 21-19, få plane utglidninger.

I nordveggen står foliasjonen steilt inn i dagbruddsveggen. Oppsprekningsmønstret forøvrig er slik at en vil kunne få utvelting av tavleformede flak eller fjellblokker i pallene, såkalt "toppling" (se prinsippskisse i fig. 21-19). Feltundersøkelser i de aktuelle områdene og enkle likevektsberegninger har vist at faren for toppling er reell, særlig når en tar hensyn til den stabilitetsforringende effekt frostsprengning vil representere. Toppling vil trolig bare opptre lokalt i pallene, og mindre endringer av pallvinkelen ($70° \pm 5°$), synes ikke å ville ha noen avgjørende betydning for omfanget. Stabiliteten av de kritiske partiene bør overvåkes under driften, og stabilisering av kritiske partier, for eksempel ved hjelp av bolting eller forankring, kan bli aktuellt.

Vestveggen i det prosjekterte bruddet befinner seg ved omfoldningene av malmkroppen, og tektonikken er her meget kompleks. Foliasjonen er imidlertid steil, og det ventes derfor ikke større problemer med pallstabiliteten i vestveggen. I østveggen står foliasjonen tilnærmet vinkelrett dagbruddsveggen, og dermed stabilitetsmessig meget gunstig, slik at det heller ikke i østveggen ventes større problemer med pallstabiliteten.

Som tidligere beskrevet vil en kunne risikere problemer med detaljstabiliteten i "strekkspenningssonene" (se fig. 21-18) i dagbruddsveggene. En vil ha redusert innspenning i pallene i disse områdene, og sjansen for utfall av blokker vil dermed øke. Alvorlige stabilitetsproblemer ventes imidlertid ikke i disse "strekkspenningssonene".

8. KONKLUSJON

Etter de utførte felt- og laboratorieanalyser og analysene av totalstabilitet synes det lite sannsynlig at en for en skråningsvinkel på 51° vil kunne få store, dyptgående utrasninger i veggene i Ørtfjell dagbrudd.

I sydveggen av dagbruddet (liggveggen) vil foliasjonens fallvinkel være dimensjonerende for pallvinkelen, slik at sydveggen bør legges med en midlere skråningsvinkel noe slakere enn 51°.

I nordveggen av dagbruddet (hengveggen) vil en lokalt kunne få pallstabilitetsproblemer på grunn av topplingeffekter. En liten reising av pallvinkelen (2–3°), og dermed også av den totale skråningsvinkelen, synes imidlertid å ha liten innvirkning på totalstabiliteten, og også på omfanget av eventuelle toppling-effekter. En reising av skråningsvinkelen i nordveggen fra de prosjekterte 51° til 53°–54° synes derfor stabilitetsmessig mulig, og er også gjennomførbart rent brytningsteknisk. En reising av vinkelen kan bety store økonomiske besparelser, og vil derfor bli nøye vurdert.

9. LITTERATUR-REFERANSER

(1) ARNESEN, F. (1975): "Detaljstabiliteten ved Rana Gruber". Hovedoppg. i Ingeniørgeologi, Geol. Inst., NTH. (Upubl.). 102 s.

(2) BARTON, N. (1973): "Shear Strength of Discontinuities in Rock Masses". NGI, Int. Rep. 54201–1. 163 s.

(3) BROCH, E. & LEIVESTAD, S. I. (1973): "Fuktighetens og anisotropiens innvirkning på bergarters skjærfasthet". Rapp. nr. 9, Geol. Inst., Ingeniørgeologi, NTH. 30 s.

(4) EIDE, A. (1974): "Skjærfasthet av fjellmassens detaljsprekker". Hovedoppg. i Ingeniørgeologi, Geol. Inst., NTH. (Upubl.). 108 s.

(5) HJELDNES, E. I. (1971): "En direkte metode for stabilitetsanalyser". NIF, kursdagene ved NTH 1971. 24 s.

(6) HOEK, E. & BRAY, J. W. (1974): "Rock Slope Engineering". Institution of Mining and Metallurgy, London. 309 s.

(7) JANBU, N. & NOWACKI, F. (1971): Enkle bestemmelser av skjærfasthetsparametre for intakte bergarter". Teknisk Ukeblad, Bd. 118, nr. 37. 3 s.

(8) RUSSENES, B. F. (1974): "Bergslagsanalyse for tunneler i dalsider". Hovedfagsoppg. i Ingeniørgeologi, Geol. Inst., NTH. (upubl.). 247 s.

(9) SAGE, R. (ed.) (1976): "Pit Slope Manual, Chapter 1- Summary". CANMET (Canada Centre for Mineral and Energy Technology), Rep. no. 76–22. 65 s.

(10) SELMER-OLSEN, R. & BJØRLYKKE, S. (1972): "Nødvendig overdekning i dalsider ved fjellrom med høyt innvendig vann- eller lufttrykk". Rapp. nr. 6, Geol. Inst., Ingeniørgeologi, NTH. 13 s.

ÅTGÄRDER FÖR BEVARANDE AV GRUNDVATTENBALANSEN I TÄTORTER

Leif Andréassen, SGI

1. INTRODUKTION

Det moderna byggandet påverkar den naturliga vattenbalansen inom urbana områden. Markytor tätas och regnvattnet leds bort i ledningar, grundvatten läcker in i djupa schakter, ledningar och bergtunnlar, se fig. 22-1. Grunnvattennivån sjunker och detta kan medføra verkningar av olika slag. Inom urbana områden brukar den allvarligste följdverkan vara sättningar. Speciellt gäller detta inom områden med lös lera, där sättningarna blir så stora att problem kan uppkomma i nästen alla sammanhang: skador uppkommer på vägar och gator, ledningar, byggnader etc.

Vid exploatering av nya områden är det vanligt att man både fyller upp på markytan och sänker grundvattennivån. Sättningar uppkommer av båda orsakerna och det är ofta svårt att

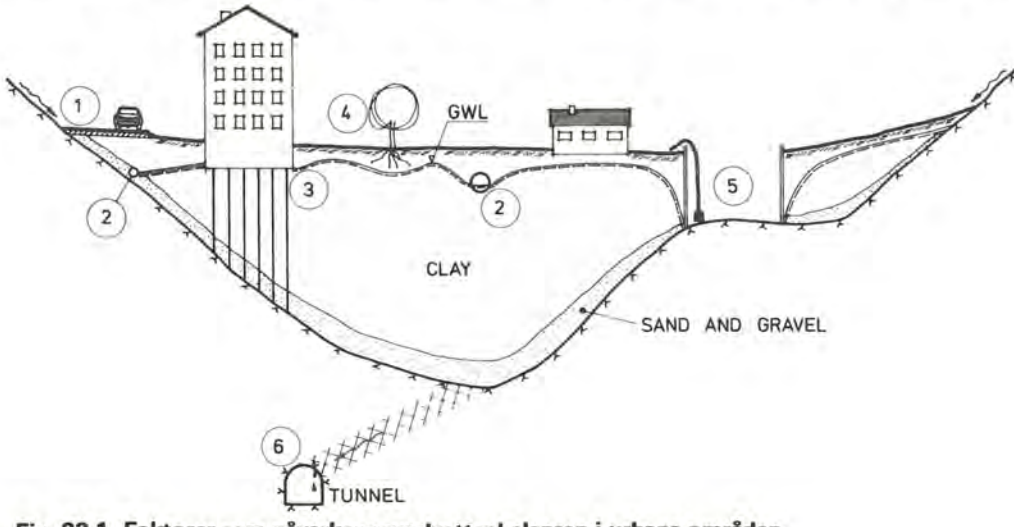


Fig. 22-1. Faktorer som påverkar grundvattenbalansen i urbana områden.

1. **Gator och andra täta ytor minskar den naturliga infiltrationen.**
2. **Läckande ledningar sänker grundvattennivån. Inverkan är särskilt allvarlig när ledningarna ligger i permeabla jordlager.**
3. **Dränering runt hus sänker grundvattennivån.**
4. **Snabbväxande träd kan ge lokala sänkningar av portrycket.**
5. **Djupa schakter kan ge stora temporära portrycksänkningar.**
6. **Tunnlar i bergrunden kan orsaka stor avsänkning av portrycket i djupt liggande jordlager.**

särskilja dem. I regel är det emellertid svårare att förutsäga omfattning och effekter av grundvattensänkningar, som därför ofta ger "oväntade" sättningar. Vid nybyggnation brukar man försöka gardera sig mot sättningsskador genom att ställa husen på pålar, men trots detta har skador uppkommit i en lång rad fall. Fig. 22-2 visar ett exempel: sättningar hos markytan blir till bekymmer även om huset står på pålar. Grundvattensänkningar uppträder också inom äldre områden i samband med att man vidtar något inngrepp som rubbar

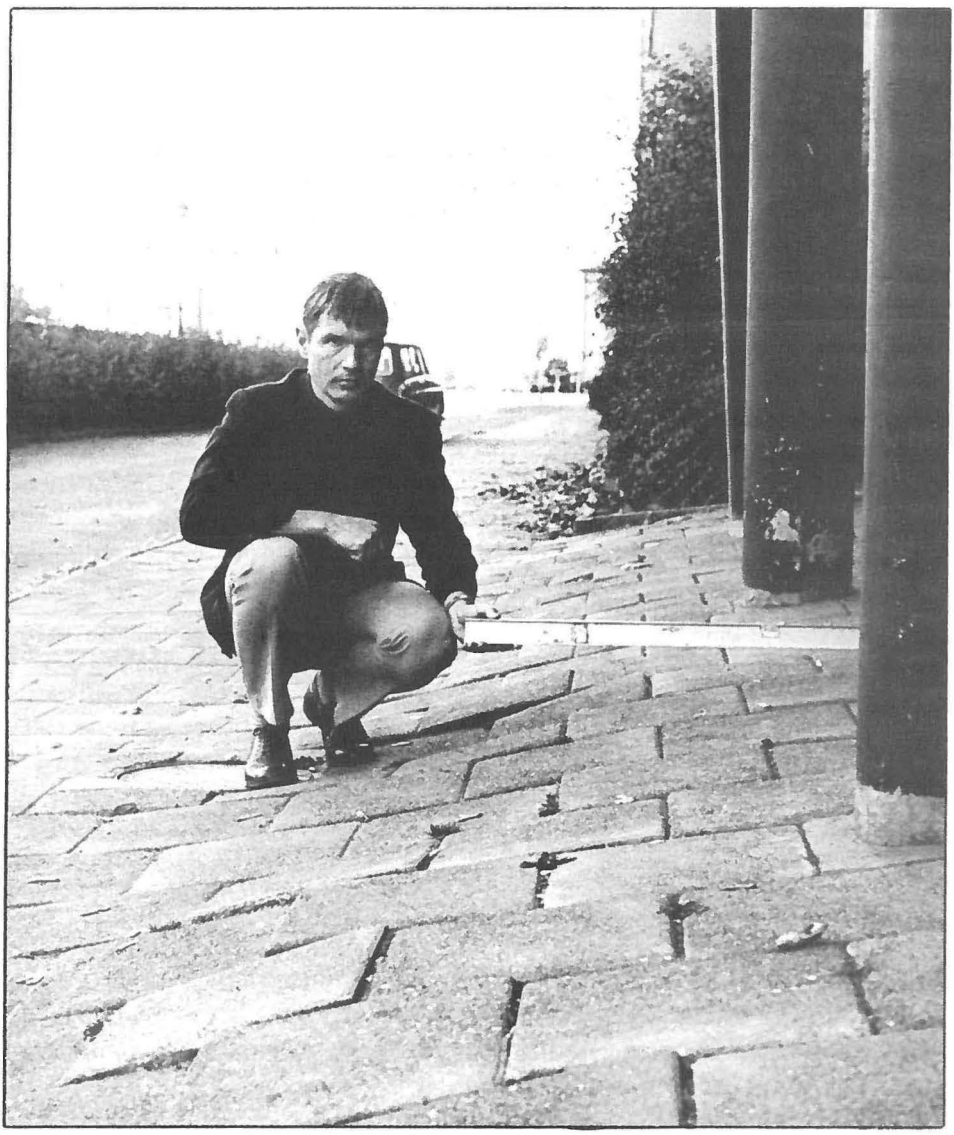


Fig 22-2. Att byggnadsverken grundläggs på pålar innebär inte att man har garderat sig mot sättningsskador. Om markytan sjunker under inverkan av uppfyllning och grundvattensänkning kan man ändå få besvärande skador. I sådana fall måste exempelvis entréer repareras med jämna mellanrum.

grundvattenbalansen, och i sådana fall uppkommer svåra sättningar hos den äldre bebyggelsen.

Inom svenska leromräden är de geohydrologiska förhållandena vanligen sådana att det räcker med en liten rubbning av den naturliga grundvattenbalansen för att åstadkomma stora sänkningar av grundvattennivån. Speciellt gäller detta när grundvattnet i friktionsjorden under leran dräneras bort, exempelvis till en tunnel, se fig. 33-3b. När vatten läcker in i en tunnel i berget följs vatteninläckningen initiellt av ett minskat portryck i de friktionsjordslager som ligger mellan berget och leran. Endast små inläckande vattenmängder krävs för att portrycket skall sjunka i avsevärd grad, eftersom grundvattnet i friktionsjorden nybildas huvudsakligen genom tilströmning från sidorna. När vattentrycket i de permeabla lagren sjunkit börjar den långsamma konsolideringsprocessen i leran, och porvattentrycket i denna intar efter många år ett jämviktsläge som i grova drag synes vara sådant som framgår av fig. 22-3. Figuren visar också att normalt ger en grundvattenavtappning i botten av ett lerlager en större ökning av effektivtrycket än en sänkning av grundvattenytan i de ytliga delarna av ett lerlager. Leran brukar visserligen vara fastare mot djupet, men erfarenheten är att en dränering av grundvattnet på djupet är allvarligare än en dränering i lerlagrets överyta.

Orsakssambanden när det gäller grundvattensänkningar har till stora delar blivit tämligen väl klarlagda. Den viktigaste frågan är vad man ska göra för att undvika skador.

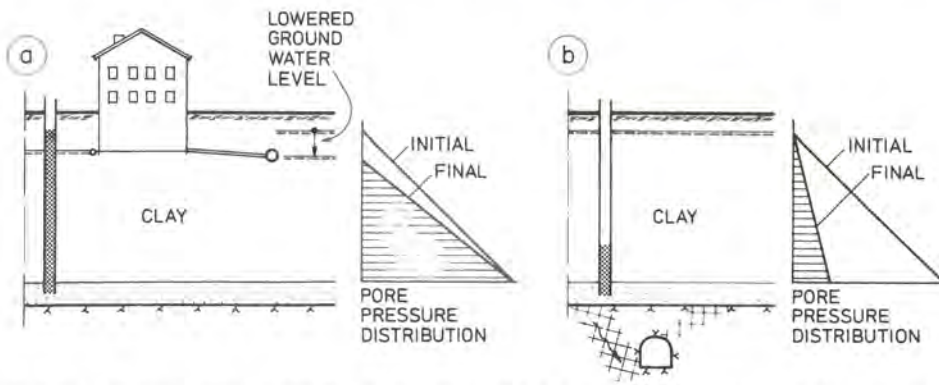


Fig. 22-3. Förändringar av portrycket i ett lerlager när grundvattnet dräneras a) i ytliga lager, b)i djupt liggande lager.

2. PLANERING MED HÄNSYN TILL GRUNDVATTENBALANSEN

Den bästa möjligheten att undvika skador på grund av grundvattensänkningar är att vidta åtgärder i ett tidigt skede av byggnadsprocessen, i planeringsskedet. I detta skede bör de geohydrologiska förhållandena undersökas och de tekniska och ekonomiska konsekvenserna av olika lösningar bedömas.

För planeringen erfordras följande information:

1. Sättningsegenskaper hos jordlagren.
2. Grundvattnets strömningsvägar.
3. Naturliga grundvattenförhållanden.

Med denna information är det möjligt att bygga upp geohydrologiska modeller med vars hjälp effekterna av olika byggnadstekniska ingrepp kan bedömas. I urbana områden har den allvarligaste effekten visat sig vara sättningar.

Utöver sättningar kan grundvattensänkning medföra att vegetationen påverkas och grundvattentäkter sinar. Vegetationen påverkas emellertid i regel i ganska ringa utsträckning (Palm, 1972). Normal "torrmarksvegetation" livnär sig på sjunkvattnet och påverkas vanligen inte alls av en grundvattensänkning, medan däremot "våtmarksvegetation" kan påverkas i påtaglig grad. Inom tätorter torde emellertid effekten vara av sekundär betydelse. De små grundvattenläckage som uppstår i samband med byggnadstekniska ingrepp har vanligen ej heller någon större betydelse för vattenförsörjningen. En grundvatteninläckning av sådan storlek att en kommunal vattentäkt påverkas brukar kunna förhindras med tämligen enkla medel (konventionell tätning av tunnlar etc.). Däremot är det vanligt att privata bergbrunnar påverkas av tunnlar. Här får man i varje enskilt fall göra en bedömning om man skall bevara brunnen eller försörja vederbörande med kommunalt vatten.

2.1 Sättningsegenskaper hos jordlagren

Risken för sättningar bedöms med ledning av geotekniska undersökningar. Som regel kan gängse geotekniska metoder användas: sondering, provtagning, laboratorieundersökningar. I en del fall är emellertid våra vanliga rutinmetoder ej tillräckliga. En grundvattensänkning till följd av byggnadstekniska ingrepp börjar ofta i bottenlagren, och det är då sättningsegenskaperna hos de djupast liggande lerlagren som är mest intressanta. I en del fall är det emellertid svårt att få representativa prover från djupt liggande lerlager. I ett sådant fall har i Angeredsområdet i Göteborg prövats en intressant metod för bestämning av lerans sättningsegenskaper på djupet (Alte, 1972).

I Angered gav bergtunnlar upphov till en kraftig grundvattensänkning. Frågan var då vilka sättningar man skulle få till följd av dessa grundvattensänkningar. Vanliga geotekniska undersökningar gav besked om att leran i de övre lagren var kraftigt överkonsoliderad (d.v.s. kunde tåla en relativt hög belastning utan några större sättningar), men undersökningarna gav ej entydigt besked betr leran på större djup än 10 m. För att få besked om förhållandena på djupet gjordes därför i ett försöksområde en kontrollerad grundvattensänkning. Fyra pumpbrunnar fördes ner till friktionsjorden under leran, fig. 22-4a, och genom pumpning sänktes sedan vattentrycket i friktionsjorden. Samtidigt kontrollerades porvattentrycket i leran och sättningarna på markytan. Syftet med provpumpningen var främst att kontrollera lerans förkonsolideringstryck. Under detta tryck sker förändringar av porvattentrycken i leran relativt hastigt, men när man ligger över förkonsolideringstrycket blir förändringarna långsamma. Genom sättningsmätningarna kunde man samtidigt få besked om kompressionsmodulens storlek.

Under försöket erhölls en relativt snabb minskning av porvattentrycken i lerlagrets undre del, fig. 22-4b. På grund av vattentillströmning från sidorna i permeabla skikt i leran sjönk ej grundvattennivån i leran lika mycket som i friktionsjorden, men avsänkningen var fullt tillräcklig som underlag för bedömningen. Sättningsmätningen visade också att man ej behøvde befara att sättningarna till följd av de väntade grundvattensänkningarna skulle bli så stora att gator, ledningar etc. skulle skadas.

Ett försök av denna typ kostar i storleksordningen 50.000 – 100.000 kr. I föreliggande fall var undersökningen vinstgivande genom att man på grundval av dess resultat kunde låta bli att vidta en rad andra, dyrbara motåtgärder.

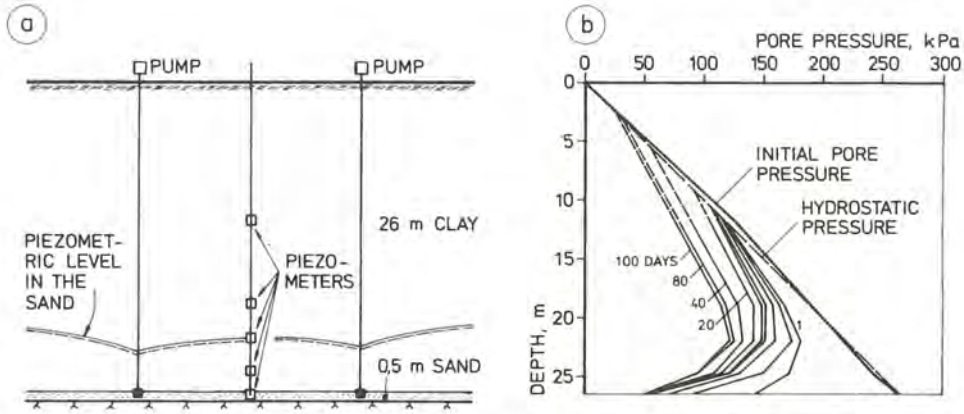


Fig. 22-4. Provpumpning för att undersöka förkonsolideringstrycket på djupet i ett lerlager (Alte, 1975). a) Sektion genom försöksområdet. b) Portryck i leran vid olika tidpunkter.

2.2 Grundvattnets strömningsvägar

För att man skall kunna göra en bedömning av vilka grundvattensänkningar som uppstår vid ett ingrepp krävs att man tar reda på grundvattnets strömningsvägar och samspel mellan olika grundvattenmagasin. Att skapa en fullständig bild av samspelet mellan olika grundvattenmagasin är mycket besvärligt. Härför krävs kartläggning av infiltrationsområden, vattengenomsläppliga zoner i jord och berg, naturlig tillrinning och avrinning etc. Här som så ofta annars gäller att en fullständig undersökning blir dyrbar. Om man inte har alltför stora krav på detaljnoggrannhet kan man emellertid komma långt med de vanliga undersökningsmetoderna. Med hjälp av dessa erhålls en bild av täta och vattengenomsläppliga jordlager. Här skall dessutom redovisas ett par "nya" metoder: dels sondering med portrycksspets, dels provpumpning (som inte är en ny metod men har givits en delvis ny tillämpning).

Lera brukar underlagras av friktionsjord, som är mycket vattengenomsläppligare än leran. I friktionsjorden strömmar vattnet relativt snabbt, och det är där en grundvattensänkning först blir märkbar. Leran är emellertid inte homogen, utan innehåller ofta skikt av vattengenomsläppligare material. Dessa skikt har stor betydelse för hur hastigt sättningar uppträder i samband med en grundvattensänkning. Skikten verkar nämligen som dräner i den täta leran.

För att undersöka förekomsten av permeabla skikt i lera har utvecklats en s k piezometersond (Torstensson, 1975b). Denna består av en portrycksmätare, som med konstant hastighet drivs ner i leran. Samtidigt mäts portrycket. Högt portryck indikerar tät jord, d.v.s. lera, lågt portryck indikerar vattengenomsläpplig jord, fig. 22-5. Med denna sond kan man relativt enkelt lokalisera skikt av permeabelt material. Man kan också, genom att stanna sonden och mäta trycksjunkningen, bestämma jordens konsolideringensegenskaper.

För att direkt bestämma jordlagrens transmissivitet och vissa övriga egenskaper har provpumpning i kombination med portrycksmätning använts (Carlsson, 1973). Allmänt uttryckt är detta ett sätt att imitera en lokal grundvattensänkning. Principen är enkel: ur en brunn (slitsat rör eller liknande) nedförd till lämpligt permeabelt lager pumpas vatten, samtidigt som vattentrycket mäts i ett antal punkter i närheten. Med kännedom om

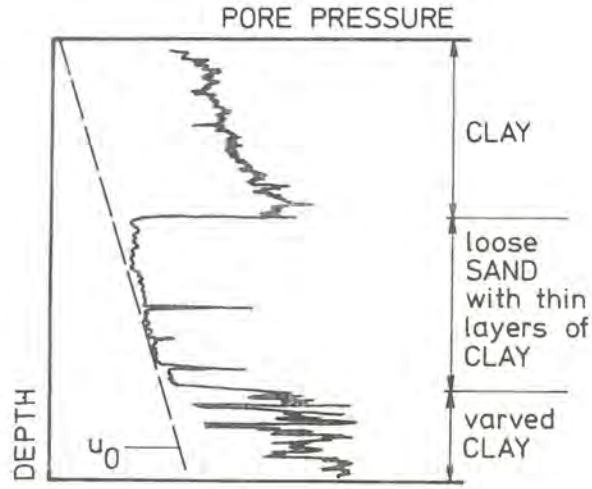


Fig. 22-5. Portryck registrerat med piezometersonden. Höga portryck uppkommer i normalkonsoliderad lera(u_0 = hydrostatiska portrycket). (Torstensson, 1975b).

vattenuttaget och sänktrattens utbredning kan sedan transmissiviteten beräknas (man bör också känna de aktuella jordlagrens kompressibilitet, men denna kan mätas samtidigt med försöket i övrigt genom sättningsmätning).

Eftersom ett pumpförsök är en grundvattensänkning i miniatyr kan man genom ett sådant få mycket omfattande upplysningar. Avgörande är hur rikhaltig instrumentering (portrycksmätning och sättningsmätning) man har och hur långt pumpförsöket drivs, d.v.s. hur stora vattenmängder man tar ut och hur lång tid man håller på. En direkt parallell kan dras med den grundvattensänkning som beskrivs i avnsitt 2.1 för bestämning av sättningsegenskaper. Samma pumpförsök kan ge upplysning om lerans sättningsegenskaper på djupet och transmissiviteten i vattenlagret.

2.3 Naturliga grundvattenförhållanden

Kännedom om den s k naturliga grundvattenbalansen är nödvändig om man ska kunna göra några kalkyler över följderna av ett ingrepp. Tyvärr räcker det ej med någon enstaka observation, något som man fått erfara under senare år då grundvattenytan inom stora delar av landet har sjunkit till följd av liten nederbörd. Några långa serier har man emellertid vanligen ej tillgång till inom områden som är aktuella för byggnation, utan i bästa fall får man förlita sig till närliggande referensområden. Sådana referensområden finns i Stockholm och Göteborg: områden som ej störs av byggnation och där man kan följa grundvattennivåns naturliga förändringar. Mätresultaten från dessa områden möjliggör säkrare bedömningar av vilka grundvattenförändringar som kan anses vara "naturliga".

Observationer av grundvattennivån inom ett område som ska bebyggas utgör dels, som nämnts, underlag för kalkyler. Observationer erfordras emellertid också under byggnadstiden för kontroll av att inget går galet och även efter byggnadstiden, då som kontroll av att gjorda förutsägelser håller.

2.4 Geohydrologiska modeller

En geohydrologisk modell används för att beräkna inverkan av olika ingrepp. Enkelt uttryckt vill man i ena ändan kunna stoppa in alla basdata och i andra ändan få ut enkla samband av typ "hur stor och omfattande blir grundvattensänkningen om en tunnel i ett visst läge läcker 1 liter per sek och km".

Geohydrologiska modeller finns av många slag: fysikaliska modeller, elektriska analogimodeller och numeriska modeller av olika typ. En datormodell togs fram av forskningsgruppen STEGA (Lindskoug och Nilsson, 1974). Denna modell medger behandling av flera samverkande grundvattenmagasin samtidigt med hänsyntagande till infiltration och avrinning i olika parter. Främsta användningsområdet är förutsägelser av grundvattennivåns långtidsförändringar. En svaghet hos modellen är att friktionsjorden antas inkompressibel, vilket försvårar beräkning av snabba tryckförändringar.

Numeriska modeller torde lämpa sig bäst för behandling av geohydrologiska problem. Detta beror på att de är tämligen enkla att manipulera. Intresset har under senare år riktats mot de möjligheter som finita elementmetoden erbjuder. En modell enligt detta system håller för närvarande på att tas fram (Ejdeling, 1977).

I datoråldern kan behöva påpekas att det inte är nödvändigt att i alla lägen använda sig av datormodeller. Även när det gäller så komplicerade förlopp som grundvattensänkningar kan man klara sig ganska långt med hjälp av handberäkningsmetoder. Ett exempel på detta är att vid beräkning av portrycksförändringar i lerlager i samband med grundvattensänkningar har den enkla grafiska metod som beskrivs av Helenelund (1951)visat sig mycket användbar, fig. 22-6. Med denna metod är det möjligt att enkelt bestämma konsolideringsförloppet även vid komplicerade randvillkor.

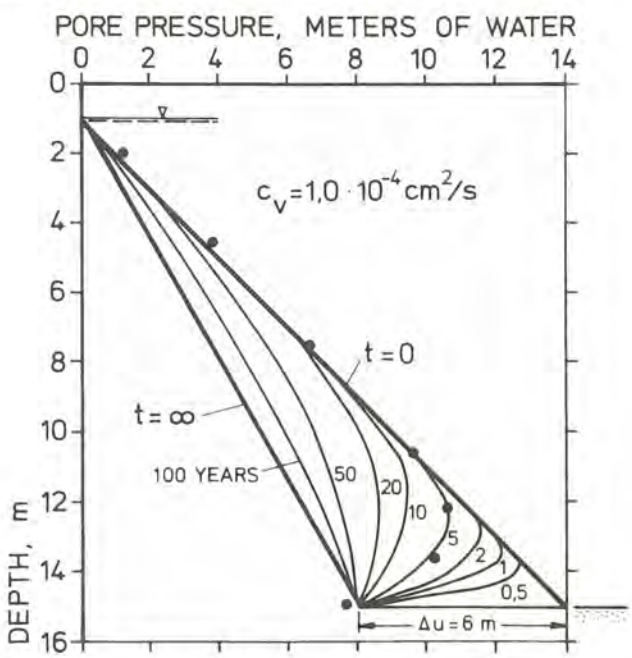


Fig. 22-6. Beräknad portrycksfördelning i ett lerlager vid olika tidpunkter, jämfört med mätningar (•) efter fyra år (Torstensson, 1975a)

Genom användning av geohydrologiska modeller är det ofta möjligt att förlägga tunnlar, ledningar etc till områden där de inte påverkar grundvattennivån eller – omvänt – att förlägga sättningskänslig bebyggelse till områden där grundvattennivån ej blir påverkad. Detta är emellertid inte alltid realistiskt från planeringssynspunkt, och därför erfordras också metoder för att reducera grundvattenläckaget.

3. REDUCERING AV GRUNDVATTENLÄCKAGE

Flera "läckställen" finns inom urbana områden. Djupa schakter och bortsprängning av grundvattentrösklar kan allvarligt rubba grundvattenbalansen. Detsamma gäller stora uttag av grundvatten för vattenförsörjning. Bergtunnlar och ledningar i jord torde emellertid vara de allvarligaste faktorerna.

3.1 Bergtunnlar

Vid projektering av tunnlar gäller att man bör försöka lägga dem så att vatteninläckning medför så små skador som möjligt. Samtidigt minskar också kostnaden för tätning (vid byggande av en "tät" tunnel är kostnaden för injektering ungefär lika hög som kostnaden för drivning). Rörelsemöjligheterna är emellertid oftast små. Utgångspunkterna brukar vara givna, och man har fler faktorer att ta hänsyn till än enbart grundvatteninläckning: krav på bergtäckning, gott berg vid drivningen etc. Detta gör att man i tätorter har mycket svårt att undvika att tunnlar passerar känsliga zoner, där en grundvattensänkning har stor inverkan.

Hur mycket en tunnel får läcka beror helt och hållet på vad som finns ovanför tunneln. Man använder sig här av det i tidigare avsnitt beskrivna underlaget för att göra erforderliga bedömningar. Vissa praktiska begränsningar finns emellertid, eftersom kostnaden för tätning stiger snabbt när man kommit ned i "normalt" små läckvattenmängder. Tidigare har ofta 1 liter per sek och km angivits som praktisk gräns. Detta är emellertid en stor vattenmängd i känsliga områden. 1 liter per sek och km motsvarar drygt 31 m^3 per m tunnel och år. Antar man exempelvis en infiltration på 200 mm per år krävs 150 m^2 infiltrationsyta per meter tunnel. Lerytor kan ej medräknas, eftersom den sjunkvattenmängd som passerar genom tät lera är praktiskt taget försumbar. Numera finns emellertid möjlighet att uppnå avsevärt tätare tunnlar.

Göteborgs VA-verk har, i likhet med många andra tunnelbyggare, haft stora bekymmer med läckande tunnlar. Under senare år har man emellertid satsat på att "bygga täta tunnlar" i stället för att "bygga tunnlar som man tätar". Erfarenheterna har redovisats i en rapport (Lysén och Palmquist, 1976). I alla moment har man sökt tillvarata de möjligheter som står till buds.

I projekteringen gjordes en noggrann kartering av bergarter och tektoniska element längs tunnelsträckningarna. Underlaget användes för bedömning av erforderliga tätningsåtgärder. Grundvattennivåer och byggnader längs tunnelsträckningen kontrollerades. Kontinuerlig förinjektering utfördes, i känsliga lägen som fullfrontsinjektering. Cementinjektering användes så gott som genomgående. För hela tunnelsystemet (5 km) uppmättes efter avslutad injektering inläckningen 0,2 liter per sek och km.

Injekteringsarbetena bedrevs normalt under tredje skift. Trots att man därigenom försökte undvika att de olika arbetsmomenten störde varandra blev kostnaden för injekteringen ändå hög vid låg bergkvalité, fig. 22-7. Vid fullfrontsinjektering låg kostnaden på samma nivå som sprängningskostnaden.

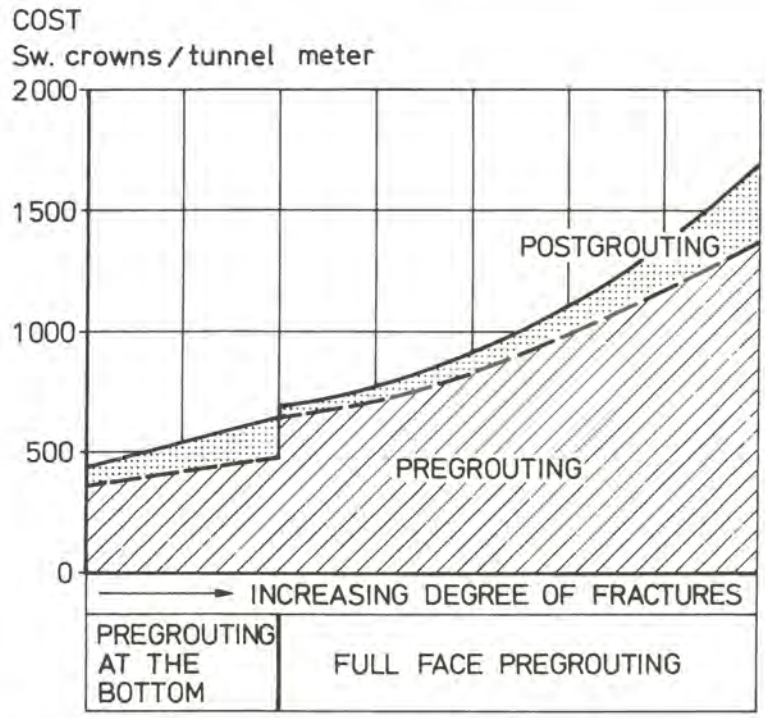


Fig. 22-7. Kostnad för injektering som funktion av bergkvalitén. Diagrammet är baserat på 5 km tunnel med area ca. 12 m^2, 1974 års kostnadsläge. (Lysén och Palmquist, 1975).

3.2 Ledningar i jord

Liksom tunnlar kan jordförlagda ledningar sänka grundvattenytan. Effekten blir visserligen ofta kraftigare av tunnlar, eftersom dessa ligger under de djupast belägna partierna av lerfyllda dalar, men i gengäld är jordförlagda ledningar vanligare.

Utförda mätningar har visat att våra avloppsledningar – både spill- och dagvattenledningar – läcker i hög grad. Vid mätningar i spillvattenledningar har det visat sig att ungefär hälften av det vatten som rinner i ledningarna är inläckande vatten (grundvatten och dagvatten). Ledningarna ligger ofta i randområden till lerfyllda dalar, eftersom gatorna placeras där. Dessa randområden utgör infiltrationsområden till de djupare liggande friktionsjordslagren. När en läckande ledning ligger inom ett sådant infiltrationsområde fungerar den som en effektiv drän och kan sänka grundvattennivån inom en hel lerfylld dal.

Läckande ledningar är inte lika farliga i alla lägen. Utförda undersökningar har visat att ledningar som ligger i lerjord endast har mycket lokal effekt.

Det är främst inläckningen i själva ledningen som har betydelse (Carlstedt, 1975). Det grusmaterial som används för återfyllning i ledningsgraven transporterar visserligen också vatten, men grusets avbördningskapacitet brukar vara så låg att den vattenmängden normalt kan försummas. Tätskärmar av puddlad lera eller betong har därför mycket begränsat värde så länge själva ledningen läcker. Existerande krav på ledningars täthet ger ej tillräcklig täthet om man ser till de geohydrologiska konsekvenserna.

Bland möjliga åtgärder kan först nämnas förnuftig förläggning av ledningar. Så långt det är möjligt bör man undvika att lägga ledningar längs infiltrationszoner. Om en ledning skär igenom en infiltrationszon i någon enstaka punkt är detta mindre allvarligt, eftersom grundvattnet då i allmänhet har långt väg att strömma. Som ovan nämnts har ledningar i tät lera visat sig ha ganska liten inverkan på grundvattennivån i stort.

Vid själva läggningen kan man göra mycket för att åstadkomma tätare ledningar. I stor utsträckning beror otäta ledningar på slarv vid läggningen. Förutom att en tät ledning bidrar till minskad grundvattensänkning i sina omgivningar minskar också de grundvattenbetingade sättningarna hos ledningen, vilket gör det lättare att undvika sättningsskador och därmed otätheter. Dessutom minskar vattenflödet i ledningen, vilket är en inte oväsentlig fördel när det gäller spillvattenledningar – vattenflödet till reningsverket minskar, vilket medför en minskad belastning på detta.

4. INFILTRATION AV VATTEN

Eftersom det många gånger är mycket svårt eller dyrbart att helt undvika grundvattensänkningar måste man också ha motåtgärder. En sådan motåtgärd är kontrollerad infiltration av vatten. Därutöver finns naturligvis också andra motåtgärder, exempelvis jordförstärkning för att hindra uppkomsten av sättningar vid grundvattensänkning.

Infiltration av vatten kan utföras på många olika sätt. Allmänt gäller att det är svårt att kompensera större grundvattenläckage. Infiltration skall alltså ses som ett komplement till tätningsåtgärder. Intresset för infiltration har ökat under senare år. Orsaken är att infiltration visat sig vara en ekonomiskt mycket fördelaktig metod när alternativen utgjorts av besvärliga grundförstärknings- eller tätningsåtgärder. Det är naturligtvis alltid svårt att ange allmäna kostnadsrelationer, men överslagsmässigt kostar det 10 gånger mer att vidta konventionella grundförstärkningsåtgärder (pålning, förstärkning av befintliga grunder etc) för att hindra skadliga sättningar än det kostar att höja grundvattenytan genom infiltration.

4.1 Ytlig infiltration

Ytligt belägna infiltrationsbassänger är i allmänhet aktuella i samband med magasinering av dagvatten. Ofta ses därför främst till deras effekt som utjämningsmagasin. Infiltrationsanläggningar för dagvatten med främsta syfte att upprätthålla grundvattennivån har emellertid också byggts, och studium av några sådana anläggningar pågår på olika håll i Sverige. Även om jorden är så tät att man inte får ner några större mängder vatten i jorden kan sådana magasin verksamt bidra till att grundvattennivån upprätthålls och sättningar därigenom förhindras.

4.2 Djupinfiltration via brunnar

Dränering av grundvattenmagasin har störst effekt när magasinen är små och slutna. Detta är vanligen fallet när tunna lager friktionsjord på berg överlagras av lera. I sådana fall motsvarar den under kort tid utdränerbara vattenmängden endast kompressionen i friktionsjorden. Även ett mycket blygsamt läckage till en tunnel kan få stora verkningar. Eftersom de utläckande vattenmängderna är små är emellertid en logisk åtgärd att försöka kompensera detta genom infiltration direkt till grundvattenmagasinet. Den traditionella metoden härför är infiltration via brunnar. Utförandet har emellertid visat sig medföra en rad praktiska svårigheter.

Allmänt gäller vid infiltration via brunnar att många brunnar med lågt vattentryck är att föredra framför få brunnar med högt vattentryck. Ju fler brunnar man har, desto bättre resultat får man. Vid försök med få brunnar och högt vattentryck har stor risk för underjordserosion konstaterats.

Vattnet som används för djupinfiltration bör i princip vara av samma kvalitet som dricksvatten (Gustavsson, 1974). Viktigt är att vattnet är järnfritt. Däremot är färg och permanganatförbrukning mindre betydelsefulla. Ett långsamfiltrerat ytvatten brukar kunna användas med gott resultat. Halten lösta gaser, speciellt syre, bör vara låg. Detsamma gäller halten av monovalenta metalljoner, speciellt natrium. Grumligheten måste vara mycket låg. Allt detta sammantaget gör att man ej kan använda ordinärt dagvatten för infiltration via brunnar. Vanligen används vatten från dricksvattennätet.

Placeringen av brunnen och brunnens utformning har stor betydelse för resultatet. Ett av de allvarligaste problemen (som medfört de ovannämnda kraven på vattnet) har varit igensättning av brunnen efter någon tids användning. Allmänt gäller att man når störst effekt om brunnen placeras i ett så vattengenomsläppligt parti av friktionsjorden som möjligt.

4.3 Infiltration från tunnlar

När tunnelsystem är orsak till grundvattensänkning ligger det nära till hands att utföra infiltrationen från själva tunnlarna. Flera fördelar vinns med detta. Vid infiltration från markytan finns alltid risk för skadegörelse på utrustningen. Vid tunneldrivningen kan man borra hål för infiltrationen ganska billigt i samband med att man har borrutrustning nere i tunneln. Pumpar och annan utrustning står skyddade under jord. En nackdel är naturligtvis att man inte kan använda systemet i alla typer av tunnlar — i en spillvattenförande tunnel uppkommer vissa praktiska svårigheter.

Systemet har prövats med framgång i Stockholm och Göteborg (Bergman, 1976). Principen är enkel. Hål borras från tunneln ut till det sprickiga ytberget. Vatten pumpas sedan ut i hålen och sprids via sprickorna i det ytliga berget till friktionsjorden närmast ovenför berget.

En förlängning av metoden att infiltrera från en tunnel är att bygga en tunnel speciellt för infiltration och fylla hela tunneln med vatten. Detta har också prövats och beskrivs här som ett praktikfall.

5. PRAKTIKFALL: INFILTRATIONSTUNNEL

5.1. Bakgrund

Omkring 10 km norr om Stockholms centrum byggs för närvarande förorten Kista. I centrum av området ligger en lerfylld dal. Lermäktigheten är upp till 20 m och lerans skjuvhållfasthet är låg, mellan 10 och 26 kPa.

Dalen korsas av tunnelsystem för vatten, avlopp, telefonledningar etc. De grundvattensänkningar som bedömts bli en följd av dessa tunnlar har beräknats ge sättningar i markytan på upp till 160 cm. Detta har lett till att man har räknat med extra grundförstärkningar för en kostnad av ungefär 100 milj kr. För att närmare undersöka möjligheten att kontrollera grundvattennivån byggdes en tunnel speciellt för infiltration av vatten.

5.2 Infiltrationstunneln

Anläggningen utformades utgående från redan gjorda erfarenheter av infiltrationsanläggningar. Infiltrationssystemet består av en 250 m lång tunnel med 9 m^2 area, och från tunneln går borrhål med längden 20–50 m till bergytan och till krosszoner, se fig. 22-8 och 22-9. Tunneln är förbunden med en brunn vid markytan. Hela systemet är fyllt med vatten och vattennivån är kontrollerad med nivåregulatorer i bunnen. För vattenförsörjningen används vatten från dricksvattennätet.

Tunneln förlades ganska djupt i fast berg, 35 m under markytan. Borrhålen utfördes i direkt anslutning till tunnelarbetet. Omedelbart efter borrningen försågs borrhålen med ventiler. Flertalet borrhål var kraftigt vattenförande. Tunneln byggdes under tiden maj – september 1976.

5.3 Uppföljning

Mätningar av grundvattentrycket i friktionsjorden under leran, av portryck på olika nivåer i leran och av sättningar utfördes vid 10 mätningsstationer i dalgången, se fig. 22-8. Dessutom observerades grundvattennivån i friktionsjorden under leran över ett större område. Avsikten är att låta mätningarna pågå under minst en femårsperiod.

Portrycken i friktionsjorden under leran följde de naturliga variationerna inom området intill september 1976 när borrhålen mellan brunnen vid markytan och tunneln utfördes – då erhölls en betydande grundvatteninläckning. I slutet av september togs tunneln i bruk. Därvid öppnades först borrhålen så att grundvattnet tilläts strömma in i tunneln och fylla

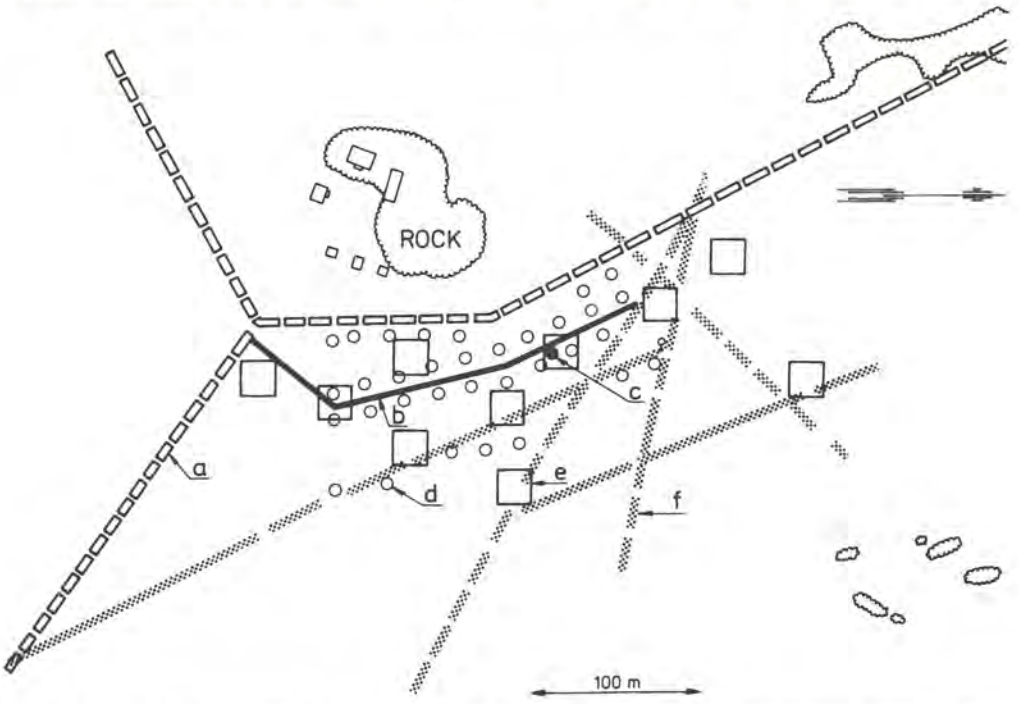


Fig. 22-8. Situationsplan visande spillvattentunnlar (a), infiltrationstunneln (b), påfyllingsbrunn (c), ytterändan av borrhål från tunneln (d), mätstationer (e) och krosszoner i berget (f).

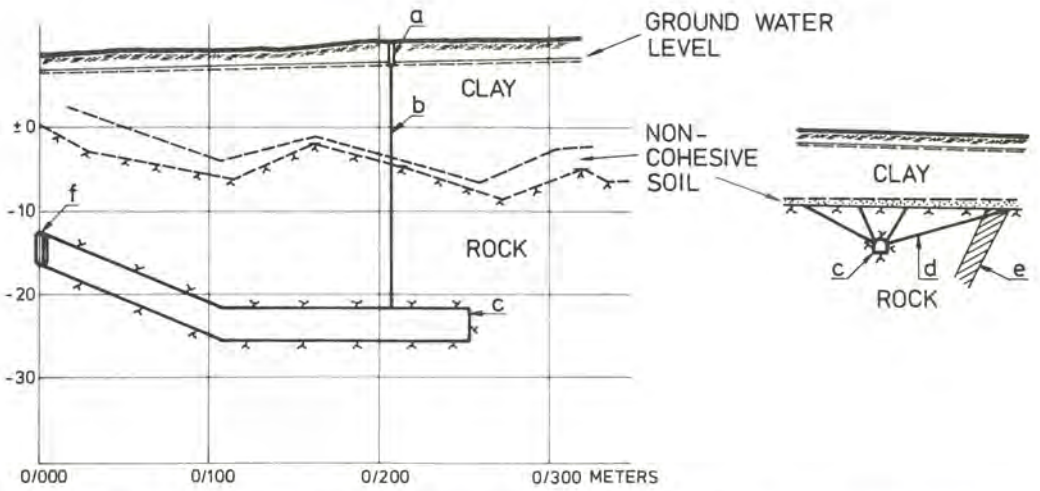


Fig. 22-9. Sektion genom infiltrationstunnelsystemet. Vatten strömmar från påfyllningsbrunnen (a) genom borrhål (b) till infiltrationstunneln (c). Från tunneln går vatten genom borrhål (d) och infiltrerar i uppsprucket berg (e) och de permeabla jordlagren över bergytan.

den. Samtidigt erhölls en kraftig grundvattensänkning. Tunneln var fylld efter två dagar. Därefter fylldes brunnen med vatten upp till rätt nivå. Vattentrycket i friktionsjorden, som hade sjunkit maximalt 13 m under fyllningen av tunneln, steg nu snabbt. Efter endast 24 timmar hade vattentrycket stigit till ungefär samma nivå som i brunnen, se fig. 22-10. Vattentrycken i friktionsjorden har sedan bibehållits på denna höga (önskade) nivå. Portrycken i djupare liggande lerlager, vilka tidigare låg på nivån +6 – +7, steg till nivån +7,90 – +8.40. Under den korta tid som åtgick för att fylla tunneln med vatten hann knappast några sättningar utbildas i lerlagren – mätningarna visar maximalt 2 cm sättning.

5.4 Utvärdering

Experimentet med infiltrationstunneln har visat att det är möjligt att mycket snabbt höja grundvattentrycket i friktionsjorden under leran till önskad nivå inom ett område som sträcker sig minst 100 m från tunneln och förmodligen även längre bort. Vattenåtgången har hittills varit 50–75 m^3 per dygn. I övrigt när det gäller långtidseffekt etc kan svar erhållas endast genom en längre tids uppföljning.

Kostnaden för tunneln var ca. 700.000 kr. Denna kostnad ska ställas i relation till vad man sparar i fråga om förstärkningsåtgärder.

5.5 Framtida användning

Infiltrationstunnlar torde med gott resultat kunna användas som

1. Ett alternativ till förstärkning av jorden i områden med liknande problem som i Kista, d.v.s. lös lera i kombination med sjunkande grundvattennivå. I områden som Kista torde kostnaden för en infiltrationstunnel, inklusive driftkostnader, vara endast en tiondel av kostnaderna för de förstärkningar som skulle krävas om sättningarna fick utbildas fritt.

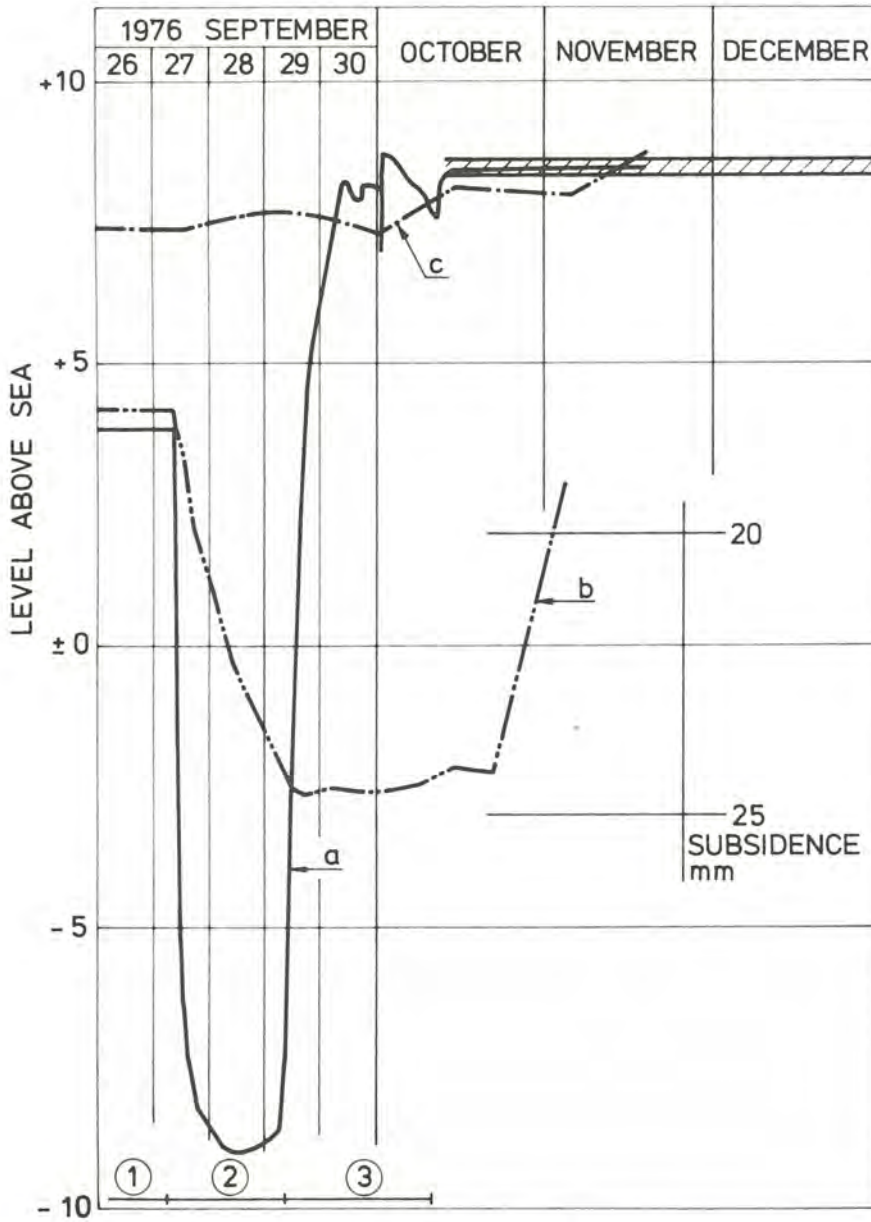


Fig. 22-10. Observationer vid mätstation 5. Kurva a visar grundvattennivån i friktionsjorden mellan leran och berget före (1) och under (2) fyllning av tunneln med grundvatten. Vid (3) uppnåddes den önskade nivån (mellan de två horisontella linjerna) i påfyllningsbrunnen genom påfyllning av vatten i denna. Kurva b visar sättning under perioden. Observera skalan. Kurva c visar portrycket i leran på nivån –5,5.

2. En möjlighet att tillmötesgå lokala myndigheters krav på att grundvattennivån inte får sjunka under en viss nivå.
3. En form av jordförstärkning genom att tunneln byggs i god tid innan området exploateras. Därvid kan tunneln användas för att sänka grundvattenytan i förväg och därigenom åstadkomma att en del av de förväntade sättningarna uppkommer innan området bebyggs. I samband med bebyggelsen kan sedan grundvattenytan höjas igen, och man har då en säkerhetsmarginal mot oväntade grundvattensänkningar i området.
4. Ett ekonomiskt alternativ till förstärkning av äldre bebyggelse i områden där grundvattennivån är sjunkande.

6. SAMMANFATTNING

I områden med lös lera och med varierande tjocklek hos lerlagren kan grundvattensänkning åstadkomma sättningar som ger svåra skador. Grundvattensänkningen orsakas ofta av inläckning till tunnlar och andra undermarksanläggningar. För att motverka grundvattensänkningarna kan olika åtgärder vidtas.

1. En omsorgsfull undersökning av de geohydrologiska förhållandena i ett tidigt skede och planering med hänsyn till dessa förhållanden är den bästa metoden att undvika skador.
2. Metod nr 2 är att förhindra inläckning av grundvatten till undermarksanläggningar, t ex genom omsorgsfull tätning av tunnlar.
3. Den tredje metoden är kontrollerad infiltration av vatten. I regel är denna metod ekonomiskt mer tilltalande än stabilisering eller förstärkning av de lösa jordarna.

7. TILLKÄNNAGIVANDE

Den geohydrologiska forskning som bedrivits i Sverige under senare år har i stor utsträckning finansierats av Statens råd för byggnadsforskning (BFR). Infiltrationstunneln som beskrivs i avsnitt 5 har också finansierats av Styrelsen för teknisk utveckling och Stockholms VA-verk. Innehållet i denna uppsats överensstämmer till stora delar med innehållet i en uppsats till Tokyo-konferensen, Geohydrological activities in urban areas for environmental control, som utarbetats i samarbete med Göran Svensson, BFR, och Per-Lennart Svensson, SGI.

REFERENSER

Alte, Bo (1976): Bestämning av kompressionsegenskaper hos djupa lerlager genom kontrollerad grundvattensänkning. Byggforskningen Rapport R12:1976.

Bergman, Göran (1976): Djupinfiltration i berg. Byggmästaren nr 3 1976.

Carlsson, Leif (1973): Grundvattensänkning, del 1: Evaluering av akvifärers geohydrologiska data med hjälp av provpumpningsdata, del 2: Evaluering av lågpermeabla lagers hydrauliska diffusivitet med hjälp av provpumpningsdata. Meddelande nr. 2 och 3 från Geohydrologiska forskningsgruppen vid Chalmers tekniska høgskola.

Carlsted, Bo (1975): Hydrologisk modell – grundvattenpåverkan genom ledningsgravar. Byggforskningen Rapport R37:1975.

Ejdeling, Göran (1977): Beräkningsmodeller för prognos av grundvattenförhållanden. Meddelande nr 18 från Geohydrologiska forskningsgruppen vid Chalmers tekniska högskola (under tryckning).

Gustavsson, Gunnar (1974): Utformning av anläggningar för djupinfiltration. Seminariereferat, Infiltration av vatten i jord, BFRs programgrupp för geohydrologisk forskning, Stockholm 1974.

Helenelund, K. V. (1951): Om konsolidering och sättning av belastade marklager. Meddelande nr 3 från Järnvägsstyrelsens geotekniska sektion, Helsingfors 1951.

Lindskoug, Nils-Erik och Nilsson, Lars-Yngve (1974): Grundvatten och byggande (STEGAs slutrapport). Byggforskningen Rapport R20:1974.

Lysén, Lars och Palmquist, Kai (1976): Tätning av bergtunnlar, projekteringsmetodik, injektering och förstärkning. Byggforskningen Rapport R4:1976.

Palm, Roland (1972): Grundvattensänkning farlig för vegetationen? Byggmästaren nr 8 1972.

Torstensson, Bengt-Arne (1975a): Mätning av lerans portryck ger uppgift om sättningar. Byggmästaren nr 8 1975.

Torstensson, Bengt-Arne (1975b): The pore pressure sounding instrument. ASCE Speciality Conf. on In-Situ Measurements of Soil Properties, Raleigh, North Carolina, Proceedings 1975.

FUNDAMENTERING OG SIKRINGSARBEIDER I BLØT LEIRE VED DRAMMEN SYKEHUS

The foundation and temporary bracing in soft clay for the extension of the Drammen Hospital.

Jan A. Roti og Arne Schram Simonsen
NOTEBY Norsk Teknisk Byggekontroll A/S

SAMMENDRAG

Artikkelen omhandler detaljer fra utførelsen av grunnarbeidene ved den pågående utbygging av Drammen Sykehus. Prosjektet medfører et betydlig inngrep i et område med vanskelige grunnforhold karakterisert ved bløt kvikkleire, større dybder til fjell og dårlige opprinnelige stabilitetsforhold.
Grunnarbeidene har vært kompliserte, og det er benyttet metoder som in-situ-støpte peler av typen "Benoto", in-situ-støpt betongslissevegg, som er forankret permanent til fjell ved 220 Mp. kabelankere, etc., og prosjektet har reist en rekke interessante problemstillinger. Av disse er fire detaljspørsmål behandlet nærmere:
1) Praktisk bruk av instrumentering i slisseveggen, 2) Erosjonsproblemer ved utførelse av slissevegg i leire, 3) Beskrivelse av en erfaring fra dype in-situ-støpte peler i kvikkleire, og 4) Vertikalforankring av gravebunnen ved lokalt dårlige stabilitetsforhold.

SUMMARY

The article deals with four detail questions from the excavation- and foundation works for the extension of the Drammen Hospital. The project includes a considerable excavation on a site with poor soil and original stability conditions. The soil consists of a highly sensitive quick clay overlying bedrock at 20 – 30 m depth. Bored cast-in-situ piles of the type "Benoto" were used for the foundation, and a diaphragm wall encastered into bedrock was applied as the retaining structure permanently anchored using 220 Mp cable anchors.
The four detail problems which are dealt with, are: 1) The practical use of instrumentation of the diaphragm wall, 2) "Dynamic stability" problem (erosion) in the clay during the wall construction procedure, 3) An experience of the "geo-chemical" problem during construction of large bored piles in quick clay, and 4) Vertical anchorage of the excavation floor to solve local stability problems.

INNLEDNING

Grunnarbeidene ved første fase av den utbygging av Drammen Sykehus som Buskerud Fylke nå har igangsatt, har vært vanskelige – og derved også interessante og utfordrende. Prosjektet inneholder en rekke interessante problemstillinger som kunne ha vært berettet om og analysert nærmere her. Av tidshensyn har det imidlertid vært nødvendig å begrense temaet til å beskrive 4 detaljer som vi antar kan ha spesiell interesse. Disse vil bli utdypet nærmere etter en forutgående generell beskrivelse av hovedtrekkene ved prosjektet. Følgende temaer vil således bli behandlet:

1. Generell beskrivelse av grunnforholdene og prosjektet, samt de valgte hovedprinsipper for utførelsen.
2. Betydning og bruk av instrumentering/måleteknikk i slissevegg.
3. Beskrivelse av enkelte detaljer vedrørende utførelse av slissevegger i kvikkleire.
4. Beskrivelse av en erfaring fra dype in-situ støpte borede peler i kvikkleire.
5. Beskrivelse av en sikringskonstruksjon ved lokalt dårlige stabilitetsforhold.

PROSJEKTET I HOVEDTREKK

Drammen Sykehus ligger på Bragernes-siden nær opptil foten av åsen. Sykehustomten ligger på en marin leiravsetning der terrenget faller av fra ca. kote 35 i Bergstien til ca. 12 på det utflatende partiet sydøst for sykehusområdet.

Den tidligere bebyggelsen på Drammen Sykehus er vist på oversiktsbildet, fig. 23-1. En mindre del av bebyggelsen er revet for å gi plass for de meget omfattende utvidelser som sykehuset nå står foran. Fig. 23-2 viser sykehuset fullt utbygget etter de nå foreliggende planer. Det er her skilt mellom eksisterende bebyggelse, det nå påbegynte byggetrinn 2 A

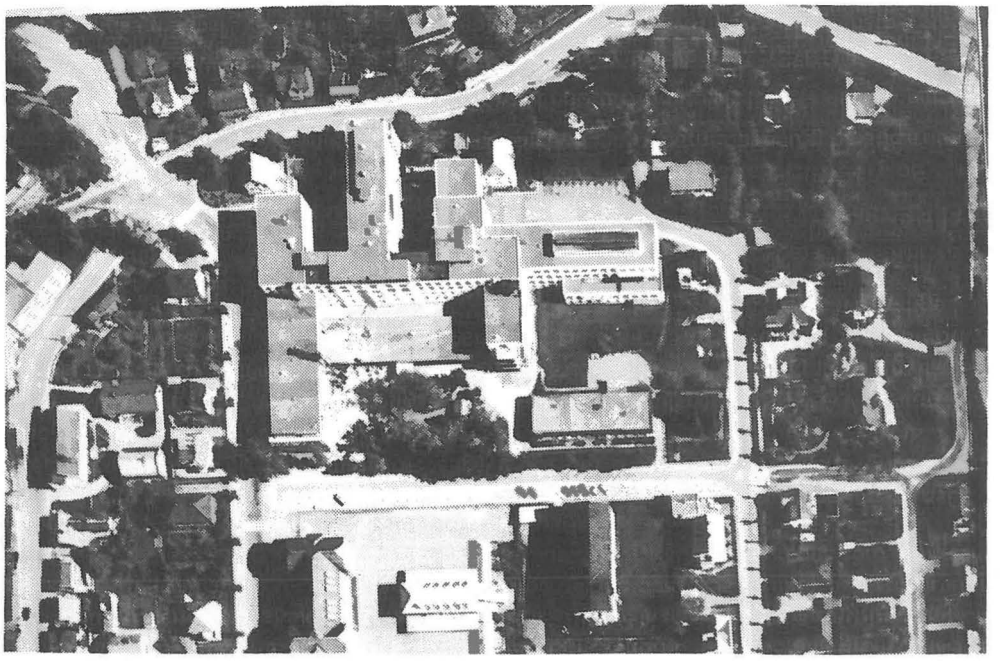


Fig. 23-1.

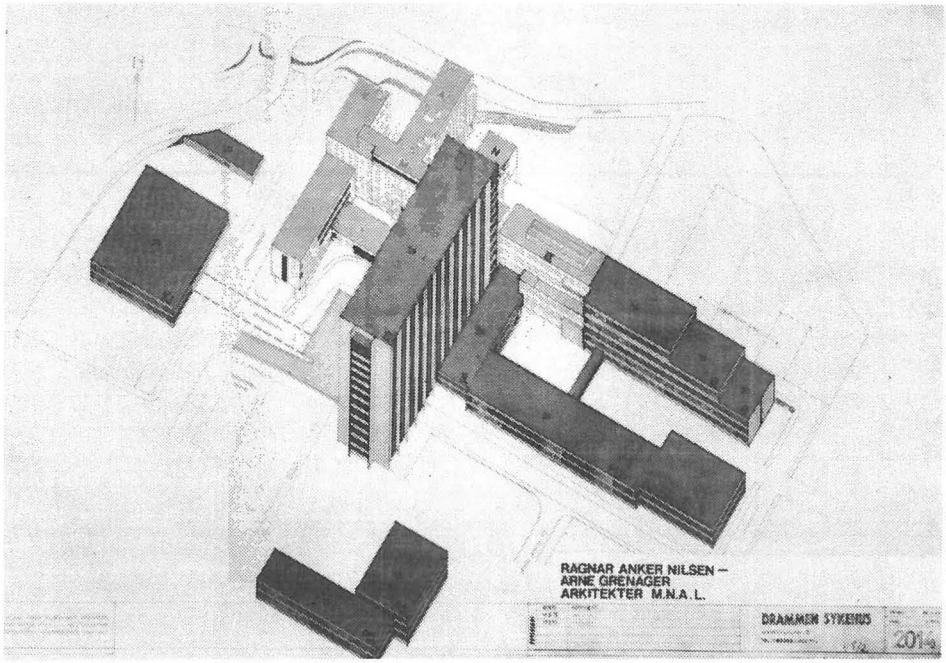


Fig. 23-2.

samt fremtidige byggetrinn. De forskjellige prosjektdeler skal tildels knyttes sammen med et underjordisk tunnel – og kulvertsystem.

I det følgende behandles det påbegynte byggetrinn 2 A, dvs. Sentralblokken. Fig. 23-3 viser en plan over dette byggetrinnet sett i relasjon til eksisterende bebyggelse.

Den eksisterende bebyggelsen er dels fundamentert direkte på grunnen, og dels på peler til fjell.

Tilfluktsrommet på nordsiden er en del av prosjektet som har fått sin plassering ut fra geotekniske betraktninger, kfr. senere kommentar.

Grunnforholdene fremgår i hovedtrekk av snittet på fig. 23-4. Dybdene til fjell fra opprinnelig terreng varierer fra ca. 15 m til ca. 30 m innenfor det aktuelle fundamenteringsområdet. Tomten ligger over en bergartsgrense slik at fjellet tildels består av en sterkt oppsprukket og forvitret basalt, og tildels av en meget hard uforvitret og lite oppsprukket kvartsporfyr. Løsmassene består av leire, og en betydelig del av leiren er kvikk. Leirens geotekniske data fremgår av borprofilet på fig. 23-5.

Prosjektet er innlagt på fig. 23-4 og viser i hovedtrekk hvilke inngrep anlegget medfører i et område hvor stabilitetsforholdene på forhånd såvidt var tilfredsstillende. Selv relativt små inngrep, dvs. gravedybder i størrelsesorden 2–3 m over større arealer på sydsiden av eksisterende bebyggelse ville medføre uakseptable stabilitetsforhold i områdene under og bak den eksisterende bebyggelsen.

Prosjektet medfører skjæringsdybder på inntil ca. 10 m fra eksisterende terreng. På partier med de dypeste utgravingene er stabiliteten av terreng og bebyggelse på nordsiden ivaretatt ved en stagforankret slissevegg ført ned til og fastholdt ved bolter i fjell. På et

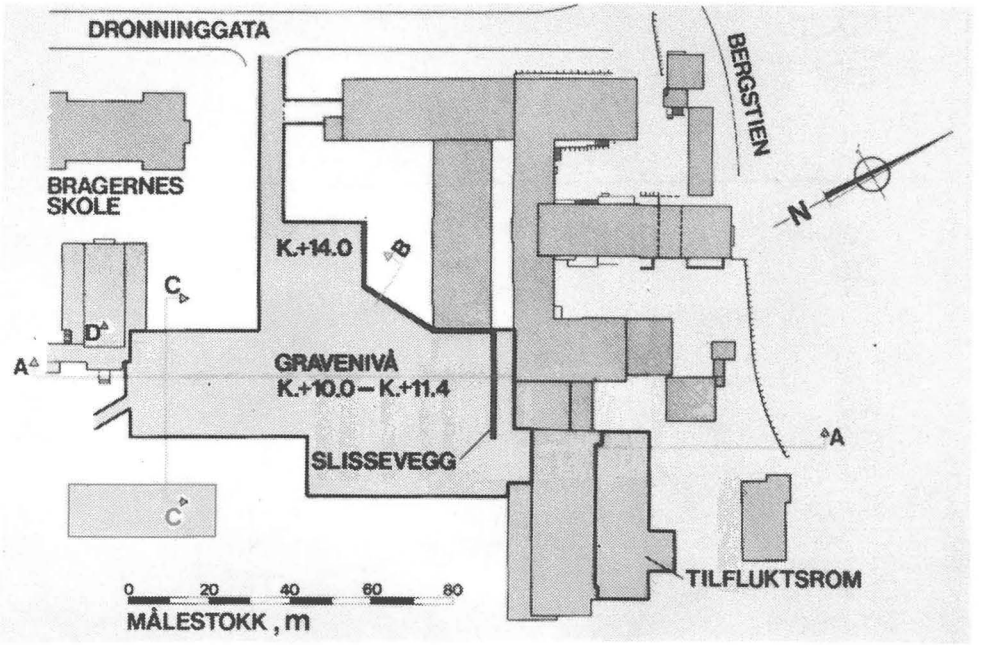


Fig. 23-3.

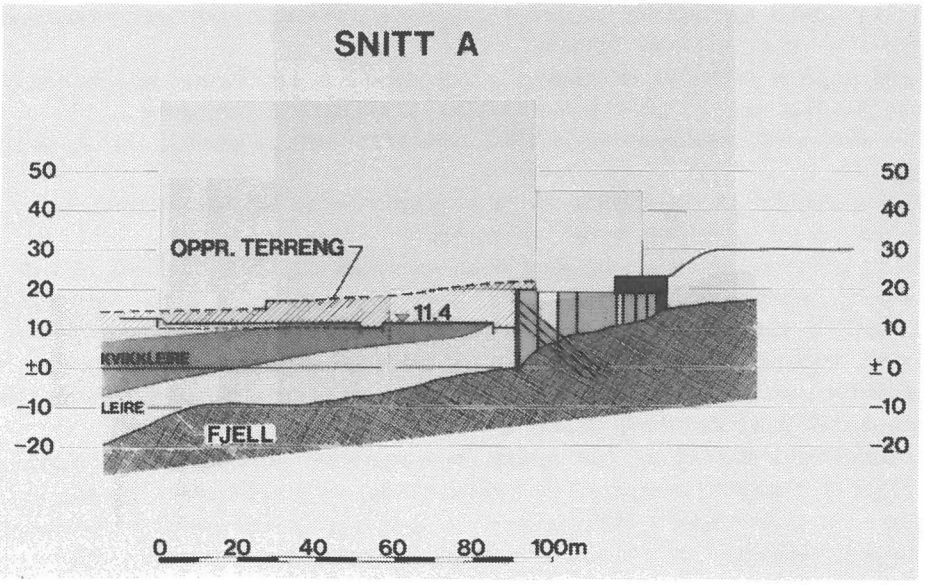


Fig. 23-4.

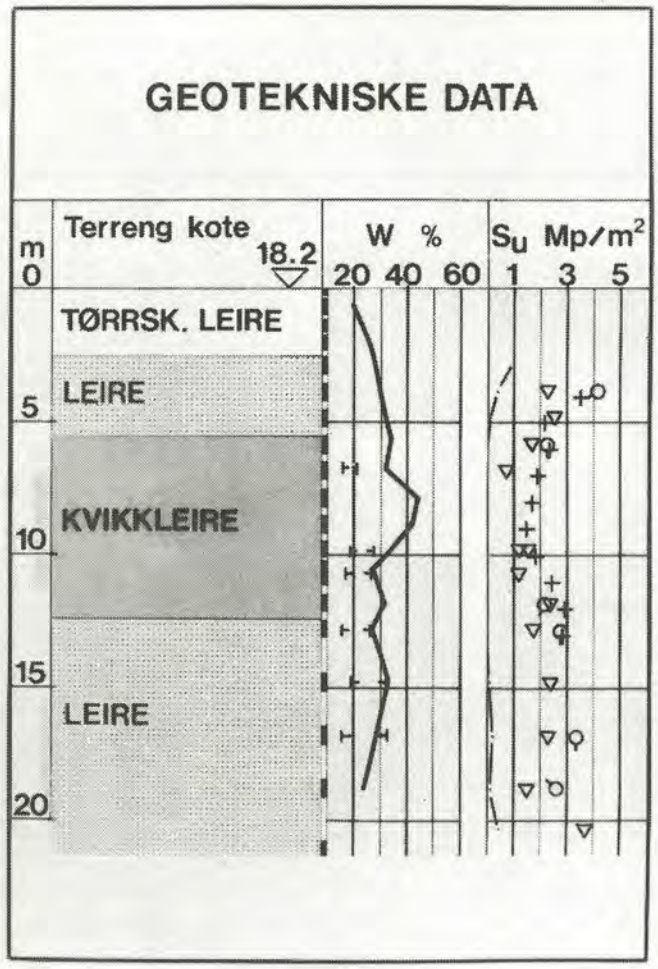


Fig. 23-5.

område syd for østfløyen er gravedybden moderat med ca. 3–5 m i forhold til gulv i østfløyen, som er fundamentert på peler til fjell. Terrengforholdene på nordsiden var imidlertid slik at stabiliteten av østfløyen kunne bli kritisk ved avgravinger på sydsiden. Sikringen her er foretatt ved at man på nordsiden plasserte et tilfluktsrom. Tilfluktsrommet er forankret i fjell og danner således en permanent støttekonstruksjon mot nord. Videre ga utgravingen for tilfluktsrommet en nødvendig avlastning av terrenget på nordsiden av østfløyen, kfr. fig. 23-3 og 23-4.

Den eldre bebyggelsen rett nord for den dypeste utgravingen var fundamentert direkte på grunnen. Den del av denne tunge bygningen som ville gi betydelige jordtrykk i de øvre deler av slisseveggen ble omfundamentert på peler til fjell. Det ble benyttet massive stålpeler som ble rammet og skjøtt i korte seksjoner. Arbeidet ble utført forut for slisseveggarbeidene. I en sone 15–20 m fra slisseveggen ble pelene forspent for å unngå de setninger som en full mobilisering av pelelastene ville medføre.

Mot de øvrige sider kunne byggegropen i store trekk graves ut i åpen skjæring med tildels brede avlastningsfelter i flere nivåer. Utgravingen ble foretatt i flere faser med gravedybder mellom de enkelte faser på størrelsesorden 2,5–3,0 m. For lokale fordypninger som f.eks. en kulvert ble utgravingen utført innenfor innbyrdes avstivede spuntvegger.

Fig. 23-6 viser en oversikt over byggegropen i en av de senere faser av hovedutgravingen. Bildet viser forøvrig hvor tørr og fin en utgraving i selv meget bløt leire kan være, bare været er som det var sommeren 1976.

Fig. 23-6.

Nybygget fundamenteres til fjell på hovedsaklig in-situ støpte peler av type Benoto. Det er støpt ut ca. 80 peler som totalt utgjør ca. 1620 lm. Det er videre benyttet ca. 160 stk. betongpeler for fundamenter hvor belastningene er små. Skrå, rammede betongpeler er benyttet i byggets ene ende for opptak av horisontalkrefter.

Slisseveggen inngår også som fundament både for vertikal- og horisontalkrefter. Fig. 23-7 viser et snitt gjennom slisseveggen med kabelforankring. Forankringen er permanent bærende. Kablene har en nyttelast på opptil 220 tonn pr. stk., og er satt sammen av opptil 19 stk. 1/2" spenntau. Stagene er korrosjonsbeskyttet ved at hvert spenntau er omhyllet av en plaststrømpe, og hele kabelbunten ligger injisert i et permanent foringsrør av stål. Kablene er forspent til en kraft som tilnærmet svarer til fremtidig hviletrykk på veggen slik at langtidsforskyvningene av veggen skal bli minimale. For overføring av kreftene på slisseveggen til fjell er fjellet meislet ut for slisseveggfoten som er forankret med fordyblingsbolter (kfr. fig 23-7)

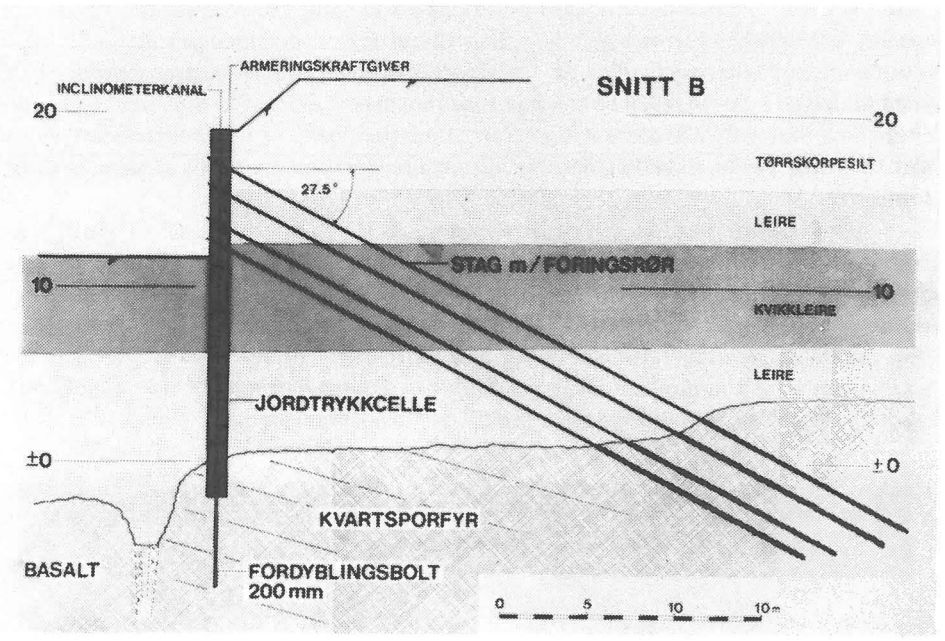


Fig. 23-7.

INSTRUMENTERING OG REGISTRERING I SLISSEVEGGEN

Det første detaljspørsmålet som skal omtales behandler den nytten vi har hatt av instrumentering av slisseveggen sett i relasjon til dimensjonering av veggen.

Ved dimensjonering av en slissevegg må det gjøres en rekke forutsetninger med hensyn til jordartsparametre som f.eks. skjærfasthet og deformasjonsegenskaper. Videre er de dimensjonerende påkjenningene i veggen avhengig av arbeidsgangen i utgravingen og hvilke spenningstilstander som virkelig er tilstede ved overgang fra den ene fasen til den andre. Under dimensjonering og fastsettelse av forspenningskreftene i kablene er det to forhold som det må tas tilbørlig hensyn til. Det ene er at veggen og omkringliggende jordmateriale må ha en tilfredsstillende stabilitet, dvs. sikkerhet mot sammenbrudd. Det andre forholdet er kravet til et gunstigst mulig deformasjonsbilde både for temporær og permanent tilstand.

Med basis i ovennevnte ble det i samarbeide med NGI gjennomført et parameterstudie ved hjelp av elementmetoden. Seks forskjellige beregningsmodeller med varierende stivhetsforhold i jord og vegg, forskjellige skjærfasthetsparametre og forskjellige antagelser av stagkreftene ble undersøkt. Resultatene viste store variasjoner i påkjenningene i veggen ved de forskjellige parameterantagelser.

Resultatene av dette parameterstudiet ble sammenholdt med de mer konvensjonelle beregninger av veggen, og man fikk etter hvert en god oversikt over de grenseverdier veggen og forankringene måtte dimensjoneres for for å tilfredsstille stabilitetskravet. Det fremkom også relativt gode indikasjoner på hvilke variasjonsområder systemet ville ligge i med hensyn til deformasjonsspørsmålet.

Veggen ble instrumentert (kfr. fig. 23-7) slik at jordtrykk både på aktiv og passiv-side kunne måles. Videre kunne stagkreftene i representative snitt måles. Veggens deformasjon

ble registrert med inclinometermålinger i innstøpt kanal, samt ved innmåling av bolter i topp av veggen. Spenningene i armeringen ble målt ved kraftgivere i forskjellige snitt.

Denne instrumenteringen tillot en fortløpende overvåkning av veggens oppførsel. Man oppnådde derved i første rekke en effektiv sikkerhetsovervåkning. Konsekvensene av brudd i sikringskonstruksjonen ville være katastrofale. Registreringene ga nå en helt annen viten om konstruksjonens reelle sikkerhet enn det en beregning av en teoretisk sikkerhetsfaktor F kunne gi.

Det neste viktige resultat av registreringene var data for fortløpende vurdering og fastsettelse av forspenningskreftene i forankringene. De forskjellige registreringer av veggens oppførsel ble sammenholdt med resultatene fra parameterstudiet med elementmetoden, og man kunne således etter hvert forbedre prognosene over systemets fremtidige virkemåte.

Fig. 23-8 viser en stagkraftmåler for et 220 tonns stag, bestående av en målebro med 4 stk. svingende streng kraftgivere. Mens jordtrykk og bøyedeformasjoner bare ble målt på en seksjon av veggen, ble forankringskreftene målt på forskjellige representative snitt.

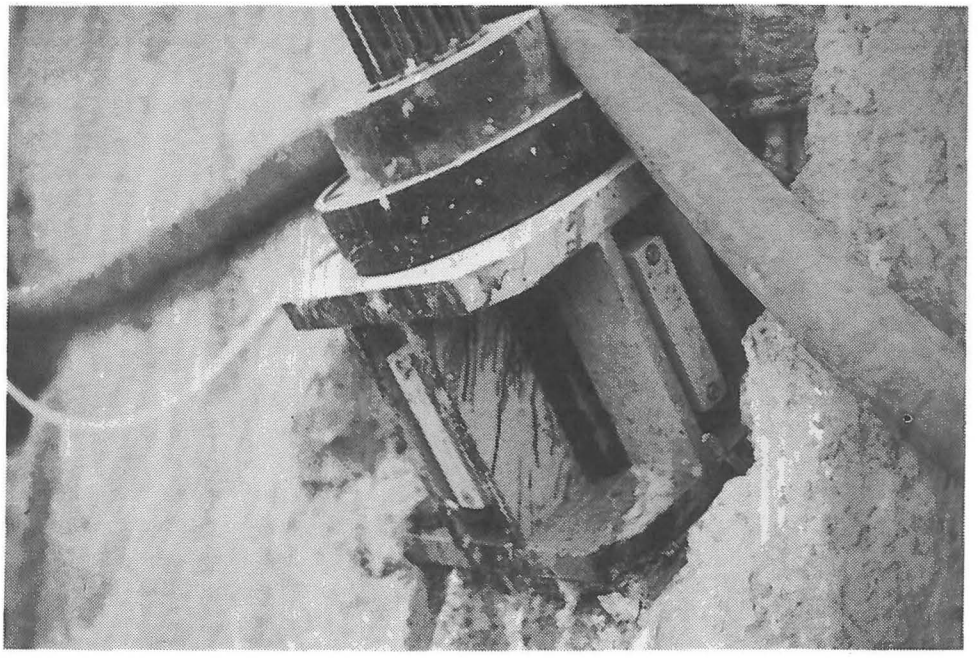


Fig. 23-8.

EROSJONSPROBLEMER VED UTFØRELSE AV SLISSEVEGG I LEIRE

Det neste detaljspørsmålet som skal berøres er en utførelsesdetalj for slissevegger i bløt leire. En viss viten om spørsmålet antas å være av interesse for alle som kan komme i befatning med slisseveggprosjekter.

Det forutsettes at de fleste er kjent med hovedprinsippene i en slisseveggutførelse så langt som at det er kjent at en slisseveggseksjon, et såkalt panel, støpes ut mot et endesteng bestående av stålrør som trekkes kort tid etter støp. Den aktuelle utførelsesdetaljen henger sammen med at betong kan komme forbi og bak endestengsrøret.

Slisseveggutstyret er i vesentlig grad styrt vertikalt ved hjelp av grabbens eller meislenes vekt, og den sidestøtte som grunnen yder mot utstyret. Selv det utstyr som har en føringsstang, såkalt Kelly-føring, er også antagelig relativt mykt på større dybder. Løse jordarter som våre bløtere leirer, yder liten effektiv sidestøtte mot utstyr som er i stadig bevegelse. Spesielt ved svingninger eller eksentrisiteter i utstyrets føring vil man få slisset ut et visst overprofil. Overprofilet vil øke med økende sensitivitet i leiren.

Overprofilet på sidene og bak et endestengsrør vil fylles med betong, som i mange tilfeller må fjernes igjen ved meisling i forbindelse med utgraving av neste panel. En meisel i operasjon vil igjen gi økende overprofil av slissen, som igjen gir et stort overforbruk av betong i de neste panelene. Dette er illustrert på fig. 23-9.

Neste bilde, fig. 23-10, illustrerer godt denne onde sirkelen ved at det viser betongoverforbruk i m^3 pr. meter støpehøyde for to forskjellige paneler. Panel P8 er et primærpanel, dvs. et panel hvor det bare har foregått grabbing gjennom de bløtere lag og meisling bare i overgangssonen til fjell. Betongoverforbruket er i tråd med det man kjenner fra andre prosjekter, som f.eks. Kongensgate 8, det første slisseveggprosjektet i landet, og fra Studenterlunden, etc. Panel P9 er nabopanelet hvor det ble benyttet en fritt opphengt meisel, uten noen beskyttelse mot leirsidene, for å kunne fjerne betongen som hadde kommet bak endestengsrøret. Betongoverforbruket i panel P9 gjenspeiler tydelig hvilken virkning meiselen har hatt. Den skraverte flekken i diagrammet for P8 er volumet av en betongklump man lykkedes å få hel opp under grabbingen av panel P9. Klumpen er vist på fig. 23-11 og 23-12.

Virkningen av dette problemet på veggens utseende illustreres på fig. 23-13, hvor panel nr. 8 er det jevne panelet i midten, mens "utvekstene" til høyre tilhører panel nr. 9. Vi mener at det problemet som her er nevnt kan og bør løses, og virkningene langt på vei

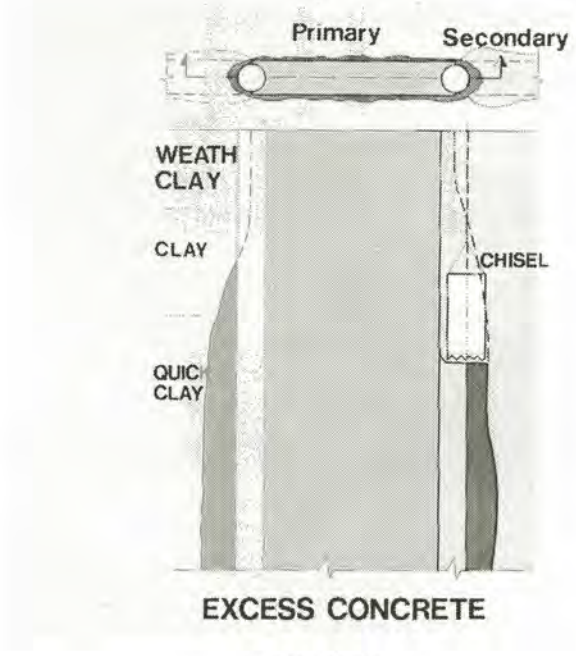


Fig. 23-9.

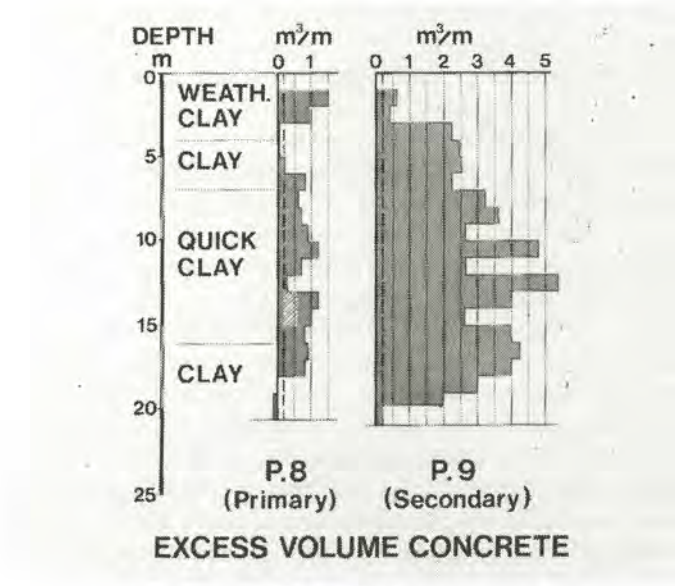


Fig. 23-10.

elimineres, ved valg av egnet utstyr og utførelsesmetodikk. Løsningene går både på føring av utstyr, tidlig fjerning eller splitting av betong, utforming av endestengsrøret samt meisling innenfor beskyttelsesrør dersom meisling skulle bli nødvendig.

DET "GEOKJEMISKE PROBLEM" VED UTFØRELSEN AV IN–SITU STØPTE PELER

Det neste detaljspørsmål som skal behandles kan også tilbakeføres til dårlige erfaringer. Men det er jo nettopp de dårlige erfaringer som til slutt er de virkelige gode erfaringer. Erfaringen er imidlertid såvidt viktig at den bør gjøres best mulig kjent.

Det dreier seg nå om utførelsen av in-situ støpte borede grovhullspeler i kvikkleire. Spørsmålet får økende betydning ved økende dybder til fjell. Problemet, som kan defineres som det "geokjemiske peleproblem" illustreres i prinsipp på fig. 23-14. Til venstre vises situasjonen etter at en pel er ferdig grabbet, meislet og rensket og er klar til støp. Borrøret står i sin dypeste stilling i fjell, og tettheten ved rørets anslutning til fjell er påvist ved kontrollen under renseoperasjonene. På utsiden av røret vil det på grunn av en fortykkelse av borkronen ofte være en tynn spalte. Denne spalten kan være fylt med omrørt flytende kvikkleire som er trukket med ned fra den overliggende kvikkleireformasjonen.

Ved dype peler, som medfører store opptrekkskrefter for borutstyret, synes det ønskelig å løsne røret i fjell ved å dreie og trekke det litt opp før røret fylles for høyt med betong. Denne prosedyren er ikke uvanlig i praksis. Figuren i midten illustrerer denne situasjonene. Dersom man har en spalte fylt med en tung væske uten fasthet, som f.eks. omrørt kvikkleire, vil den manglende trykkbalansen på innsiden og utsiden av røret resultere i en innstrømning av omrørt kvikkleire. Kvikkleirepartiklene, som definisjonsmessig er elektrokjemisk ustabile, vil reagere kjemisk med kalkvannet i betongen. Ifølge professor Rosenqvist, som vi har diskutert dette problemet med, vil denne kjemiske reaksjonen skje hurtig og resultere i en vesentlig endring i blandingens konsistens eller fasthetsegenskaper. Leiren blir seig og vil

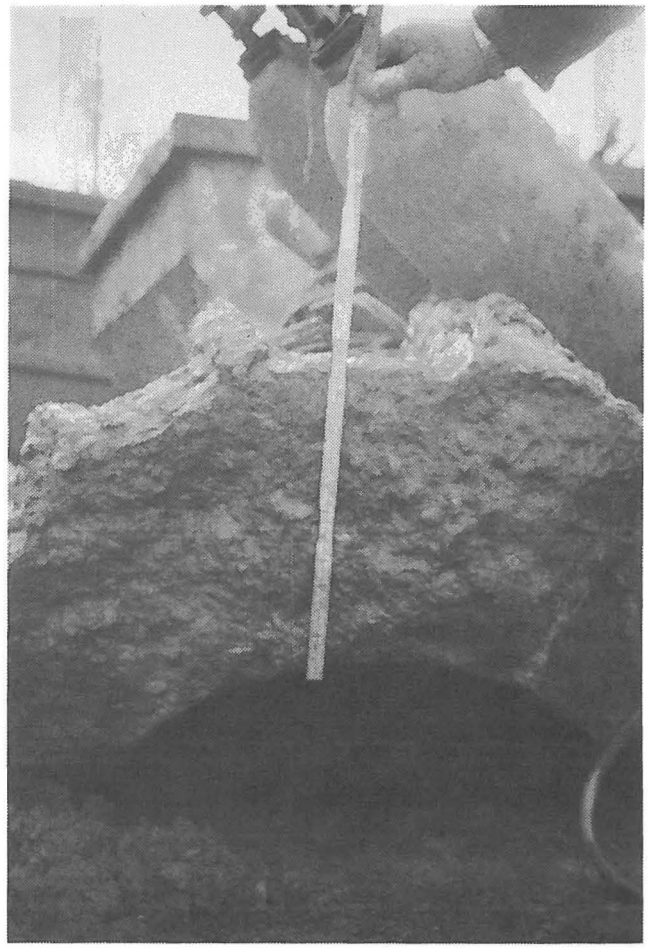


Fig. 23-11.

henge seg på innsiden av stålrøret ved senere trekk av røret. Selv om man ved neste trekk, som illustrert til høyre, vil ha tilfredsstillende statisk trykkbalanse, kan påhengskreftene bli så store at hele betongstrengen vil følge med opp. Ved Drammen sykehus hadde man minst 3 peler hvor dette fenomenet entydig førte til at pelene måtte vrakes.

VERTIKALFORANKRING AV BUNN AV UTGRAVING

En vrakpel er en kjedelig affære, uansett hvem som er ansvarlig eller betaler for den. Ved Drammen sykehus resulterte vrakpelene, eller rettere sagt forsøkene på å redde borrørene, i at man i et visst område av byggegropen fikk en betydelig sone omrørt kvikkleire. Dette forrykket forutsetningene for den planlegte åpne seksjonsvise utgravingen i tomtens søndre ende. Det siste detaljspørsmål har sammenheng med denne problemstilling.

Spørsmålet kalles i prosjektsammenheng for "jordforsterkningen" idet man en tid var inne på å løse problemet ved hjelp av elektroosmose. Tidsfaktoren medførte imidlertid at en annen løsning ble valgt. Navnet ble imidlertid hengende ved.

Fig. 23-12.

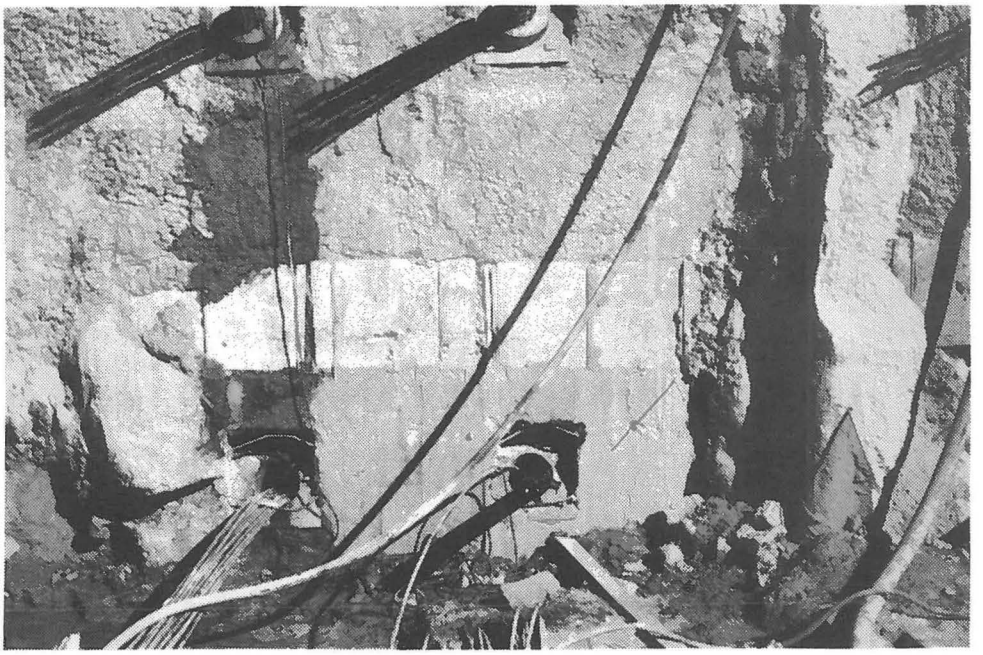


Fig. 23-13.

Problemstillingen og løsningen fremgår av fig. 23-15. Den mørke skyggen i mellom punktene var ca. 11 m horisontalt mål.
med pilararbeidene. Det skraverte "båndet" midt i sonen viser i prinsippet en kommunikasjon man hadde mellom to pilarer under utstøpingen av den ene. Avstanden mellom punktene var ca. 11 m horisontalt målt.

Det nye stabilitetsproblemet ble løst ved å legge inn en stagforankring av endelig gravenivå forut for den egentlige utgravingen. Arbeidsgangen var først å sette skrå strekkstag med en senteravstand på ca. 2,5 m. Deretter ble det gravet åpent et kvadratisk hull på ca. 2,5 x 2,5 m ned under fremtidig gravenivå. En armert betongplate ble støpt, og staget ble oppspent mot platen. Slik ble stagene og platene ett etter ett etablert og forspent, og man reetablerte den forutsatte beregningsmessige sikkerhet. Stagene ble forspent til ca. 20 tonn pr. stk., mens tillatt belastning var 45 tonn. På enkelte stag registrerte man under utgraving en viss mindre økning i lasten. Løsningen har vært vellykket idet arbeidet nå er avsluttet uten problemer.

De skrå betongpelene som er vist på snittet er peler for opptak av horisontalkrefter på bygget og har ikke noe med stabilitetsproblemet å gjøre.

Fig. 23-16 viser hvordan den samme plate/stag-løsningen også ble benyttet til en lokal sikring mot en del av Bragernes skole.

SLUTTBEMERKNINGER

Generelt understrekes betydningen av en nitid kontroll og oppfølging og årvåkenhet fra alle parter i et prosjekt som dette. Ved såvidt kompliserte grunnarbeider vil det alltid oppstå situasjoner som krever vurderinger, eller som tilsier at andre løsninger enn de forutsatte kan være gunstigere for prosjektet. Men det er ofte bare hvis alle parter til enhver tid har beholdt

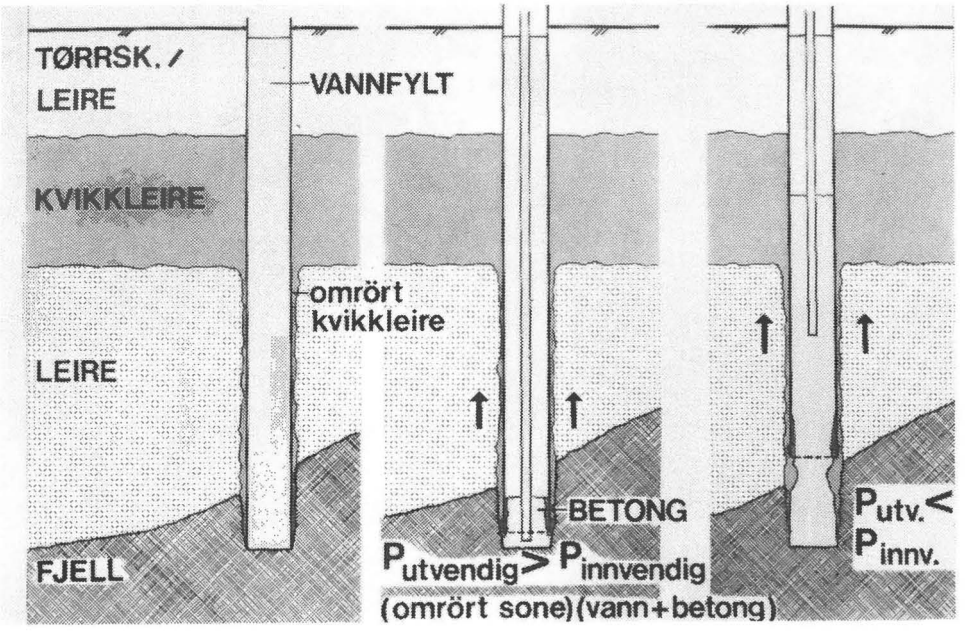


Fig. 23-14.

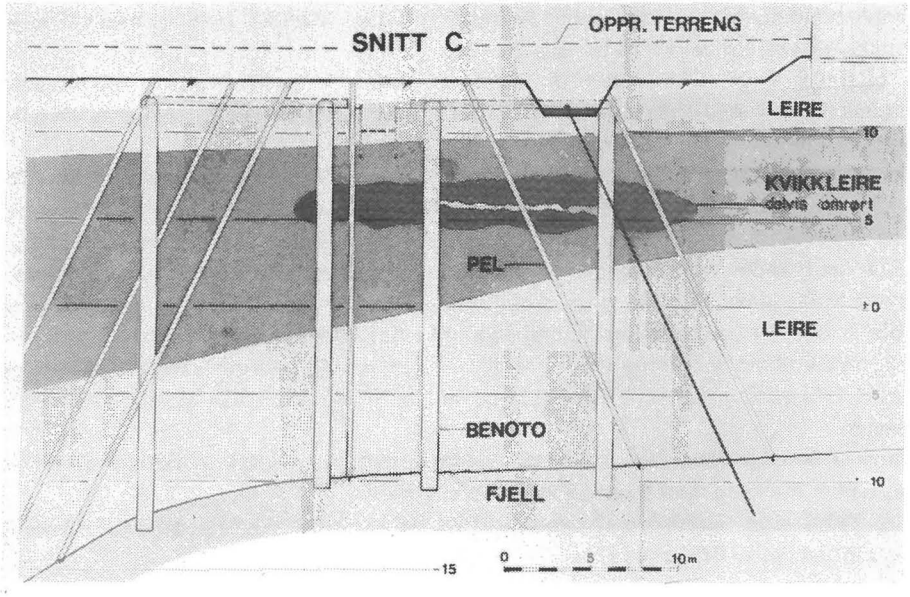


Fig. 23-15.

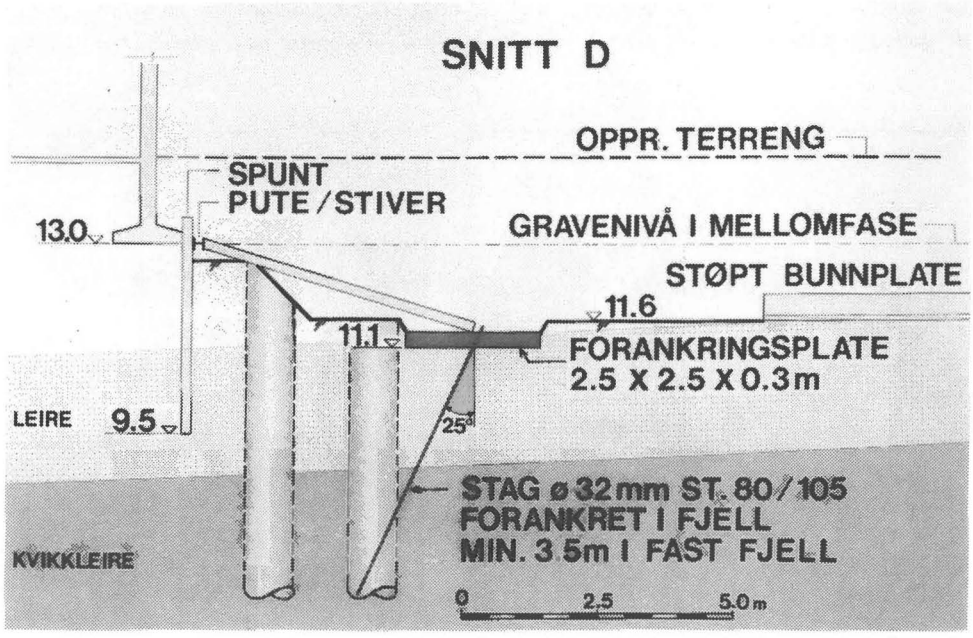


Fig. 23-16.

den fulle oversikt over utviklingen at man er istand til å ta standpunkt som er basert på et skikkelig grunnlag.

Ved Drammen sykehus-prosjektet har det vært og er et meget godt samarbeide mellom alle parter, og den helhjertede innsatsen fra såvel entreprenørene som byggherre, arkitekt og rådgivende ingeniører har resultert i et teknisk sett fullt ut tilfredsstillende resultat. Til tross for tillempninger og endringer underveis ser det også ut til at det økonomiske resultat av grunnarbeidene ligger innefor rammen av det Buskerud fylke regnet med da kontrakt ble inngått, dvs. uten overskridelser.

Det gode resultat er avhengig av mange enkeltpersoners innsats. De firmaer/institusjoner som i vesentlig grad har vært med i sentrum for begivenhetene er Arkitektene Nilsen og Grenager, Drammen, Siv.ing. Olaf Abel Engh, Drammen som byggeteknisk konsultent, og fylkesbyggesjefen og hans stab hvor også byggelederen hører hjemme. Hovedentreprenøren er Ragnar Evensen A/S, som også har utført Benoto-pelene. ICOS (Great Britain) representert ved Dipl.ing. Kaare Backer A/S & Co. foresto slisseveggarbeidene i underentreprise. Forankringsarbeidene samt injeksjonsarbeider i fjell og ved slisseveggfot er utført i underentreprise av A/S Grunnboring. Vi i firma NOTEBY har ivaretatt geoteknikken fra grunnundersøkelser via geoteknisk prosjektering og beregning av sikringskonstruksjoner frem til full teknisk kontroll og oppfølging under hele entreprisen.

VEGOVERBYGNINGER

Oversikt over dimensjoneringsmetoder og presentasjon av nye norske retningslinjer.

Siviling. Geir Refsdal, Veglaboratoriet

I INNLEDNING

Som bakgrunn for dimensjonering av en vegoverbygning er det nødvendig med et studium av materialene i undergrunnen og i overbygningen og hvordan disse materialene oppfører seg under belastning. Forholdene vil kunne variere sterkt med årstidene.

Undergrunnen som vegen hviler på er et viktig utgangspunkt for overbygningsdimensjoneringen, og gjør at kjennskap til geoteknikk er vesentlig i faget.

Før 1940 besto det geotekniske innslaget i dimensjoneringen utelukkende av jordartsklassifisering. Hvorledes undergrunnen virket inn på vegens kjørbarhet eller "performance" kom først opp senere ved at man etterhvert fikk samlet erfaringsdata som belyste sammenhengen mellom forholdene i undergrunnen og i overbygningskonstruksjonen.

I Norge har overbygningsdimensjonering tidligere i stor grad vært et resultat av den enkelte vegoppsynsmanns personlige skjønn. Ved at trafikkbelastningen på vegen etterhvert har øket, har også behovet meldt seg for en mere rasjonell fremgangsmåte for å fastlegge hvilken overbygningstykkelse som er nødvendig.

Det finnes to hovedtyper av vegkonstruksjoner:

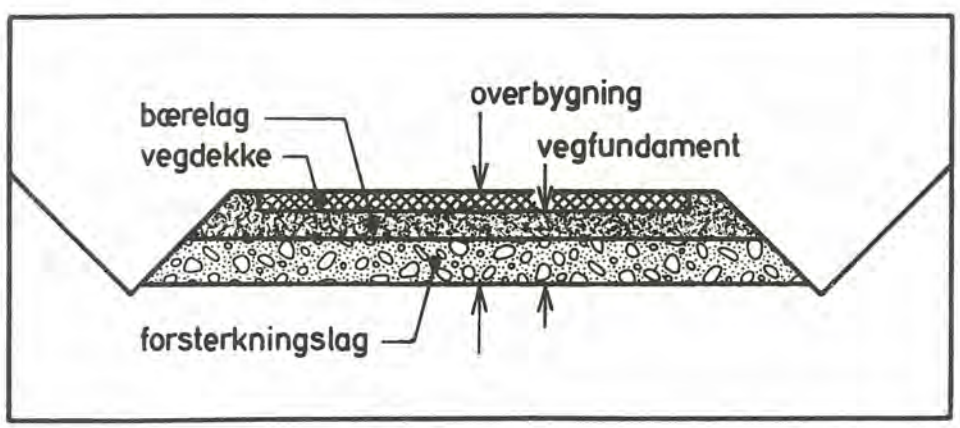


Fig. 24-1. Terminologi.

– "fleksible" konstruksjoner (med asfaltdekke)
– "stive" konstruksjoner (med betongdekke)

I de stive konstruksjonene kan en utnytte betongens styrke. Mindre variasjoner i undergrunnen betyr lite. Det som kan bety noe er derimot hvor setningsømfintlig undergrunnen er. I Norge er betongveger lite benyttet, bl.a. p.g.a. faren for store setningsforskjeller i undergrunnen. Også i andre land er det i det vesentlige veger med asfaltdekker som bygges, men da som regel p.g.a. prisforhold.

II OVERBYGNINGSDIMENSJONERING UTENFOR NORGE

For veger med asfaltdekker finnes det to hovedtyper av dimensjoneringsmetoder.

1. Empiriske dim.metoder
2. Analytiske (semi-empiriske) dim.metoder.

De empiriske metodene er basert på erfaringer fra forsøksveger og på det eksisterende vegnettet. De analytiske metodene er basert på kjennskap til egenskapene til materialene i undergrunnen og overbygningen. Mange av de analytiske metodene er basert på en modell som beregner kritiske spenninger, deformasjoner og tøyninger under dimensjonerende laster.

Empiriske dim. metoder (tabeller o.l.)
benyttes bl. a. i:

Belgia
England
Finland
Frankrike
Italia
Polen
Sveits
Sverige
V. Tyskland

Analytiske dim. metoder (regnemodeller)
benyttes bl. a. i:

Danmark
Nederland
USSR
Ø. Tyskland

Fig. 24-2.

Ved bruk av analytiske metoder i tillegg til sunn fornuft m.h.t. materialmoduler, nedbøyningskriterier etc. kan en imidlertid komme helt skjevt ut. Et korrektiv er derfor påkrevet utifra hva en vet er et rimelig dimensjoneringsresultat. Dersom regneprosedyren til stadighet ga 4–6 m overbygningstykkelser, ville en straks søke å tilpasse materialparametrene slik at de også ga et rimelig resultat, og det er en slik tilpasning, som stadig er blitt bedre, som har skjedd. Likevel er det eksempler på at en i land hvor analytisk dimensjonering benyttes reduserer tykkelsene til slutt med 50% fordi svaret åpenbart er urimelig. En kan neppe si at analytisk dimensjonering idag er bedre enn empirisk dimensjonering, men det er

på området analytisk dimensjonering at mye av forskningsinnsatsen konsentreres idag, og hvor det er ventet at fremskritt skal bli gjort.

CBR-metoden (California Bearing Ratio) er en semi-empirisk metode. Materialene karakteriseres bæreevnemessig ved laboratorieforsøk og overbygningen dimensjoneres på dette grunnlag.

Selv om en er kommet langt når det gjelder forståelsen av de enkelte parametere som inngår i dimensjoneringen av en veg, er det nok et stykke igjen når det gjelder å koble disse sammen til en helhet. For geoteknikeren ligger det en oppgave i å beskrive materialenes oppførsel bedre under de varierende påkjenninger fra trafikk og klima.

III DIMENSJONERING AV VEGOVERBYGNINGER I NORGE

I Norge benytter Statens Vegvesen en dimensjonering som er basert delvis på praktiske erfaringsresultater og delvis med støtte i et teoretisk grunnlag.

Dimensjoneringsprosedyren ble noe endret i 1976. Inntil da hadde vi hatt en dimensjoneringstabell som gav overbygningstykkelsene avhengig av undergrunnstypen og trafikkbelastningen på vegen. Tabellen var satt opp under en rekke forutsetninger m.h.t. levealder (20 år), tillatt aksellast (10 t), aksellastfordeling m.v.

En fordel ved det nye dimensjoneringsdiagrammet er at dimensjoneringen kan foretas med utgangspunkt i flere muligheter for levealder og tillatt aksellast. Det er dessuten angitt hvorledes en skal gå frem dersom aksellastfordelingen eller trafikkøkningen avviker vesentlig fra den som er forutsatt.

Siktemålet med dimensjoneringen etter diagrammet vist her er å sikre bæreevnen på helårsbasis. Dekkeskader som skyldes frostens virkning eller telehiv må en derfor likevel regne med.

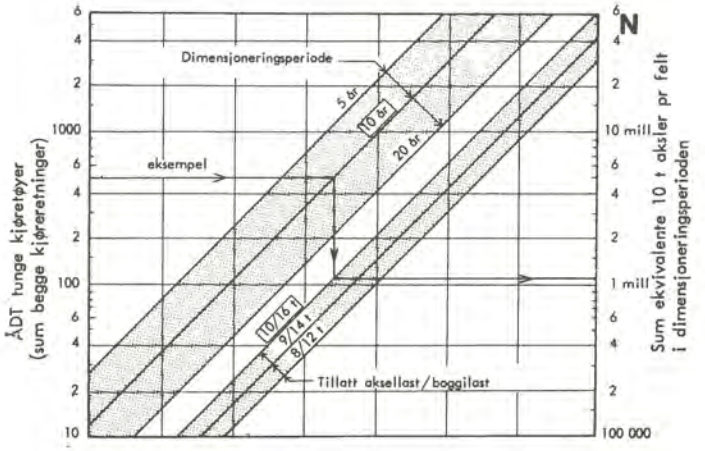
IV BAKGRUNNEN FOR OVERBYGNINGSDIMENSJONERING I STATENS VEGVESEN

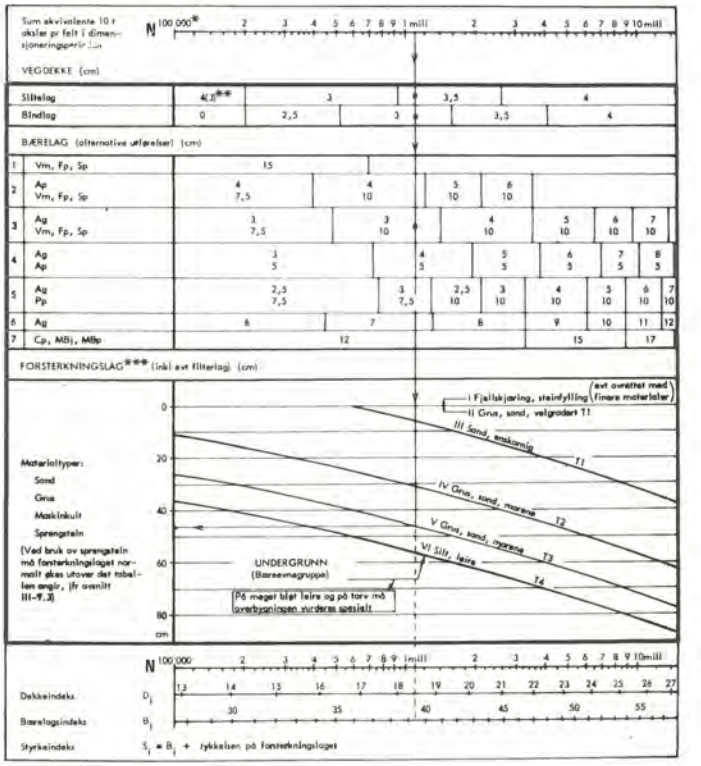
En geotekniker som av makelighetshensyn anvender 2 t/m^2 som en standard skjærfasthet for leirer i Norge vil fort merke at dette kan få skjebnesvangre følger. En veggeotekniker som tilsvarende dimensjonerer alle veger med en overbygningstykkelse på f.eks. 65 cm, uansett undergrunn og trafikkbelastning, vil imidlertid kunne holde det gående i mange år og ha oppdragsgivere som er fornøyd med resultatet. Det eneste en risikerer ved en slik "forenklet dimensjonering" ville være at levealderen for de enkelte veger kunne komme til å variere sterkt, f.eks. fra to til førti år. Etter denne tid ville det være nødvendig med en forsterkning av vegen. Kostnadene som er lagt ned i den eksisterende veg er imidlertid ikke bortkastet idet disse i alle tilfeller kan ses på som en grunnlagsinvestering.

Utgangspunktet for dimensjoneringen er normalt ønsket om å oppnå en forutsatt levealder, og vi skal se på de viktigste parameterne som inngår i dimensjoneringen og vise hvorledes disse er tatt vare på i det dimensjoneringsdiagrammet som benyttes i Statens Vegvesen.

Materialkvalitet

En av ideene bak dimensjoneringsmetoden er at materialene er tillagt kvaliteter etter sin lastfordelende evne. Materialkvaliteten er uttrykt ved en materialkoeffisient, a.





*Selvom trafikkmengden N er mindre enn 100 000, skal bæreevne og forsterkningslag dimensjoneres for N min 100 000

**For små trafikkmengder (N ≤ 200 000) kan kravet til dekkeindeks reduseres noe. For trafikkmengde N ≤ 100 000 kan oljegrus brukes som dekke. Asfaltpenningrus og Ottadekke kan nyttes for trafikkmengder N ≤ 200 000.

***På fylling høyere enn 1 m kan forsterkningslaget reduseres med 10 cm

Ag = asfaltert grus
Ap = asfaltert pukk
Cp = sementbunden pukk
Fp = forkilt pukk
MBj = magerbetong, jordfuktig
MBp = magerbetong, plastisk
Pp = penetrert pukk
Sp = sandfylt pukk
Vm = velgraderte materialer

Fig. 24-3. Dimensjoneringstabell for veg med bituminøst dekke. Fra det øverste diagrammet finnes summen av ekvivalente 10 t aksler pr. kjørefelt i dimensjoneringsperioden, N. Dette er inngangsparameteren i selve dimensjoneringsdiagrammet.

Eksempel: Asfalt, $a_{asf} = 3,0$

Forsterkningslaggrus, $a_{grus} = 1,0$

d.v.s. at bæreevnemessig kan 30 cm forsterkningslagsgrus sidestilles med 10 cm asfalt.

$(z_{asf} \times a_{asf} = z_{grus} \times a_{grus})$

Det kan være tvilsomt å vurdere materialkvalitet på dette grunnlag. Egentlig finnes ingen "sann" materialkoeffisient. Endog for ett og samme materiale vil den lastfordelende evnen kunne variere sterkt, avhengig av egenskapene til de tilgrensende lag. For normalt oppbygde vegkonstruksjoner er imidlertid bruk av materialkoeffisienter et egnet hjelpemiddel.

MATERIALTYPE	MATERIALKOEFFISIENTER, a			
	Normalverdier	Krakelerte	Telefarlige (T2)	Telefarlige (T3)
Asfaltdekke (Agb, Ab etc.)	3,0	1,5		
Asfaltert grus (Ag)	3,0			
Asfaltert sand (As)	2,0			
Asfaltert pukk (Ap)	2,0			
Sementbundne mat. (Cp, Mb)	2,0			
Ottadekke, Asfaltløsningsgrus (Alg)	2,0	1,25		
Oljegrus (Og)	1,75	1,25		
Penetrert pukk (Pp) øverste 5 cm resten	1,75 1,25		0,5	
Velgraderte mat. (Vm)	1,25		0,5	0,25
Forkilt pukk (Fp), Sandfylt pukk (Sp)	1,25		0,5	
Forsterkningslags mat. sand, grus, sams masse, stein	1,0		0,5	0,25

Fig. 24-4. Materialkoeffisienter for overbygningsmaterialer.

Undergrunnen

Undergrunnen er klassifisert i bæreevnegrupper etter den bæreevne de erfaringsmessig har. En geotekniker kan synes at dette er noe røft gjort, men en skal da huske på at det er bæreevnen i teleløsningsperioden som er utslagsgivende ved dimensjoneringen. Selv om en kunne få sikre data på grunnlag av målinger gjennom en eller to vårperioder, er det neppe sannsynlig at en derved også har truffet den "kritiske teleløsningen" som en må ta hensyn til ved dimensjoneringen.

Aksellastens betydning

Innvirkningen av aksellasten (="akseltrykket") er tatt vare på ved å benytte resultatene fra den store AASHO kjøreforsøket i USA.

Kjenner man aksellastfordelingen på vegen, kan man derved regne alle aksellaster over til effekten uttrykt i 10 t aksler. Det vil for eksempel si at det må fire passeringer til med 7 t aksler for at den nedbrytende effekt skal tilsvare én 10 t aksel. Og tilsvarende vil én 15 t aksel ha den samme effekt som fem 10 t aksler.

M.h.t. vurderingen av aksellasten i forhold til undergrunnen tyder nylig utførte

laboratorieforsøk på at antallet passeringer kan være av underordnet betydning på en undergrunn av kohesjonsjordart. Det er aksellastens størrelse som synes å bety noe og særlig de tyngste akslene. Ved dimensjoneringen av en veg kunne en kanskje ta utgangspunkt i en tillatt spenning på undergrunnen. Da måtte man ta hensyn til den absolutt høyeste last som kan forekomme, støttillegg for tunge vogner iberegnet, og dessuten legge den svakeste undergrunnen til grunn for dimensjonering.

AKSELLASTGRUPPE (t)	EKVIVALENS-FAKTOR
0–1	0,0001
1–2	0,0016
2–3	0,008
3–4	0,026
4–5	0,063
5–6	0,13
6–7	0,24
7–8	0,41
8–9	0,62
9–10	1,00
10–11	1,46
11–12	2,07
12–13	2,86
13–14	3,84
14–15	5,06

Fig. 24-5. Ekvivalensfaktor for de enkelte aksellastgrupper. Ekvivalensfaktoren angir hvilken nedbrytende effekt passeringen av en aksel har –rett i forhold til en 10 t aksel, hvor effekten er satt til 1,0.

Trafikkbelastningen

I dimensjoneringsdiagrammet er det tatt hensyn til trafikkbelastningen ved parametrene

- årsdøgntrafikk av tunge biler ($ÅDT_{tunge}$)
- tillatt aksellast
- dimensjoneringsperioden.

Tilsammen gir disse det totale antall "ekvivalente 10 t aksler" som vegen vil utsettes for pr. felt i dimensjoneringsperioden (N). N er inngangsparameteren i dimensjoneringsdiagrammet.

Ringtrykket

Ringtrykket er tatt vare på ved å sette økende krav til materialkvalitet mot toppen av vegkonstruksjonen. I Norge er 700 kN/m^2 (7 kp/cm^2) maksimal grense for tillatt ringtrykk.

V DIMENSJONERINGSPROSEDYREN

Dimensjoneringsdiagrammet gjør det nå mulig for oss å ta hensyn til

- årsdøgntrafikken
- tillatt aksellast
- dimensjoneringsperiode ("levealder")
- undergrunn

og til en viss grad også hva slags materialer vegen bygges opp av.

Bak dimensjoneringsdiagrammet ligger det forutsetninger om hvordan aksellastene er fordelt og hvordan økningen i trafikken vil bli. Dersom en vet at forholdene er vesentlig annerledes enn det som her er forutsatt, er det i de nye normalene for vegbygging gitt anvisning for hvorledes en skal gå frem for å finne korrekt N, d.v.s. ekvivalente 10 t aksler, under de endrede forutsetninger.

I de nye vegnormalene er det også nytt at fremgangsmåten ved forsterkning av veger er beskrevet. Prinsippet ved forsterkningsprosedyren er det samme som ved dimensjonering av ny veg. Avhengig av N, er det gitt krav til produktet av lagtykkelse og materialkoeffisient på forskjellige nivåer i overbygningen regnet fra vegdekket og nedover. Ved å sammenligne med hva den eksisterende vegen er verdt — takseringen kan gjøres ved å multiplisere tykkelser og materialkoeffisient for alle lag i vegen og summere disse — fås en differans som viser hvor mye vegen må forsterkes. Er denne "indeksdifferansen" f.eks. 30, kan man, om man forenkler forsterkningen noe, legge på 10 cm asfalt.

$$(z_{asf} \times a_{asf} = 10 \times 3{,}0 = 30).$$

VI FROSTSIKRING

Noe dimensjoneringsdiagrammet **ikke** har tatt vare på er frostens virkning. Selv om det i Norge (og i andre land) ikke er det normale at en veg også skal frostsikres er det i ett kapittel i vegnormalene angitt hvordan dette kan utføres. De metoder som er beskrevet er bruk av

- grus eller stein
- bark
- isolasjon.

Det er bare for veger med stor trafikk, eller på steder hvor ulempene ved telehiv eller teleskader er særlig store at frostsikring benyttes. For de enkelte kommuner i landet finnes det oversikter som viser hvilken frostsikringstykkelse som kreves, avhengig av det frostsikringsmateriale som brukes og hvilken grad av frostsikring som kreves. Tykkelser er oppgitt for 2, 5, 10 og 100 års-vintre. En 100-års vinter er definert som den vinter som m.h.t. frost statistisk sett kun opptrer én gang i løpet av en hundreårs-periode.

GEOTEKNISKE PROBLEMSTILLINGER VED NEDSETTING AV BETONGPLATTFORMER I NORDSJØEN

Avdelingsingeniør Nils-Fredrik Braathen, Det norske Veritas.

Innledning

Installasjon av en stor betongplattform er en meget kompleks operasjon som krever nøye planlegging basert på koordinerte løsninger fra mange fagområder. Som eksempel på dette kan en nevne at et Condeep installasjonsmannskap består av opptil femti spesiallister som dekker oppgaver som værmelding, miljøbelastninger, betong, geoteknikk, tauing, posisjonering, samband, forsyning, ballastering, sertifisering etc. Vi skal her konsentrere oss om de geotekniske problemstillinger som er relevant i de operasjoner som er nødvendige for å senke og forankre plattformen i riktig posisjon.

Siden Ekofisktanken kom på plass sommeren 1973 har det blitt installert seks store betongstrukturer til i Nordsjøen. Syv er nå under bygging eller ordret for installasjon i de nærmeste årene framover. Tabellen under gir en oversikt over disse. Erfaringsmaterialet er dermed såpass stort at det er mulig å definere de fleste reelle problemstillinger under selve installasjonsprosessen.

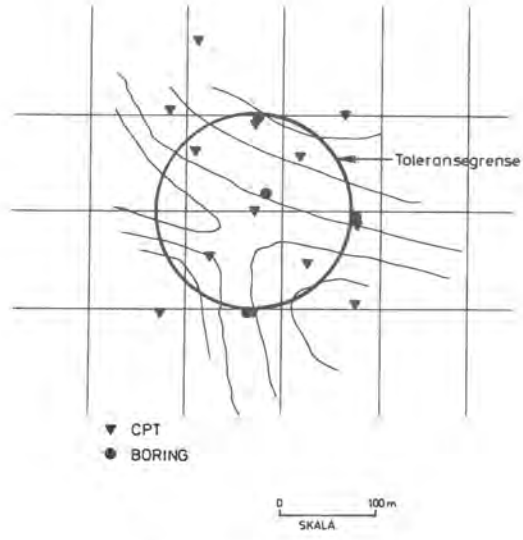
Posisjonering

Første fase av installasjonsprosessen starter når taubåtene har kommet i stjerneformasjon og den siste justering i horisontal og vertikal retning skal starte. Det har vært nødvendig tidlig i prosjektet å bestemme seg for den mest ønskelige posisjon for plattformens funksjon. Påfølgende grunnundersøkelser og måling av sjøbunntopografi vil definere et maksimumsområdet som plattformen må råke når den endelig settes på bunnen. Siden dette målet egentlig er fra 100 til 150 meter under havflaten er det litt av en navigeringsoppgave å bli overbevist oppe på plattformdekket at en befinner seg nøyaktig over den boringen som ble utført 2 til 3 år tidligere. Det er vanlig med fire til fem forskjellige posisjoneringsmetoder fra helt vanlige navigeringssystem til ren optisk eller elektronisk avstandsmålinger til faste plattformer eller transpondere plasser på sjøbunnen. Figur 25-1 gir et typisk bilde av landingsområdet og de grunnundersøkelser som er utført.

Kontakt med sjøbunnen

Når så de siste justeringene i horisontal posisjon er foretatt skal plattformen forenes med sitt fundament. Det er da meget viktig at det ikke oppstår større ukontrolerte bevegelser av plattformen i forhold til fundamentet. Slike bevegelser vil lett kunne påføre dybler og skjørt overbelastninger eller fundamentet blir forstyrret slik at dets styrke reduseres. Følgelig er det nødvendig å identifisere de maksimum tillatte belastninger som de enkelte strukturelle elementer og jordlag kan ta uten varig reduksjon av plattformens sikkerhetsnivå.

For de plattformer som er utstyrt med skjørt har styrken av den øverste halve meteren av fundamentet mindre betydning siden skjørtene overfører horisontalkreftene til dypere jordlag. Dette har en del av entreprenørene benyttet seg av. De har utstyrt plattformene sine



Typisk landingområde
og grunnundersökelse
for en typisk betongplattform

Fig. 25-1.

med dybler som pløyer seg gjennom dette øverste laget og virker som en brems på plattforms bevegelser og gir øket stabilitet i denne kritiske perioden.

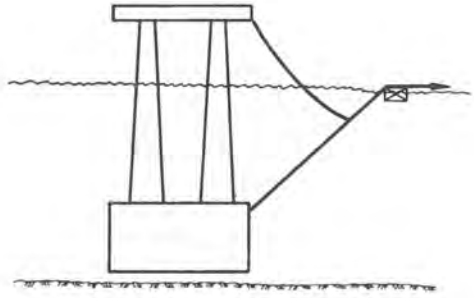
Resultatet av de geotekniske og strukturelle beregninger gir operatøren grenseverdier for tillatt tauekraft og for tillatt bølgehøyde/periode forhold slik at han raskt kan vurdere forholdene og ta de rette avgjørelser uten å kalle sammen et helt designteam. Figur 25-2 viser et eksempel på hvordan slike grenseverdier kan presenteres.

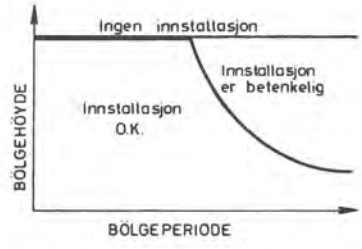
Penetrasjon

Siden plattformen i penetrasjonsfasen har begrenset stabilitet er det ønskelig å forbedre denne så raskt som mulig. Det er derfor vanlig praksis å ballastere så nær opp til grensen for det tillatte som mulig. Som figur 25-3 viser forbedrer stabiliteten seg raskt med dybde. Blant annet blir avgjørelsen om å slippe taubåtene tatt på grunnlag av et slikt diagram sammen med værvarsling for de nærmeste 24 til 48 timene framover.

Skjørtetrykk

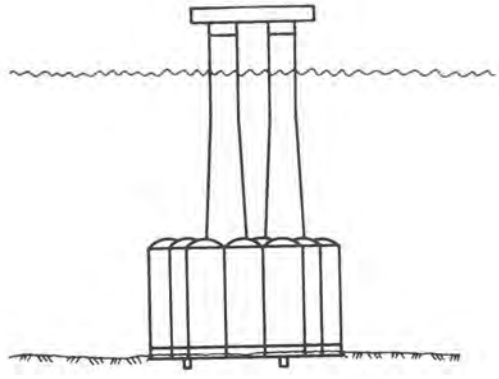
Når man så har bestemt seg for å penetrere så raskt som mulig er det nødvendig å definere begrensningene. I kontaktøyeblikket mellom skjørtetip og bunn må evakueringen av vann inne i skjørtene ta en ny vei ut. Dette setter opp et trykkdifferensial mellom skjørtekammer og sjø. Hvis dette blir for stort får vi utblåsning gjennom jorden under skjørtene. Denne trykkdifferansen er direkte avhengig av evakueringsrørenes utforming og av penetrasjonshastigheten. Det er en nogenlunde enkel oppgave å sette trykkbegrensning med dybde når jordprofilen er kjent. Men alle disse munner ut med null penetrasjonshastighet i kontaktøyeblikket når topplaget er sand som i de aller fleste tilfeller. Dette er selvfølgelig ikke praktisk og en begrenset utblåsning i den første halve meteren av penetrasjon har blitt akseptert.

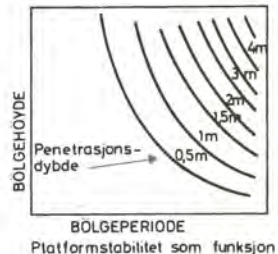




Miljöbegrensninger for start av innstallasjon

Fig. 25-2.





Platformstabilitet som funksjon av penetrasjonsdybde

Fig. 25-3.

Selv etter at plattformen har nådd en betryggende skjørtepenetrasjon blir skjørtevanntrykkene påvirket av bølgebelastninger. Momentet disse belastningen overfører til fundamentet blir reflektert i trykkvariasjoner i skjørtekammerene lengst ute fra nøytralaksen. Følgelig vil det være en begrensning på stabiliteten under større stormer før skjørtekammerene er injiserte.

Penetrasjonsmotstand

For at plattformen skal få den nødvendige stabilitet i brukstiden er det vanligvis nødvendig å oppnå en viss minimumspenetrasjon av skjørtene. Det er dermed klart at strukturen må ha muligheter for å ta inn nok ballast til å overkomme penetrasjonsmotstanden ned til denne dybden.

Penetrasjonsmotstanden beregnes på grunnlag av de variasjoner som er målt innen landingsområdet. Her må en legge seg på den konservative (høye) siden slik at en ikke risikerer å undervurdere den nødvendige ballastkapasitet. For tynne skjørter er det vanlig å bruke trykksonderingsresultater der den målte spissmotstanden modifisert med en formfaktor gir spissmotstand for skjørtet. Friksjonsmålinger har dessverre ikke latt seg bruke direkte så en friksjonsverdi mot skjørtesidene blir estimert ut fra målte jordparametere.

For betongskjørt har bæreevneformeler blitt brukt. Kilformede skjørt krever en noe mere komplisert beregningsmodell. Følgelig har det vært en del usikkerhet om hvor gode de beregnede verdier er i forhold til de virkelige. Foreløpige vurderinger av den første installasjonen med slike skjørt indikerer at bæreevneformelene ikke er så langt fra det rette svaret for sand med $\phi = 42°$.

Figur 25-4 gir eksempel på to aktuelle skjørtegeometrier og de tilsvarende penetrasjonsmotstander både de beregnede og de målte. Når en tar i betraktning en mindre utblåsning under skjørtene i de første 50 cm av skjørtepenetrasjon stemmer beregninger og målinger godt overens. Det er verdt å merke seg at beregningene er på den høye (konservative) siden.

Når den målte penetrasjonsmotstanden for det kileformede betongskjørtet stopper lenge før den totale ballastkapasitet er utnyttet så er dette på grunn av en annen begrensning. Hvis penetrasjonsmotstanden varierer mye innenfor toleranseområdet eller at bunnen skråner blir det nødvendig å ballastere plattformen eksentrisk for å holde den i vater. Som en kan se fra figur 25-5 så kan dette bety at så lite som 40 til 50% av totalkapasiteten kan utnyttes. Dette er en alvorlig begrensning dersom skjørtene må nå en viss penetrasjonsdybde. Noe hjelp kan en få ved å regulere vanntrykket i skjørtekammerene. Siden det er store flater vi snakker om her er det fullt mulig å øke penetrasjonskraften og eksentrisiteten ved å justere disse trykkene bare med et par t/m^2. Denne teknikken har med hell vært brukt til å justere helningen på et par plattformer før injisering.

Selvfølgelig må det sug eller trykk som brukes være mindre enn de som kan forårsake inn eller utblåsninger under skjørtene eller oppløfting av fundamentet i skjørtekammerene.

Kontakt-trykk

Siden bunnens topografi ikke er formet nøyaktig som plattformens bunnseksjon vil jordtrykket mot strukturen variere sterkt fra kontakt til kontakt. Det maksimale effektive jordtrykk mot strukturen er avhengig av jordens beskaffenhet, bunnens topografi og vekten som må bæres ved direkte kontakt mellom jord og bunnplate.

Det er enkelt nok å regne ut at to til tre meter tykke faste sandlag kan gi meget høye kontakt-trykk (200 t/m^2). Vekten som må overføres kan kanskje justeres men det er

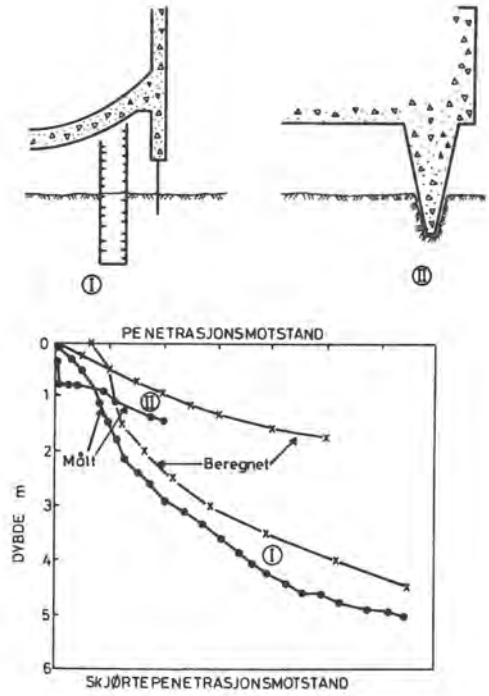


Fig. 25-4.

vanligvis ikke praktisk å måle topografien til en slik nøyaktighet at de nøyaktige kontaktarealene kan beregnes. Vanlig praksis er derfor enten å måle kontakttrykkene eller å stoppe penetrasjonen før kontakt oppstår.

Injeksjon

Som nevnt tidligere er det flere grunner for å fylle eventuelle vannfylte lommer mellom bunnplate og sjøbunnen. Den injiserte masse vil kunne ta imot den momentbelastning som ellers kunne skape uønskede vanntrykk, eller ta over den del av plattformvekten som ikke kan tas som kontakt-trykk. Deler av den horisontale belastningen kan også overføres fra strukturen til de øverste jordlagene gjennom den injiserte massen. For å kunne utføre disse oppgavene og samtidig være en økonomisk forsvarlig løsning må minimumskravene til spenning – deformasjons egenskapene bestemmes. Dette er et typisk eksempel hvor en må eksaminere samvirket mellom jord, injisert masse og strukturen.

Instrumentering

Siden plattformen er så stor, bevegelsene så små og vanndypet så stort må nødvendigvis installasjonen styres via instrumenter. Det er tre hovedtyper av målinger som er nødvendige under installasjonsprosessen:

1. målinger av vind og bølger for å bestemme sikkerhetsnivået.
2. målinger av belastningseffekten i utsatte seksjoner av plattformen som dybler og bunnplater.
3. målinger som er nødvendig for styring og kontroll av plattformens oppførsel. Herunder kommer navigerings instrumenter, ballast volum målinger, krengning, dyble, etc.

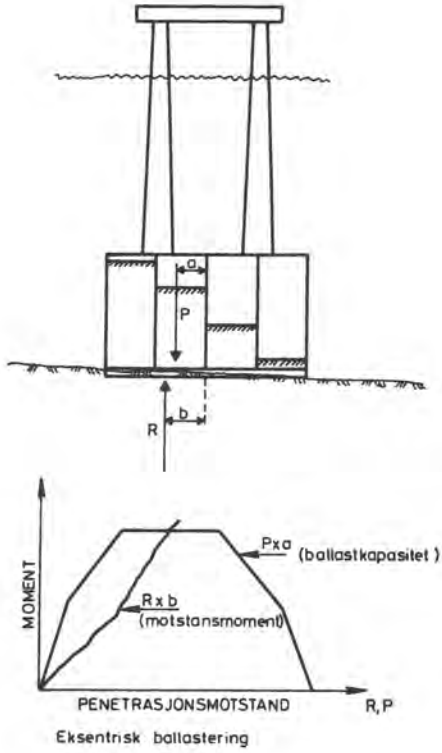


Fig. 25-5.

De rette typer av sensorer må velges og plasseres slik at de kan utføre de tiltenkte oppgaver. I tillegg må dataene fra disse sensorene samles inn og omarbeides til slik form at de kan brukes direkte i styringen av installasjonsoperasjonen. Det er vanlig å knytte et mindre EDB-anlegg til data akkvisjonsystemet får å oppnå hurtig behandling og sammenligning med tidligere observasjoner.

Sluttord

Erfaringsmaterialet fra disse installasjonene kommer i første omgang entreprenørene og byggherrene tilgode. Under de konkurransemessige forhold som eksisterer er det naturlig at disse begrenser publikasjonen av sine erfaringer. Det er likevel prosjekter i gang som analyserer de innsamlede data. Forhåpentligvis vil disse kunne offentliggjøre sine resultater.

Store betongplattformer innstallert eller ordret for Nordsjøen

Plattform/Felt	Installasjonsår	Design
Ekofisk Tank	1973	Doris
Beryl A	1975	Condeep
Brent B	1975	Condeep
CDP1/Frigg	1975	Doris
TP1/Frigg	1976	Sea Tank
Brent D	1976	Condeep
Pumpestasjonen Frigg/Scotland	1976	Doris
TCP2/Frigg	1977	Condeep
Dunlin A	1977	Andoc
Statfjord A	1977	Condeep
Cormorant A	1978	Sea Tank
Brent C	1978	Sea Tank
Ninian	1977	Doris
Statfjord B	1980	Condeep

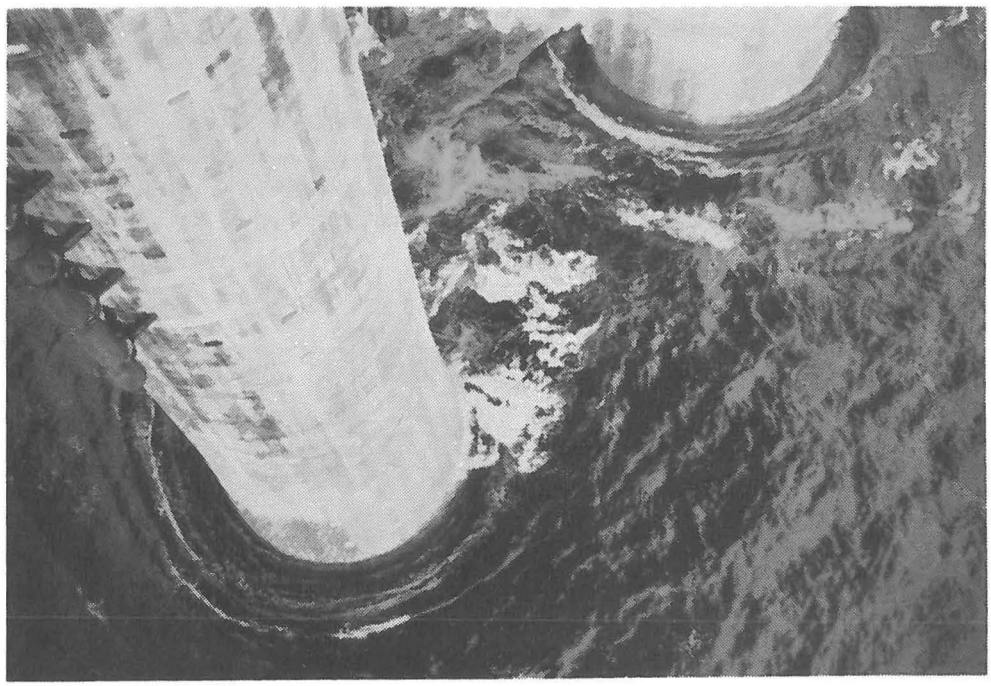


Foto 25-1. Det fosser om "bauen". Condeep på vei til endelig plassering.

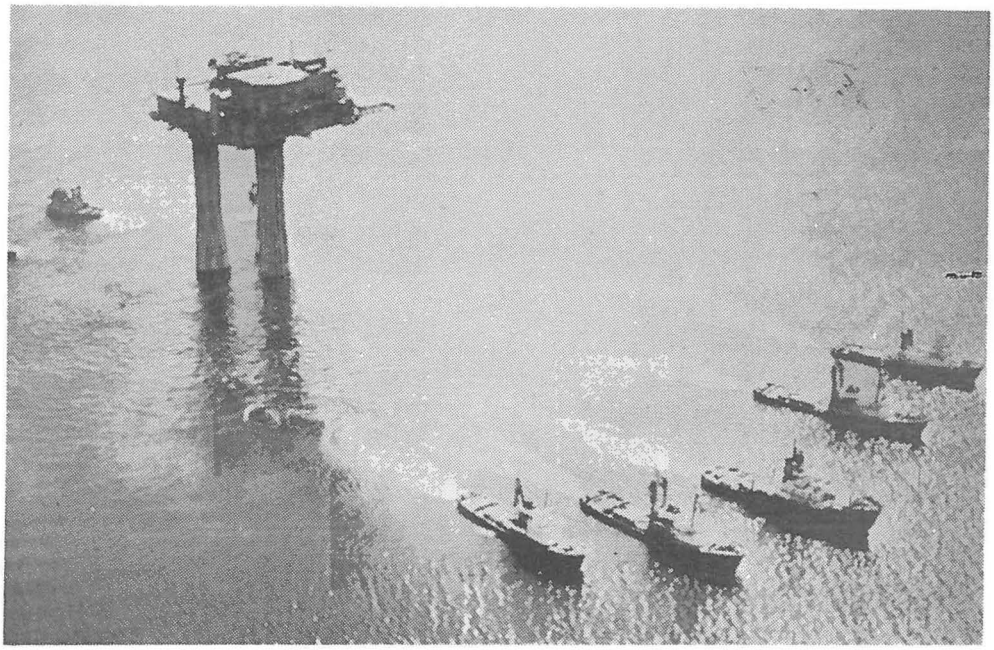


Foto 25-2. Klar til avgang.

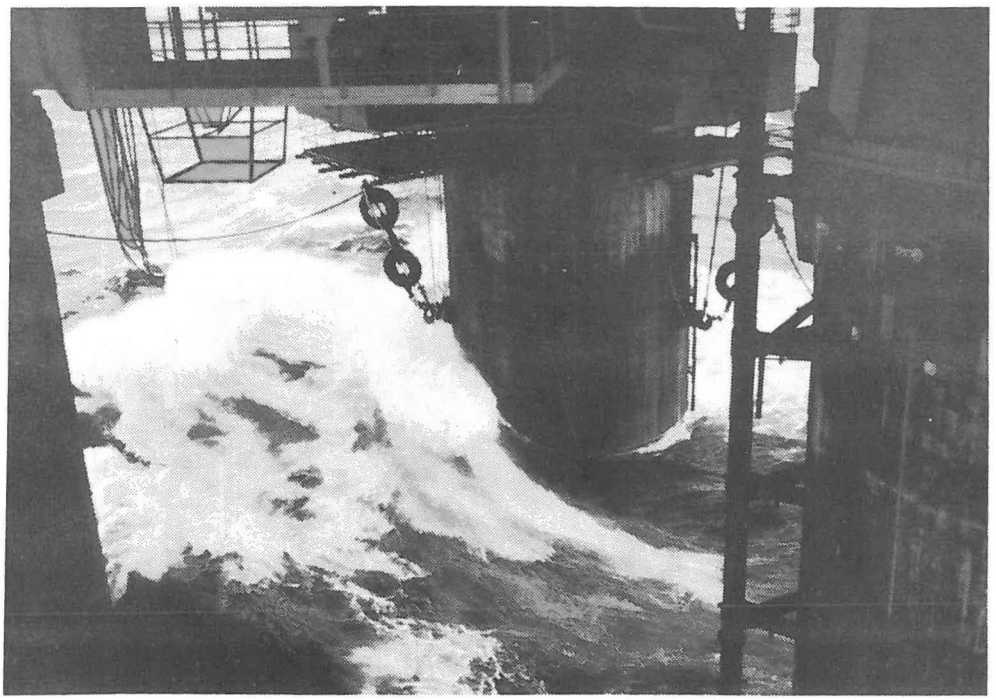


Foto 25-3.Plattformen er på plass, og kan ta imot den første sommerstormen.