FJELLSPRENGNINGKONFERANSEN
BERGMEKANIKKDAGEN
GEOTEKNIKKDAGEN

REDAKSJON:

FJELLSPRENGNINGKONFERANSEN
BERGMEKANIKKDAGEN
GEOTEKNIKKDAGEN

1 9 9 4

REDAKSJON:
Torjus Alten, Torbjørn Johansen, Åsmund Hansen, Knut R. Berg

© FOFATTERNE, 1994

Trykk: GCS AS, Oslo
Bind: GCS AS, Oslo
ISBN 82-91341-06-0
ISSN 0802-8028

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN
24. november 1994
Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk*

BERGMEKANIKKDAGEN
25. november 1994
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

GEOTEKNIKKDAGEN
25. november 1994
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

Hovedarrangør: *Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund*

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag holdt på Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikk- og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 24 og 25 november 1994.

Årets arrangement er det 32. i rekken og emnene er hentet fra en rekke områder som faller inn under interesseområdet til Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF), Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) og Norsk Geoteknisk Forening (NGF).

Programmet for årets konferanser er fastlagt og godkjent av foreningenes styrer.

Hovedarrangøren, Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, vil takke alle medvirkende forfattere for den innsatsen som er nedlagt i utarbeidelsen av forelesninger og referater. Den enkelte forfatter er ansvarlig for foredragets innhold, ortografi og billedmateriale.

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

Torbjørn Johansen Knut R. Berg

DEL I: FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN

1. Sivilingeniør Bjørn R. Petterson, Dyno Nobel, Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF)
ÅPNING

2. Statsråd Kjell Opseth, Samferdselsdepartementet
UTFORDRINGAR FOR NORSK ANLEGGSBRANSJE MOT ÅR 2000

3. Prosjektleder Stein Bjørnersen, A/S Veidekke
PANGANI KRAFTVERK, TANZANIA - VARME ERFARINGER

4. Projektchef Stig Østfjord, Kraftbyggarna Entreprenad AB
UPPSTART HALLANDSÅS

5. Deputy Technical Manager Peter Kofoed, MT GROUP
ERFARINGER FRA BYGNING AF STOREBÆLTSTUNNELERNE

6. Seksjonssjef Hans-J. Eriksen, Dir. for brann- og eksplosjonsvern
BRUK AV SPRENGSTOFF I SENTRALE STRØK - INNTRYKK FRA DAGENS PRAKSIS. GODKJENNING AV BRUKERE I EUROPEISK SAMMENHENG

7. Sivilingeniør Geir Hafsaas, Norges Statsbaner
NY HÅNDBOK FOR BERGBOLTING

8. Hotelldirektør Tron Bach, Finse
BYGGING AV BERGENSBANEN - HAR VI FORTSATT NOE Å LÆRE 100 ÅR ETTER ?

9. Statsekretær Bernt Bull, Miljøverndepartementet
MILJØVERN - VÅR FELLES UTFORDRING

10. Adm. direktør Osmund Ueland, NSB Gardermobanen A/S
GARDERMOBANEN - ET KVALITETS- OG MILJØPROSJEKT

11. Ingeniør Karl J. Carstens, Selmer a.s
NYE KRAV TIL ARBEIDSMILJØ VED TUNNELDRIFT. VENTILASJONS-BEHOV OG ANDRE FORHOLD. AKTUELLE LØSNINGER

12. Anleggsleder Steinar Myhre, Selmer a.s
KOMPLISERTE SPRENGNINGSARBEIDER VED SØRENGA BRUER, OSLO

13. Prosjektleder Ragnar Sand Fuglum, Byggeleder Hilde Nordskogen, Statens Vegvesen Akershus
BEKKESTUTUNNELEN - SPESIELLE UTFORDRINGER

14. Overingeniør Arve Fauske, Dyno Nobel
STYRING AV SPRENGNINGSINDUSERTE VIBRASJONER - EKSEMPLER FRA DAGBRUDD TITANIA A/S

15. Sivilingeniør Håkon Bjor, sivilingeniør Thorvald Wetlesen, Bever Control A/S
NYTT UTSTYR FOR TUNNELPROFILERING

16. Professor Kai Nielsen, Inst. for geologi og bergteknikk, NTH
Forsker Stein Erik Hansen, SINTEF Bergteknikk
Professor Arne Myrvang, Inst. for geologi og bergteknikk, NTH
KOSTNADSEFFEKTIV OG MILJØVENNLIG PUKKPRODUKSJON UNDER JORD

17. Sivilingeniør Per Aftreth, AF Spesialprosjekt a.s
Finn Hvoslef, Reinertsen Engineering
VERDENS DYPESTE UTSLAG UNDER VANN

DEL II: BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

FELLESSESJON

18. Sivilingeniør Per Heimli, Noteby A/S
GARDERMOBANEN - ROMERIKSPORTEN. PLANLAGT KRYSSING AV SVAKHETSSONE PÅ BRYN

19. Professor Ove Stephansson, KTH, Stockholm
KOBLEDE THERMO-HYDRO-MEKANISKE PROSESSER - DECOVALEX

20. Sivilingeniør Ole Kristian Pedersen, GeoMap
SEISMISKE UNDERSØKELSER

21. Sivilingeniør Ole Stensrud, Grøner Anlegg Miljø
TUNNELDRIVING I LØSMASSER OG SVAKT BERG

22. Leif Wiberg, Ingenjörfirma Leif Wiberg
Jan Israelsson, Itasca Geomekanik AB
DEFORMATIONSMÄTNING MED KOAXIALKABEL

23. Sivilingeniør Per Magnus Johansen, Norges Geotekniske Institutt
TETTING AV KARST, DAMFUNDAMENT STORGLOMVATN

BERGMEKANIKK

24. Sivilingeniør Åsmund Hansen, AF Oslo Entreprenør A/S
FORMANNENS 10 MINUTTER

25. Professor Ove Stephansson, KTH, Stockholm
NYTT FRA ISRM

26. Bjørn Morset, Noteby A/S
CASE STUDIER FRA STUDIETUR TIL JAPAN

27. Sivilingeniør Gisle Stjern, Inst. for geologi og bergteknikk, NTH
Sivilingeniør Hans Petter Mo, DYNO
FULLSKALA SPRENGNINGSFORSØK PÅ FULLT INNSTØPTE BOLTER

28. Cand. scient Jan Kristiansen, Norges Geotekniske Institutt
SPRENGSTOFFENE OG BORHULLSDIAMETERENS BETYDNING FOR FRAGMENTERING OG KVALTIET AV RØYSA

29. Professor, dr.ing. Arne Myrvang, Inst. for geologi og bergteknikk, NTH
BERTEKNIKK DOWN UNDER

30. Overingeniør Brede Nermoen, NSB Bane, Region Nord
Bergingeniør Karl Gunnar Holter, O.T. Blindheim
REHABILITERING AV GAMLE JERNBANETUNNELER - KLASSIFISERING AV TILSTAND OG TILTAK

31. Sivilingeniør Toralf Berre, Kaare Høeg og Axel Makurat
Norges Geotekniske Institutt
SVAKE BERGARTER - LABORATORIEBESTEMMELSER AV GEOTEKNISKE EGENSKAPER MED RESULTATER FOR LEIRSKIFER

GEOTEKNIKK

32. Sivilingeniør Torbjørn Johansen, GeoVita A/S
FORMANNENS 10 MINUTTER

33. Sivilingeniør Christian Madshus, Bjarni Bessason og Linda Hårvik
Norges Geotekniske Institutt
VIBRASJONER FRA JERNBANE - KRAV OG TILTAK

34. Sivilingeniør Arild Brekke, Brekke & Strand Akustikk as
STRUKTURSTØY, OVERFØRING AV LYD TIL BYGNINGER GJENNOM GRUNNEN

35. Sivilingeniør Rolf Lauritzsen, Norges Geotekniske Institutt
EUROPIPE-TUNNELEN

36. Dr.ing. Signe Kirkebø og G. Svanø, SINTEF Geoteknikk,
S. Nordal og L. Grande, Inst. for geoteknikk, NTH
NUMERISK STUDIE AV EN INSTRUMENTERT UTGRAVING I GÖTEBORG

37. Sivilingeniør Steinar Giske, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet
KULLTANGEN BRU, PORSGRUNN - ERFARINGER MED STÅLRØRSPELING

38. Sivilingeniør Atle Hjorteset, GeoVita as
EKEBERGTUNNELEN - KRYSSING AV ØSTFOLDBANEN MED BETONGTUNNEL

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BEGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

Åpning av Fjellsprengningskonferansen

V/formannen i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

Bjørn R.Petterson

Ærede forsamling.

På vegne av styret i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk er det en glede å ønske dere alle hjertelig velkommen til den 32. Fjellsprengningskonferansen.

Spesielt vil jeg få ønske velkommen foredragsholdere og deltagere fra utlandet, Statsråd Kjell Opseth og statssekretær Bernt Bull.

1994 er også et jubileumsår idet Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk fyller 30 år.

For å markere 30 års jubileet har programkomiteen nedlagt et ekstra arbeide med å fremskaffe interessante foredrag og foredragsholdere.

Ifjor hadde vi gleden av å høre Nærings -og Energiminister Jens Stoltenberg's syn på bransjens utsikter frem mot år 2000.

I år vil Statsråd Kjell Opseth i Samferdselsdepartementet gi sitt syn på utfordringer for norsk anleggsbransje mot år 2000.

Miljø er et stadig tilbakevendende tema. Spesielt interessant skal det bli å høre hva statssekretær Bernt Bull i Miljøverndepartementet har av informasjon til oss.

Vi setter stor pris på at de offentlige etater vier tid og oppmerksomhet overfor vår bransje gjennom sine innlegg her, og tror at begge parter vil dra nytte av dette.

Forøvrig vil vi få mange interessante foredrag om anlegg i tettbebygde strøk, jernbanebygging og intrnasjonale prosjekter som jernbanetunnelene "Hallandsås" og "Storebelt" i henholdsvis Sverige og Danmark.

Året 1994 ser ut til å innebære en vesentlig forbedring i aktivitetsnivået innen bransjen. Som bildet på programmets forside viser er det "lys i enden av tunnelen"

NFF har etter beste evne prøvd å bidra positivt til denne utvikling gjennom målrettede aktiviteter.

Av møter og ekskursjoner har vi gjennomført fire arrangementer:

- Medlemsmøte om Vegvesenets prosesskode for tunnelbygging den 2.mars.

- NFF Internasjonalt Forum den 13. april

- NFF-temadag om lange tunneller med etterpå følgende årsmøte. Dette ble et av de mest suksessfulle møter i foreningens regi idet man samlet nær 200 deltagere i Ingeniørenes hus den 4.mai.

- NFF og Bergmekanikkgruppen arrangerte i fellesskap en ekskursjon til fellesprosjektet E6/dobbeltspor Ski-Moss med 42 deltager den 11.oktober.

Foreningen har også deltatt som medarrangør på det årlige NIF sprengningskurset på Storefjell i mars.

Foreningens internasjonale kontakter skjer fortsatt gjennom International Tunneling Association (ITA) og European Federation of Explosives Engineers (EFEE).

Publikasjon nr.10 på engelsk er under utarbeidelse og temaet blir utnyttelse av undergrunnen i Oslo.

I juni sto NFF som medarrangør av det internasjonale symposiet "Underground Openings for Public Use" på Gjøvik som samlet 140 deltagere fra 24 land.

Til symposiet ble det produsert video og bok om Gjøvik Olympiske Fjellhall. NFF gjorde det mulig å realisere prosjektet ved å påta seg det økonomiske ansvaret.

Videoen og boka er nå i salg hos NFF.

Kulturkomiteen i foreningen gjør fortsatt en verdifull jobb med innsamling og registrering av utstyr og stoff for Norsk Fjellsprengningsmuseum (NFSM).
NFF er en av 12 stiftere som står bak NFSM. Fullføring av prosjektet ser ut til å ta tid, men stiftelsen arbeider aktivt med oppgaven.

"Håndbok for Fjellinjeksjon" er et prosjekt som har ligget i dvale i mange år.
NFF har påtatt seg å gjennomføre prosjektet i samarbeide med Bergmekanikkgruppen. Det er etablert en styringsgruppe.
Planen er å bestille oppdraget hos NGI og Geovita.

Kostnadsrammen er stipulert til kr 200.000,- som delvis fåes fra restmidler fra den tidligere injeksjonskomiteen etablert under NJFF tidlig på 80 tallet.

Samarbeidsavtalen mellom NIF og NFF ble undertegnet på vårparten. Den gir partene en rekke nye rettigheter og forpliktelser.
Ved årsskiftet vil det bli foretatt en evaluering av hvordan den fungerer og eventuelle endringer vil bli diskutert.

Kontakten med Noges forskningråd (NFR) er opprettholdt også etter omlegging av F&U programmene Norrock og Norcon. Eksempelvis deltar NFF i styringsgruppen for hovedprosjektet "Informasjon og vitenformidling". Vi har også deltatt i diskusjoner om etablering av diverse andre prosjekter.
NFR har gitt tilsagn om betydelig støtte til publikasjon nr.10

Ifjor innledet NFF en vervekampanje som ble meget vellykket.

På et år har NFF økt sitt medlemstall med ca. 110 slik at foreningen idag har 70 bedrifts/støttemedlemmer og 505 personlige medlemmer.
Det er bra!

Etter fjorårets omfattende internasjonale aktiviteter valgte styret i år å legge sin årlige ekskursjon til hjemlige forhold.
Offshore industrien er en vesentlig oppdragsgivere for bransjen og styret har avlagt besøk både til metanolprosjektet på Tjeldbergodden og aktivitetene på Kollsnes utenfor Bergen.
Erfaringene fra disse besøkene gir grunnlag for optimisme på bransjens vegne.

Jeg nevnte innledningsvis at foreningen i år feirer sitt 30 års jubileum.
Styret har ønsket å markere dette, men langt viktigere er det at styret faktisk lenge har følt behov for å markere alle de positive elementer som vår bransje besitter.
Etter nøye vurderinger har styret funnet det riktig å innføre en utmerkelse som vi har kalt "GULLFEISELEN".

Statuttene for Gullfeiselen er flg.:

1. Gullfeiselen er en utmerkelse som gis for fremragende innsats for norsk bergteknologi.

2. Gullfeiselen kan gis til personer,såvel som til bedrifter,instutisjoner og prosjekter.

3. Gullfeiselen deles ut etter innstilling fra styret i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.

4. Gullfeiselen deles ikke ut etter søknad,men forslag kan sendes styret.

5. Gullfeiselen kan utdeles hvert år, men styret kan unnlate å dele ut utmerkelsen eller dele ut flere samme år.

6. Gullfeiselen skal ha følgende tekst:

Gullfeiselen 19xx er tildelt
OLA BERGMANN
For fremragende innsats for norsk bergteknologi

NORSK FORENING FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Styret har i år beslutte å utdele 2 Gullfeiseler.

Den første Gullfeiselen 1994 blir tildelt Gjøvik Olympiske Fjellhall v/Jan A.Rygh .

Styrets begrunnelse er at Gjøvikhallen representerer noe helt unikt. For det første har det flyttet grensene for dimensjonering av fjellhaller og anvendelsesområde for slike. For det andre har prosjektet omfattet betydelige forsknings - og utviklingsoppgaver. Resultatet har vært meget vellykket og har eksponert norsk bergteknologi internasjonalt på en fremragende måte. Til sist,men ikke minst har "Gjøvikhallen" greid å samle alle gode krefter til å løse oppgaven. Offentlige myndigheter, private bedrifter, forskningsmiljøene, entreprenører,leverandører og konsulenter har alle dratt lasset i fellesskap.
Når det nettopp er Jan A.Rygh som får æren av å motta utmerkelsen skyldes det kort og godt at det var han som lanserte ideen og greide kunststykket å samle alle til felles løft.
Uten Jan A.Ryghs utrettelige innsats som ideskaper,inspirator og pådriver hadde det ganske enkelt ikke blitt noen "Gjøvikhall".

Den andre Gullfeiselen 1994 blir tildelt bergingeniør Anders M.Heltzen for fremragende innsats for norsk bergteknologi.

Styret begrunner sin avgjørelse med at Anders M.Heltzen gjennom hele sin yrkeskarriere utrettelig har arbeidet for å fremme norsk bergteknologi.
Han har vært leder for Kontor for Fjellsprengningsteknikk. Her ble nye metoder innen sprengstoffer og sprengningsteknikk utprøvd. Stikkord kan være presplitt og ANFO sprengstoffer. Gjennom kontoret åpnet han også for nyutdannede ingeniører til å videreutvikle sine kunnskaper.

For de aller fleste er han vel aller best kjent som tidligere sekretær i vår forening og møteleder for fjellsprengningskonferansen. Nettopp den iherdig innsats for konferansen har medført at den er nærmest blitt en institusjon.

Det kanskje mange ikke tenker over er at konferansen også danner det økonomiske grunnlag for den virksomhet foreningen i dag driver med utdeling av stipend, støtte til publikasjoner og internasjonalt arbeide.

Anders M.Helten har også bidratt med informasjon gjennom et stort antall egne publikasjoner og ved formidling av utenlandske artikler.

Vi gratulerer mottagerne!

Til slutt vil jeg få rette en takk til Programkomiteen, Foredragsholdere og våre to sekretærer Johannes Hope og Knut Berg for en helhjertet innsats som jeg er sikker på vil gjøre dette til en hyggelig å utbytterik konferanse.

Med dette erklærer jeg den 32. Fjellsprengningskonferansen for åpnet og gir ordet til dagens møteleder, Professor Dr.ing. Arne Myrvang.

Statsråd Kjell Opseth
Samferdselsdepartementet

UTFORDRINGAR FOR NORSK ANLEGGSBRANSJE MOT ÅR 2000

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINSTEKNIKK
BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 1994

PANGANI KRAFTVERK, TANZANIA - VARME ERFARINGER
Pangani Hydropower Project, Tanzania

S. Bjørnersen, A/S Veidekke

Tanzania som ligger rett sør for ekvator, på kysten mot det Indiske hav har hatt et raskt voksende behov for elektrisk kraft som tidvis har ført til rasjonering av strøm.
TANESCO, som er det statlige organ med ansvar for el. forsyningen i landet, besluttet derfor å bygge nytt kraftverk i Pangani Falls.

Det gamle kraftverket med en installasjon på 15 MW ble bygget i 1930 - årene.
Det nye anlegget vil ha en installasjon på 68 MW og øker kapasiteten på vann kraftproduksjonen i landet med 15 %.

Prosjekt data.

Byggherre :	TANESCO		
Finansiering:	Utenlandsk valuta, 830 millioner NOK :	NORAD	42 %
		FINNIDA	33 %
		SIDA	25 %
	Lokal valuta : ca 15 millioner NOK :	TANESCO	
Konsulenter :	J/V IVO - NORPLAN		
Entreprenør:	NORDIC POWER GROUP (NPG) J/V med A/S Noremco Construction , Norge og Lemminkainen OY, Finland.		

Den norske partneren i arbeidsfellesskapet NPG, NOREMCO er et entreprenørselskap i Tanzania, etablert av Høyer Ellefsen og Ragnar Evensen i 1981
Etter diverse fusjoner og eierskifter eies majoriteten av firmaet i dag av Veidekke og Ragnar Evensen.
Ved større og spesielle prosjekter tilføres NOREMCO's faste stab ressurser fra mor selskapene.

Til Pangani har det norske personellet blitt tilført fra VD.

Entreprisen's hovedmasser :

- Adkomstveier	14 km asfaltert	
- Camp Bestående av :	30 bolighus	
	Sykestue	280 m2
	Skole	320 m2
	Sosial Klubb	970 m2
	Kontorer	500 m2
- Kraftstasjon i fjell	2 x 34 MW	
- Tunneler		
Adkomst :	L = 350 m	F = 35 m2
Tilløp :	L = 1100 m	F = 40 m2
Avløp :	L = 1300 m	F = 40 m2
Transporttunneller :	L = 300 m	F = 25 m2
- Kabel sjakt :	L = 220 m	F = 5 m2

- Dam : Kombinert betong og jordfyllingsdam med 430 m's lengde.
47.000 m3 jord og stein fylling og 6.000 m3 betong.

Byggetid : November 91 til mars 95

Geologi

Berggrunnen i store deler av Tanzania består av prekambriske gneiser som har mye til felles med tilsvarende bergarter i Norge. Pangani ligger i det som betegnes som den østre gren av det øst afrikanske rift systemet. Anlegget er plassert i granittisk gneis med sterkt varierende egenskaper. Tilløpstunnelen og kraftstasjonen ligger i gneis som er relativt lite oppsprukket og bra styrkeegenskaper, med enaksial trykkfasthet i størrelsesorden 50 - 70 MPa.
Fjellet som avløpstunnelen ligger i har i mye større grad vært utsatt for tektonisk påkjenning. Det er tildels sterkt breksjert og har også blitt svekket gjennom en kjemisk omvandling. Enaksial trykkfasthet her er i størrelsesorden 30 - 50 MPa. Stabilitetsegenskapene er generelt dårlige på grunn av stor tetthet av sprekker med ugunstig orientering og med lav friksjon på grunn av glidespeil og kloritbelegg.
Dette medførte omfattende sikringsarbeider i form av bolter og sprøytebetong i avløpstunnellen.

Generelt.

På vår årlige konferanse pleier det hagle med både Norges- og verdens-rekorder i tunneldrift. På Pangani kan vi knapt påberope oss en skarve krets rekord når det gjelder tunneldriving , dette til tross så har vi overholdt alle kontraktens tidsfrister, og for et drøyt år siden inngikk vi en forseringsavtale med byggherren om å fremskynde ferdigstillelsen av kraftverket med 2 måneder slik at kraftverket skal kunne være operativ på nettet fra 1. februar neste år.

Dette er muliggjort gjennom stor innsats av våre ansatte og et meget godt og konstruktivt samarbeide med byggherre og konsulent.

Måten vi har gjort dette på er å benytte oss av velkjent og gjennomprøvd teknologi, ingen teknisk innovasjon, hvilket vi anser for vesentlig.

Det blir nok med nye og ukjente problemer å hanskes med for de som skal gjennomføre jobben når de kommer nye og ukjente til et nytt og fremmed kontinent.

Hovedmaskinene for tunneldrivingen har vært to 3 - boms Atlas Copco rigger, to CAT 963 belte-lastere og til utkjøring har vi benyttet MB 2636 biler. Sprøytebetongen er utført med en VD bygget sprøyterigg med stempelpumpe.

Utfordringer.

For å gjennomføre prosjektet har vi hatt i gj. snitt 26 -27 skandinaver på anlegget med en topp på 46. De har hatt med seg 8 - 900 lokale med en topp på 1750 mann, hvorav ca 150 tilhørte vaktstyrken.
Dette store antallet av lokalt ansatte må vel sies å være en av de største utfordringene, som inneholder alle ingredienser av kulturforståelse.
Skandinavene bestod av en blanding av nordmenn og finner, og det skal ikke legges skjul på at det var visse gnissninger her før man fant frem til samarbeidsrelasjoner som var gagnlige for prosjektet.
Når det gjelder forholdet til de lokale, så starter det med språk barrieren. Kjennskapen til engelsk er dårlig, ialle fall når ting ikke går som det skal, og selv våre relativt enkle maskiner og utstyr er nyheter for folk en plukker opp på landsbygda i et U- land.
Organisering og opplæring / instruksjon blir nøkkelbegreper for folk som skal jobbe i felten.

Helse :
Med bakgrunn i landets standard på deler av helsevesenet er dette et område både vi og byggherren har lagt vekt på.
Hvilket i praksis betyr at vi foruten å ha bygget en sykestue på anlegget har bemannet den med norske leger.
I tilfelle større inngrep skulle være nødvendig har vi hatt avtale med "Flying doctors" i Nairobi.
Heldigvis har vi unngått større ulykker.

Drikkevann er et vesentlig problem i tropiske strøk, det er derfor bygget to vannrenseanlegg på anlegget.

Prosjektet ligger et av verdens farligste områder når det gjelder malaria, og det er dessverre et beklagelig faktum at de fleste av våre folk har vært utsatt for dette.

Øst Afrika er også et av områdene i verden hvor HIV viruset er sterkt utbredt.

Varme :
Når du beveger deg nede på lavlandet i tropene så blir temperaturen et problem for oss nordboer såvel som at maskiner utsettes for uvante belastninger.
Så lenge en holder seg inne på kontoret med air-condition er det greit men ut under stekende sol blir det verre. Stort bedre er det ikke på stuff heller med fjell temperaturer opp mot 30 grader Celsius og over 60 i lufta under lasting.
Sjakt drift blir heller ikke lett.
Arbeidsantrekk blir hjelm, T - skjorte, shorts og vernesko for alle.

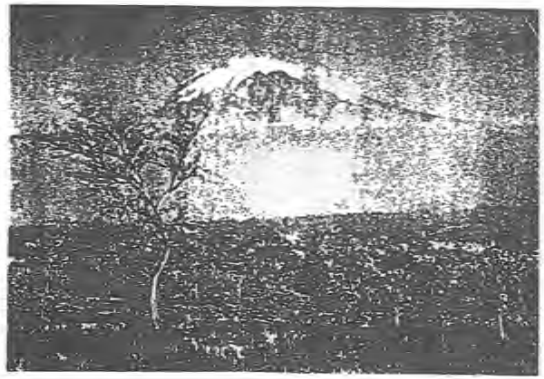
Afrika preparerte maskiner krav til kjøling / brukte fra Norge.

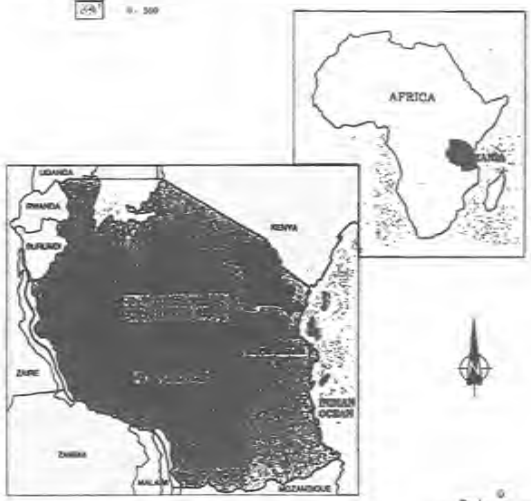
Logistikk.
I et land med svært liten industriell produksjon må anlegget selv stå for import av utstyr og materialer. Diesel, Sement og trelast produseres, resten importeres.
Med tre måneders leveringstid på gods fra Europa, sier det seg selv at planleggings nivået må være høyt og presist dersom en skal få flyt i produksjonen.

MINISTRY OF WATER, ENERGY AND MINERALS
PANGANI BASIN WATER OFFICE

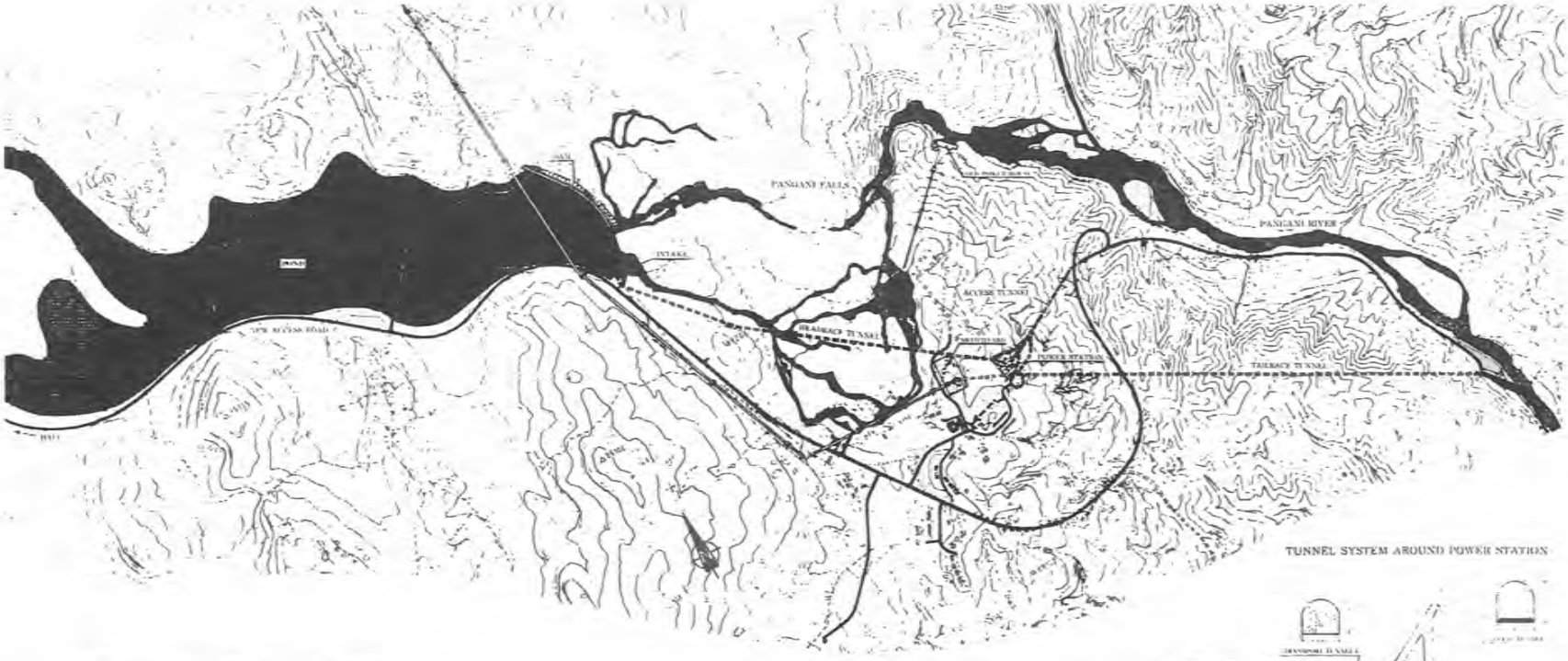
IVO INTERNATIONAL LTD NORPLAN A/S

PANGANI RIVER CATCHMENT AREA

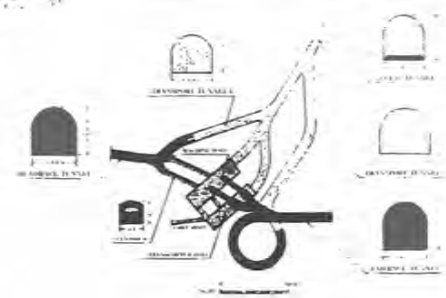




June 1993



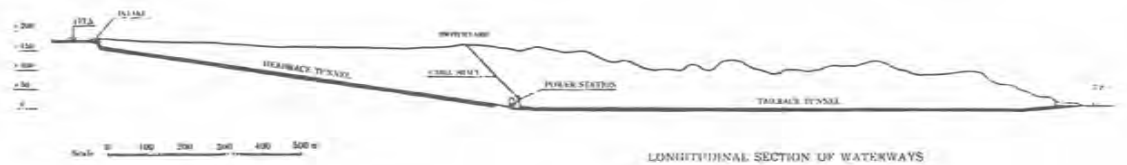
TUNNEL SYSTEM AROUND POWER STATION



TAMESCO

PANGANI FALLS REDEVELOPMENT PROJECT

IVO INTERNATIONAL LTD NORPLAN A/S



LONGITUDINAL SECTION OF WATERWAYS

May 1983

UPPSTART HALLANDSÅS

LÄGESRAPPORT HALLANDÅSEN

Stig Östfjord, Sv Kraftbyggarna Entreprenad AB

Inledning

Situationen vid Hallandsåsen präglas av förseningar och förändrade tunneldrivningsmetoder. Det finns bara ett fåtal TBM-metrar att rapportera.

Föredaget är uppdelat i två avsnitt där den första halvan närmast kan betraktas som en lägesrapport från själva tunnelarbetena medan den andra halvan av detta föredrag ägnas åt en redovisning av hur vi har utrustat "tunnelfabriken" för att hantera förväntad vattensituation samt partier med dåligt berg.

Norra påslaget, historia

Tillstånd att påbörja schaktningsarbetena för Hallandsåstunneln erhölls för nästan precis två år sedan, nämligen den 24 november 1992 då vattendom meddelades. Schaktning för förskärning påbörjades omedelbart, men vi fann inte lämpligt berg i portalen vid den tilltänkta positionen. Innan vi fortsatte schaktningarna utfördes 5 kärnborrhål längs den tänkta tunnellinjen. Kärnborrningsresultaten förelåg i februari -93. Vi beslutar tillsammans med BV för att flytta östra och västra tunnelportalerna 15 resp. 20 m söderut. Det hade varit önskvärt att få flytta portalerna ytterligare ett antal meter söderut, men ett naturreservat satte stopp, varför vi tvingades att börja tunneln i mycket dåligt berg med liten täckning. Bergtäckningen var mindre än halva spännvidden under de första 40 tunnelmetrarna vid den östra tunneln resp. 25 meter för den västra. Den första biten av tunneln kan närmast beskrivas såsom en ren jordtunnel helt eller delvis leromvandlad.

På grund av alla förseningar som uppstått stod tunnelborrmaskinen färdigmonterad innan tunneldrivning med konventionella medel hade påbörjats vid den östra portalen. Då planerna var att maskinen skulle gå genom södra randzonen var det naturligt att prova ut bästa drivning förstärkningsmetod vid TBM-drivning i de begränsade zoner av dåligt berg vid norra påslaget när maskinen ändå stod redo att börja arbeta. Därför startades tunneldrivningen med TBM istället för planerat konventionell drift i mynningarna.

TBM-maskinen sattes in vid portalen för östra tunneln och cirka 15 meter tunnel utfördes. Stora förstärkningsinsatser krävdes och vi skulle sannolikt ha fortsatt med TBM om det inte varit för att brott uppstod i och bakom sprutbetong vid de ytor som hade belastats av de sk gripperpads trots omfattande förstärkningar. Det var framför allt upprepad belastning av gripperpads som skapade brotten. Maskinen visade dessutom tendens att sjunka i det svaga bergmaterialet. Till en del kan sjunkningen förklaras av brottet bakom och i sprutbetongen vid gripperpads. Grundtrycket under invert scraper var uppen-barligen också för högt.

Stora delar av berget vid norra påslaget är helt leromvandlat. Gör man det mycket enkla antagandet att hela huvudets vikt belastar invert scraper så blir yttertrycket cirka 1,5 MPa då maskinen står stilla. Under borrning kan invert scraper belastas intill 200 ton, detta ger en belastning av 0,5 MPa. För att klara belastningen måste invert scraper förstoras 1–2 ggr. Genom att förstora invert scraper samt att föra in ett extra stödben så har vi förstorat vertikalstödet ca 2,5 ggr. Detta bör väsentligen bidraga till att förhindra sjunkning av maskinen. Gripperpads ytor har dessutom förstorats med ca 80 %. Vid smalare lerzoner kan lasten omfördelas till mer bärkraftiga partier. Likaså krävs större spänningar i leran för att den skall gå till brott då den är instängd i styvare och starkare material.

När vi inte längre kunde hålla maskinen i tunnellinjen p g a sjunkning och då vi inte hunnit längre in än 15 meter beslöt vi att backa ut för kompletterande ombyggnad av TBM–maskinen och driva tunneln genom de sämsta delarna av norra påslaget med en konventionell jordtunnelliknande metodik.

Norra påslaget dagsläge – Östra tunneln

Idag befinner sig tunnelfronten ca 160 meter från portalen. Framdriften är fortfarande mycket låg. Vissa månader har vi bara presterat cirka 5 meter. Idag närmar vi oss en kapacitet på ca 20 meter per månad. Vi har delat fronten i galleri och pall. Gallerihöjden är 6 meter. Pallen som är 3 meter hög uttages strax efter galleriet. Den låga framdriften beror på att det är så svårt att få ned läckvattenmängderna på en godkänd nivå. Injekteringen utförs i flera steg med en insats som vida överstiger vad man hade förutsett vid upprättande av bygghandlingarna.

För att stabilisera tunnelfronten använder vi en drivningsmetod som har drag av Deutsche Banweise fast med lutande front. Genom uppdelning av tunnelfronten och applicering av spiles samt att ge fronten en lutning förbättras materialets stand up time. Variationer i stand up tiden varierar mellan 1–6 timmar. Efter varje uttag utföres bult och sprutbetong–förstärkning.

Förbultningen har givits en längd av 7,5 meter och består av armeringsjärn o 25 satta i ett cementbruk med vct 0,3. Den fria änden på förbulten förlägges i bultförankrad sprutbetong med fibrer med en tjocklek av 0,2 meter. För att säkra fronten betongsprutas även den och kompletteras dessutom vid bedömt behov med bultar.

Trots den mycket kraftiga förstärkningen spricker sprutbetongen på sina ställen. Därför har undersökning gjorts om leran har svällande egenskaper och vi kan konstatera att den kan ge upphov till svälltryck på 0,2 MPa vilket betraktas som modest. I enstaka fall har 1,5 MPa uppmätts. Det är mer sannolikt att det är deformationer på grund av bergmaterialets låga hållfasthet som är orsaken till sprickbildningen i sprutbetongen. Vid 80 meter från portal har uppmätts deformation på 70 mm i östra väggen. Deformationer av storleksordningen 10 mm har uppmätts på markytan ovan tunneln.

Bergmaterialet har hittills beskrivits i ganska enkla ordalag. Materialet har varit antingen starkt leromvandlat berg eller lera. Den typiska strukturen är relativt brantstående skivor med omväxlande mycket svagt berg och helt leromvandlat berg.

Klassificering har utförts av berget enligt NGI:s modell och vi har erhållit mycket låga Q–värden 0,008–0,01 och sådant berg betecknas som "Exeptionally poor" i NGI:s skala.

Norra påslaget i västra tunneln

Vid den angränsande portalen (Västra tunneln) har vi påbörjat tunneldrivning och man har idag utfört ca 170 meter tunnel. Det kan konstateras att bergförhållandena i tunneln ännu så länge är klart bättre än de vid den östra tunneln. Avståndet mellan tunnlarna är endast 10 meter.

Från den södra portalen har Kraftbyggarna på eget initiativ påbörjat borrning och sprängning med syfte att angripa den södra randzonen med annan drivningsteknik än tunnelborrning för att säkerställa projektet tidsmässigt. Vilken drivningsteknik vi kommer att använda i zonen kommer att fastställas då vi nått zonen och vet dess omfattning. Vi driver nu innan vi nått randzonen med konventionell metod enbart den ena huvudtunneln. Vi befinner oss idag 600 meter in i tunneln. Den första amfibolitzonen har passerats och vi tog oss igenom med sprutbetong, som gav en tjocklek av 50–70 mm. Tunneldrivningen har inte kunnat löpa utan att vi också här fått stora störningar från bergförstärkning. De förstärkningsinsatser som har krävts har hittills huvudsakligen varit injektering. Tunnelportalen har däremot flyttats cirka 45 meter norrut för att få någon bergtäckning över tunneln. Injektering utföres endast då läckaget överstiger 1,6 l/min och 3 st 20 meter långa hål. Berget är lokalt blockigt och vittrat. För de första 70 metrarna från det framflyttade påslaget i båda tunnlarna varierar bergtäckningen från 1,5–2,5 meter och här måste speciella förstärkningsåtgärder vidtagas i samband med att taket sprängs ut. Idag har vi gjort en nedsänkt pilot för att få större temporär bergtäckning.

Planering av arbetena

Tidplanen har förskjutits hela tiden under byggets gång p g a det stora stabilitet och injekteringsarbete som måste utföras i den norra påslagszonen.

Man kan därvid konstatera att det parti som benämns bergtunnel med låg bergtäckning + dålig zon (norra randzonen) ännu inte är avslutat. Vid en nylig gjord kärnborrning i östra tunnelns längdriktning kunde konstateras att bergliknande material påträffats vid sektion 190/800 ca 220 meter från tänkt tunnelpåslag. Bergtunnelarbetena med TBM kommer därför sannolikt inte att starta förrän första halvan av 1995. Det tar sedan cirka 20 månader innan tunnelborrmaskinen är framme vid södra randzonen. Maskinen förs sedan över till den västra tunneln. Därefter kommer tid för att färdigställa tunneln inkluderande tvärtunnlar.

Alternativt har en andra TBM föreslagits att sättas in i den västra tunneln eller att vi driver västra tunneln konventionellt med två enkelfronter, vilket borde innebära en tidsbesparing på ca 20–20 månader.

Vilken lösning vi kommer fram till för att antingen klara uppställda tidsmål eller för att minska tiden kommer Banverket och vi att redogöra för när vi gemensamt har funnit den bästa lösningen.

KRAFTBYGGARNAS TUNNELFABRIK

Hallandsåsprojektet är unikt på flera sätt. Kraftbyggarna har tagit fram ett helt nytt tunneldrivningskoncept kring Atlas Copco´s tunnelborrmaskin.

Tunnelborrmaskinen är av sk öppen konstruktion. Det innebär att borrmaskinen, till skillnad mot en täckt maskin, inte stagar upp berget runt maskinen under arbetets gång.
Fördelen med den öppna konstruktionen är den betydligt större flexibiliteten och snabbheten i bra berg. 4 500 hästkrafter bryter sig fram genom berget. Efter sig lämnar borrmaskinen en cirkulär tunnel med 9,1 meters diameter. Cuttrarna, längst fram på borrhuvudet utövar, var och en, en tryckkraft på 35 ton mot berget.
Men trots de enorma krafter som tunnelborrmaskinen utvecklar är drivningstekniken mycket skonsam. Berget och grundvattnet störs så lite som möjligt.
Den öppna konstruktionen kräver å andra sidan omfattande förstärkningsåtgärder i dåligt och sprickigt berg. Tack vare den omfattande och avancerade bergförstärkningsutrustningen placerade i direkt anslutning till borrhuvudet - bultning, förbultning, sprutning, injektering, stålbågar och jetgrouting har vi fått fram en tunnelborrmskin av öppen typ som kan ta sig fram på ett effektivt sätt även i dåligt berg.

Bergförstärkning

Bergförstärkningens två huvuduppgifter är att stabilisera och täta mot inträngande grundvatten, så att berget inte rasar samman när borren tränger sig fram. Det här medför att en stor del av all viktig förstärkning måste ske framför borrhuvudet. Genom sonderingsborrning som är utrustad med MWD-system får vi ett förhandsbesked om bergets kvalitet. Genom en solfjäderformad ring av borrhål 20 meter långa injekteras berget med såväl cement som kembruk för att stabilisera och täta berget. Direkt bakom borrhuvudet kartläggs berget i mera detalj för att avgöra om ytterligare förstärkningsåtgärder i form av bultning eller sprutbetong är nödvändiga. I mycket dåligt berg måste vi komplettera med stålbågar och i de allra värsta zonerna måste förstärkningen utökas med s k jetgrouting. Vid jetgrouting tillverkas horisontella cement-brukspelare genom att en cementblandning under högt tryck pressas in i det dåliga berget. I vissa förstärkningssituationer är förbultning fördelaktigare.

Kraftbyggarna har utvecklat en ny teknik för masshantering vid fullortsborrning av tunnlar. TBM-maskinen kompletteras med en bakrigg som följer efter när borren driver sig fram genom berget.

Massorna förs via riggens transportband till vårt RHS-tåg som går i skytteltrafik ut ur tunneln. Lastningen av tåget sker i ett mellanlagersystem, typ kontinuerlig tapplastning. När tåget backas in under riggen, fälls tapparna ner och alla vagnar lastas samtidigt. Lossningen sker med en tippspiral som välter vagnskorgarna och lossar tåget under gång. Lastning respektive lossning sker på ca 1 minut.
Bakriggen innehåller även all den styr- och försörjningsutrustning som krävs för tunneldrivningsarbetet. Tunneldrivning med tunnelborrmaskin medför att det lossbrutna materialet kan direkt vidareanvändas till fyllnadsmaterial för t ex vägbankar.

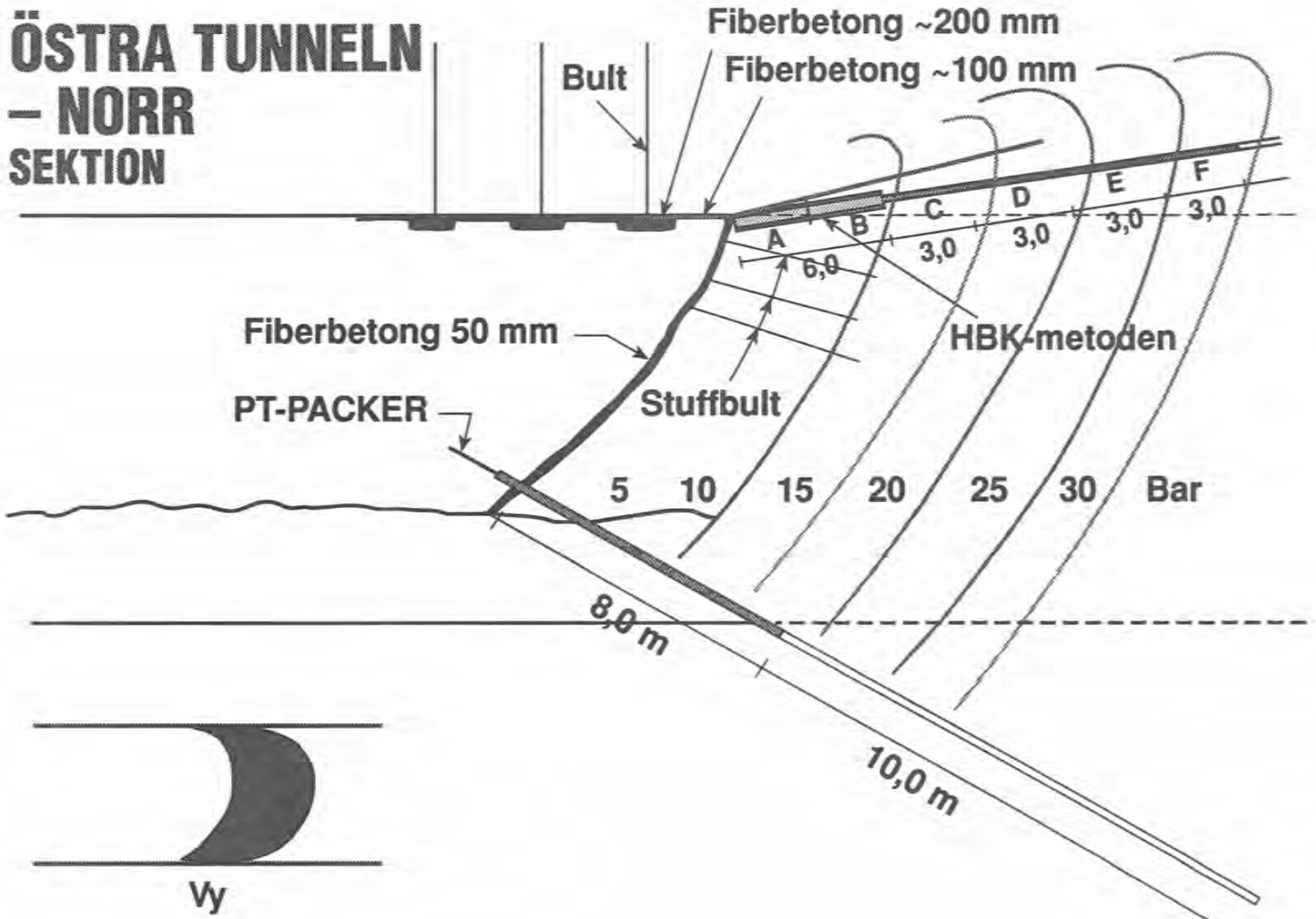
Hela tunneldrivningsfabriken är utvecklad för största möjliga flexibilitet och säkerhet. Utefter hela tunnelsträckningen monteras sensorer som känner av eventuella deformationer i berget, vilket ligger till grund för den slutliga förstärkningen som utförs från den eftersläpande förstärkningsfabriken som innehåller allt från betongstation, robotiserad sprututrustning boltomatic samt injekteringsutrustning.

Hela tunnelfabriken betjänas av 5–6 man per skift.

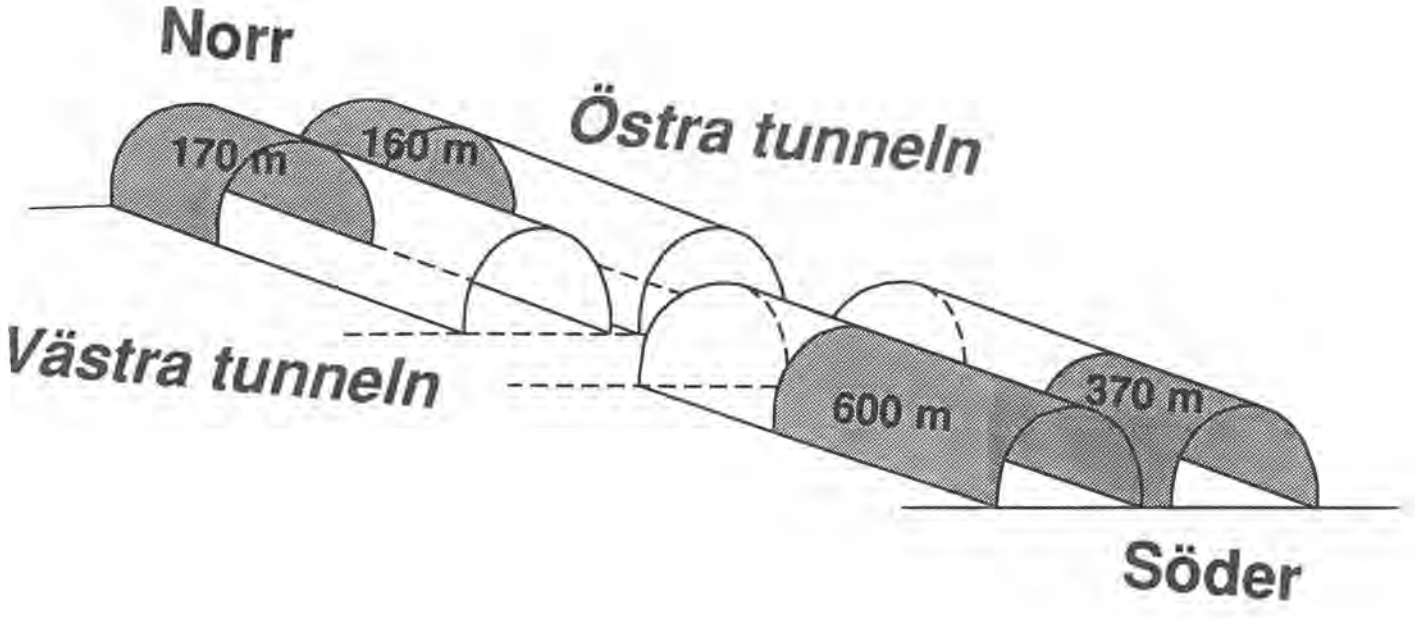
RHS står för Rapid Haulauge System. Det är ett spårbundet system, som kan hantera alla typer av gods under och ovan jord. Kärnan i systemet är ett tåg med hög lastkapacitet även i branta lutningar. Därmed kan transporterna ske utan omlastningar eller speciella uppfordringsanläggningar. RHS är ett komplett transportsystem för gods- och bulkhantering för 1 miljon ton per år och på längre sträckor än 1 km. RHS-tåget håller effektivt undan massorna till ett indriftsdjup av 10–15 km.
Ett tåg med fyra vagnar lastar ca 100 ton. Dragare och vagnar kan kombineras för olika laster och lutningar, en eller två dragare med 4–15 vagnar.

RHS-tåget har två drivsystem. Den vanliga boggie/rälsdriften är kompletterad med ett system för friktionsdrift, som ger tåget dess unika egenskaper. RHS-tåget kan klättra, vilket innebär att stora laster kan transporteras även i starka lutningar.

ÖSTRA TUNNELN – NORR
SEKTION



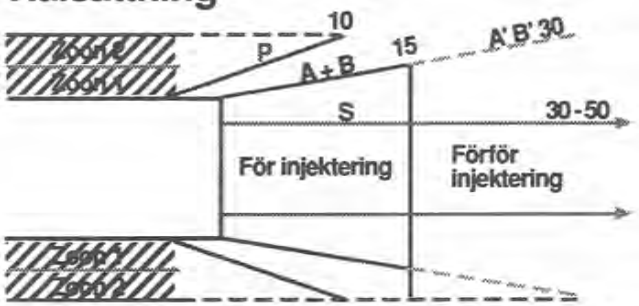
© KB-SÖ/Atelier-H-H/5-KB4002/1)941010



© KB-SO/Atelier-Hirt5-KB4002/2)941011

INJEKTERINGSMETODIK

Hålsättning



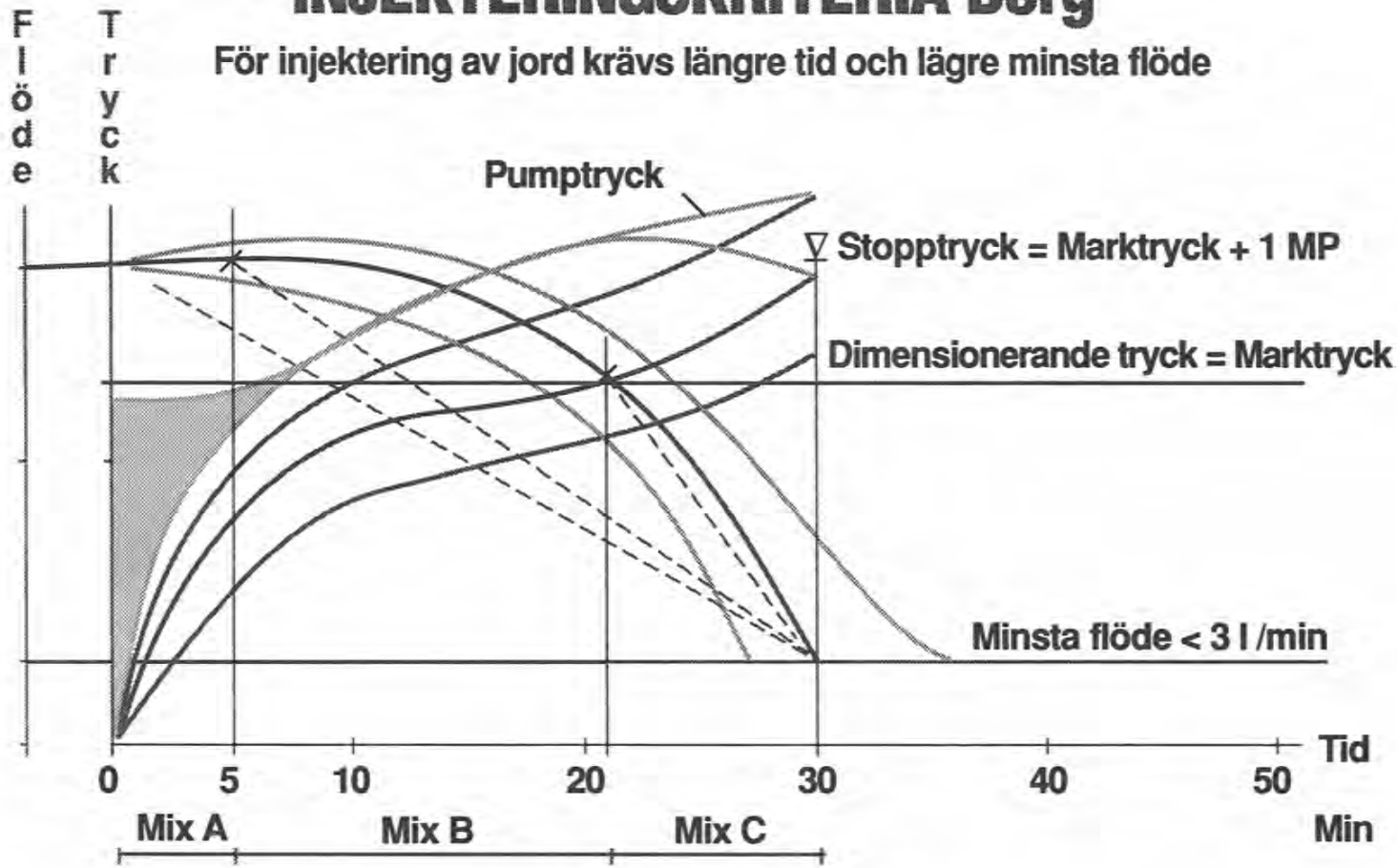
		Injekteringsklasser A 1 - 3 Bra berg	B 4/5/6 Uppkrossat berg	C 7/8 Jordliknande
	Skärm typ	A + B	A' + B' + P	S + A' + B' + P
Injekteringshål	Antal hål	12 + 6	24+12+12 (P)	6(S)+24+24 +12 (P)
Sonderings/Kontrollhål	Antal hål	3 - 4 st	4 st	6 st (vid stora flöden)
Injekteringsmedia	Material	JC + MC	MC	K, MC, SH(S)
Injekteringstryck = Stopptryck	MP	2 - 4	2 - 4	
Minska injekteringsflöde (vid Stopptryck)	L/min	2 - 4 < 3	< 3	2 - 4, 8 - 9 < 3
Bindning	Tim	2 - 3	2 - 4	2 - 4, 2 - 8
Skärm-överlapp	Meter	3	5	5 - 10

P= Periferihål S= Stuffhål K= Kembruk MC= Microcement IC= Injekteringscement SH= Snabbhårdnande

© KB-SÖ/Aleljén-MP(5-KB4002/3)941011

INJEKTERINGSKRITERIA Berg

För injektering av jord krävs längre tid och lägre minsta flöde

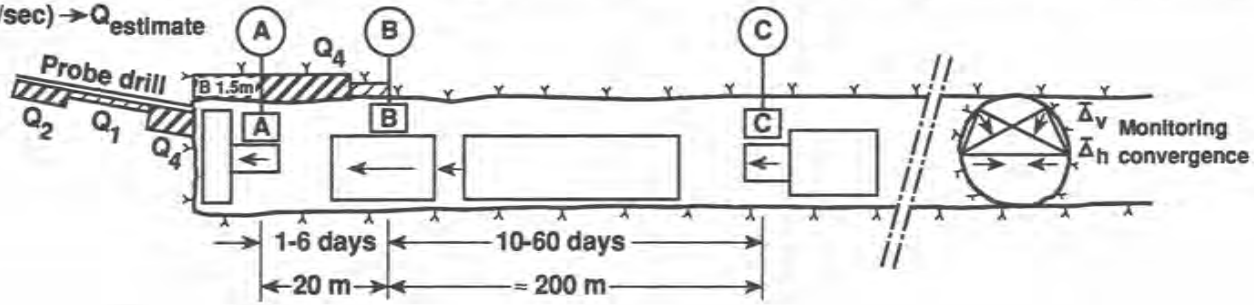


© KB-SÖ-Ateljén-MP(S-KB4002/4)941011

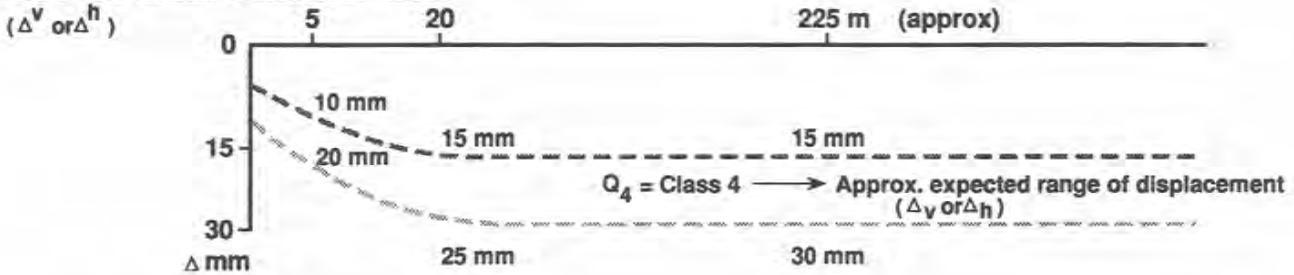
PREDICTION, SELECTION, MONITORING, CORRECTION

PROBE DRILLING

V_p (km/sec) → $Q_{estimate}$



DISPLACEMENT MONITORING



SUPPORT ALTERNATIVES

Class	A
2	
3	
4	B 1.5 m
5	
6	

Class	B
2	
3	S (fr) 40
4	S (fr) 40
5	S (fr) 50
6	S (fr) 100

If less Δ

If more Δ

Class	C
2	S (fr) 50
3	S (fr) 50
4	S (fr) 80
5	ab+S (fr) 100
6	RRS+S (fr) 50

If less Δ

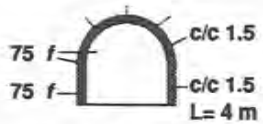
=S (fr) 120+B 1.5

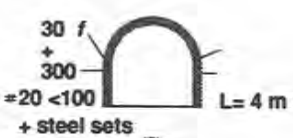
If more Δ

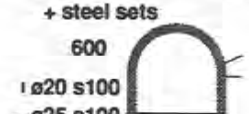
B = Systematic bolting
S (fr) = Fibre reinforced shotcrete
SA = Steel arches
ab = Additional bolts
RRS = Reinforced ribs of shotcrete

©KB-SÖ\Ateljén-HP\[5-KB4002/5]941011

Rock class		Reinforcement class	Reinforcement class
1	Q > 4	50 mm *f* 30 mm Selective Bolting L= 4 m	50 mm *f* 30 Selective Bolting L= 4
2	1< Q > 4	50 mm *f* 30 mm c/c 2.0 c/c 2.3 L= 4 m	50 *f* 30 *f* c/c 2.5 L= J
3	Q < 0.1	300 ≠ø16 <100	
4 (3)	0.5 < Q < 1	75 *f* 75 *f* c/c 1.5 c/c 1.5 L= 4 m	75 *f* c/c 1.8 L =J
5 (4)	0.1 < Q < 0.5	120 *f* 120 *f* L= 5 c/c 1.5 L= 6	75 *f* c/c 1.5 L= J
6	Q < 0.1	30 *f* + 300 ≠20 <100 + steel sets L= 4 m	200 *f* c/ 1.0 L= 4
7	Q < 0.01	600 ø20 s100 –ø25 s100	225 *f* INP 180 c/ = 1000
8		Narrow zones of Q <0.01	225 *f* HEB 180 c 720





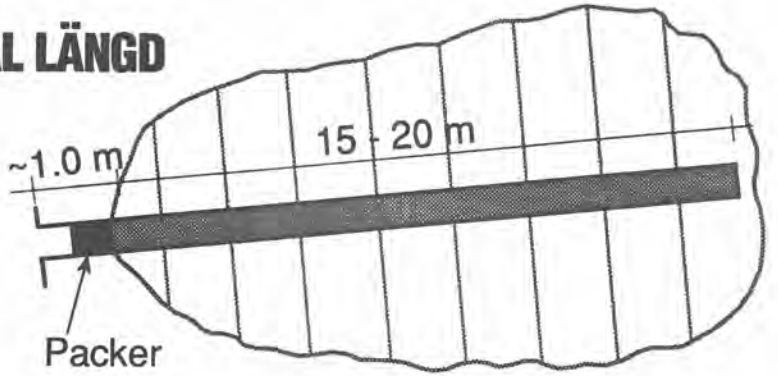


f = fibre shotcrete

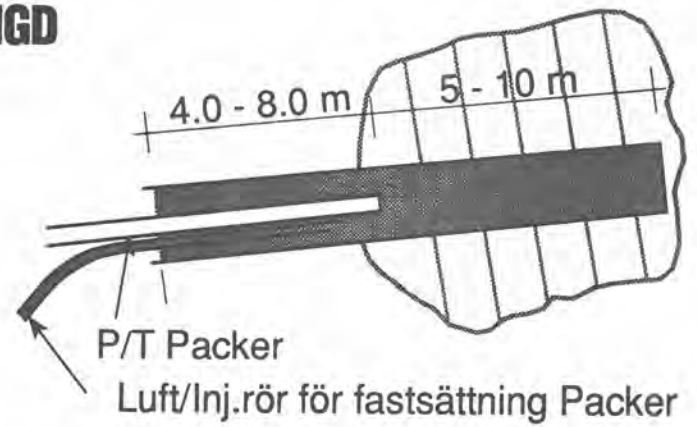
© KB-SÖ-Ateljén-HH(5-KB4002/6)941011

PACKERSÄTTNING

ENSKOTT NORMAL LÄNGD



ENSKOTT KORT LÄNGD

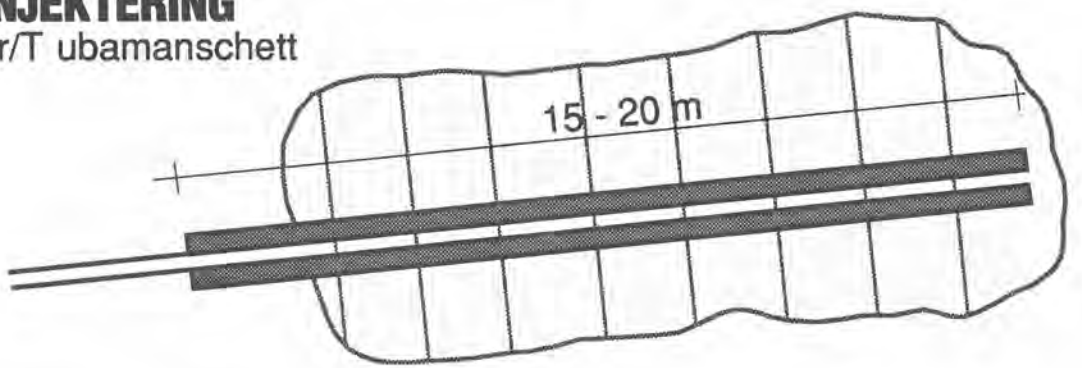


© KB-SÖ/Atelj6n-Hb-i(5-KB4002/10)941012

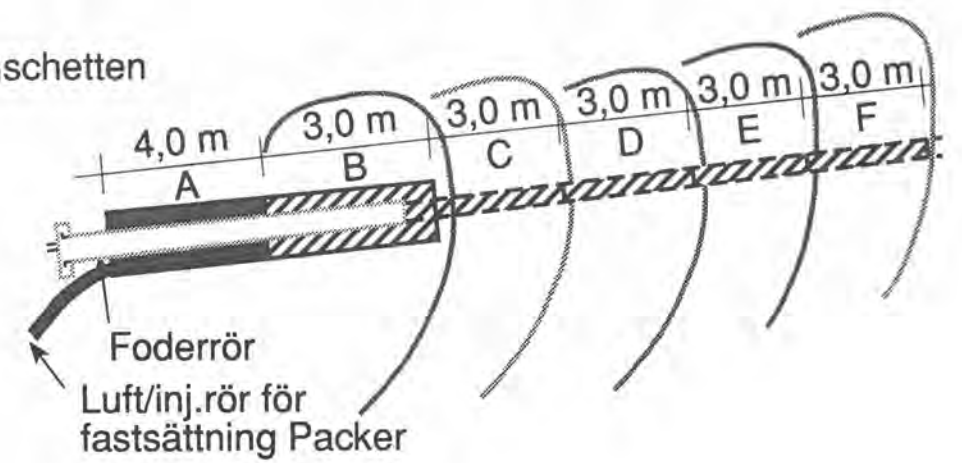
PACKERSÄTTNING

NIVÅ INJEKTERING

Ventilrör/T ubamanschett

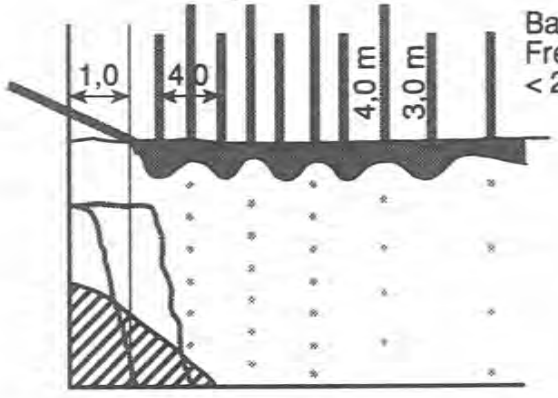


HBK-manschetten

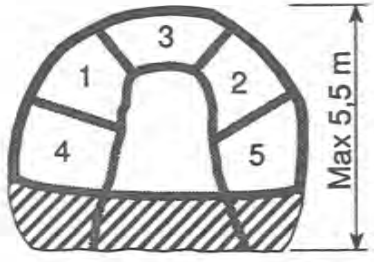


4.13

© KB-SÖ/Atelj-HH(5-KB4002/11)941012

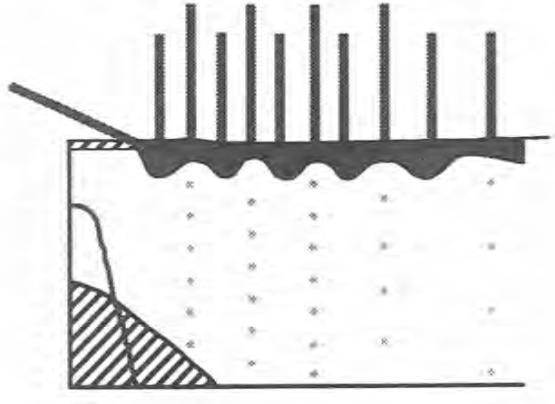


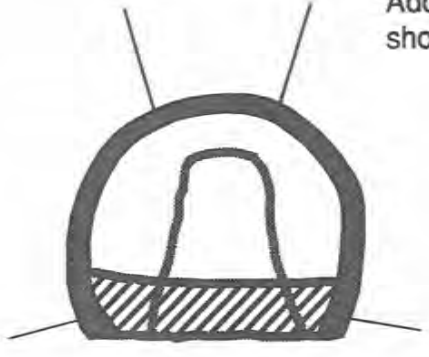
Bad rock
Free Stand Up Time
< 2 hrs



1 Excavation ~ 1,0 m

3 Installation forebolting ~0,6 m cc
Installation rockbolts 1,0 m cc
Additional fiberreinforced
shotcrete +10 cm





2 First Layer fiberreinforced
shotcrete ~100 mm
If necessary stabilize the front

© KB-SÖ/Aleljén-HH(5-KB4002/12)941012

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

ERFARINGER FRA BYGNING AF STOREBÆLTSTUNNELERNE
Experiences from the construction of the Great Belt Tunnels

Peter Kofoed, MT GROUP

SAMMENDRAG

Som led i det danske Storebæltsprojekt, gennemføres bygningen af en dobbelt jernbanetunnel. Hovedtunnelerne bores med full face tunnelboremaskiner, medens de forbindende tværtunneler udgraves med konventionel håndgravning. Tunnelerne forløber gennem stærkt varierende bundforhold fra moræne aflejringer til marint aflejret mergel. Specielt de morænale aflejringer har udgjort et vanskeligt tunneleringsmedie. Stabilitetsproblemer, nødvendig jordbehandling og arbejdsmetoder er beskrevet.

SUMMARY

As part of the Great Belt Project in Denmark, a twin railway tunnel is under construction. The main tunnels are driven by full face TBMs, whereas the connecting Cross Passages are driven by conventional hand excavation methods.

The tunnel alignment crosses varying ground conditions, from glacial tills to tertiary marls. In particular the glacial tills have represented a difficult tunnelling media. Stability problems, required ground treatment and working methods are described.

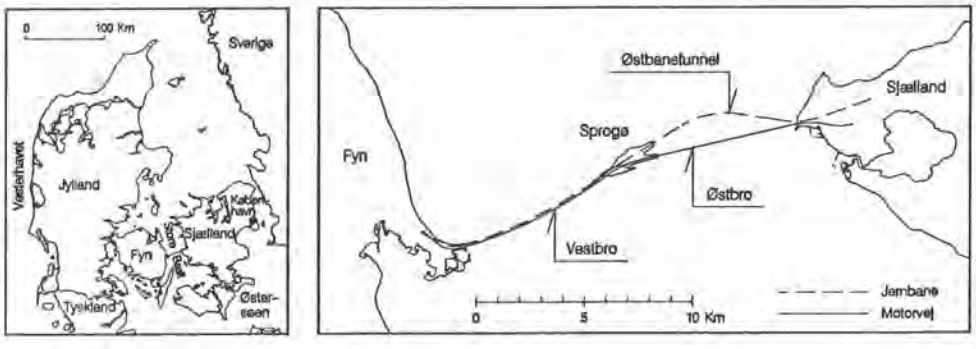


Fig. 1: Storebæltsprojektet

Projektet

Gennemførelsen af den faste forbindelse over Storebælt blev endeligt vedtaget af det danske folketing i 1987.

Ud af en række forskellige kombinationsmuligheder blev det efter en række licitationer besluttet at udføre projektet som:

1. En kombineret jernbane/motorvejsbro over Vesterrenden
2. Et opfyldt område nord for Sprogø midt i Storebælt
3. En hængebro, førende motorvejen over Østerrenden
4. En dobbelt boret jernbanetunnel under Østerrenden.

Kontrakten for udførelsen af de borede tunneler blev sidst i 1988 indgået med et internationalt entreprenørkonsortium - MT Group.

De to hovedtunneler med indvendig diameter på 7.7 m skulle bores med fire identiske *Earth Pressure Balance* tunnelboremaskiner. Længden på de borede hovedtunneler er 7400 m.

Mellem de to hovedtunneler, skulle i alt udgraves 29 tværtunneler, hver af en længde på ca. 17 m og med en indvendig diameter på 4.5 m (Fig. 2).

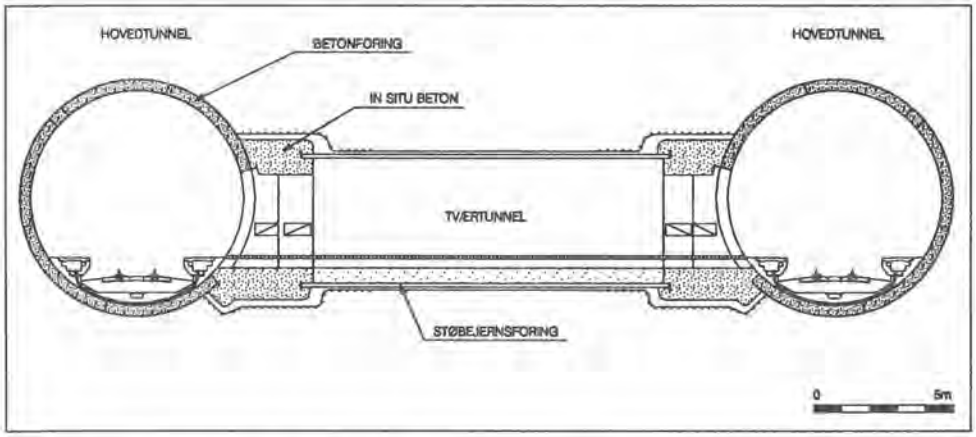


Fig. 2: Tværsnit i hovedtunneler og tværtunnel

Både hoved- som tværtunneler er designet til at bære såvel lasten hidrørende fra den ovenliggende jord, som det fulde vandtryk. Udover den statiske funktion, skal tunnelforingerne virke som vandtætning.

For hovedtunnelernes vedkommende udgøres tunnelforingen af præfabrikerede betonelementer (segmenter), med en tykkelse på 0.40 m. En tunnelring bygges af 6 segmenter plus en "key".

I alt er der fremstillet i størrelsesordenen 63.000 sådanne elementer. Elementerne er støbt på en til formålet opført fabrik.

Til opnåelse af den tilsigtede 100 års levetid for projektet var der til al betonfremstilling stillet særdeles strenge krav. Som yderlig levetidssikring var al segmentarmering foreskrevet epoxy coated.

Segmenterne monteres inden i tunnelboremaskinernes skjold, hvorefter de bagstøbes med 10-15 cm cementmørtel.

Vandtætningen mellem segmenterne opnås med forudmonterede neoprene pakninger.

For tværtunnelernes vedkommende blev det valgt at udføre foringer med støbejernssegmenter. Også her blev vandtætningen opnået med forudmonterede pakninger.

Imellem hoved- og tværtunnel udføres en uarmeret "betonkrave".

I begge ender af de borede tunneler udføres der Cut & Cover tunneler i traditionel jernbeton.

Bundforhold

Hovedtunnelerne og tværtunnelerne bygges i to hovedjordbundstyper, nemlig glaciale moræneaflejringer og tertiær mergel (Fig. 3).

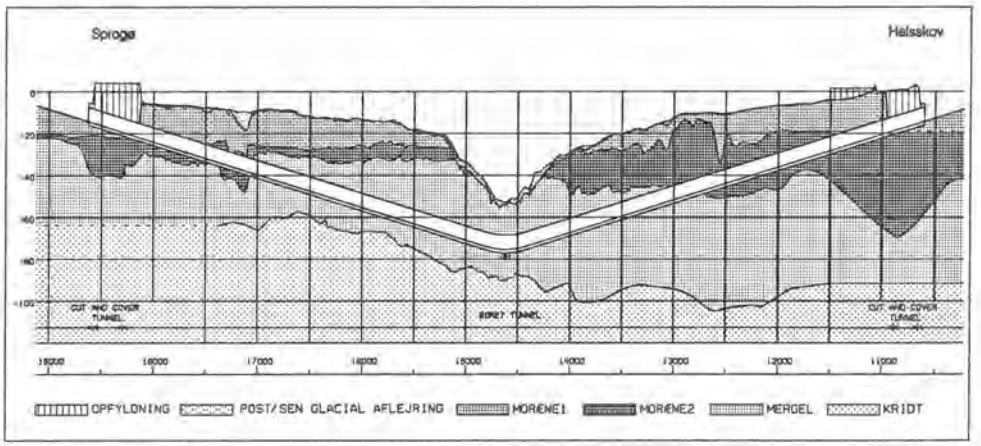


Fig. 3: Geologisk længdesnit.

Moræneaflejringene består af grus, sand og silt med et typisk lerindhold mellem 5% og 18%.

Den underliggende mergel kan klassificeres som en blød til mellemhård klippe og udgør et velegnet tunneleringsmedie.

Moræneaflejringer blev dannet under fire ispassager, resulterende i to hovedtyper af aflejringer. De øverste aflejringer udgør en relativt homogen moræneler med en lerprocent mellem 13% og 18%. Denne ler har en typisk udrænet forskydningsstyrke fra 200 til over 300 kPa. Hele den øvre moræneaflejring har en forholdsvis lav permeabilitet ($K-10^{-7}$ m/sec.) og danner et beskyttende tæppe i en tykkelse på mellem 2 og 18 m over det meste af tunnelarbejderne under vand. I den centrale, dybeste del af tunneltracéen er dette tæppe dog helt manglende. Poretrykket før starten på tunnelarbejdet lå i disse lag fra 1.4 til 2.6 bar.

De underliggende morænelag er væsentligt anderledes, med et lavere lerindhold og kaotisk forekomst af sandet moræne (mindre end 10% ler) og sand.

Permeabilitieten i disse materialer varierer fra 10^{-7} til 10^{-3} m/sec, med poretryk før start af tunnelarbejdet fra 2.0 til 4.7 bar.

De stærkt overkonsoliderede dybereliggende morænelag er tætte og med udrænede forskydningsstyrker på over 700 kPa. Materialet mister dog hurtigt sin styrke, hvis man tillader poretrykket at falde på en ukontrolleret facon.

Mergelen er en grålig svag klippe med en *unconfined compressive strength* i størrelsesordenen fra 2 til 20 MPa med stedvis forekommende vandretliggende bånd af ler i tykkelser på op til 50 mm.

Den intakte mergel har en permeabilitet under 10^{-7} m/sec. men lokalt forekommer permeable sprækker med tranmisiviteter horisontalt på 3.0 x 10^{-3} m^2/sec, svarende til en gennemsnitlig horisontal permeabilitet på 10^{-4} m/sec.

Før starten på tunnelarbejderne forventedes poretryk i mergelen fra 3.0 til 8.1 bar.

Jordbundsundersøgelser

Forud for tilbudsgivningen forelå resultatet fra 20 geotekniske boringer udført på vandet samt en række boringer udført på land.

Desuden forelå resultaterne fra en række geofysiske undersøgelser.

Under tunnelarbejderne udføres der løbende supplerende geotekniske undersøgelse. Fra hver af de fire tunnelboremaskiner er der blevet prøveboret forud, således at der i princippet altid har foreligget prøveboringsresultater, før hovedtunnelerne er boret. Ligeledes er borefronterne, når det har været muligt, løbende blevet inspiceret.

Ved alle tværtunnelerne udføres detaljerede geotekniske undersøgelser fra hovetunnelerne (Fig. 4). Ved hjælp af specialkonstruerede borerigge bores afhængigt af jordbundsforholdenes komplexitet fra 6 til 24 undersøgelsesboringer.

Både for prøveboringerne forud for tunnelboremaskinerne og for hovedparten af boringerne for tværtunnelerne benyttes "ENPASOL" udstyr, der kontinuerligt måler boremodstand, drejningsmoment, indtrængningshastighed, vandtilledningstryk og -hastighed samt returflow.

Efter en kalibrering er det vha. disse parameter muligt at korelere til forskellige jordbundsforhold.

Ved visse prøveboringer for tværtunnelerne udtages desuden intakte prøver til laboratorieforsøg.

Hovedformålet med de intensive jordbundsundersøgelser er at optimere såvel den nødvendige jordbehandling som udgravningspricip for den aktuelle tunneldel.

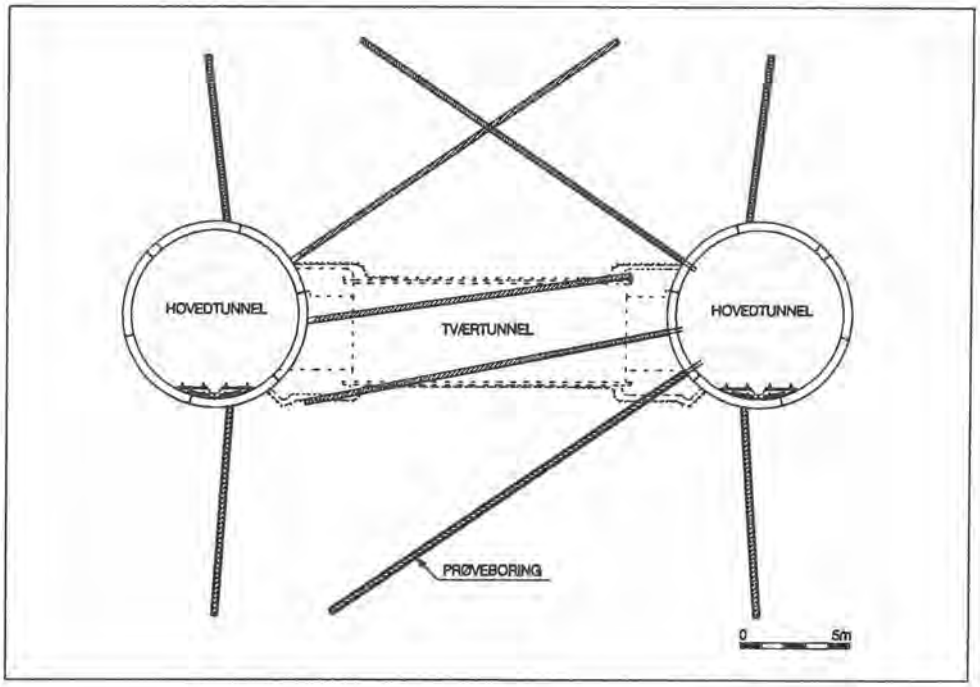


Fig. 4: Boremønster for prøveboringer ved tværtunnel

Jordbehandling

Jordbehandling har været et vigtigt element i de fleste af byggeriets faser.

Som noget enestående, er der på Storebæltsprojektet gennemført en storstilet grundvandssænkning til søs. Grundvandssænkningen, der i daglig tale kendes under navnet "Projekt Moses" har til formål at sænke poretrykket i størstedelen af tunneltracéen, for derigennem at lette boringen med TBM'erne, reducere behovet for at arbejde under tryk i forbindelse med TBM vedligeholdelse samt at lette den lokale jordbehandling ved tværtunnelerne.

Princippet for MOSES bygger på den lagdelte geologi i området. Takket være sprækkesystemet i mergelen er det muligt med dybe brønde effektivt at sænke trykket i denne aflejring. De dybestliggende morænelag drænes herefter med faldende poretryk til følge. Den forholdsvis tætte øvre moræne sikrer mod tilstrømning oppefra.

I alt er der installeret 50 dybe pumpebrønde og 12 målebrønde som led i projekt MOSES (Fig. 5).

Brøndene er principielt anordnet med 125 meters mellemrum langs tunnellinien - 35 m forsat til den ene eller den anden side.

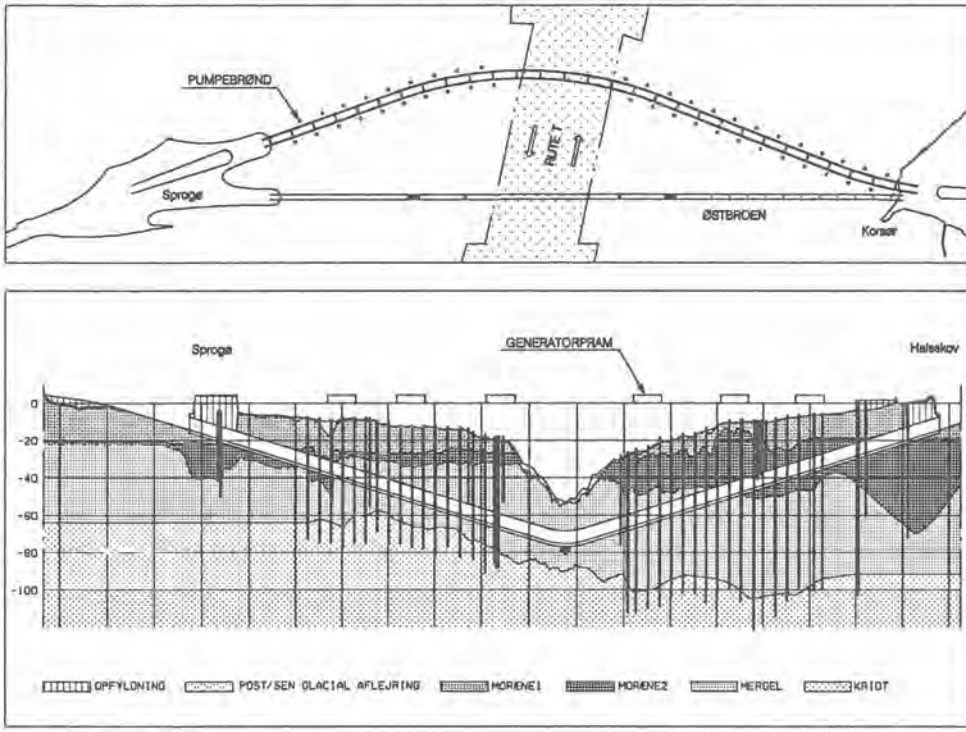


Fig. 5: Plan og længdesnit visende MOSES installationer.

Brøndene er boret fra jack-up ponton og er forsynet med stålforing gennem morænelagene. Specielt udviklede brøndhoveder sørger for kabel passage til pumperne, samtidigt med at de sikrer mod tilbageløb i brøndene.

Pumperne forsynes med elektrisk strøm fra dieselgeneratorer, der er monteret på opankrede flåder (Fig. 6). På projektets højeste var i alt 6 flåder i brug.

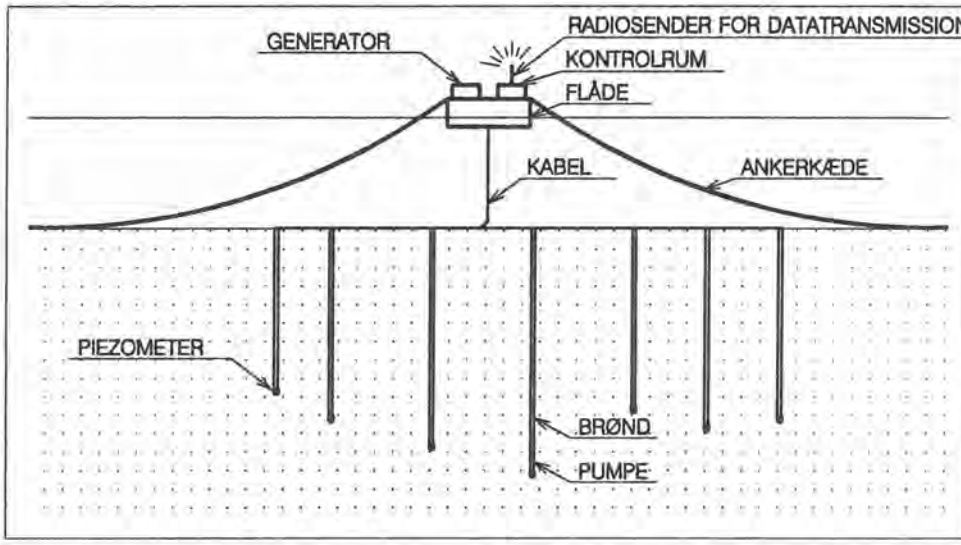


Fig. 6: Princip for arrangement af MOSES brønde.

I takt med tunnelernes færdiggørelse demonteres generatorprammene og de udtjente brønde udstøbes.

Lokalt har det været nødvendigt at forstærke/supplere effekten af MOSES. Specielt har dette været tilfældet, hvor der er mødt vandfyldte sandlommer i tunnelfronten og det samtidig har været nødvendigt at udføre reparations og vedligeholdelsesarbejder på borehovedet.

Da det grusede morænemateriale samtidigt udøver et meget stort slid på borehovedet, et slid, der kan udvikle sig fra ikke blot at ramme de egentlige sliddele, men også de bærende dele af borehovedet, har det ikke altid været muligt at fortsætte boringen til et mere stabilt område.

I et enkelt tilfælde har det således været nødvendigt at supplere MOSES med både ekstra brønde, mørtel injicering og jordfrysning for at udføre det nødvendige vedligehold (Fig. 7).

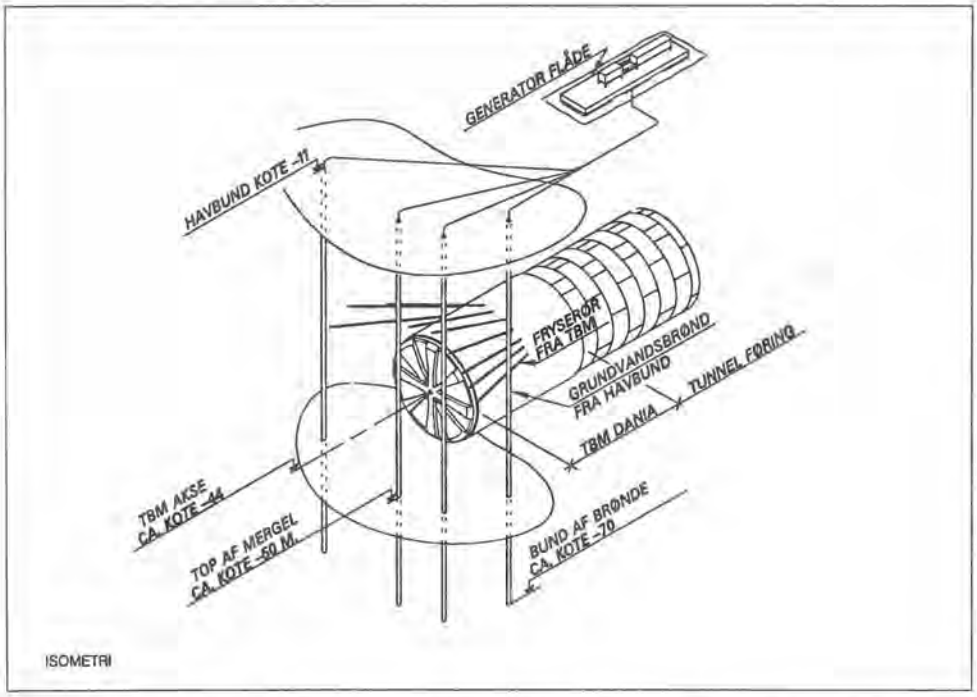


Fig. 7: Kombineret MOSES og frysning for TBM vedligehold.

I modsætning til hovedtunnelerne skulle tværtunnelerne udgraves med åbne fronter. Afhængigheden af en effektiv jordbehandling blev derfor særlig udtalt her.

Den intakte moræneler blev generelt fundet at være tilstrækkelig konsolideret til at være stabil i tværtunnelfronten. Dog krævedes det, at poretrykket var under kontrol.

Til jordbehandlingen i de 12 morænetværtunneler blev hovedmetoden for jordbehandling derfor en sænkning af poretrykket. Efter en serie finite element modelleringer blev designkravet for det sænkede poretryk sat til 0.5 m.

Sammenlignet med udgangstrykket i morænelaget var kravet altså en sænking til i størrelsesordenen 1% af det uforstyrrede poretryk.

For alle de udførte tværtunneler blev dette mål nået gennem et omhyggeligt forberedt og installeret grundvandssænkningsanlæg. Forud for grundvandssænkning blev permeabiliteten sænket i mulige sandlag ved injicering af cementmørtel.

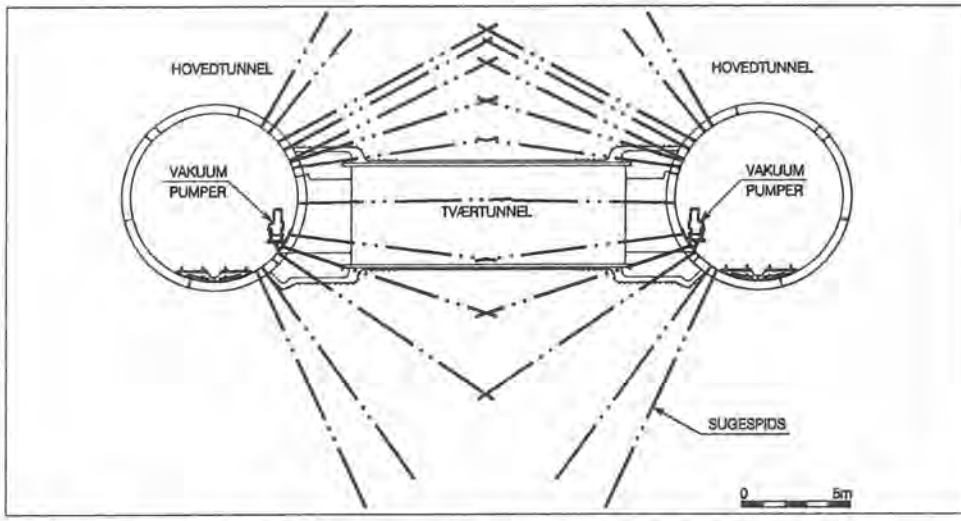


Fig.8: Sugespidser omkransende tværtunnel

Som følge af den lave permeabilitet blev det afgørende, at de installerede sugespidser var særdeles effektive. Dette krav førte til udviklingen af et unikt system, hvormed det blev muliggjort at konstruere egentlige filterbrønde, selv i opadpegende boringer. Systemet indebærer, at der gennem borestrengen injiceres en sand/polymer suspension, medens borestrengen trækkes tilbage. Selve sugespidsen, der enten er af stål eller PVC, trykkes herefter ind i filtersandet. Efter kort tid nedbrydes polymeren og brønden kan tages i brug, når den nødvendige forbindelse til pumpen er etableret.

Sugespidserne - op til 60 stk - placeres så de omkranser det jordvolumen, hvor tværtunnelen skal udgraves (Fig. 8).

I enkelte tilfælde, hvor permeabilitet er særlig lav, er virkningen af grundvandssænkningen forstærket ved anvendelse af electro-osmosis.

Hvor moræneaflejringerne har været forstyrret ved boringer af hovedtunnelerne eller der er mødt særligt permeable lag, er der i kombination med grundvandssænkninger udført såvel grouting som jordfrysning.

I alle tilfælde, hvor grundvandssænkning har været benyttet, er poretrykket konstant blevet overvåget gennem en række installerede piezometers.

I et enkelt tilfælde er en hel tværtunnel blevet udgravet under et beskyttende lag af frossen jord (Fig. 9).

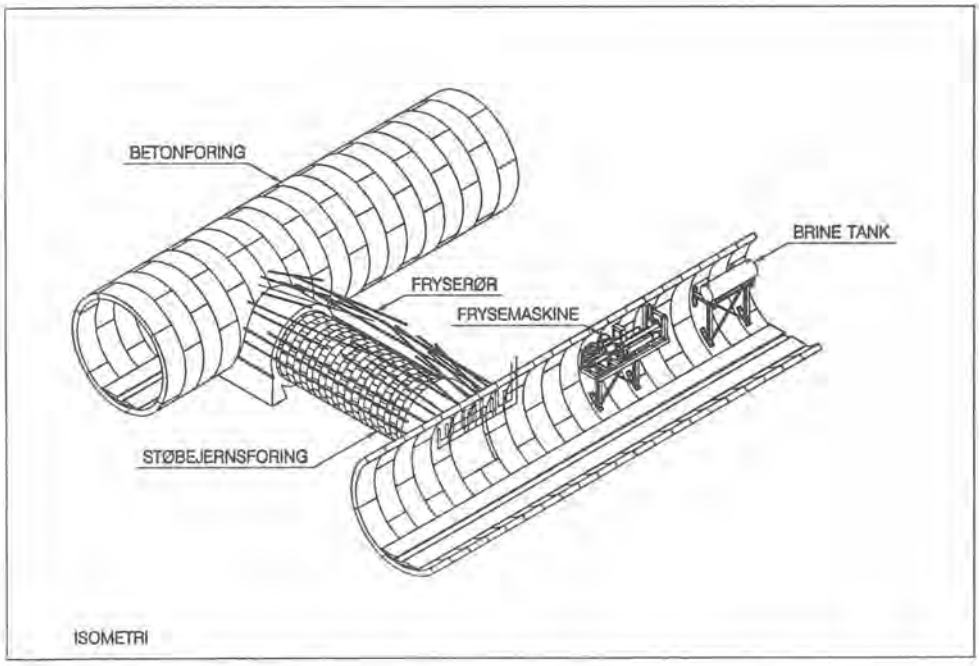


Fig. 9: Jordfrysning over tværtunnel

Ved udgravninger i mergelen har der, som følge af den relativt høje styrke, ikke været behov for en jordforstærkning. Følgeligt har jordbehandlingen fokuseret på kontrol af den tilstrømmende vandmængde.

Da trykniveauet allerede før udgravningsarbejdet var sænket gennem MOSES, blev det muligt at opnå relativt tørre udgravningsforhold med et begrænset antal sugespidser.

De dybest liggende tværtunneler befandt sig i området, hvor det afdækkende morænetæppe ikke fandtes. Da det i dette område - midt i den internationale skibsrute - ej heller var muligt at etablere MOSES brønde, forekom der stadig vandtryk fra 5 til 7 bar.

I dette område blev der forud for tværtunnelarbejder udført injicering i mergelsprækkerne med cementmørtel i et område omkransende tværtunneler. Afslutningsvis blev der herudenom installeret sugespidser.

Specielt har bundforholdene på Sjællandsiden givet store stabilitetsproblemer. Dette har ført til, at de to maskiner fra Sprogø har måttet bore næsten 3/4 af den samlede tunnellængde. En følge heraf er, at maskinerne mødes i overgangszonen mellem moræne og mergel. Til sikring af sammenkoblingsarbejdet er der fra de mødende TBMere installeret fryserør over *junction* området (Fig. 10).

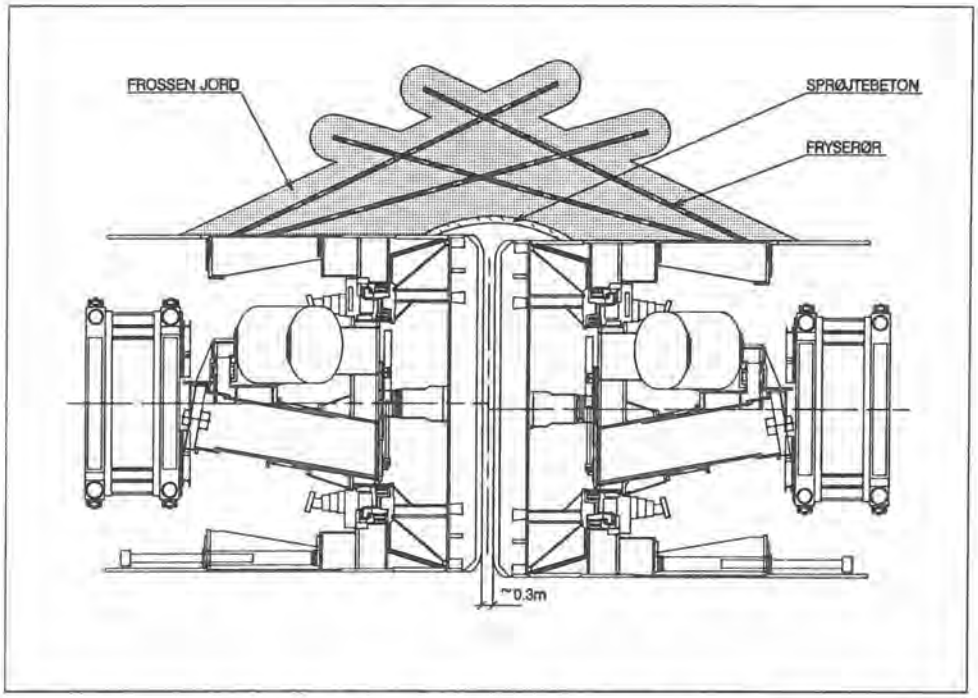


Fig. 10: TBM sammenkobling sikret ved jordfrysning.

Projektstatus

Mod udgangen af 1994 er det sydlige tunnelrør færdigboret og *junctionen* gennemført.

I nordrøret resterer ca. 83 m, der forventes boret i starten af 1995.

Ud af de i alt 29 tværtunneler er 27 fuldført og de indledende arbejder for de resterende 2 er i gang. Hele den resterende del af tunneleringsarbejderne skal foregå i den vanskelige overgangszone mellem moræne og mergel.

Det er således givet, at der også for de resterende arbejder vil være behov for intensiv jordbehandling, hvor alle de etablerede teknikker og procedurer vil indgå.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

BRUK AV SPRENGSTOFF I SENTRALE STRØK - INNTRYKK FRA DAGENS PRAKSIS. GODKJENNING AV BRUKERE I EUROPEISK SAMMENHENG.

Use of explosives in urban regions - impressions from the practices of today. Approval of users in european context.

Seksjonssjef Hans-Jørgen Eriksen, Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern

SAMMENDRAG

Antall uhell i forbindelse med bruk av sprengstoff viser entydig stigning fra tiden rundt første Fjellsprengningskonferanse og til i dag.
DBE mener at dette bl.a. skyldes grovere borutrustning, større hullavvik, mer bruk av bulksprengstoffer og en salvestørrelse som vanskeliggjør dekking av salvene, samt at konkurransen fører til at det taes større sjanser enn tidligere.

I forbindelse med at samfunnets akseptkriterier har forandret seg de siste 30 årene har også DBE skjerpet sine krav til skytebasene, noe som bl.a. har ført til at flere sprengnings-sertifikater blir inndratt nå enn i tidligere perioder.

Gjennomsnittsalderen på de 6.600 innehaverne av sprengningssertifkat klasse A er godt 45 år, og tilveksten til yrket er minimal.

I dag er det ikke slik at en med norsk sprengningssertifikat kan dra til andre land og ta seg arbeid som skytebas. For hvert land man skal arbeide i må man oppfylle det aktuelle landets lover og regler for å kunne få et gyldig sprengningssertifikat.

SUMMARY

The number of accidents i connection with use of explosives show a rising tendency from the first Fjellsprengningskonferanse to today.
DBE has the opinion that this are related to bigger drilling equipment, deviation of drill holes, more use of bulk-explosives and an increasing size of the blasts, and that the competition are forcing the blasters to risk more then before.

In accordance with the chancing accept criteria in the society, DBE also chances its level of acceptance. This has led to more blasting licences being withdrawn the last years then before.

There are 6.600 people with blasting licence class A in Norway, and their average age are above 45 years, and there are very few persons applying for blasting licence class A now a days.

Today a person with a blasting licence from one country can not move to another country and start blasting without getting a blasting licence in the new country that is linked to this country legislation.

Sprengstofforbruk i Norge.

I Norge brukes det rundt 30.000 tonn sprengstoff pr. år, av dette går en stor del til gruver og store anleggsarbeider. En viss andel går til gruver og store anlegg, men den er i dag mindre enn den var for en del år siden. Dvs. at større del av det totale forbruk skjer på mindre anlegg, byggeplasser o.l. nær bebyggelse.

De senere årene har andelen bulk-sprengstoffer av totalt forbruk øket, og det er blant annet blitt mulig å benytte slurrysprengstoffer i mindre borhullsdiametre enn tidligere.

Uhell ved bruk av sprengstoff.

I **forskrifter** av 22. mars 1977 til **lov** av 14. juni 1974 **om eksplosive varer** § 12-15 siste ledd står det at alle sprengningsulykker/uhell skal meldes til politiet og DBE.
Dette blir ikke fulgt helt av bransjen pr. i dag og derfor er statistikken over uhell i forbindelse med bruk av sprengstoff ufullstendig, men DBE regner med at man hvert år får innrapportert like stor andel av uhellene, og at statistikken dermed viser utviklingstendensen.

I de siste 30 årene har antall uhell relatert til sprengstoff eller sprengningsarbeider vist en svakt stigende tendens, og man kan ikke se at konjunkturene i markedet avspeiler seg i denne statistikken.

Definisjon av uhell

Uhell er alle hendelser som fører til skader på mennesker, miljø eller matriell.
Hva som oppfattes som skader på mennesker, miljø og matriell ved bruk av sprengstoff har forandret seg i løpet av de 30 årene Fjellsprengningskonferansen har vært arrangert.
Det samfunnet aksepterer av belastninger i forbindelse med sprengning pr. i dag er mindre enn på sekstitallet, det som da var helt normalt er pr. i dag uakseptabelt.

Akseptkriteriene for hva samfunnet vil tolerere av det som skjer i forbindelse med sprengning vil stadig gå ned. Når industrien har fått kontroll over det som er minst akseptabelt vil det være et nytt forhold som er værst, og dermed uakseptabelt.

Myndighetene endrer og skjerper sine krav etterhvert som holdningen i samfunnet for hva som er akseptabelt endres.
DBE vil f.eks. ikke tolerere at en entreprenør ut fra en lønnsomhetsbetraktning sier at det er billigere å reparere taket til naboen enn å dekke salva.
Dersom man har en gyldig og bindende avtale mellom bygningseieren og entreprenøren om hvordan eventuelle skader skal utbedres kan saken stille seg anerledes.

Årsak til uhell

I den perioden denne konferansen har eksistert har det kommet nye sprengstoffer og tennmidler på markedet, disse er mye sikrere å behandle, de gir større muligheter for å utføre sprengningen slik at omgivelsene ikke blir påført skade,som eksempel kan nevnes Nonel-tennere og derved bedre kontroll med vibrasjoner fra sprengningen.

På sprengstoffsiden er det særlig bulk-sprengstoffene, ANFO og Slurry, som har kommet inn og overtatt en stor del av markedet for sivile sprengstoffer. Pr. i dag står ANFO og slurry for ca. 80% av det totale forbruket, og andelen bulksprengstoffer av totalen viser en stadig stigende tendens .
En av fordelene med bulk-sprengstoffene er at man får utnyttet hele borhulssvolumet, men de fyller også opp eventuelle naturlige hulrom som borhullet har åpnet adgangen til.
En slik oppfylling av ikke medregnet borhullsvolum fører til lokale overladinger, og dermed er faren for steinsprut fra sprengningen tilstede, det samme er faren for at vibrasjonene fra sprengningen blir uakseptable.

På seksstitallet ble en stor del av all boring utført med handholdte maskiner og borserie 11, mens man pr. i dag bruker hydrauliske borrigger med stor matekraft, og gjerne 3" borkroner og oppover. Dette gjør at man får stor enhetsladninger og dermed større sjanse for steinsprut og vibrasjoner fra sprengningen.
Den store matekraften som borriggen har fører også at man lett får borhullsavvik fører til en forsetning/hullavstand som ikke er tilpasset ladningsmengden i det enkelte hull.
Både for liten og for stor spesifikk ladning øker faren for sprut fra en salve.

Dagens kraftige laste- og transportutrustninger fører også til at man kan sprenge større salver og grover/tyngre røyser uten at utgiftene ved lasting/transport øker merkbart.
Større salver øker risikoen for at det oppstår feil ved sprengningen, og det gjør eventuelt dekningsarbeide til en meget omfattende arbeidsoppgave. I mange tilfeller så omfattende at man kvier seg for å dekke salva og heller tar en sjanse på at det ikke blir sprutskader på omgivelsene i forbindelse med sprengningen.

Forskriftens § 12-6 4. ledd sier: *Det skal ikke brukes større ladning enn den som for tilfellet ansees forsvarlig og nødvendig. Man skal også sørge for å nytte hensiktsmessig type sprengstoff og tennmidler.*
I forbindelse med bruk av bulksprengstoffer og grove borhull er det tvilsomt om forskriftenes intensjon blir fulgt hvis man ved sprengningen må ta særskilte hensyn til omgivelsene.

Ansvar ved sprengning

Forskriftenes § 12-2 1. ledd sier: *Godkjent bruker er ansvarlig for at tilrettelegging og forberedelse til sprengningsarbeidet, boring, varsling, lading, sprengning og alt av betydning for sikkerheten, skjer i samsvar med bestemmelsene i Lov om eksplosive varer og tilhørende forskrifter.*

Dette etterlater ingen tvil om at når en skytebas har sagt ja til å utføre et sprengningsarbeide har vedkommende ansvaret for at alt som har med sikkerheten blir ivaretatt.
Ikke dermed sagt at skytebasen skal påta seg alt sprengningsarbeide som arbeidsgiveren ber vedkommende utføre, hvis ikke skytebasen har det utstyret som trengs for å gjør arbeidet på en trygg og sikker måte skal vedkommende ikke påta seg arbeidet.

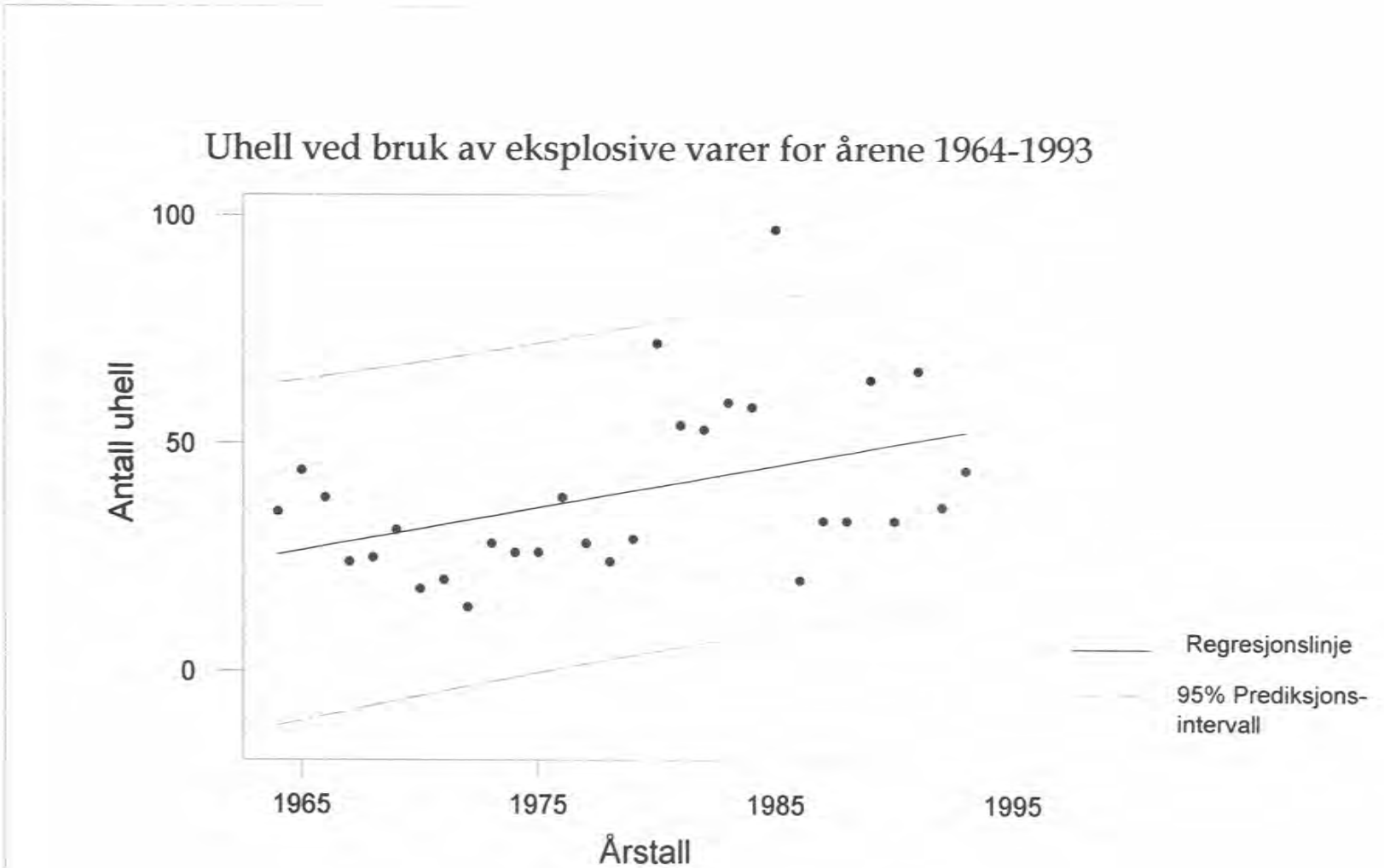
Kun godkjent bruker med sprengningssertifikat klasse A kan utføresprengning nær bebyggelse o.l., godkjent bruker med sprengningssertifikat klasse B er utelukket på slike arbeider.

Etter at alle tidsbegrensete sprengningssertifikat klasse A har "gått ut på datoen" er det 6.600 personer med en gjennomsnittsalder på 45 år med sprengningssertifikat klasse A i Norge.
Alle disse personene har gjennomført og bestått 5 timers sprengningsteoretisk prøve og dokumentert tilstrekkelig praksis før sertifikatet ble utstedt. Dette skulle tilsi at det ute i industrien er erfarne skytebaser med gode nok teoretiske kunnskaper til å kunne utføre alle vanlige sprengningsarbeider på en måte som utelukker uhell.
DBE har en følelse av at økonomiske hensyn gjør at skytebasene i dag tar større sjanser enn de gjorde tidligere.
Det som står ovenfor og det generelle skjerpelsen av akseptkriterier i samfunnet for hva som godtaes i forbindelse med sprengning har ført til at det skal til mindre brudd på loven/ forskriftene enn tidligere før DBE inndrar sprengningssertifikatet for en gitt periode.

GODKJENNING AV BRUKERE I EUROPEISK SAMMENHENG

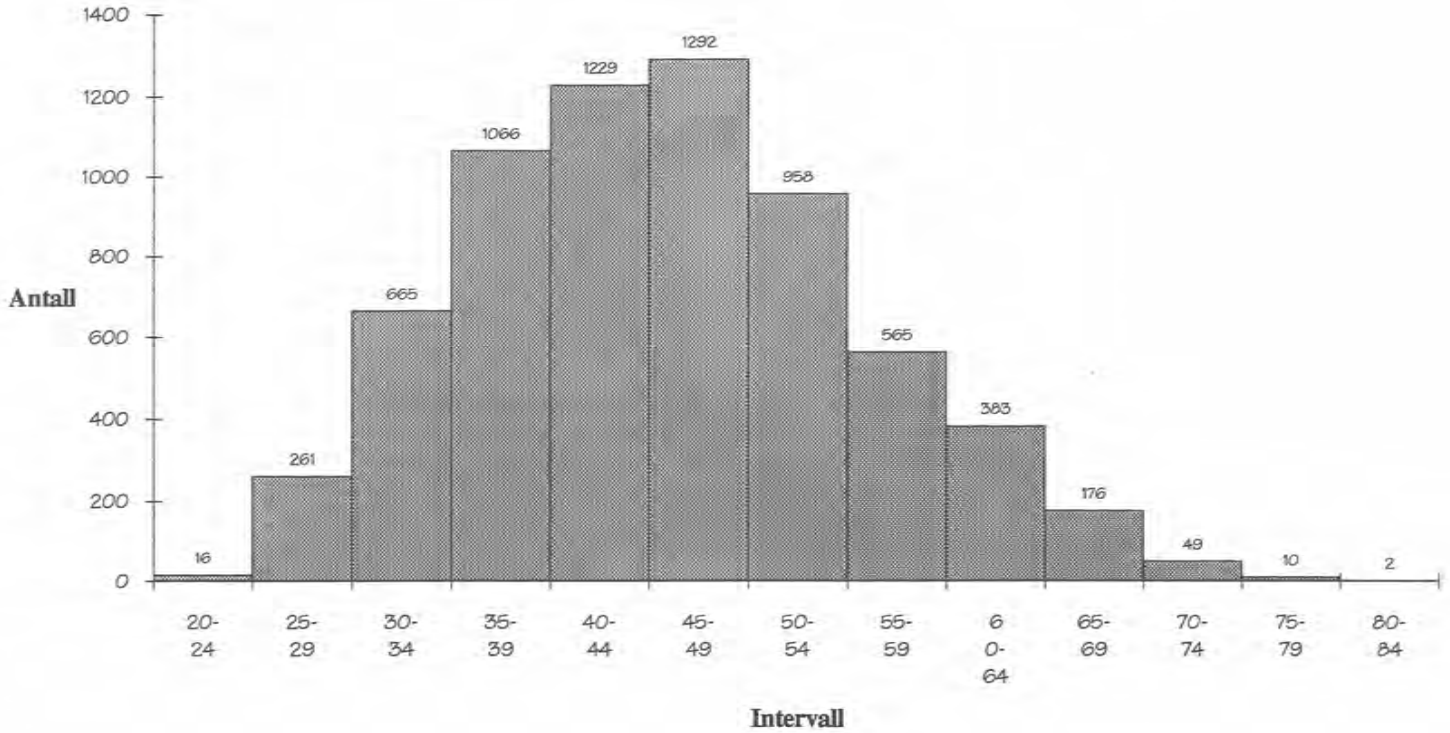
Pr. i dag er det ikke slik at en bruker som er godkjent i Norge også er godkjent i et annet europeisk land. Hvert land har sine krav til de som skal bruke sprengstoff innen landets grenser, noe som fører til at man må få sprengningssertifikat utstedt etter det aktuelle landets lover og bestemmelser.
EU og dermed EØS har sendt ut en forespørsel til alle medlemsland om hvilke områder i forbindelse med bruk/behandling av sprengstoff som er lovregulert i det enkelte land, og om det er ønskelig med felles regler for de som skal bruke sprengstoff.
Det har vært et fellesmøte i "ekspertkomitéen" på dette området og konklusjon på om det skal arbeides videre med felles EØS-regler eller ikke vil foreligge rundt årsskiftet 94/95.

Norge har svart at det er ønskelig med felles regler for brukere av sprengstoff i EØS, og at den måten brukere godkjennes på i Norge er å foretrekke da den setter krav til kunnskap om geologi, sprengstoff, tennmidler, borutrustning og hvordan man skal ivareta sikkerheten for alle i forbindelse med sprengningsarbeider.


Uhell ved bruk av eksplosive varer for årene 1964-1993
100
50
0
Antall uhell
1965
1975
1985
1995
Årstall
Regresjonslinje
95% Prediksjons-
intervall

Totalt: 6672 sertifikat
Snittalder: 45,34 år
Standardavvik: 9,85 år

Aldersfordeling for A-sertifikat



FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

NY HÅNDBOK FOR BERGBOLTING

New handbook for rock bolting

sivilingeniør Geir Hafsaas
Norges Statsbaner

SAMMENDRAG

Et prosjektsamarbeid i fagmiljøet har resultert i en håndbok i bolting.

Håndboken inneholder oversikt over ulike boltetyper med beskrivelse bl.a. av bruksområde, korrekt montering, fordeler og ulemper. Bolteutstyr, dimensjonering og kvalitetssikring innen fagområdet er også behandlet i boken.

Håndboken er et tilbud til hele fjellsprengningsmiljøet.

SUMMARY

A project cooperation within the Norwegian construction branch have resulted in a handbook for rock bolting.

The handbook contains a description of different rock bolts; when to use them, typical technical data, installation, advantages and disadvantages. Necessary equipment, design principles and quality assurance related to rock bolting are also described in the book.

PROSJEKTET "BERGBOLTING"

På bakgrunn av økt behov for kvalitetssikring innen bolting er det gjennomført et prosjektsamarbeid mellom Norges forskningsråd , Statens vegvesen Veglaboratoriet, Eeg-Henriksen A/S, Selmer A/S, A/S Veidekke og Ørsta Stålindustri A/S.

Mål:
Hovedmål har vært å gjennomgå dagens praksis bl.a. med hensyn på bruk av ulike boltetyper, utførelsesmetode og gjeldende krav, for deretter å utarbeide en håndbok for bolting over og under jord.

En brosjyre på engelsk om prosjektsamarbeidet, som et ledd i markedsføring internasjonalt, er også laget.

Budsjett:
kr 1 400 000,-

Fremdrift:
Prosjektoppstart: Oktober 1992
Ferdig trykket bok: August 1994

"HÅNDBOK I FJELLBOLTING"

"Håndbok i Fjellbolting" er først og fremst rettet mot de som har sitt daglige virke ved ulike fjellanlegg, som tunnelarbeidere, baser, oppsynsmenn, formenn og kontrollingeniører. Ingeniørgeologer og andre fagpersoner kan også ha nytte av boken i sitt arbeid.

I tillegg til erfaringer og undersøkelser, bl.a. presentert ved Fjellsprengningskonferansene, er grunnlagsmaterialet til boken også hentet fra tidligere utgitte bøker om bolting. Det er da naturlig å trekkes frem "Praktisk håndbok i Fjellbolting" som ble utgitt av Kontor for Fjellsprengningsteknikk i 1973. Den har vært til stor nytte også i dette arbeidet.

For å kvalitetssikre "Håndbok i Fjellbolting" ble en høringsutgave distribuert til hele fagmiljøet; entreprenører, konsulenter, byggherrer, undervisningsmiljøet, med flere. (Høringsperioden var nov/des 1993.) Det innkomne materialet ble gjennomgått og innarbeidet i den endelige utgaven av håndboken.

Håndboken er trykket i A4-format; 2500 eks. med plastperm og 500 eks. med tykk perm (helbind). Boken utgis med plastperm bl.a. for at sikre en røff bruk ute på fjellanleggene. For å sikre at boken kommer inn i en publikasjonsserie, og dermed blir tilgjengelig for fremtiden, utgis den også som publikasjon nr 72 i Veglaboratoriets publikasjonsserie.

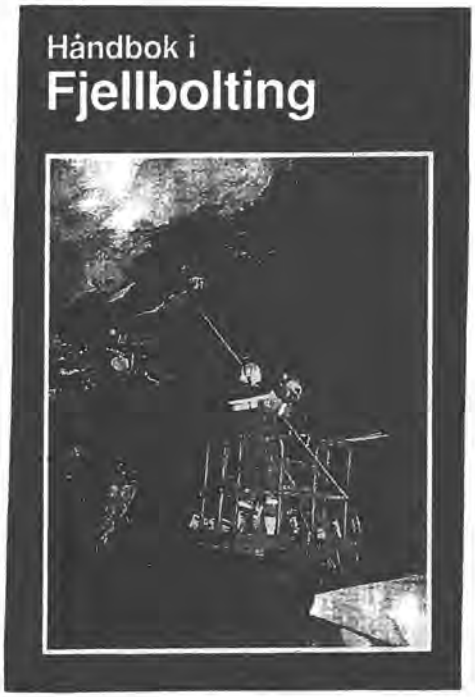
NYTTE AV BOKEN / VIDERE ARBEID

For at boken skal ha størst mulig nytte er det ønskelig at fagmiljøet bruker boken aktivt både i forbindelse med arbeidet ute på anleggene, og til opplæring/"oppfriskning" av folk i eller på vei inn i bransjen.

Statens vegvesen planlegger å utgi en håndbok i Vegvesenets håndbokserie i løpet av kommende år med bakgrunn i foreliggende bok. Statens vegvesen Veglaboratoriet, Geologisk seksjon ønsker derfor tilbakemeldinger på "Håndbok i Fjellbolting" etter at den har vært i praktisk virke i noen tid.

HVORDAN FÅ TAK I HÅNDBOKEN ?

Boken er sendt ut til fagmiljøet, og kan bestilles ved henvendelse til Statens vegvesen Vegdirektoratet, Veglaboratoriet.



INNHOLD

1 INNLEDNING 1

2 BOLTETYPER 2
2.1 Historikk 2
2.2 Endeforankrede bolter 6
2.3 Fullt innstøpte bolter 9
2.4 Kombinasjonsbolter 13
2.5 Andre boltetyper 17
2.6 Kabler og stag 22
2.7 Boltematerialer og tilbehør 26
2.8 Korrosjonsvern 28

3 UTSTYR OG MONTERING 31
3.1 Borutstyr og boring av boltehull 31
3.2 Utstyr for montering av bolter 37
3.3 Montering av bolter med ekspansjonshylse 42
3.4 Montering av bolter med polyesterpatron 44
3.5 Innstøping av bolter 49
3.6 Forspenning av bolter 54

4 BRUK AV BOLTER 55
4.1 Sikringspraksis 55
4.2 Bolting ved ulike fjellforhold 59
4.3 Valg av boltetyper ved ulike fjellforhold 68
4.4 Bolter i kombinasjon med andre sikringsmidler 70
4.5 Spesielle forhold 72

5 DIMENSJONERING 73
5.1 Dimensjonering av sikring 73
5.2 Spredt bolting 75
5.3 Systematisk bolting 77
5.4 Bolting i vegger og skjæringer 80
5.5 Q-metoden og bolting 83

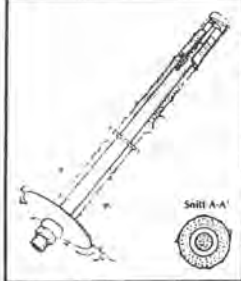
6 KVALITETSSIKRING 85
6.1 Kvalitetsplan 85
6.2 Avviksbehandling og korrigerende tiltak 87
6.3 Opplæring - "oppfrisking" 88
6.4 Kontrollmetoder 89
6.5 Stikkprøvekontroll 93

Eksempelsider fra "Håndbok i Fjellbolting"

7.4

Tabell 8

RØRBOLT



VANLIGE TEKNISKE DATA:

Materiale: Rørstål (Rb. 52-3)
Lengde: 1,5-6 m
Boltehull: Ø45-Ø48 mm
Bolt: Ø27 mm
Flytegrense: 100 kN
Bruddlast: 130 kN
Vekt: 2,4 kg/m
Bruddforlengelse: ca. 8% (for innstøping)
Korrosjonsvern: Varmforsinket, varmforsinket + pulverlakkert

FORANKRING:

Ekspansjonshylse + mørtel

Må bruke underlagsplate, halskule og mutter.

BRUKSOMRÅDE:
Kan brukes ved de fleste fjellforhold. Brukes når både øyeblikkelig og varig sikring er påkrevd. Mye brukt i undersjøiske tunneler.

MONTERING:
Bolten endeforankres med ekspansjonshylse. En mørtelslange kobles på bolteenden og mørtel pumpes opp innvendig i røret og fyller boltehullet. Se også kapittel 3.5. Skal bolten sprøytes inn før den ettergyses må ekstratiltak iverksettes. Eeks. kan bolteenden forsynes med en mørtelslange.

FORDELER:
Gir øyeblikkelig sikring. Permanent sikring etter innstøpning. Innstøpning gir økt korrosjonsvern (mørtel som eneste korrosjonsvern er ikke alltid tilstrekkelig).

ULEMPER:
Ekspansjonshylse kan gi dårlig midlertidig sikring i myke bergarter, svakhetssoner og tett oppsprukket fjell. Store krav til mørtelens konsistens.

(Tilbak må iverksettes ved innstøping av varmforsinkede bolter for å unngå reaksjon mellom sink og sement, se kapittel 2.8.)

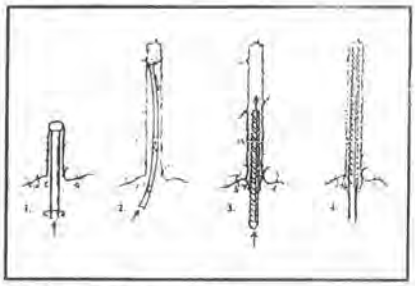
3.5 Innstøping av bolter

Innstøpte bolter kan deles inn i to grupper: fullt innstøpte, ikke-forspente bolter og kombinasjonsbolter.

Det brukes i stor grad spesielle boltemørtler til innstøping av bolter. Mørtelens konsistens er avgjørende for resultatet, og det er viktig å tilsette riktig vannmengde slik at konsistensen blir tilsvarmet kremaktig.

Montering av fullt innstøpt kamstålbolt (fullt innstøpte bolter):

1. Borhullet bores minst like langt som bolten. Diameteren på borhullet bør være minst 10 mm større enn boltediameteren.
2. Mørtelslangen føres helt inn i bunnen av borhullet. Slangen trekkes presses langsomt ut etter hvert som mørtelen fyller opp borhullet.
3. Bolten presses langsomt inn i hullet. Mørtelens konsistens bør være slik at bolten blir hengende. Dersom bolten eiger noe, kan den låses med en kile. Bolten skal ikke bøyes eller knekkes.
4. Fullt innstøpt kamstålbolt. (Dersom det brukes underlagsplate, halskule og mutter skal ikke bolten forspennes. Mutteren skal bare strammes innstøpt og mørtelen har herdet.)



Figur 17 Montering av fullt innstøpt kamstålbolt

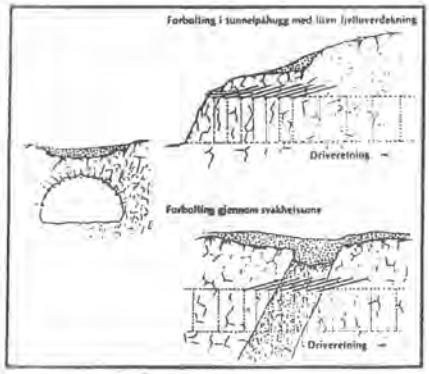
Forbolting

Forbolting (spiling) brukes i spesielt dårlig fjell (svakhetssoner) og ved liten fjellverdekning. Boltemetoden er også vanlig å bruke ved tunnelpåhugg.

Hensikten med forbolting er å bevare riktig profil etter sprengning og danne en "bru" for de ankan usabile massene som hviler mot forboltene. Forboltene skal holde profilet inntil annen sikring, f.eks. sprøytebetong og radiale bolter, er etablert.

Forboltene settes inn foran stuffen og viftes ut fra tunnelaksen med en vinkel på mellom 10-25°. Det er vanlig å bruke fullt innstøpte kamstålbolter, Ø25 mm eller Ø32 mm, med 6 meters lengde (boltelengde = salvelengde + 2-4 meter). Eksempler på boltesystemer er 0,3-0,8 meter.

Boltelengde, -diameter, -retning og -avstand må vurderes ut fra fjellforholdene.



Figur 13 Eksempler på forbolting

KONTROLL AV FORANKRING OG INNSTØPING

Prøvetrekking med hydraulisk jekk

Metoden blir brukt som kontroll av endeforankrede bolter.

Prøvetrekking kan foretas ved å trekke bolten til brudd. Dette angir nøyaktig forankringens, eventuelt boltens, kapasitet. En stor ulempe er at metoden er destruktiv (bolten ødelegges).

Mer aktuelt er det å trekke bolten til en gitt øvre grense. Et vanlig krav er 50-70% av boltens flytegrense.

Trekkingen foregår med en spesielt hydraulisk jekk. Det anbefales at hydraulikkpumpen er trykkluftdrevet.

NB! Prøvetrekking av bolter kan være farlig og må utføres av kyndig personell.

Figur 39 Hydraulisk strekkprøvejekk

Eksempelsider fra " Håndbok i Fjellbolting"

Bygging av Bergensbanen

TRON 34CH

Det tok ikkje mindre enn 27 år å drøfta seg gjennom ulike steg av «Bergensbane-anlegget». Vi trekkjer gjerne litt på smilebandet i dag av den lange politiske drøftinga. Men vi må hugsa på at bortsett frå økonomiske tilhøve, var faktorar som klima, geografi og manglande infrastruktur langs store deler av lina ei medverkande årsak til den lange politiske drakampen.

Tilsvarande anlegg var ikkje bygt i Noreg eller Europa elles. Då avgjerda var teken, tok sjølve bygginga merkeleg nok ikkje meir enn ti år. Det er ei framdrift det står respekt av dei i dag i dag. Med full tyngd kan me slå fast at bygginga av Bergensbanen er eit handlaga samferdsleprosjekt med høg kvalitet til det minste brotstykke. Sjå sjølv når du er i området.

8.1

Takk til bergensarane

Det var ein austlending, forstmeister Hans A. T. Gløersen som budde på Voss, som fødde tanken om Bergensbanen i ein avisartikkel i «Bergensposten» i 1871. Arrogante austlendingar tykte dette var eit tåpeleg påfunn og harsellerte over dette i avisene. Bergensarane derimot, tok tanken til brystet, løyvde pengar frå bykassa, og sette straks ned ein jernbanekomité, som skulle sjå på saka og koma ut på synfaring. Med stor iver frå Bergen by, stortingsmennene frå Vestlandet og pengar frå velståande bergensreiarar og grossererar, vart det skaffa så mykje ressursar at det såg ut til at ideen kunne stå på eigne bein ei stund.

Under bygginga deltok Bergen by aktivt, ikkje berre med finansieringshjelp, men også med innsatsfylt agitering. Det er med rette at sambandet på jernbane mellom Oslo og Bergen heiter *Bergensbanen*!

Kanalvesenet på synfaring ved Seltuft ikring 1900. Lengst til høgre ser ein kanaldirektør Gunnar Sætren. Kanalvesenet var forløparen for Vassdragsvesenet.

Trasévalet

Det vart sett på som status å få jernbanen gjennom distriktet sitt. Difor marknadsførde dei ulike politikarane kvar sine distrikt. Fleire alternativ vart politisk drøfta og synfarne. Alle hadde utgangspunkt frå Voss og austover. Eitt gjekk om Ulvik og Eidfjord med tannstagbane opp langs med Vøringsfossen, derfrå over vidda til Numedal, og så Numedalsbanen vidare. Det var òg på tale å føra banen over vidda til Ustaoset, Geilo eller til Telemark. Det siste vart kalla «De praktiske, men langsomme menns alternativ».

Lenge var alternativet Voss–Gudvangen–Flåm–Lærdal–Fillefjell til Fagernes halde for det beste i sume krinsar. Med dette vegvalet ville ein koma vidare til Kristiania med Valdresbanen.

Det vinnande alternativet var det som vart kalla «Midtfjellsalternativet», nemleg slik banen går i dag: Raundalen, Gravahalsen, Myrdal, Hallingskeid, over Taugevatn og ned gjennom Finsedalen til Hallingdal.

Eit alternativ over høgfjellet var rett fram gjennom Såtedalen ved Lågheller, forbi Geiteryggen og ned til Sveingardsbotn ved Strandavatn. Når ein gjekk bort frå denne lina, hang det saman med redsla for ein lengre tunnel ved Geiteryggen. Jernbanestyringa meinte at vanskar med Gravahalsen var nok. *Ein* lang tunnel fekk greia seg.

Vossebanen

Alle alternativa starta på Voss. Korleis kan det ha seg? Forstmeister Gløersen skjøna etterkvart at realismen i å byggja jernbane Kristiania–Bergen i eitt steg ville ta tid. Det måtte mognast hjå dei løyvande styremakter. «Bergensmafiaen» var likevel dei som stødt argumenterte for ein bane austover. Difor vart det gjort privat initiativ, slik at alle gode vestlandskrefter samla seg og finansierte, dels privat, rimeleg og smalspora jernbane frå Bergen til Voss. Denne vart offisielt opna i juli 1883, og vart difor byrjinga av Bergensbanen.

Når den så vidgjetne jernbanesemja vart røyndom i 1894, der 60 stortingsmenn røysta for i føra jernbanen vidare til Taugevatn, og 53 røysta imot, var sigeren klår. Den kjende venstrepolitikaren Viggo Ullmann hadde tenkt ut det finurlege kompromisset.

Eigarane av Vossebanen fekk innløyst aksjane sine til pålydande kurs, og regionbanen vart ombygd til normalspor og innlemma i den nasjonale Bergensbanen i 1908. Strategien hadde lukkast!

Snømålingar

Medan midtfjellsalternativet vart drøfta i Stortinget gjennom mange år, var det sjølvsagt naudsynt med mange synfaringar, målingar i lendet og kartarbeid. Snøen stod for alle som ein ukjend og stor fiende. For å gje ingeniørane fakta til å laga snøprofilkart over dei mest aktuelle områda, vart fjellbøndene på begge sider av Langfjella leigde. Tollef Nygard frå Nygard, Gjert Kårdal i Flåmsdalen, Nils Sveinsgard i Hol og Mons Almenningen frå Raundalen. Leiar for snømålingane ei tid var Thorbjørn Lekve frå Ulvik. Lekve hadde røynsle frå jernbanebygging i Sveits, og han var godt kjend i fjellet. Han var ein av dei sentrale personane ved synfaringa av midtfjellsalternativet. Innpå 10 år gjekk desse fjellmennene på ski og med skikjelke gjennom fjellmassivet og målte snøen ved hjelp av fast oppsette målestikker.

Det fyrste huset som jernbanen bygde ligg ved Memorge, om lag to kilometer søraust for Taugevatn. Her møttest fjellfolket, og her utveksla dei data. På veg heim vart det også litt jakt på reinsdyr og ettersyn av rypesnarer. Dermed fekk dei både i pose og sekk. Det er desse fjellbøndene me kan takka for noko av den klimakunnskap seinare generasjonar har: Målestasjonar vart oppsette på gardane, og ved kombinasjonen snødata frå høgfjellet og meteorologiske observasjonar frå både sider av høgfjellet, kunne ein bera fram litande kunnskap om klima og vêrvarsel.

Når jernbanen brukte så mykje tid og ressurs i på vêr, snø og vind, var det for å driva tilbake argumentasjonen motstandarane av høgfjellsbanen førde i marka. Jernbanestyringa ynskte sterkt eit samband Kristiania–Bergen og trong difor litande kunnskap. Målingsarbeidet var eit pionerarbeid og ein viktig del av Bergensbane-anlegget.

Stikkinga

Då dei politiske tilhøva, finansieringa og klima var avklåra, tok sjølve finstikkinga av Bergensbanen til i 1895.

Dette krevjande arbeidet tok seks år. Næraste busetnad var Nygard på austsida, Kårdal i Flåmsdalen og Kleivane øvst i Raundalen. Dei overnatta i telt, og til å frakta proviant og utstyr brukte dei hest. For å letta på arbeidet reiste dei to steinhus, eitt i Sandå og eitt i Lågheller. Dette var hovudleirane. Langs Ustevatn vart det nytta robåtar, gjerne med segl. Vi må den dag i dag ha respekt for den ingeniørkunst som vart utført på «Vestenfjeldske Anlegg» (Voss–Taugevatn). Det var krevjande topografi med utilstrekkeleg kartkunnskap, stigingar på grensa av det som kunne tolast og dessutan store og vekslande snømengder og ukjend rasfare. Den viktige og vanskelege berekninga av steinmassane vart løyst både praktisk og teknisk.

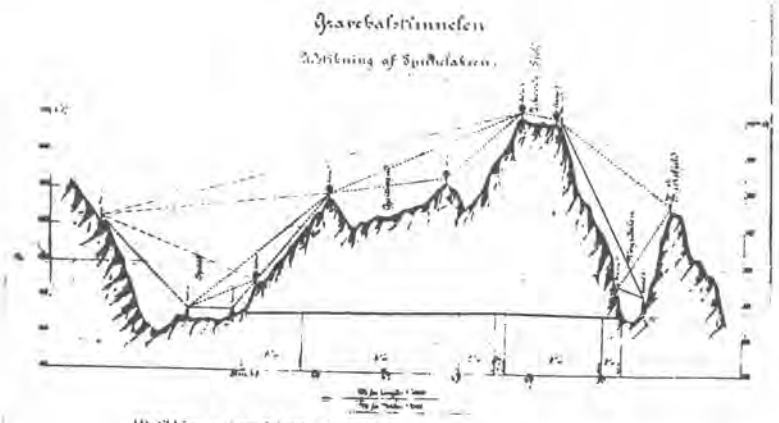
Rallarvegen

Kontraktørane, som dei den gong heitte, Horneman og Strøm, fekk i oppgåve å utvida kjerrevegen frå Voss til øvste garden i Raundalen, Kleivane. Herifrå og opp til Upps te bygde dei heilt ny veg. Dei to same kontraktørane starta med arbeidet på Gravahalsen i 1895, og etter 5311 meter tunnel-lengd vart det gjennomslag i 1902. Samstundes som arbeidet på Gravahalsen starta, tok arbeidet til med veg frå Flåm og opp Myrdalsberget med sine 17 vidgjetne serpentinar til Myrdal. Rallarar og ingeniørar stod for dette, og det gjorde dei også med vegen vidare til Taugevatn, der han var ferdig i 1901. Til Haugastøl – der det faktisk vart bygt eit kaianlegg – kom vegen alt i 1902. Over Ustevatn til Ustaoset var det ferjetransport, og derfrå «en gammel, men tarvelig og brukbar» veg ned gjennom Hallingdal. Transporten frå aust og vest inn i fjellheimen kunne starta opp.

I 1911, 10–15 år etter at vegen var ferdig, vart det usemje om vedlikehaldet. Jernbanen hadde bygd veg berre for turvande transport til anlegget sitt. Stølsfolk og turistar hadde i mellomtida vant seg til med denne tenlege ferdselsåra. Tilhøvet vart lagt fram som stortingsproposisjon i 1911. Det var tydeleg at vegen på den

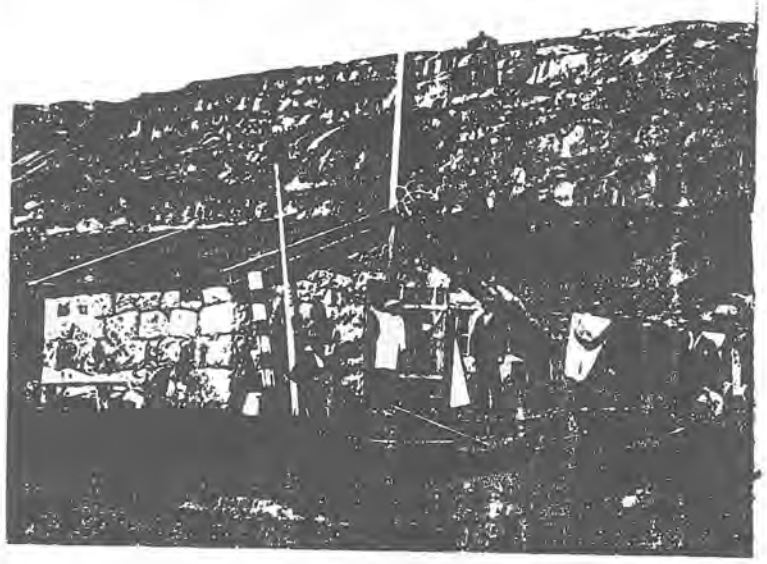
Utstikking ved Reinunga ikring 1895.

ann



Utstikking av tunnelaksen i Gravahalsen.

Stikkingsbu ved Sandå fotografert i 1899.



tid var mykje nedsliten. Stortingsproposisjonen enda opp med at jernbanen skulle utføra vedlikehald, men søkja tilskot for halvparten av utgiftene hjå omkringliggjande herad, Den Norske Turistforening, hotell og stølar. Kommunane kravde at vegen skulle vera køyrande med hest, medan DNT på si side godtok at «veien skal være passabel for fotgjengere».

Transporten

Transporten heldt fram gjennom sumaren og hausten til snømengdene gjorde det umogeleg å ferdast i lendet. På seinvinteren var det av og til sledetransport på skareføre. Fleire hundre sesongarbeidarar vart brukte som snømåkarar for å måka opp heile 100 kilometer transportveg. Då vegen var rydda for snø, vart han stengd til slutten av juni for å turka. Så kom endeleg transporten i gang for nokre få månader.

Det vart betalt for kvart frakta kilo. Flåm med si kai var eit mykje brukt utgangspunkt. Bønder frå Flåm og Aurland bar både 40 og 50 kilo opp Myrdalsberget og innover fjellet. Jernbanen hadde ikkje sjølv transporthestar, så dette vart altså ei inntektkjelde for bønder både i aust og vest.

Gjennom sumarsesongen gjekk dagleg hundrevis av hestetransportar innover; materialar til brakker, ved, reidskapar, mat og utstyr. Dynamitt-transportane til Uppsete gjekk heilt frå Granvin kai, og hestane kunne frakta opptil 350 kilo sprengstoff. Dei brukte to dagar opp og ein nedatt. Eldre folk i Raundalen var redde for dynamitt-transportane, og køyrekarane vart pålagde å føra raudt fareflagg.

Rallaren

Når så dei mest naudsynte brakkene var bygde langs strekninga, overtok rallaren staden. Oppmot 2400 mann var i arbeid i områda dei fyrste åra av vårt hundreår. Rallar var ei framand nemning, sjølve ynskte dei å verta

kalla slusk; «reinhårig slusk». Det var mest eit heidersnamn. Busen, som dei òg vart kalla, kom frå alle kantar av landet, også frå Sverige. Dette var fagfolk i steinarbeid, brubygging, muring og tunneldriving. Til såkalla «uintelligent arbeid» som å flytta på jordmassar, grus, stein og snømassar vart sesongarbeidarar nytta. Dette var folk som budde opp mot banen, altså bønder frå aust og vest. «Simpel knog» kalla rallaren desse medhjelparane.

Det var lang gangveg for arbeidarane opp til fjellet. Det tok gjerne ei vekes tid. På vårparten hadde dei ofte vorte pengelause, slik at litt tigging og overnatting i løer var turvande. «Lufferslaf» kalla rallarane dei noko tvilsame «herberga» langs rutene. Her var det ofte så fullt av lus og anna uty, at dei om sumaren heller låg ute.

18 m høg snøskjering i Rallarvegen mellom Hallingskeid og Finse, fotografert 8. juli 1903.

Kokka skjenker kaffi i ei brakke på vestsida av Gravahalstunnelen.

Ein rallar fortel at han kom med skip til Bergen, og fekk skyss med ein fraktebåt inn til Flåm. Herifrå skulle han gå over fjellet til Nygard for å spørja etter arbeid. Dette var i slutten av april. Då han var komen vel opp Myrdalsberget, nådde han snøen, og han fekk ein strid tur til Grjotrust vaktarbustad. «Her låg jeg værfast en dag, mens stormen herjet, og tidlig neste morgen i strålende sol vandret vårt lille følge med plankebiter som truger, til Fjellberg. Stor var min fortvilelse når jeg erfarer at attestboken var glemt i Flåm. Ingeniør Esmark ansatte aldri folk uten attestbok. Veien tilbake til Flåm ble lang. Heldigvis traff jeg en grei ingeniør på Finse, og han lot meg arbeide der.»

Brakkene

I brakkene budde helst 12 mann og ei kokke, men det var og brakker for 40 mann med to kokker. Brakkene var tarvelege og utan isolasjon. Det var dårleg plass og lite utlufting for vått ty. Ofte måtte rallarane sova med kleda

Post- og fjellførar Erling Hakestad (fremst) saman med ein NSB-ingeniør og kasserar kjem med lønna til Finse ein januardag.

på også om dei var våte, og vona at dei var nokolunde turre til dagen etter. Ein rallar fortel at i ei brakke lak taket slik at blekkboksar var sette rundt om for å ta imot vatnet. Boksane hang i snører, og når det var skikkeleg vind, så bles det gjennom brakka, og blekkboksane laga eit skramleorkester, «og eg fekk ikkje sova».

Matforsyningar

Om hausten kom driftekarar med sauer og kyr. Kokkelaga kjøpte beista opp, og slakta dei på staden. Kjøtet vart lagra i snøfenner eller salta og turka. På vårparten skorta det ofte på mat, og dårleg hermetikk var einaste utvegen.

Det vert fortalt at nokre sogningar stakk pinnar med eigne initialar inn i fleskestykka, slik at ikkje andre skulle eta av deira mat. På Torbjørnsstøl ved Finse vart det arbeidt med tunnel i fleire år. Her var det ikkje spørsmål om kva det skulle vera til middag i vårknipa, men kven som ville gå til Nygard for å henta matforsyningar.

Arbeidet med Gravahalsen frå Myrdalssida var upopulært, fordi det var ein isolert plass. Ein vinter sette det inn med styggevêr i 16 veker samanhangande. Det vart kritisk for rallaren. Det gjekk på helsa laus. Matforsyningane tok slutt. Ein mann vart peika ut til å henta forsyningar. Han kravla ned det rasfarlege Myrdalsberget til Kårdal, og i snø til livet bar han opp ein sekk med 50 kilo mjøl. Ferskt brød er kanskje ikkje beste maten for ein tom mage og ein utærd kropp.

Ingeniør- og vaktarbustadar

Det vart også bygt fine bustader på høgfjellet. Dei fyrste som nytta dei, var ingeniørane. Seinare overtok vaktarane. Du ser desse husa på rad og rekkje, når du ferdast på Rallarvegen; gode døme er m.a. Hallingskeid, Oksabotnen, Slirå, Fagernut, Grjotrust og Reinunga. Dei fleste er teikna av arkitekt Paul Anton Due, og reist før skinnegangen vart lagd. Trematerialane vart frakta inn i fjellet med hestar. Fyrste høgda vart ofte bygd i mur, medan resten er i tre. Vi kan spørja oss kvifor NSB la slikt vinn på arkitektur og detaljar. Dei ligg då likevel langt frå folk. Ei rimeleg forklåring er at jernbaneleiinga vart så stolt over denne bana, at dei ville signera storverket med desse perlene. Ingen andre stader langs Bergensbanen finn ein slike praktverk som til dømes Grjotrust og Låghellar.

Hallingskeid stasjon før skinnegangen vart lagd. Arkitekt: P. A. Due.

Hjelpetenester

Anleggsprest Haugsøen var stasjonert på Myrdal, og seier i sine memoarar at «eg hadde ein kyrkjelyd som var 70 kilometer lang og 7 meter brei. Eg gjekk til dei (rallarane) med rypesekken full av salmebøker». I tillegg til prestegjerninga var han nok den tids sjelesyrgjar og psykolog.

Anlegget hadde sjølvsagt bruk for doktor. På Nygard var doktor Hans Bruun stasjonert. Han var ein populær mann, og tok seg fram både til fots og på ski. I heile 30 år var han i jernbanen si teneste, og vart seinare heidra med St. Olavs orden etter framlegg frå hotelldirektøren på Finse, Andreas Klem, og Fridtjof Nansen. Lønningane var viktige, den gong som no. For å løna fleire tusen mann på fjellet, vart det nytta eigen kasserar. Han hadde eit stort pengeskrin i ein rypesekk, og var i fylgje med postførar og andre eskortefolk (sjå s. 36).

Smia var allsidig. Ved inngangen av dei mange tunnelane var det ei flyttande esse. Her fekk rallaren kvesst borane sine. Kaffi vart kokt her, djupfrosne nistepakker tinte, og ein og annan dunk sats vart omgjort til brennevin. Dette var nok framifrå tidtrøyte når stormen ulte ute, og når kortspelet i brakka stod på, – til kokkene si fortviling.

Det rak og ei mengd kremmarar, velkomne og uvelkomne alt etter kva dei selde.

Tunneldrift

Gravahalsen var lengste tunnelen på Bergensbanen, og arbeidet vart drive fram av Horneman og Strøm. Fyrste åra var det handarbeid. Kontraktørane importerte ein gjeng italienarar, som skulle ha røynsle frå slikt arbeid i høgfjellet, men dei var ikkje vane med den harde norske granitten, klaga på klima og kosthald, og vart etter ei tid sende heim. Dette gledde den profesjonelle rallaren, som hadde vorte audmjuka ved å stella arbeidsplassen sin til rådvelde for fløyelsrallaren.

Før boringa i Gravahals-tunnelen vart gjord med elektrisk kraft prøvde dei ei tid pnevmatiske boremaskiner som denne, drivne med vasskraft.

Etter kvart utvikla kontraktøren nye arbeidsmåtar. Det vart bygd kraftstasjonar både på Uppsete og Myrdal. Men før dette var vasskrafta til stor hjelp. Vatn under trykk vart ført i slangar inn i boremaskinene, der den reine vasskrafta vart overført til små turbinar, som så dreiv boren rundt. Det vart mykje vass-søl av dette, men det hadde også føremoner. Når ei krutsalve var fyrt, brukte dei vass-slangane til å spyla ut krutrøyken. Med så gjort, kom dei tidlegare til stuffen (tunnelbotnen), og det var viktig, for arbeidet var på akkord. Dei siste åra gjekk boringa med elektrisk kraft. Denne teknikken var ny, og dei som stelte og dreiv maskinene, fekk heller mange elektriske støytar. Sume vart redde og reiste, og fann seg nytt arbeid i tunnelar der manuell teknikk framleis vart nytta.

Gjennomsnittleg arbeidde 120–130 mann fordelt på to skift på Uppsete-sida – for det meste i tida september–juni – i seks år. Framdrifta var to meter i døgeret! Reinunga (kart s. 97) var kanskje den vanskelegaste av alle

tunnelane langs banen. Sjå berre på lendet! (Illustr. s. 31.) Her var mykje vatn og leire, og stødt rasa deler av tunneltaket ned. Til slutt vart det naudsynt med ei ekstra kurve inne i fjellet for å omgå vanskelege parti.

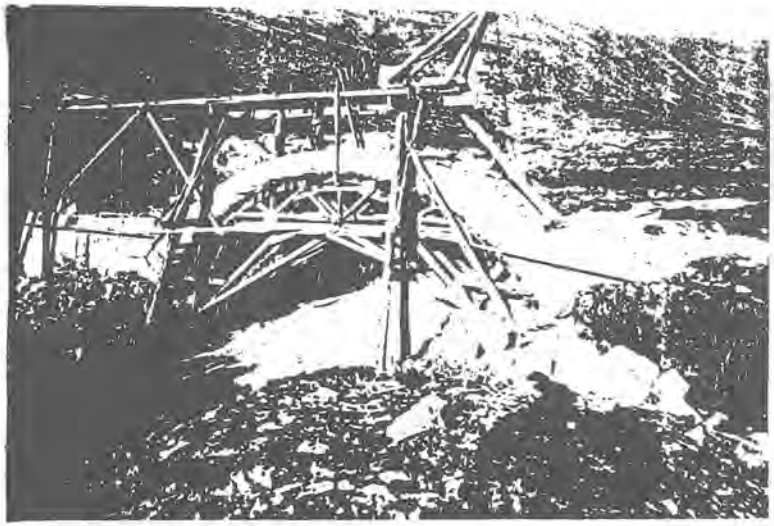
Tunnelar med svak bere-evne vart turrmura innvendig av fine tilhogne steinblokker. Slike tryggingstiltak gjorde nokre parti svært dyre. Ingen, bortsett frå banemannskap og lokomotivførar, kan sjå desse fine byggverka.

Tunneldriving var mest heilårleg arbeid. 300–400 mann vart att i fjellet og arbeidde gjennom den lange vinteren på dei ulike tunnelprosjekta. Deira største utfordringar var transport av matforsyningar og problem med å få dei utskotne steinmassane ut av tunnelen gjennom dei nedsnødde tunnelmunningane.

Bruene

Bruene langs Bergensbanen er fint handverk. Jernbanen var særskilt stolt av konstruksjonane sine, og det finst rike biletsamlingar med bilete av bruene frå alle tenkjelege vinklar.

Av dei mange fine byggverka skal me her nemna Kleivagjel-brua heilt nord i Kleivavatnet. Ho ligg 959 meter over havet, og har eit spenn på 31 granittmeter. Det tok fire år å byggja brua. Fyrst måtte reisverk skaffast, materialer vart skipa til Flåm og køyrd med hest og slede langs Rallarvegen til Seltuft. Herifrå gjekk det på heiskabel til Seltuftberget og deretter igjen med hestetransport til Kleivagjelet. Det vert fortalt at denne transporten gjekk på vinterføre. Rundt elveosen er det berre skiferfjell, og det kunne ikkje brukast til byggmateriale. Steinblokkene vart difor uthogne i austre ende av Kleivavatnet, og om hausten frakta med slede på isen over vatnet til byggjeplassen, som ligg tre kilometer lenger vest. Då brukonstruksjonane til sist var ferdige, vart det sagt at stillasmaterialane representerte så stort verde, at dei måtte brukast omatt. Dei vart difor frakta med hest og slede over fjellet til Storurdi, der dei vart nytta til ei ny og mindre bru. Dette tømmeret er det



Brubygging ved Storurdi 1904.

einaste tremateriale frå Vestlandet, som vart frakta heilt over vass-skilet og brukt på ny. Den legendariske byggmeister Anders Løne stod for transporten og reisverkbygginga. Han bygde elles og Demmevasshytta, Steinbergdalshytta og Fagernut vaktarbustad.

Trasé-arbeid

Avdelingsingeniøren delte ansvarsområdet sitt inn i teigar. Ein teig var eit stykke jernbanetrasé, som var høveleg for eit arbeidslag å gjera ferdig innanfor ei viss tid. Ofte var det éin sumarsesong. Ingeniøren tinga med basane, som avtala pris for heile arbeidslaget. Handreidskapar i store mengder var ikkje noko sjølvsagt. Utstyr vart difor vege før laget fekk det, og det vart vege ved innlevering. Så var det trekk for slitasje. Det var også trekk for dynamitt, og det vart eit tve-eggja sverd. Di større effektivitet, di meir dynamitt gjekk med. Og dermed vart også fortenesta mindre. Kos vart ofte fråtrekt i

løna. Kosten vart avrekna på handelsbuene på Finse, Hallingskeid, Vatnahalsen og Uppsete. Jernbanen heldt husvære.

Skinnelegging

Skinnene vart lagde frå vest mot aust fram til Ustaoset. Dei vart skipa til Trengereid, lasta opp på Vossebanen, og ein vårdag i 1907 starta leggingа frå Myrdal. 1040 meter vart lagt heilt matematisk kvar dag, og nåde det arbeidslaget, som ikkje var ferdig med teigen sin! Her kom solidariteten til rallaren inn. Arbeidslag på austsida gjekk over til dei næraste arbeidskameratane på vestsida som ikkje var ferdige. Når så skinnene kom på austsida, kom dei frå vest over og hjelpte til. Det var såleis ein imponerande mobilitet i arbeidstokken. Det er ikkje utan grunn at rallaren er utpeika som eksponenten for ekte solidaritet.

Ved ei enkel, men verdig høgtid den 9. oktober 1907 vart skinnene kopla saman ved Ustaoset. Skøytestykka for skinnene og verktyet som ingeniørane brukte til den siste symbolske handlinga var måla med nasjonalfargane. Austland og Vestland var då knytte saman. Nokre av dei frammøtte vart så nasjonalromantiske at dei samanlikna hendinga med Harald Hårfagre si samling av Noreg.

Den 9. oktober 1907 vart skinnene frå vest og aust skruva saman ved Ustaoset av ingeniørane Peder Støren og Harald Skavlan.

Den roterande snøplogen – «Rota» – var bygd ved Thunes mek. Verksted etter amerikanske førebilete. Her er ein av dei, fotografert på Myrdal.

Prøvedrift

Tømmer og trelast til å byggja snøskjermar og overbygg måtte sjølvsagt fraktast med tog. Når banen fyrst hadde fått skinner, var det ynskjeleg å la toga gå mest mogeleg. Men jernbaneleiinga fråråddе permanent drift. Stortinget var oppteke av å få prestisjeprosjektet i drift. «Kjør tog», var den klåre meldinga frå hovudstaden. Toga gjekk til 24. januar i 1908. Då var lina nedsnødd, og eit tog stod fast i Såtesvingen. Ny ordre: «Evakuer fjellet. Innstill all drift!» Kristiania-pressa fekk nytt vatn på mylna, og harselerte med den «norsksibirske banen».

På vårparten i 1908 og 1909 vart det sett inn store mannskap for å måka fram Bergensbanen. No hadde mannskapa fått god hjelp av «Rota», den fyrste roterande arbeidde for tusen mann vart det sagt. Kjeften var 3,5 meter i diameter. Sumrane 1908 og 1909 vart det bygt skjermar og overbygg mot snøen.

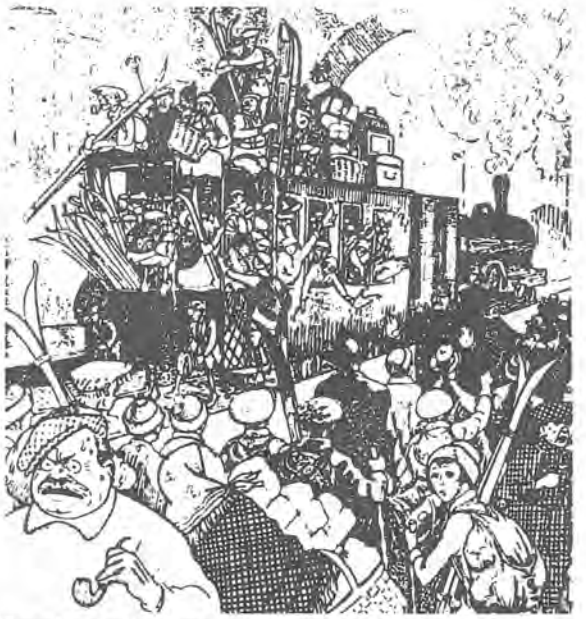
Opning

Og endeleg: Den 27. november 1909 kunne det offisielle opningstoget med konge, regjering, ambassadørar og innbedne frå jernbanestyringa setja heile Sør-Noreg i

rørsle med togferd gjennom austlandsbygder, over ville høgfjell, ned gjennom tronge bygder og fjordar og heilt til ky ten mot Nordsjøen. «Nasjonens stolthet og vårt slektsledds storverk», sa kong Haakon VII då han opna banen på Voss. Ei ny tid var komen for nasjonen. Sidan den tid har Bergensbanen vore eit band mellom «to forhen adskilte landsdele».

Bergensbanen kosta nasjonen eit heilt statsbudsjett då han stod ferdig med spora sine, snøskjermar, overbygg,

Bergensbanen vart spadd opp for hand, våren 1908 og våren 1909, men dei fekk god hjelp av «Rota».



Bergensbanen hadde dei fyrste åra altfor få vogner og lokomotiv. Teikning i «Karikaturen».

gjerde, verkstader, stasjonar, mannskapshus og rullande materiell. 15 000 mann hadde vore innom anlegget, og talet på dagsverk var 2,5 millionar. Over fjellet var det teke ut to millionar kubikkmeter grus og stein, og like mykje snø var flytta. Dynamittforbruket var 700 000 kilo, det meste var frakta inn med firbeinte hestekrefter.

Bergensbane-anlegget krevde 63 menneskeliv, og fleire hundre vart lemlesta for livet. Det var korkje sjukekasse eller andre trygdingar den tida. Dei skada rallarane fekk gratis kost og losji frå arbeidskameratane langs lina og på andre anlegg. Dette er eit døme på ekte solidaritet.

Vidare utdjuping og fleire detaljar og eit rikt biletmateriale, reidskapar og utstyr frå bygging og prosjektering finn du i Rallarmuseet på Finse.

Statssekretær Bernt Bull
Miljøverndepartementet

MILJØVERN - VÅR FELLES UTFORDRING

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

GARDERMOBANEN - ET KVALITETS- OG MILJØPROSJEKT

Adm. direktør Osmund Ueland, NSB Gardermobanen A/S

INNLEDNING

I oktober 1992 vedtok Stortinget at Gardermobanen skulle bygges og utgjøre hoveddelen av tilbringertjenestene til den nye hovedflyplassen. Gardermobanen vil bli den mest lønnsomme jernbane som er lansert i Norge. I tillegg til å tilby den suverent beste tilbringertransporten til hovedflyplassen på Gardermoen, er den nye banen integrert i det øvrige jernbanenett. På denne måten kommer Gardermobanen til nytte for all jernbanetrafikk på Østlandet, og blir et naturlig trinn i modernisering av kjøreveien både for lokaltrafikken rundt Oslo og den betydelige Intercity trafikken i området.

Utbyggingen av banen er lånefinansiert og organisert gjennom et eget utbyggingsselskap, NSB Gardermobanen A/S, heleiet av Staten v/NSB.

Stortinget har gjennom sitt vedtak bl.a. lagt stor vekt på miljø og arkitektur.

TRASÉ

Gardermobanen vil bli bygget på strekningen Oslo S-Lillestrøm-Kløfta-Jessheim-Gardermoen-Råholt-Eidsvoll. På strekningen Oslo S-Etterstad vil det kun bli gjennomført mindre tilpasninger på eksisterende spor som forberedelse til flyplasstogene. Fra Etterstad til Stalsberg vil banen gå gjennom en ca. 14 km. lang tunnel. Den nye Gardermobanen følger i hovedtrekk eksisterende bane fra Stalsberg over Lillestrøm og videre frem til Jessheim området.

Fra Jessheim greiner banen av i nord/-vestlig retning og følger traséen til Riksveg 174 frem under flyplassterminalen. Nord for flyplassen skjærer banen inn i et storslått ravineområde via Råholt til Eidsvoll.

Banen skal anlegges som dobbelspor med unntak av en kortere strekning rett sør for Eidsvoll stasjon (ca. 4,5km), hvor det kapasitetsmessig vil være tilstrekkelig med enkeltspor.

Dimensjonerende hastighet for alle delelementer i banen er 200 km/t. Disse er:

- -vertikaltrasé
- horisontaltrasé
- skinner/sporveksler
- kontaktledningsanlegg
- signalanlegg

TERMINALER

I tilknytning til Gardermobanen vil det bli bygget eller modernisert/modifisert 5 terminaler. Disse er Oslo S, Lillestrøm, Gardermoen, Eidsvold Værk, og Eidsvoll. I tillegg vil det bli lagt tilrette for eventuell senere bygging av Bryn- og Jessheim Syd terminalene.

Oslo S, Gardermoen og Lillestrøm vil være de absolutt viktigste terminalene med tanke på effektiv tilbringertransport. I denne forbindelse vil NSB Gardermobanen A/S gå i spissen for en storslått felles satsing på tilgjenglighet og effektivitet relatert til spesielt disse terminalene.

HVORDAN OPPNÅ SUKSESS?

Med suksess menes her suksess både i utbyggingsfasen og den senere driftsfasen. NSB Gardermobanen A/S og NSB (PGT) har definert suksess slik: "Suksess oppnås gjennom målrettet prosjektarbeid motivert av den hensikt som er tillagt Gardermobanen i driftsfasen og i forståelse med omverdenen gjennom god profilering."

Dette er krevende, og i utgangspunktet noe abstrakt. NSB Gardermobanen A/S har derfor i samarbeid med NSB (PGT) utarbeidet egne suksesskriterier som enhver prosjekthandling skal kunne relateres til. Det er lagt stor vekt på å ha en synlig link mellom suksesskriteriene og i siste ledd aktiviteter nedfelt i de konkrete tidsplanene slik at ethvert suksesskriterium er godt underbygd av konkrete handlinger.

I tillegg til å være et verktøy internt i organisasjonen skal suksesskriteriene formidles utad til alle interessenter for å synliggjøre soliditeten i utbyggingsfasen og fundamentet for driftsfasen. "Suksesskriteriene" er vedlagt.

HVORFOR KVALITET OG MILJØ?

Gjennom kvalitet og miljøvennlighet skal jernbanen vise sin fortreffelighet. Kvalitet underbygger sikkerhet, og all erfaring viser at det er sikkert å reise med tog - endog det sikreste av alle transportmidler. Denne tradisjonen skal viderføres gjennom Gardermonbanen og ytterligere forbedres. I tillegg vil riktig kvalitet si et pålitelig reisetilbud bl.a. gjennom god punktlighet.

Miljøvennlighet er fokusert i all virksomhet, og et område hvor jernbanen har sine klare fortrinn. Moderne togdrift er basert på elektrisitet som energikilde, og tog er dermed det eneste transportmidlet av noe omfang som er basert på fornybar energi.

Bygging av moderne jernbane må nødvendigvis bli et inngrep i natur og bomiljø, og det stilles derfor strenge miljøkrav både i gjennomføringsfasen og til den ferdige bane samt i driftsfasen. Dette er spesielt av NSB Gardermobanen A/S og gjenspeiles i et eget "Miljøoppfølgingsprogram" samt en "Veileder for visuelt miljø".

Det å oppnå riktig kvalitet og miljøvennlighet stiller strenge krav til både byggherre, entreprenør, leverandør og de ansvarlige for togdriften.

NSB Gardermobanen A/S har derfor miljøvennlighet og sikkerhet som suksesskriterium.

ROMERIKSPORTEN

"Romeriksporten" er en tunnel på 14,3 km for Gardermobanen mellom Etterstad i Oslo kommune og Stalsberg i Rælingen kommune. Dette vil utgjøre den lengste trafikktunnelen i Nord Europa. Tunnelen bygges for dobbeltsporet bane i et løp med et tverrsnitt på ca. 120 m2 utsprengt. Bygging av "Romeriksporten" utgjør den største enkeltstående kontrakten i prosjektet pålydende 490 mill NOK. Kontrakt ble inngått 15. august 1994 med Scandinavian Rock Group (SRG). Tunnelen skal ferdigstilles av entreprenøren 1.september 1997.

Ved full drift i byggefasen får tunnelen 5 angrepspunkter, noe som vil si at det anlegges to tverrslag, og samtidig forutsettes det ikke drift med påhugg på hovedløp fra Etterstad. Tverrslagene er hhv. 360 og 590 m og drives på synk. Arbeidstiden på anlegget er satt etter Nordsjøordningen med 2+1 skift. I forbindelse med drivingen tar entreprenøren i bruk 3 nye datastyrte borerigger type AMV. For sprengning bores det hull med 64 mm diameter uten bruk av grovhull. Borlengde er 4 - 7 m. Salven lades med Anfo og rørladning i konturene.

I forbindelse med tunnelsprengningen skal det tas ut nærmere 2 mill. m3 med stein. Gjennom kontrakten stiller NSB Gardermobanen Berger grustak til disposisjon for entreprenøren som massedeponi. All opplasting på stuff uføres med elektriske frontlastere type Brøyt. Massen transporteres fra stuff til mellomlager ved bunn av tverrslagene med 60 t dumpere. Mellomlagrene er anlagt som store utsprengte omlastingsnisjer. Herfra blir massen transportert med nyinnkjøpte og spesialbygde Volvo FH 12 til Berger grustak langs E6. I Berger grustak knuses steinmassene (gjennom en egen entreprise) for videre bruk i linjen.

Både byggherre og entreprenør har gjennom konsept, valg av utstyr og selvpålagte krav satset maksimalt på sikkerhet/kvalitet og miljøvennlighet.

Miljøvennlig drift gjennom:

- Nytt og moderne sugende- og blåsende ventilasjonssystem
- Strenge krav til rystelse
- Elektriske lastere på stuff
- Spillolje og kjemikalier i tette tanksystemer
- Drens og borvann gjennbrukes etter rensing i sandfilter
- Spesialbygde biler med stor lasteevne som reduserer antall lass på offentlig vei totalt.
- Kursing av timelønnede

BYGGHERRENS ORGANISASJON

Utbyggingen er organisert gjennom er eget aksjeselskap, NSB Gardermobanen A/S, heleiet av Staten v/NSB. Styret i NSB utgjør generalforsamling for selskapet. Selskapets eget styre ledes av adm.dir. i NSB Kristian Rambjør som styreformann. Det daglige ansvar for NSB Gardermobanen A/S innehas av adm dir. Osmund Ueland. Selskapet er organisert i flere enheter som hver har sim viktige funksjon. Av disse utgjør utbyggingsenheten den største. Det er i stor grad lagt målrettede strategiske valg til grunn for strukturering på underliggende nivå i utbyggingsenheten. I denne forbindelse er det lagt spesiell vekt på enkle grensesnitt, riktig kontrollspenn, spesialistfunksjoner adskilt, lovbestemte forhold m.v.
Organisasjonsplanen er vedlagt.

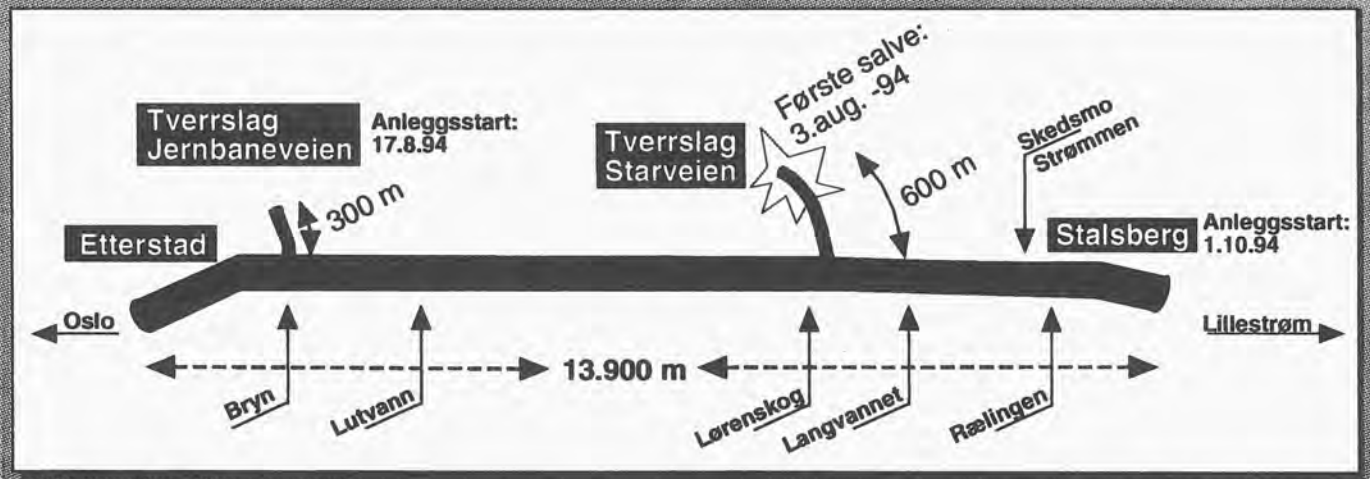
NSB Gardermobanen A/S og Scandinavian Rock Group A/S vil dele ut en felles brosjyre om "Romeriksporten" foredragsdagen. Denne brosjyren vil mer inngående presenter både tekniske løsninger, drivemetoden og utstyrsvalg.

Vedlegg: Organisasjonskart
Suksesskriteriene
Romeriksporten

Organisasjonsplan administrasjonen

Suksesskriterier

Romeriksporten



NSB Gardermobanen A/S

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 1994

NYE KRAV TIL ARBEIDSMILJØ VED TUNNELDRIFT
Ventilasjonsbehov og andre forhold. Aktuelle løsninger

Karl Jakob Carstens, Selmer A.S

SAMMENDRAG

Byggetiden på store kompliserte trafikktunneler går stadig nedover. Det settes i gang omfattende etterarbeid i tunnelene før drivingen er ferdig, og med store aktiviteter fordelt i tunnelens lengde, blir "tunnelluften" sterkt forurenset. Ventilasjonssystemet vi bruker gir friskluft på stuff og tar sprenggasser ut gjennom rør, mens tunnelen forøvrig inneholder støv og dieselavgasser fra salvekjøring og bakstuffarbeidene.
Det bør være et krav at byggherre og entreprenør i samarbeid gjennom anbudsdokumenter ivaretar arbeidstakers helse på like fot med produktivitet og økonomi.

SUMMARY

Construction time for large complex traffic tunnels is steadily reduced. Extencive completion works are executed before the blasting is completed.
With many activities along the whole length of the tunnel, the "tunnelair" is severely polluted. The standard ventilation systems give fresh air at the face and remove the blasting fumes througt pipes, whereas the rest of the tunnel is filled with dust and diesel fumes caused by mucking out and completion works.
There should be a requirement that the client and the contractor both should secure the health of the employees through cooperation to obtain better contractual documents at the same level of importance as productivity and economy.

Det har vært en rivende og farlig utvikling innen norsk tunneldrift de siste 10 - 15 årene. Byggetiden har stadig blitt presset nedover, som byggingen av følgende fire undersjøiske tunneler viser:

	Byggeår	**Lengde**	**Byggetid**
Vardøtunnelen	1979 - 1982	2,8 km	42 måneder
Ålesundtunnelene, 2 tunneler	1986 - 1987	7,7 km	22 måneder
Tromsøysund tunneler, 2 parallelle løp	1992 - 1993	4,7 km	20 måneder
Hitratunnelen	1993 - 1994	5,6 km	20 måneder

Selve tunneldriften med boring, sprengning, lasting og utkjøring har ikke endret seg vesentlig, bortsett fra bedre utstyr og raskere maskiner. Frem til 1985/86 var det nærmest forbud mot å ferdes i tunnelen under lasting og utkjøring. I dag foregår det store etterarbeid samtidig med tunneldrivingen, men i kampen om kapasiteter, effektivitet, økonomi og samfunnsmessige goder, blir arbeidsstokken ofte glemt. Ventileringen av tunneler er fremdeles slik at vi kjører inn friskluft på stuff, der det stort sett er gode arbeidsforhold. Vi tar ut sprenggassene gjennom rør/duk, slik at steintransporten går under betryggende forhold og man trenger ikke å kjøre gjennom ladden. Så langt holder arbeidsatmosfæren. Men så setter man i gang med de bygningsmessige arbeider samtidig med tunneldriften for å holde tidsfrister, og kjører inn en arbeidsstokk på opptil 40 mann sammen med maskiner og utstyr. Da er det at arbeidsmiljøet bak stuff ikke holder mål. Dieselavgasser forurenser tunnelluften og konsentrasjoner av gass og støv blir høyere enn de administrative normer for forurensning tillater. Gevinsten er kortene byggetid !

Vi skylder gjerne på at den hårde konkurransen blant entreprenørene i Norge har gjort at forholdene har utviklet seg slik, men fram til i dag har byggherren vist liten interesse for arbeidstakers liv og helse og for arbeidsmiljøet i tunneler. Det har vært lett å si at det er entreprenørens problem. Kanskje kan EU-regelverk med bestemmelser om byggherrens ansvar for arbeidsmiljøet virke positivt for tunnelbransjen.

Forseringstilbud fra entreprenørene har byggherren grepet begjærlig fordi det fører til kortere byggetid, og hva klinger bedre i en utbyggers øre enn at et prosjekt kan leveres før tiden til budsjettpris.

Hva skjer så egentlig med tunnelarbeidere som utsettes for nevnte forurensninger ?

Det mest dramatiske, noe vi heldigvis ser sjelden, er den reaksjonen vi kan se fra lungene når folk blir utsatt for svært høye konsentrasjoner av f.eks. NO_2 (250 ppm i 5 minutter). Tunnelarbeideren vil da kunne få krampaktige smerter i brystet, hoste og sterk åndenød. Det er viktig å merke seg at dette kan oppstå mange timer etter at man er utsatt for gassene. I verste fall kan slik høy eksponering føre til døden.

Mer vanlig er det at tunnelarbeidere utsettes for lavere konsentrasjoner av NO_2, men at eksponeringstiden er lang, kanskje hele arbeidsdagen. Ved to timers eksponering for 2 ppm NO_2 ser man (ved eksperimentelle forsøk) at pustemotstanden øker, som ved en astmatisk reaksjon. Ved 2,5 ppm NO_2 øker pustemotstanden allerede etter 15 minutter, og ved 5 ppm øker pustemotstanden umiddelbart. De andre nevnte forurensningene gir samme type reaksjon fra luftveiene (finstøv, andre gasser).

Undersøkelser som er gjennomført blant tunnelarbeidere tyder på at denne økte pustemotstanden med årene blir kronisk, dvs. som en kronisk astmatisk tilstand. Dette fører til redusert kondisjon og etterhvert også ganske redusert livskvalitet. Vi har dessverre sett for mange uføretrygdede på grunn av slike forhold.

Vi vil etterhvert med denne driftsformen få en arbeidsstokk med nedsatt lungefunksjon som samfunnet senere sannsynligvis må ta seg av.

Det er tydelig at utviklingen har gått på produktivitet og at helse og miljø har kommet i bakgrunnen. Ansvaret hviler på entreprenørene som etter gjeldende lov og forskrifter er ansvarlig for arbeidsmiljøet og skal ivareta arbeidstakers helse.

Men er det så enkelt at utbygger og byggherre går fri fra ansvar ? Kan en forlange et prosjekt ferdig bygget til fastsatt pris, tid og kvalitet og glemme det menneskelige aspekt ? Her er det liten forskjell på private og statlige byggherrer. Ofte er tids- og kostnadsramme satt allerede før konsulenter og rådgivende ingeniører er engasjert. Ja, det er blitt hevdet av statlige byggherrer at avgjørelser allerede er tatt av våre politikere, oppstart og ferdigstillelse er bestemt på et tidligere stadium, og dermed er løpet kjørt.
Vi har gjennomført et tunnelprosjekt hvor byggetiden var stipulert etter maksimal produksjonskapasiteter mens kjennskap til de friskluftproblemene som måtte komme for arbeidstakerne tydeligvis var liten.

Vi spør; hvorfor skal vi bygge en tunnel på 2 år og utsette en del av arbeidsstokken for luftveissykdommer for en kortvarig samfunnsmessig gevinst, mot arbeidsstokkens langtidsplager når det helse- og miljømessig er riktigere å bruke 3 år ?

For å få til en endring må planlegging av ventilasjon og arbeidsmiljø begynne hos byggherre og konsulent i anbudsdokumentene. Dersom etterarbeider skal settes i gang mens selve tunneldriften pågår, må dette være beskrevet i anbudet og byggherrens fremdriftsplan må tydelig vise tid for oppstart samt oppstartsted for de aktiviteter som skal påbegynnes før gjennomslag. Entreprenøren kan da beregne nødvendig maskininnsats og arbeidsstokk som settes inn og kan samtidig planlegget ventilasjonsbehovet på anbudsstadiet.

For å avklare disse problemene har LBA, Landsforeningen for bygg- og anlegg sammen med deltakelse fra de store statlige byggherrer, Direktoratet for arbeidstilsynet og tre store entreprenører gjennomførte et prosjekt i vår om ventilasjon av lange tunneler, arbeidsmiljø bak stuff, som førte til en intensjonsavtale mellom byggherre, tilsynsmyndighet og arbeidsgiver. Den ser slik ut:

Intensjonsavtale

Byggherrene skal medvirke til at tilgjengelige rammebetingelser og den satte byggetiden gir en realistisk mulighet til å gjennomføre prosjektet i en kontrollert og akseptabel arbeidsatmosfære. Byggherrene må derfor kreve at anbyderne skal påvise gjennom beregninger at den tilbudte tekniske løsningen for driftsopplegg og ventilasjon vil tilfredsstille kravene til arbeidsatmosfæren både på og bak stuff.

Tilsynsmyndighetene skal aktivt medvirke til at byggherrene forplikter seg til å ta hensyn til arbeidsmiljølovens bestemmelser allerede ved innhenting av anbud for å sikre at de nødvendige rammebetingelsene blir ivaretatt.

Arbeidsgiverne forplikter seg til å arbeid med miljøforbedringstiltak. I tillegg skal opplærings- og kontrollrutinene forbedres for å forhindre at arbeidstakere blir utsatt for uakseptable gass- og støvkonsentrasjoner.

Tilleggsavtale for tunneler (stufflengder) over 900 meters lengde

Enduks blåsende ventilasjon kan anvendes for tunnellengder (stufflengder) inntil 900 meter.

Direktoratet for arbeidstilsynet vil kreve av byggherrene at for tunneler (stufflengder) over 900 meter må byggherren i anbudsdokumentene kreve en annen type ventilasjon.

Jeg mener følgende tiltak er nødvendig:

1. Informasjon og motivasjon byggeleder, anleggsleder, arbeidstaker.

2. Planlegging av ventilasjon på anbudsstadiet. Etterarbeid beskrives med oppstartssted og tid for oppstart.

3. Hvert arbeidssted krever egen ventilasjon via hovedduk eller ved separat lufttilførsel.

4. Toveis ventilasjon med 2 dukstrenger.
   Toveis ventilasjon med 1 dukstreng.

5. Spyling av røys. Spyling starter før salve skytes.

6. Lasting med gravemaskin fremfor shovel.

7. Utføre mest mulig sikringsarbeider på stuff. Der er det best luft og best lys.

8. Bruk av permanent ventilasjonsutstyr etter gjennomslag.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 1994

STEINAR MYHRE, SELMER A.S

KOMPLISERTE SPRENGNINGSARBEIDER VED SØRENGA BRUER

Daganlegg Sørenga er tredje av i alt 4 entrepriser på Sørenga.

Første entreprise var tunnel fra Konowsgate og ned til Mosseveien, total tunnellengde ca. 1370 m.

Andre entreprise omfatter betongkulvert under jernbanens område på Sørenga. 100 m kulvert og 100 m vanntett trau.

Fjerde entreprise omfatter tekniske anlegg.

Daganlegg Sørenga omfatter videreføringen av E6 fra Sørenga og frem til Bispelokket ved E18. Det skal bygges 3 broer som krysser jernbanens område, som består av 15 spor. Dette inkluderer også Østfoldbanen som er norges mest trafikkerte togstrekning med 230 passeringer i døgnet. Videre er det omfattende arbeider ifb. med kommunalteknikk og veibygging som skal utføres i entreprisen.

Når det gjelder sprengningen er denne utført ifb. med breddeutvidelsen av eks. Mossevei. Pallhøyde for sprengningen varierte fra 3 til 12 m. En fil av Mosseveien ble stengt slik at avstand fra skjæring til New Jersey stein ble ca. 4.5 m. Sprengningen var forøvrig forutsatt utført med trafikk på Mosseveien og Østfoldbanen, kun med stans under selve sprengningen. Dette stilte derfor store krav til og begrense framkast på salvene. Når det gjelder sprut måtte dette selvfølgelig også unngås. Videre var det satt krav i kontrakten til maksimalt 5 m pallhøyde.

Tidspunkt for sprengningen var begrenset til og foregå mellom kl. 10.00 og 14.00. Innenfor denne tiden var det igjen et krav om at sprengningen skulle legges til faste tider. Dette av hensyn til trafikkavviklingen. I forhold til NSB ble dette ivaretatt ved at vakthavende sikkerhetsmann hos NSB hadde telefonkontakt med trafikkontoret om når siste tog før sprengning gikk fra nærmeste stasjon. Etter at dette var passert ble dette dobbeltsjekket før magnetene ble lagt på.

Etter diskusjon med byggherren ble kravet om maks 5 m pallhøyde frafallt. Dette for og lette dekningsarbeider samt få en bedre utnyttelse av sikkringsskjermen. Metoden ble også vurdert som gunstig med tanke på store blokker som ville bli liggende usikkret ved og dele pallen i 3. Deling av pallen var også ugunstig med tanke på sikkringsskjerm som var beskrevet som 5 m høy fangvegg. Fangveggen skulle dimensjoneres og dokumenteres av entreprenøren.
Som en følge av dette ble det på enkelte partier nødvendig med en tredeling av salvene for og ivareta rystelseskravene.

Som fangvegg ble det benyttet en Kockum 442 som ble påsveiset HE 260A i 7.5 m bredde. Skyttermatter ble påhengt i øverste drager. Høyde på ferdig montert "fangvegg" ble med dette ca. 7.2 m. I tillegg til dette ble det sikret mot sprut ved hjelp av maskinmatter som ble hengt opp på bolter.

Salvene ble i begynnelsen uført på tradisjonell måte. Dvs. med søm eller kontursprengning. Byggherren hadde i anbudsgrunnlaget tenkt og benytte søm bare i øverste 3 m av skjæringen. Videre var det tenkt kontursprengning mellom, utført som slettsprengning.
Etter noen salver ble det klart at valgt metode for sprengningen ikke ga et tilfredsstillende resultat med tanke på konturen. Det var nødvendig med omfattende pigging som igjen førte til utfall og økt sikring.

For og bedre på dette ble det avtalt og bore sømmen helt ned samt og lade hvert andre sømhull. I tillegg ble hjelperasten ladet som vanlig kontur.
Pga. overheng og store løsblokker ble det forboltet med kam 20 i 6 m lengde, c/c 2 - 3 m. Etter at salvene var skutt ble blokkene revet/ pigget ned. For og sikkre trafikken på Mosseveien ble de høyeste pallene lastet ut på nattskift. Trafikken ble i disse periodene regulert på 1 fil med trafikklys forbi arbeidsområdet.

Metoden ga et godt resultat. Vi fikk lettere bryting inn mot sømmen med mindre utfall og redusert sikring som resultat. Tidsforbruket på utlastingen ble kortere slik at periodene med trafikkregulering også kunne kortes ned.

Sprengningsarbeidene ble utført i underentreprise av Albert Kr. Hære A.S. Arbeidene ble utført til rett tid med godt resultat.

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

BEKKESTUTUNNELEN - SPESIELLE UTFORDRINGER

Prosjektleder Ragnar Sand Fuglum
Byggeleder Hilde Nordskogen
med bidrag fra
Kontr.ing. Per Øystein Funderud
Kontr.ing. Bjørn Kleppestø
STATENS VEGVESEN AKERSHUS

SAMMENDRAG

Rv160 Bekkestutunnelen er hovedetappen i en større utbyggingsplan for veg og trafikksystemet rundt Bekkestua.

Driving av tunneler i tettbygde strøk stiller spesielle krav til gjennomføringen av anleggsarbeidene. Driftsopplegget må i tilstrekkelig grad ta hensyn til omgivelsenes toleransegrense for skader og miljøulemper som f.eks. rystelser, støy, støv, setninger osv. Det stilles også spesielle krav til ingeniørgeologisk kompetanse, da det ved anlegg i tettbygde strøk ofte er liten overdekning og dagfjell av dårlig kvalitet.

Anleggsarbeidene startet opp i mai 1993 og tunnelen settes under trafikk 15.desember 1994.

SUMMARY

Bekkestua is the second largest village in Bærum, a nabour community to Oslo. One of the main roads westwards from Oslo passes through Bekkestua. The purpose of the tunnelproject is primarily to reduce the traffic in the center of Bekkestua. It is a tunnel with lenght 750 metres and an excavated cross section of 70 m^2.

INNHOLD

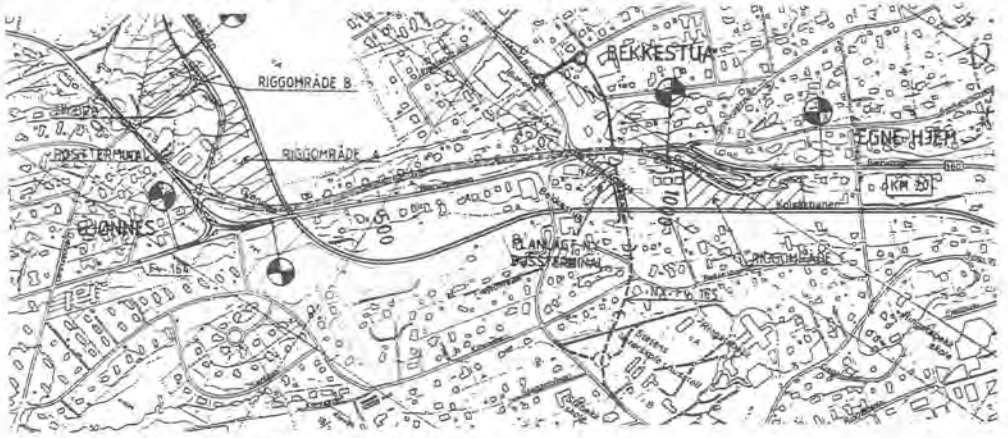
0. ORIENTERING
1. HENSYNET TIL OMGIVELSENE
2. INJEKSJONS OG SETNINGSPROBLEMATIKK
3. DRIFTSTEKNISKE UTFORDRINGER VED PÅHUGGENE

0. ORIENTERING

Bekkestua som ligger i Bærum kommune har lenge vært et sterkt trafikkert knutepunkt. På grunn av gjennomgangstrafikken har senteret som er Bærums største etter Sandvika, vært påført store miljøbelastninger, og har heller ikke har hatt mulighet til utvikling.

Rv160 Bekkestutunnelen er hovedetappen i en større utbyggingsplan for veg og trafikksystemet rundt Bekkestua. Øvrige anlegg som inngår i vegvesenets og kommunens planer er omlegging av fv165 Gamle Ringeriksvei, ny kollektivterminal og en sentrumsplan. Målet er å lede gjennomgangstrafikken utenom sentrumsgatene som skal prioriteres for fotgjengere, syklister og handlende der biltrafikken underordnes sentrumsaktivitetene. Et nytt Bekkestua er planlagt å framstå som et levende grønt sentrum fritt for gjennomgangstrafikk.

Bekkestutunnelen på 745 meter (ett løp/to felter) strekker seg fra Egne Hjem i øst til Gjønnes i vest, tilknyttet det eksisterende vegsystemet med rundkjøringer. Tunnelen har hovedsaklig T10-profil med utvidelse for sikt til T10,5 og for havarilommer til T13. Tunnelen har lavbrekk hvor pumpestasjon med pumpekammer med et beredskapsvolum på 350 m^3 er plassert. Dagsonene i anlegget omfattes av store ledningsomlegginger, nye rundkjøringer, gangveger, bruer og støyskjermingstiltak.



Figur 12.0.1 Rv160 Bekkestutunnelen

Byggteknisk prosjektering er utført av Berdal Strømme. A/S Veidekke er utførende byggentreprenør for Statens vegvesen Akershus. Anlegget er kostnadsberegnet til 113 mill.kr. (94-kroner).

Driving av tunneler i tettbygde strøk stiller spesielle krav til gjennomføringen av anleggsarbeidene. Driftsopplegget må i tilstrekkelig grad ta hensyn til omgivelsenes toleransegrense for skader og miljøulemper som f.eks. rystelser, støy, støv, setninger osv. Det stilles også spesielle krav til ingeniørgeologisk kompetanse da det ved anlegg i tettbygde strøk ofte er liten overdekning og dagfjell av dårlig kvalitet.

Dette innlegget omhandler noen av disse problemstillingene;

- Hvilke krav Statens vegvesen Akershus som offentlig byggherre har vært nødt til å sette til entreprenørens driftsopplegg.
- Erfaringer fra gjennomføringen av anlegget.

1. HENSYNET TIL OMGIVELSENE

1.1 Generelt

Byggherrens begrensinger på entreprenørenes driftsopplegg vil ofte fortone seg som "kjepper i hjulene" for entreprenørens framdrift. Disse begrensningene er i de senere årene blitt skjerpet betraktelig. Stort sett består de i at entreprenøren blir forhindret i å drive mest mulig rasjonelt, i entreprenørens øyne. Statens vegvesen Akershus har likevel valgt å legge seg på en myk linje i forholdet til omgivelsene, og en strengere linje overfor entreprenørene. Dette begrunnes i at Statens vegvesen er en flergangs byggherre og en offentlig etat med et utvidet ansvar ovenfor omgivelsene i forhold til private utbyggere. At dette koster er hevet over enhver tvil. Derfor er det vesentlig at disse begrensningene i driftsopplegget klart framgår av kontraktsdokumentene og er entydige. Dette kan ofte være et problem da bestemmelsene ofte knyttes opp mot lover, forskrifter og vedtak som fortolkes forskjellig av helsemyndighetene i den enkelte kommune. Et godt samarbeid med helsemyndighetene med avklaring av disse tingene er av avgjørende betydning. For at intensjonene skal bli fulgt er det selvsagt avgjørende at entreprenørens folk, fra ledelse til grasrotplan har forståelse for bestemmelsene og at bestemmelsene legges til grunn ved driftsplanleggingen.

Omgivelsene til Bekkestutunnelen har en meget positiv holdning til anlegget. Det har vært kjempet lokalt for å få igang prosjektet. De fleste av de som plages i anleggsfasen får også miljøgevinsten den dagen veganlegget åpnes. Dette gjør at toleransegrensen i forhold til skade og miljøulempene generelt ligger høyt.

1.2 Informasjon

Målet med informasjonsarbeidet ved anlegget har vært å tilfredsstille informasjonsbehovet hos naboer og trafikanter. Sekundært har det vært en målsetting å profilere Statens vegvesen som miljøetat og Bekkestuaprosjektet som et miljøprosjekt. All informasjon fra anlegget koordineres gjennom byggherren.

1.3 Arbeidstid

Kontraktens bestemmelser om arbeidstid er den begrensningen som koster mest. Toleransegrensen fra omgivelsene varierer noe over årstiden. I sommerhalvåret er toleransegrensen spesielt lav.

Generell arbeidstid er satt fra kl.07.00 - kl. 18.00, mandag - fredag. Det kan arbeides i tunnelen til kl. 22.00 med arbeider som ikke er til sjenanse. Arbeid til sjenanse er bl.a. boring, sprengning, masseuttak (inkl. pigging) og bruk av tunnelvifter. Arbeid utover denne rammen må det søkes om. Dette er også gjort. En viss tillemping av arbeidstiden i perioder har vært gjort av forskjellige grunner; tilpasse skiftplaner, forsering av elementer, forskyvning av arbeidstid o.l. Dette har selvsagt vært etter avtale med helseetaten der dette har gått utover de kommunale bestemmelsene.

1.4 Støy og støv

Kravene til støynivå er gitt ved at Oslo Helseråds forskrifter om begrensning av støy er gjort gjeldende for kontrakten. Disse forskriftene gir i grove trekk følgende grenseverdier for ekvivalent støynivå utenfor boliger:

Dag 0600-1800	Kveld 1800-2200	Natt 2200-0600	Natt 2300-0100
70 dBA	65 dBA	55 dBA sommer 60 dBA vinter	0 dBA

Å praktisere foreliggende regelverk på en fornuftig og smidig måte krever et nært samarbeid med helseetaten i kommunen. Dette gjelder både byggherre og entreprenør.

Sett under ett har det vært svært få klager på støy og støvplager. Hos helseetaten er det registrert to klager i løpet av anleggsperioden. Begge disse klagene refererte seg til anleggsarbeider i dagsonene. Det er ikke gjort målinger av anleggsstøy.

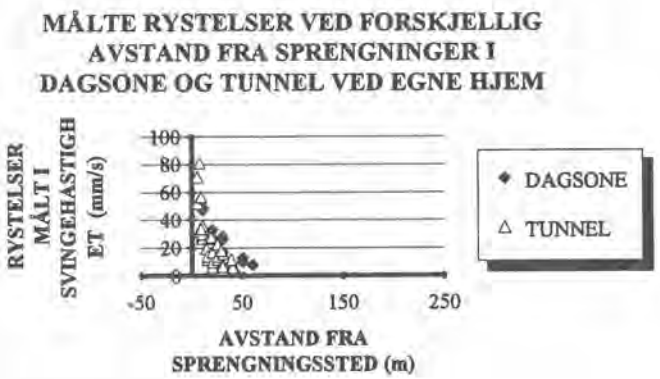
1.5 Rystelser

Ved Bekkestutunnelen ble det ovenfor entreprenøren satt følgende krav til maksimale rystelser målt på bygninger og andre konstruksjoner:

- bygninger fundamentert på fjell: 50 mm/s
- bygninger fundamentert på løsmasser : 25 mm/s
- ømfientlige utstyr (dataanlegg o.l.) : 20 mm/s

Det ble valgt å benytte de samme rystelsesgrensene for alle sprengningsarbeider langs traseen uten å ta hensyn til avstand mellom sprengningssted og målepunkt. For å oppnå et ryddig forhold til entreprenør og beboere i forbindelse med rystelser og eventuelle skader fra rystelser, er det valgt å måle kun svingehastighet.

Kostnadene for måleopplegget ved Bekkestutunnelen har utgjort ca 1,5% av sprengningskostnadene for tunnelen. I disse prisene er ikke tatt med kostnadene for den avlesning som utføres fortløpende av byggeledelsen.



Figur 12.1.1 Målte rystelser, Bekkestutunnelen.

1.7 Skader

Det er behandlet ca 25 skadesaker av forskjellig art. Ansvaret for behandling av disse sakene er tillagt en person. Dette er nødvendig for å sikre en mest mulig lik og ryddig behandling av alle sakene. Byggherren behandler dessuten alle skadesaker selv om det er opplagt at entreprenøren er den erstatningsansvarlige.

Skadene har foreløpig ført til utbetaling av kr. 5-600.000,- fra entreprenør; en stor vannskade og en rystelsesskade (1kr. 15.000,-). Fra byggherren er det betalt kr. 1.000,- for rystelsesskade.

2. INJEKSJON OG SETNINGSPROBLEMATIKK

2.1 Setningsrisiko pga. poretrykksreduksjon - konsekvensvurdering

Tunnelen ligger hovedsaklig i en fjellrygg hvor det på to sider er fire relativt adskilte løsmasseområder. I alle disse områdene kan poretrykket bli påvirket av tunneldrivingen.

Før oppstart på Bekkestutunnelen diskuterte byggeledelsen grundig igjennom problemstillingen tetting av tunnelen kontra å drenere ut nærliggende løsmasseområder. Her ble det sett på teknisk gjennomføring av tettearbeidene, økonomi og filosofi i forhold til å påføre naboeiendommer skader.

Det ble sett på tre alternative strategier for forinjeksjon:

Ingen injeksjon
- Ingen forinjeksjon for å hindre poretrykkssenkniger. Det kan være aktuelt å injisere store punktlekkasjer. Det er imidlertid ikke forventet store vannlekkasjer i denne tunnelen.
- Det er stor sansynlighet for poretrykkssenkninger med påfølgende setningsskader i alle løsmasseområdene.

Full injeksjon
- Det bores injeksjonsskjermer på 25 hull med lengde 20 meter for hver 3. salve gjennom hele tunnelen. I deler av tunnelen bores det i tillegg en 2. runde på ca. 15 hull. Injeksjonsmengden er dimensjonert ut fra erfaringer fra Granfosslinjen som tillot maksimale innlekkasjer på h.h.v. 5 og 10 liter pr minutt pr 100 m tunnel. Maks. tillatt innlekkasje er avhengig av hvor i tunnelen en er.
- Injeksjonskostnader under drivingen blir ca 6,1 millioner kroner.
- På grunn av liten overdekning må det påregnes noen kostnader til opprydding etter at injeksjonsmasse er kommet på avveier (kloakkledninger, hager osv.). Anslag : kr.100.000,-
- Risikoen for setningsskader på nabobebyggelsen er minimal.

Mellomløsning
- Injeksjon utføres avhengig av målt/observert innlekkasjer fra sonderhull og borhull. Løsningen forutsetter utstrakt bruk av sonderboringer.
- Kostnader under drivingen : Et sted mellom kostnadene for alternativene full injeksjon og ingen injeksjon.
- På grunn av liten overdekning må det også her påregnes anslagsvis kr 100.000,- til opprydding av injeksjonsmasse på avveie.
- Det er fare for at en ikke får tak i alle vannførende sprekker ved sonderboringene og dermed heller ikke får injisert disse. Av den grunn er det også fare for noe poretrykkssenkning med påfølgende skader. Det er med andre ord noe usikkert hvor god injeksjonstettingen blir.

På bakgrunn av de vurderinger som ble gjort ble følgende strategi valgt:

- Tunnelen drives fra Gjønnes
- De første 60-70 meterne vil det ikke være aktuelt med injeksjon pga for liten overdekning.
- Fra profil 360 kjøres sonderboringer (24 meters hull) ved hver 3. salve for å oppdage vannførende sprekkesystemer.

- Ved vann fra sonderhullene etableres injeksjonsskjerm med 20 meters hull. Det bores og injiseres i en til to omganger. Omfang justeres etter observert vannlekkasje og virkning av injeksjonen.
- Det kjøres normalt 3 salver (ca 12 meter) pr injeksjonsskjerm.
- Det skal etableres to skjermer m/ 8 meter overlapp (32 meter tunnel) med tørre borhull før injeksjonsskjermene igjen kan erstattes med sonderboringer.
- Det er ikke aktuelt med injeksjonsskjerm etter profil 950

Dette gir 590 meter tunnel hvor det er aktuelt å injisere fulle skjermer. Kostnadene for dette opplegget anlås til ca 5,0 millioner kr. Opplegget innebærer en liten fare for at sonderhull ikke fanger opp alle vannførende sprekker i fjellet.

Alternative strategier	Injeksjons kostnader	Antatt skadeomfang	Totalkostnader
Ingen injeksjon	0,-	3,0 mill.kr.	3,0 mill.kr.
Full injeksjon	6,1 mill.kr.	0,1 mill.kr.	6,2 mill.kr.
Anbefalt strategi	5,0 mill.kr.	0 - 0,2 mill.kr.	5,0 -5,2 mill.kr.

Figur 12.2.1 Kostnader ved alternative injeksjonsstrategier, Bekkestutunnelen.

Ser vi kun på kroner og øre i forbindelse med gjennomføringen av Bekkestuatunnelen vil det være mest fornuftig å kutte all injeksjon og heller reparere skadene etterpå. Vi er imidlertid av den oppfatning at denne problemstillingen har mere med hvilken policy vi i SVA vil ha ovenfor våre naboer.

2.2 Injeksjon

Injeksjonsarbeidene startet opp 16.09.1993 i profil 360. Arbeidene har fulgt de på forhånd oppsatte retningslinjer for injeksjon, bortsett fra de første skjermene. Der ble det injisert med redusert trykk i hengen pga. liten overdekning.

Ved den vurderingen som vi utførte før oppstart av injeksjonsarbeidene, antok vi at ca. 10% av strekningen mellom profil 360 og 950 ikke ville bli nødvendig å injisere. Denne vurderingen har så langt ikke vært riktig, idet det langs hele traseen har vært tildels betydelige mengder med vann.

Bergartene på Gjønnessiden har bestått av meget homogent berg med noen få større horisontale sprekker. Disse sprekkene fører til at vi får en horisontal benking med tykkelser fra 5-8 m. Når det i starten ble injiserte med 30 bar, førte dette til hydraulisk splitting av berget. Etter at injeksjonstrykket ble senket til 20 bar registrerte vi ikke splitting.

Før vi startet opp på Egne Hjem antok vi oppstart injeksjon ved profil 950, men etter bare å ha drevet 10-20 m viste det seg å være betydelige med vann på denne stuffen. Men pga. det meget dårlig berget (praktisk talt umulig å få boret å injisert) og det at vi lå grunt i forhold til grunnvansnivået, førte dette til at vi ventet med å starte opp injeksjonen. Først ved profil 976 fikk vi en bergkvalitet som ga oss mulighet til å begynne med injeksjon. Vi startet nå med 15 m lange injeksjonshull, som ble benyttet på de 5 første skjermene frem til profil 938 der vi gikk over til å bore 21 m hull.

Som det fremgår av figur 12.2.3 benyttet vi bare rapidsement på de første skjermene, dette pga. den dårlige bergkvaliteten som ga relativt store innganger og førte til problemer med utgang på stuff. På Egne Hjem siden har det generelt hvert mye leire i tillegg til sterk oppsprekking som igjen har ført til problemer med å oppnå tilfredsstillende kvalitet på injeksjonsarbeidet.

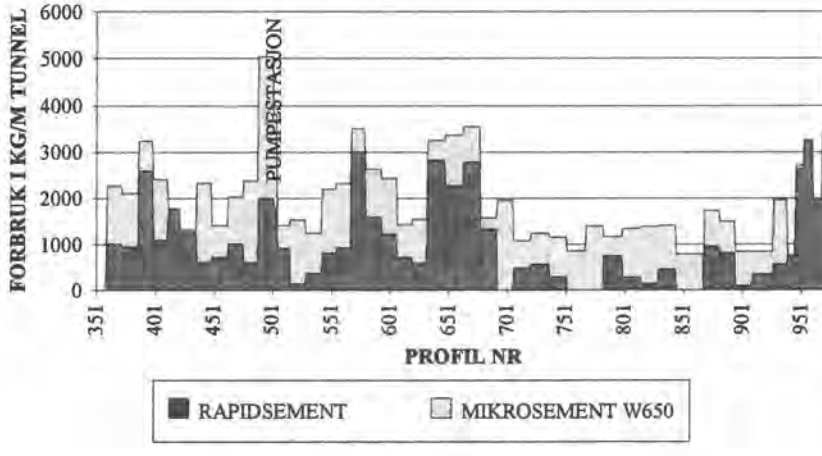
Av de totalt 46 skjermene som er injisert, har vi bare sett oss nødt til å bore kontrollhull for 6 av skjermene.

På grunn av at vi har hatt sprekker med en åpen struktur og uten belegg av leire, har vi kunnet bruke en langt større andel rapidsement enn det vi hadde forutsatt.

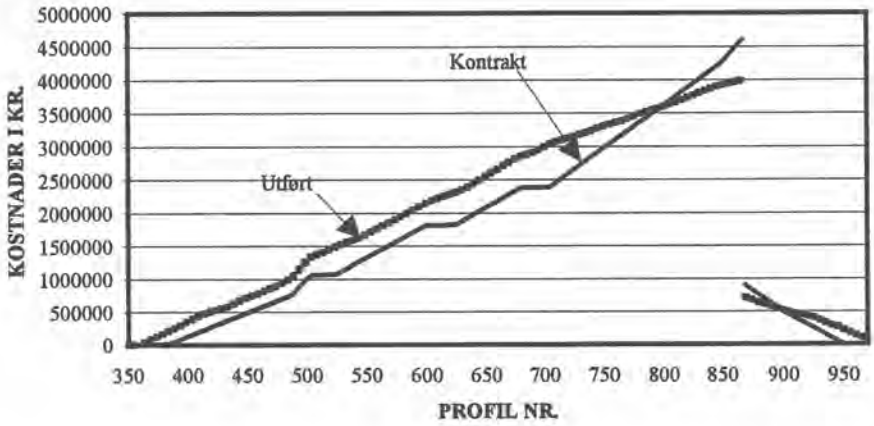
Pga høy andel rapidsement og lite microsement, har det høye totalforbruket ikke ført til tilsvarende kostnadsøkning (se diagram 2). Kostnadsøkningen skyldes hovedsaklig økningen av injisert lengde i forhold til det vi antok før oppstart.

Det er injisert følgende mengder sement fordelt på 26.000 m injeksjonshull:

- 600 tonn Rapidsement
- 580 tonn mikrosement type W650
- 5,3 tonn mikrosement type Spinor A12



Figur 12.2.3 Fordeling av utført injeksjon, Bekkestutunnelen.



Figur 12.2.4 Kostnadsoppfølging av injeksjon, Bekkestutunnelen.

2.3 Kvalitet på boring
Nøyaktig boring er avgjørende for at vi skal oppnå ønsket kvalitet på injeksjonsarbeidet. Krav til maksimalt avvik er satt til 9% av hullets lengde.

Måling	Dato	Hull totalt	Hull utenfor krav	% utenfor krav
1	28.10.93	25	14	56 %
2	19.11.93	24	3	12,5 %
3	06.01.94	18	1	5,5 %
4	18.01.94	9	0	0 %

Figur 12.2.2 Måling av borhullsavvik på injeksjonshull, Bekkestutunnelen.

2.3.3 Resultat
Det ble montert 9 poretrykksmålere i løsmasseområdene og disse ble fulgt opp ukentlig av byggherren.

Det ble også montert 130 bolter i grunnmurer og fundamenter fordelt på ca. 4 bolter pr. bygning. Halvparten av disse boltene ble satt inn og målt et år før anleggsstart for å se om det allerede foregikk setninger i området.

Det er pr. idag ikke observert setninger på noen hus.

3. DRIFTSTEKNISKE UTFORDRINGER VED PÅHUGGENE

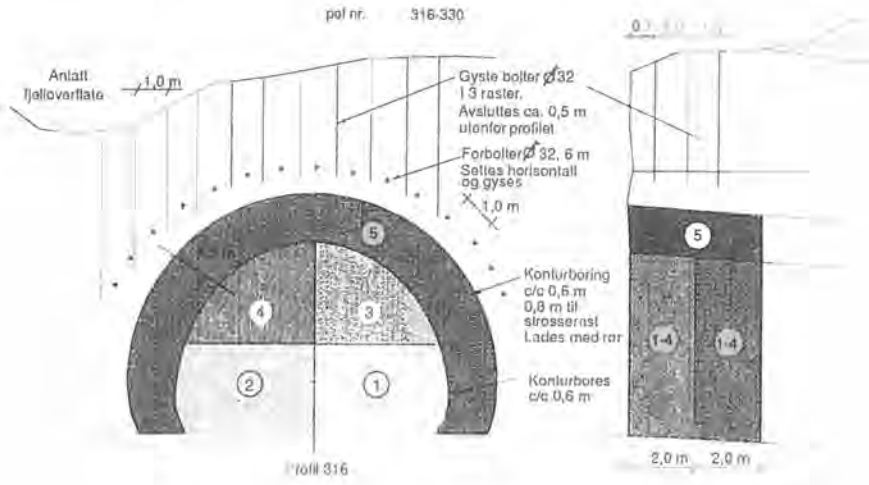
3.1 Driving fra påhugg Gjønnes

Det spesielle med tunneldriving fra denne siden var å drive ca. 70 m^2 tverrsnitt med maksimalt 2 m overdekning over en lengde på 50 m av tunnelen. I det samme parti passerer tunnelen under Kolsåsbanen.

Som byggherre hadde vi i planprosessen diskutert inngående hvordan vi skulle passere Kolsåsbanen. Det ble valgt å drive tunnel med meget sterk grad av styring og oppfølging fra byggherren side. Dvs. anbudspapirene ble utarbeidet slik at driving av tunnel i dette partiet skulle hele tiden skje i nært samarbeid og etter avtale med byggherren. Byggherren mente at dette partiet var så kritisk at de ville ta en del av risikoen ved tunneldrivingen og derfor blande seg inn i driften til entreprenøren.

Det viste seg etter hvert at det å få etablert et påhugg skulle bli vanskelig. Entreprenøren ønsket å etablere et påhugg på pr.nr. 305 og dette ble prøvd. Fjellet bestod bl.a. horisontale slepper som tok med seg sprenggasser og løftet opp fjellet langt bakover.
Det ble derfor ikke stor nok overdekning til å starte tunnel på pr. nr. 305. Fjellet ble avdekket til pr.nr. 320 og vi bestemte at påhugget skulle være på pr. nr. 316.
Fjellet ble sprengt ut så skånsomt som mulig, slik at etablering av påhugg her kunne bli mulig. Byggherre og entreprenør ble enig om en sprengning som følgende:

- Oppdelt pall (6-8 m)
- Borhullavstand: 1,5 m
- Bruk av patronert sprengstoff
- Sømboring av påhuggsflaten, pr.nr.316
- Sprengte 2m fra sømboringen
- Pigge til påhuggsflaten



Figur 12.3.1 Påhuggsprosedyre for påhugg Gjønnes, Bekkestutunnelen (tegn. DYNO).

Dette ble fulgt. Allikevel viste det seg at overdekkning skulle bli kritisk. Det var faktisk bakbryting langt bak påhuggsflaten, selv med denne skånsomme sprengningen. Vi målte en overdekkning på ca. 2 m i venstre side av hengen.

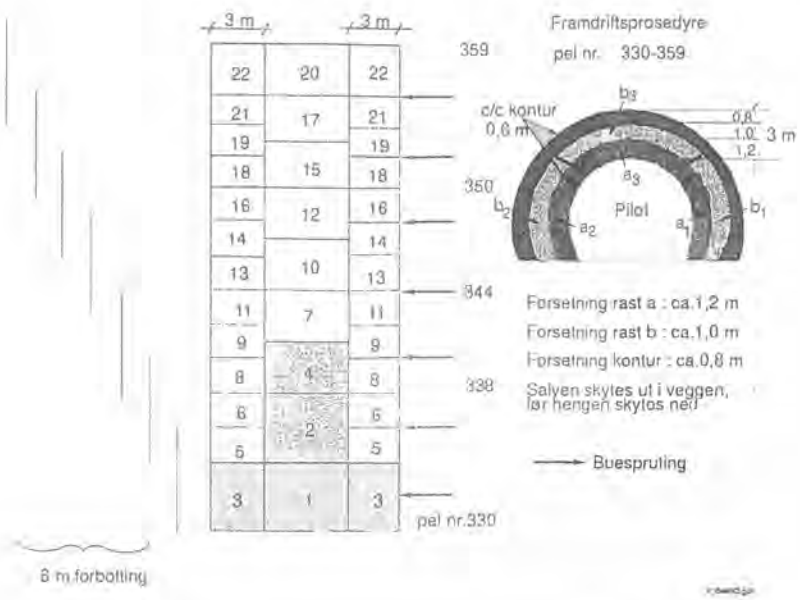
Etter flere diskusjoner ble følgende påhuggsprosedyre valgt:
- Pigget inn mot sømmen i påhuggsflaten (det som var igjen)
- Hengen over påhugget sikret med 6 m lange forbolter og tre raster med vertikale bolter satt ovenfra
- Påhuggsflaten ble delt i fem deler: Pilottunnel i fire deler med salvelengde på 2 m
  Kransen ble vurdert pigget ut, men ble sprengt i 4 m lengde

Denne prosedyre ble fulgt og fjellet stod bra etter at vi fikk etablert en heng.

Den videre drivingen måtte også gå meget varsomt, da overdekningen var kun 2 m og vi skulle passere Kolsåsbanen.

Fjellet var helt og fint (leirstein/kalkstein) og entreprenøren ønsket egentlig å fortsette raskt innover. Som byggherre krevde vi at den permanente sikringen her skulle ligge så langt inn på stuff som mulig for eventuelle problemer. Kolsåsbanen var på forhånd forsterket med spenn på 20 m for å kunne stå ved eventuelle utfall.

Etter arbeidsmøter ble det etablert følgende drivemetode for dette området:



Figur 12.3.2 Drivemetode fra Gjønnessiden, Bekkestutunnelen (tegn. DYNO).

- Drev en pilot på 3 m
- Strossen ble tatt med et etterslep på en salve (3 m)

- 6 m forbolter (32 mm) ble satt inn etter at strossen var tatt. Disse forbolter ble satt for hver 3 m, slik at vi hadde en overlapp på 2-3 m Boring for disse forboltene fungerte dessuten som en sonderboring
- Det ble satt opp sprøytebetongribber i hver syklus. Ribbene ble satt opp etter hver stross. Gjennomsnittlig 2 buer pr.stross med c/c 1,5 m. Det ble boret i kransen til neste stross før montering av ribber, pga. plassproblemer. Dvs. at en hadde ribber maks 3,5 m fra stuff. Permanent sikring var altså så tett opptil stuff som mulig.

I hele partiet til pr.nr 360 ble denne prosedyren fulgt. Overdekningen varierte fra 1,8 m til 2,5 m. Driverne observerte dette ved boring av boltehull. (Faktisk boret de rett opp på trikkeholdeplassen til stor overraskelse for ventende passasjerer!)
Berget ble hele tiden klassifisert med Q-systemet og hadde i dette området en verdi på 2-3 pga. de dårlige innspenningsforholdene.

Vi hadde på forhånd vurdert forskjellige permanente sikringer. Støp på stuff var et alternativ og sprøytebetongribber et annet.
Vi valgte sprøytebetongribber, da dette var like godt som støp, rimeligere og antagelig raskere. I dette partiet hadde vi dessuten sprengt ut 55 cm ekstra for sikring og vann/frostsikring.

Det ble satt opp 24 sprøytebetongribber. Det gikk med 230 m^3 sprøytbetong, 290 bolter (3 m) og 5,5 tonn armering (Ø16).
Buene ble montert med c/c 2,0 m i 17 m og c/c 1,5 m i resten av partiet.

Prosedyre for oppsetting av buer var følgende:
- Påføring av 8-10 cm fiberarmert sprøytbetong i hengen som arbeidssikring
- Boring og gysing av buebolter. De er 3m lange og har sveiset på et tverrstykke for festing av armering.
- Sprøyting av fjell med uarmert betong for å slette ut fjellet og få en jevn flate av fjellet
- 6 stk Ø16 bindes fast til tverrstykkene så nært inn mot fjellet som mulig
- Siste lag med sprøytbetong legges på til armeringen har en overdekkning på 5-6cm.

Entreprenøren hadde ikke montert sprøytebetongribber før, så det tok litt tid før dette var innøvd og greit. Driverne hadde mer positivt å si om metoden etterhvert.

Hele denne konstruksjonen bygget ca. 25-30 cm.

3.2 Driving fra påhugg Egne Hjem
Det spesielle ved driving av tunnelen fra Egna Hjemsiden var først en gammel treetasjes garasje rett på venstre side av påhugget. Garasjen ble ekstra forankret med bolter før sprengning. Den ble utsatt for en del "juling", men klarte seg forsåvidt bra.

Den videre utfordringen herfra ble fjellet. I hht. til den geologiske rapport i kontrakten skulle det være eruptive gangbergarter i området og de dukket opp. Gangbergarten var en syenittfels, tildels sterkt oppsprukket. Fjellet nær denne gangbergarten var meget oppsprukket og knust og dermed vanskelig å drive tunnel i. Det var ekstra problematisk når tunnelen ble drevet omtrent parallellt med lagdelingen og dessuten var dagfjellsforvitret.

Entreprenøren fikk store bore- og ladevansker her. Rensk av stuff var meget tidkrevende. Fjellet ble hele tiden sikret konvensjonelt med bolter og sprøytebetong i et normalt omfang. Langhullsboring på 21 m ble også et stort problem. Det ble valgt å gå ned til 15 m lange hull.

Gjennomslag kom til rett tid like før påske i 1994 og 15.desember 1994 settes tunnelen under trafikk som planlagt!

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

STYRING AV SPRENGNINGSINDUSERTE VIBRASJONER

EKSEMPLER FRA DAGBRUDD TITANIA A/S

Overingeniør Arve Fauske
Dyno Nobel

SAMMENDRAG

Sprengningsinduserte rystelser og andre miljøpåvirkende effekter fra en normal produsjonssalve når sjelden et nivå som sterkt påvirker de naturlige omgivelser.
Vibrasjons- og lydnivå har avtatt fra sprengninger i steinbrudd de senere år, men samtidig har følsomheten hos mennesker i nabolaget øket i takt med den generelle økning i miljø-bevissthet i samfunnet forøvrig. Dette har igjen bidratt til en senkning av akseptansnivået for sprengningsinduserte rystelser. I enkelte naboskap har akseptansnivået avtatt raskere enn utviklingen av moderne sprengningsteknikk.
I denne artikkel berøres styring av sprengningsinduserte rystelser generelt samt rystelser som faller utenfor grenseverdiene for "vanlig" fjellsprengning og som ivaretas av norsk standard NS 4181.
Den menneskelige følsomhetsterskel for sprengningsinduserte rystelser er svært lav selv på lange avstander.
I dette tilfelle omfattes meget lavfrekvente svingnings-amplituder i Åna-Sira, beliggende oppimot 5 kilometer fra dagbruddet til Titania A/S på Tellnes.
Etter vedvarende klager fra beboerne i Åna-Sira besluttet gruveledelsen å igangsette tiltak på sprengningssiden for om mulig redusere disse meget spesielle rystelsesproblemene, som i utgangspunktet kan betraktes som en miljø-eller sjenanse-påvirkning. På nåværende tidspunkt er ikke denne form for sprengningsinduserte rystelser ivaretatt av noen offentlig norsk standard.
Etter en forsøksrekke på 7 prøvesalver i full skala vinteren 1993/94 ble rystelsesproblemene ansett som løst, og et nytt sprengningssystem avløste en metode som ble ansett som unik i 1978.
En vekselvirkning mellom bruk av avanserte måleinstrumenter og moderne "state of the art" sprengningsteknikk gjør det mulig å løse de fleste oppgaver innenfor sprengningsteknikken.

SUMMARY

Blast induced vibrations and other environmental effects of blasting work from a normal production blast rarely reachs levels where the natural environment is badly affected. Vibration and sound levels of quarry blasts have been decreased during the last years, the sensitivity of human neighbours have increased together with a general increase in environmental consciousness, which has lowered the acceptance level of blast induced immissions. In some neighbourhood the acceptance level of blast decreased faster than the blasting technique could follow.
In this article general procedures dealing with blast induced vibrations are considered, as well as vibration levels at long distances, which have specially low-frequency peak particle velocities characteristics not regulated in the Norwegian Standard (NS 4181).
The sensitivity threshold of the human body regarding blast induced vibrations is very low even at long distances.
In this case complaints were received from inhabitants of the village Åna-Sira situated at a distance of nearly 5 kilometers from the Tellnes open pit mine of Titania A/S, in the southwest of Norway, close to the Jøssingfjord.
After sustaining complaints, the leadership of the mine decided to put efforts on the vibration source, which in this case is the only possible part that can be changed to lower blast induced immissions. As long as there are neither no regulations for dynamic stability on buildings, nor guidelines for the evaluation of human comfort in buildings, which cover blast induced vibrations, the residents have enough legal negative statements.
After 7 full-scale blast trials at the turn of the year 1993/94, the extraordinary vibration problems were solved, and a new blast design replaced a blasting method when introduced in 1978 was considered to be unique.
The interaction of advanced instruments for the study of the seismic wavefield, and the execution of modern "state of the art" blasting techniques, makes it possible for an experienced explosives engineer to solve the most problems encountered within the area of mining and construction blating work.

BAKGRUNN

Titania A/S driver dagbruddsdrift i på Tellnes i Sokndal. Det brytes nærmere 6 millioner tonn årlig, likt fordelt på malm og gråberg ved full produksjon, og dette tilsier idag landets største virksomhet når det gjelder dagbruddsprengning. Salvestørrelsen er vanligvis omkring 80.000 faste kubikkmeter eller omkring 200.000 tonn. Dette tisvarer igjen et sprengstoffforbruk pr salve på ca. 80 tonn.
Produksjonsboringen i bruddet foregår med Gardner Denver GD 100 rotasjonsboremaskin som borer inntil 18 meter dype borehull med diameter 12 1/4".

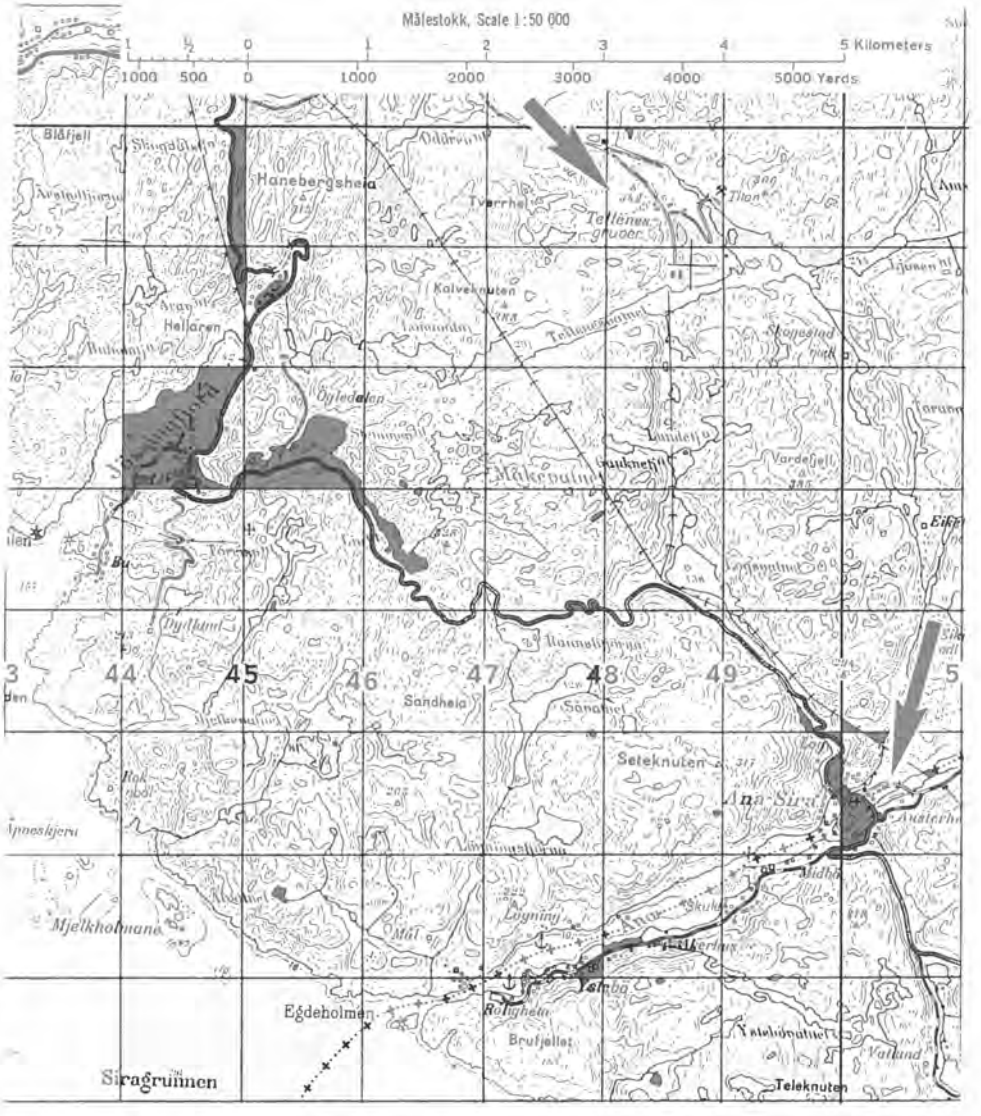


Fig.1 Kart over området mellom Tellnes gruver og Åna-Sira.

Sprengstoffet som anvendes er Slurrit-systemets emulsjons-sprengstoff, type 50-10, levert fra Dyno`s site-mixed system på Tellnes.
Tennsystemet har siden 1978 vært Nonel kombinert med detonerende lunte og forsinkerelementer, og Titania A/S var det første store dagbruddet som tok i bruk dette systemet.

Rystelsesproblemer

Tennsystemet har funsjonert bra i mange år med rimlig gode sprengningsresultater, men i den senere tid har sprengningsrystelsene blitt spesielt merkbare for en del beboere i tettstedet Åna-Sira.
Åna-Sira ligger i en avstand av ca. 5 kilometer i luftlinje fra dagbruddet på Tellnes.
Klagene som fremkom fra beboerne i Åna-Sira ble i første omgang imøtegått ved at det ble igangsatt omfattende målinger av rystelser på stedet våren og sommeren 1993.
Den store avstanden tatt i betraktning krevde spesialutstyr for å fange opp de på forhånd antatte svake rystelser med lavt frekvensinnhold.
Riktignok med en maksimal sprengstoffmengde pr. intervall på 6000 kg i salven, ble det på de aktuelle steder målt horisontale rystelser med et utsving på hele 68 my og et ellers ugunstig lavt frekvensinnhold på 3,5 Hz. Svingehastighet ble målt til 1,5 mm/s og akselerasjon 0,07 m/s2.
Denne type rystelser er godt merkbare for mennesker og fører lett til en psykisk tilstand av engstelse og ubehag.
Rystelsene vil neppe kunne føre til bygningsskader, men de vil fortsatt være til ubehag og utålelighet for de mennesker som befinner seg inne i bygninger.

Gruveledelsen ved Titania A/S besluttet derfor å igangsette tiltak på sprengningssiden, for om mulig løse disse spesielle rystelsesproblemene som vi etterhvert skal komme tilbake til.

VIBRASJONSSTANDARDER OG DEN MENNESKELIGE REAKSJON

Vibrasjonene fra målingene i Åna-Sira faller utenfor den vibrasjonsstandard som etterhvert er etablert og som ivaretar området for vanlig fjellsprengning (NS 4181). I denne standarden blir imidlertid lange avstander definert som avstander over 200 meter, her har vi å gjøre med 5000 meter. Det vil naturligvis bli galt å relatere rystelsene til de grenseverdier som standarden setter for vanlig fjell-sprengning.
Rystelsene som her er registrert i en avstand av 5000 meter og som påfører mennesker stort ubehag, må derimot ses på som en miljøpåvirkning og vil derved bli berørt av forurensningsloven. Når det gjelder miljøpåvirkning finnes det ennå ikke i Norge retningslinjer for fastsetting av grenseverdier. Men slike retningslinjer er under utarbeidelse ved at det allerede er nedsatt et utvalg.
Et av de land som har offentlige fastsatte normer for virkning på mennesker er Tyskland. Der ble DIN 4150 - Del 2 "Erschötterungen im Bauwesen - Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden" vedtatt som foreløpig norm i 1975. Denne normen angir tillatte maksimalgrenser for vedvarende rystelser, dag eller natt, i forskjellige kategorier bebygde områder.
Det finnes også andre normer for vibrasjoner, men som ikke innbefatter sjenanseproblematikken.

Det finnes forøvrig et ISO arbeidsdokument " Amendment to ISO - Vibrations and shock limits for occupants in buildings" som er relevant. Grenseverdiene i ISO-dokumentet er svært like de i den tyske normen.
Dessuten forligger det en svensk standard SS 460 48 61 som omhandler "Vibration och stöt - Mätning och riktvärden för bedömning av komfort i byggnader". Denne standarden er forøvrig også basert på den internasjonale standarden ISO 2631-2.
Men denne standarden påpeker også at retningslinjene som er gitt ikke er beregnet for tilfeldige aktiviteter som bygg-og anleggsarbeider og heller ikke steinbrudd og gruvedrift.

Harmoniske svingninger

Problemet med grenseverdiene i de ovennevnte normer er at de bygger på vedvarende harmoniske svingninger (sinus).
Ved sprengning er vi derimot utsatt for periodiske, stokastiske, og transiente rystelser. Hvordan disse skal betraktes er foreløpig ikke fastlagt.
Rent praktisk vil rystelsene fra en sprengning gå mot en sinusbølge på lang avstand, noe som forøvrig kan sees av de målinger som er utført. Rystelsene målt i Åna-Sira før tiltak ble iverksatt for å endre sprengningsmetoden, ville imidlertid overskride de grenseverdiene som DIN 4150 legger opp til for mennesker som oppholder seg innendørs.

Hvordan mennesket reagerer

Det finnes en rekke innretninger og krefter som kan forårsake seismiske hendelser. De fleste er naturlige, men også konstruerte, f.eks ved hjelp av moderne teknologier.
Nylige undersøkelser viser at en aktiv familie produserer i løpet av en dag vibrasjoner i veggene i en intensitet tilsvarende sprengningsinduserte vibrasjoner i området 2,5-12 mm/s. Klatring i trapper, slenge igjen dører, vaskemaskin-vibrasjoner opptil 5 mm/s. Boring i vegg, eller spikring drar vibrasjonene opp i 20 mm/s. Tilsvarende rystelser avgis av trafikkaktivitet.
Vanligvis er det ikke noe problem for mennesket å takle en ustabil grunn. Akselerasjoner og hastigheter som mennesket utsetter seg for i busser, trikker, eller fly for den saks skyld er langt større enn hva folk blir utsatt for av seismiske hendelser som f.eks sprengningsrystelser.
Imidlertid er vi kjent med at sprengningsrystelser opptrer spontant og derfor vanligvis overraskende. I denne forbindelsen oppstår hovedproblemet forårsaket av menneskets sanse- og reaksjonsapparat. Denne reaksjonen er et psykologisk fenomen og en del av et naturlig forsvar mot farer.
Mennesket reagerer meget følsomt overfor rystelser av flere grunner. Menneskekroppen er et meget sammensatt og komplisert svingesystem med en rekke resonansfrekvenser. En av de mest vesentlige resonansene er knyttet til hode/nakke regionen. Her inntrer resonanse for frekvenser i området fra 4-8 Hz. De

mekanismer som medvirker til å gi et menneskes individuelle reaksjon på en rystelsespåvirkning i en gitt situasjon, er svært sammensatte og innbefatter såvel fysiske som fysiologiske og psykologiske faktorer. Se forøvrig fig.2,og 3.

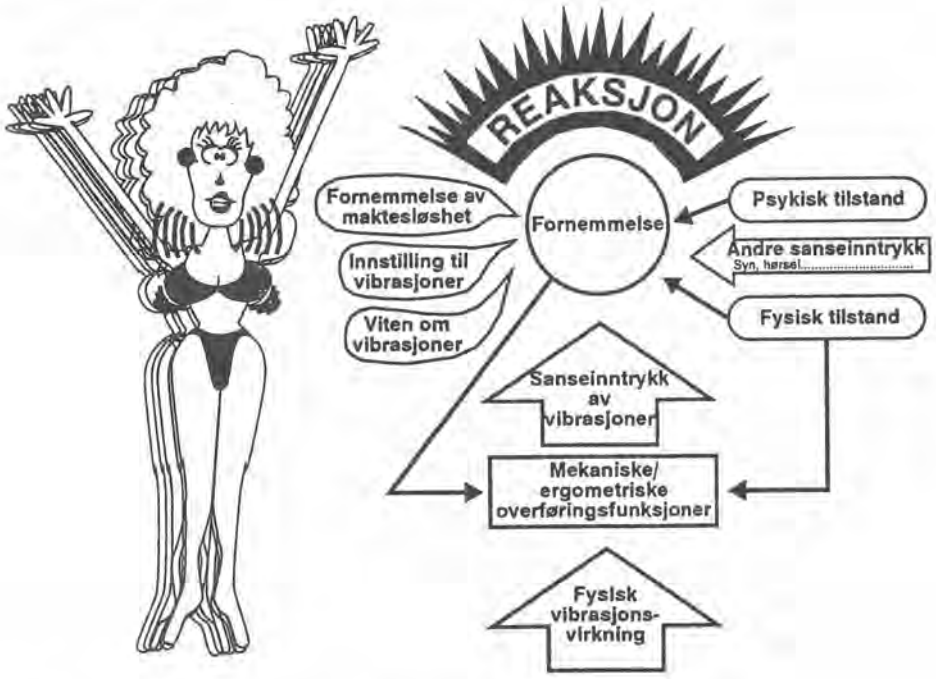


Fig.2 Faktorer som kan påvirke mennerskers reaksjon.

RYSTELSENES KARAKTER OG UTBREDELSE

Sprengningsinduserte rystelser som forplantes i fjell kan inndeles i 3 hovedkategorier, kompresjonsbølger, skjærbølger og Rayleigh-bølger (og Love-bølger, men bare hvis mediet har en begrenset tykkelse). Bevegelsene opptrer som 3 perpendikulære bevegelser; vertikale, longitudinale og transversale bevegelser. For kompresjonsbølgene beveger partiklene seg langs forplantningsretningen, mens skjærbølgene beveger seg på tvers. Rayleigh-bølgene forplanter seg langs overflaten, og har et deformasjonsmønster som penetrerer ca. en bølgebevegelse inn i mediet. Rayleigh-bølgene har ellipseformede partikkelbevegelser som står i vertikalplanet.
Forplantningshastigheten for de forskjellige bølgetypene er avhengig av mediets elastisitet og tetthet.
Typiske skjærbølgehastigheter i fjell vil være fra 2000-4000 m/s, tilsvarende for kompresjonsbølger 3000-6000 m/s.

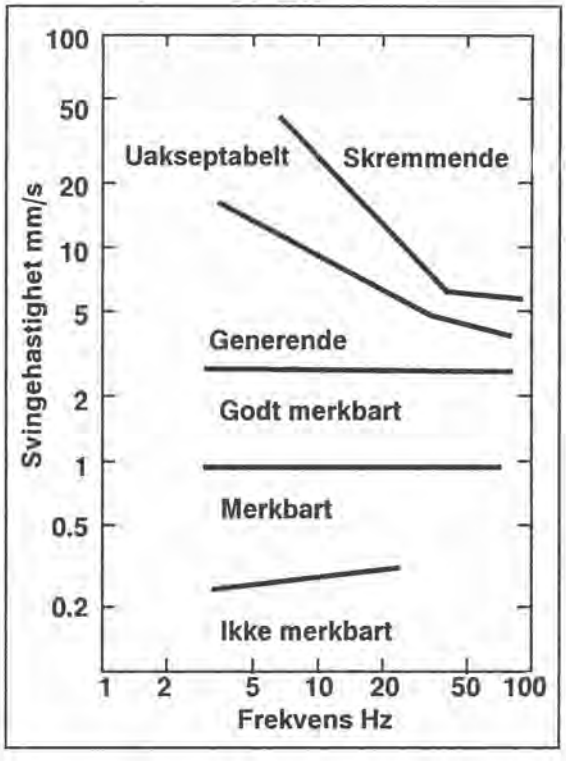


Fig.3 Innvirkning av stasjonære vibrasjoners svingehastighet innen ulike frekvensområder på mennesker.

For inhomogene og lagdelte medier er forplantningen av bølgeenergi meget komplisert. Ved ugunstige forhold kan fokuseringseffekter og resonnanser også oppstå ved at innkommende og reflekterte bølger interfererer.
Under slike forhold kan rystelsene øke og ikke avta med avstanden fra sprengningsskilden ("Hot spots").

Hva har betydning for skadeutvikling

Ved å se nærmere på vibrasjonsforløpet fra en sprengning er det 3 faktorer som har betydning for en skadeutvikling, det er amplitude, frekvens og tid.
Amplituden, som angis som akselerasjon, svingehastighet eller utsving, er bestemt av samtidig detonerende ladning, ladningens utstrekning, innspenning, dempningsforhold i grunnen, bygningens respons og ikke minst avstanden mellom sprengning og bygning. Grunnforhold og bygningsrespons kan vi ikke gjøre noe med, og vi gjenstår da generelt med følgende faktorer som har betydning for skadeutviklingen :

* **Ladning pr. tennerintervall**
* **Intervalltid**
* **Ladningens utstrekning/form/koblingsgrad**
* **Spesifikt sprengstofforbruk**
* **Boremønster**
* **Borehullsdimensjon, ladningsfordeling**
* **Avstand til aktuelt objekt**

Frekvensen, dvs. antall svingescykler pr. sekund, er avhengig av :

* **Samtidig detonerende ladning**
* **Samlet sprengstoffmengde i salven**
* **Tennerintervaller**

* **Bølgeforplantningsavstand**
* **Bygningsfundamentering**
* **Bygningsrespons og grunnforhold**

Ofte har betydningen av vibrasjonenes frekvensinnhold blitt undervurdert ved analyse av sprengningsrystelser.
I klagesaker vil det være enklere å foreta vurderinger om målinger er utført som tilfellet var ved Titania A/S etter målingene i Åna-Sira. Det vi imidlertid gjenstår med er grenseverdiproblemet og sammenhengen mellom svingeamplitude og frekvens.
Frekvensene er sterkt avstandsavhengige. Generelt ligger sprengningsinduserte rystelser i området 10-100 Hz. For korte avstander, 1-3 m, er frekvenser på 60-100 Hz dominerende, men verdier opptil 400 Hz forekommer. Ved avstander over 100 meter vil frekvensen normalt ligge i området 15-30 Hz.
I tifellet Åna-Sira hvor avstanden er 5000 meter ble frekvensen målt til under 5 Hz. Målingene viste verdier i området 3-9 Hz, dvs temmelig nær resonnansefrekvensen for menneskets nakke/hode-region.

"FINGERPRINTS" OG "HOT SPOTS"

"Fingerprints" eller "hot spots" er nye begrep innenfor termologien knyttet til sprengningsinduserte vibrasjoner. Systemet eller målemetodene og datautstyret er utviklet av Geosonics Inc., USA.
Systemet går i all enkelhet ut på å kartlegge rystelsene som omgir et steinbrudd/dagbrudd eller, et sprengningsanlegg på en slik måte at man får full oversikt vibrasjonskarakteristika i det bestemte området. Man gjør iso-seismiske målinger som gir grunnlag for et seismisk topografisk kart som vil være unikt for det område som man befinner seg i. Det seismisk topografiske kart utgjjør områdets fingeravtrykk.
Når en slik undersøkelse er utført vet man eksakt hvor man skal sette ut enkeltsonder senere for å overvåke sprengningsrystelsene. Variasjoner i rystelsesintensitet vil nemlig følge de iso-seismiske konturlinjer.

Fingeravtrykket som er registrert i et område vil naturligvis ikke kunne anvendes i et annet.
Det er den geologiske struktur som først og fremst er ansvarlig for hvordan og med hvilken intensitet og i hvilken retning sprengningsvibrasjoner utbrer seg. Homogen og symmetrisk geologi eksisterer sjelden. Derfor er det nødvendig om man ønsker full oversikt nødvendig med multiple målinger i alle retninger, og dessuten er dette nødvendig for å fange opp områder hvor rystelsene av geologiske årsaker kan forsterkes selv om avstanden er større fra kilden. Slike områder kalles "hot spots".
Et iso-seismisk kart vil være av uvurderlig betydning ved planlegging av f.eks byggefelt i nærheten av et dagbrudd. Eller f.eks ved opprettelse av et nytt anlegg om sprengningsinduserte vibrasjoner har betydning i området. Se forøvrig fig.4.

Fig.4 Iso-seismisk topografisk kart anpasset et luftfotografi av området rundt et dagbrudd. Legg merke til at rystelsene forsterkes i syvestlig retning og inn i et prosjektert boligområde.(Geosonics Inc., USA).

VIRKEMIDLER FOR Å REDUSERE SPRENGNINGSINDUSERTE RYSTELSER

Symmetrisk og homogen geologi forekommer som kjent sjelden. Geologien er mediet som som forplanter de sprengningsinduserte vibrasjoner, og som vi har sett vil kunne variere sterkt i forskjellige retninger fra kilden for vibrasjonene, men også hos mottageren for vibrasjonene.
Anstrengelser for å isolere vibrasjoner på mottagersiden har ikke vært særlig fremgangrike. Dessuten, så lenge det ikke finnes normer for dynamisk stabilitet på bygninger, vil bolighaveren ha nok av lovlige negative innvendinger. Under disse forhold betyr reduksjon av sprengningsinduserte vibrasjoner på mottagersiden at man reduserer intensiteten fra sprengningskilden.
I mange tilfelle hvor rystelsesproblemer eksisterer, vil en forandring i sprengningsteknikken alene uten en nærmere studie av sprengningsvibrasjonenes natur ikke kunne løse problemet. En geofysisk analyse sammen med en moderne sprengningsteknikk må tas i bruk. Dette betyr å anvende "state of the art" moderne sprengningsteknikk.
I mange tilfelle vil en befaring av en erfaren sprengnings-ingeniør i forbindelse med en serie testsprengninger løse problemet.

Hvilke virkemidler

Generelt finnes det idag muligheter for å anvende en rekke virkemidler for å redusere rystelser både i det nære og det fjerne området fra sprengningskilden. Vi har allerede vært inne på hvilke faktorer som styrer skadeutviklingen. Den viktigste faktoren i forbindelse med rystelsene i Åna-Sira er :

*** Ladning pr tennerintervall/tenntidspunkt**

I denne forbindelse finnes Nonel Unidet-systemet som idag også er utviklet for å imøtekomme de behov for forsinkertider som er nødvendige i grovhullsprengning.
Systemet har koblingsenheter med innebygget forsinkelse på henholdsvis 0, 17, 25, 42, 67, 109, og 176 millisekunder. Ved hjelp av disse koblingsenhetene og en fast basisforsinkelse i borehullene kan det konstrueres et ubegrenset antall tenntidspunkter i et sprengningsteknisk optimalt tennsystem. Koblingsenhetenes forsinkertider er ikke tilfeldig valgt. Er tennsystemet riktig konstruert vil vi ende opp med en nominell minimum tidsdifferanse mellom tenntidspunkter i tennsystemet på 8 millisekunder. Dette er en minimumstid for å kunne betrakte ladningene som separate i seismisk sammenheng.
I produksjonssprengning i grovhullssammenheng ville det ikke være praktisk å dele opp sprengstoffenergien i salven i mindre enheter enn det som tilsvarer ett borehull, dvs. etthullstenning.
Et annet viktig tiltak for ytterligere å kunne redusere

sprengningsinduserte rystelser i et dagbrudd, ville være å finne frem til en :

*** Vibrasjonsoptimal intervalltid (forsetningstid)**

Dette arbeidet ble påbeynt av Nitro Nobel i samarbeid med Nitro Consult allerede i 1990.
Gjennom registrering av et stort antall vibrasjonsforløp fra enkeltskudd, kunne man studere upåvirkede vibrasjoner og derved gjøre frekvensanalyser av enkeltskuddene og få frem de energimessig dominerende frekvensene. Med kunnskap om disse kunne man bestemme den teoretisk minste optimale forsinkertiden for å unnvike samvirkning. Denne metoden er anvendt med godt resultat i forbindelse med konstruksjon av tenningsplaner for Nonel Unidet i produksjonssprengning.
Ytterligere reduksjon av vibrasjonsnivået i dette tifelle kunne imidlertid ikke la seg gjennomføre med mindre man hadde en elektronisk tenner med absolutt presisjon til rådighet.
Ved hjelp av elektroniske tennere ble det innledet forsøk for å redusere nivåene ved å tvinge de dominerende vibrasjonsbølgene å gå i motfase. På grunn av de kompliserte geofysiske forhold i grunnen i sin alminnelighet kunne man ikke forvente å få samtlige bølger til å gå i motfase. Den viktigste utfordringen ville være å motvirke de dominerende vibrasjonsbølgene.
Analyse av enkeltskuddene viste seg at støtbølger med en frekvenser mellom 10-18 Hz ble lett bygget opp. For at disse bølger ikke skulle samvirke bør intervalltidene ligge mellom 14-25 millisekunder.
Intervalltider mellom hullene i en rad ble satt til 15, 17 og 23 millisekunder.
Intervalltiden mellom hullrastene måtte dessuten velges i henblikk på kastrisiko, salveprofil og fragmentering.
Intervalltidene mellom radene ble derfor satt til henoldsvis 60 og 120 millisekunder.
Resultatene oppnådd av Nitro Nobel viste at prinsippene for vibrasjonsoptimering er riktige. Reduksjonen av vibrasjonsnivåene var faktisk større enn forventet. Spesiellt med tanke på de meget kompliserte svingningsforløp som skapes av fjellets geofysiske egenskaper.
Generelt ble det registrert reduksjon av sprengningsinduserte rystelser i området 20-50 %.

Linjær superposisjonering

Kontroll med sprengningsinduserte vibrasjoner ved hjelp av å optimaliere tenntidspunktene er beskrevet av flere forskere. I prinsippet anvendes lignende fremgangsmetode som Nitro Nobel av Reamer, Hinzer og Sifre som beskriver 3 cases i Frankrike hvor det ble demonstrert en reduksjon av vibrasjonsnivået opp til 50 %. Firth viste på EXPLOSIVES 92 hvordan slike teknikker kan bli brukt til å kontrollere vibrasjonsfrekvenser. Teknikken krever digital registrering av vibrasjonene fra et enkelt spreningshull. Multipel kopier av dette signalet blir satt sammen med offset tider som er like med borehullets. Prosessen kalles - linjær superposisjonering -. En forutsagt

svingehastighetsverdi for en sprengning som anvender denne forsinkertid og antall hull kan således lages. Et forutsagt vibrasjonssignal kan også produseres.
De fleste variasjoner av ovennevnte teknikk går ut på å produsere et antall simuleringer som anvender forskjellige forsinkertider. Den resulterende svingehastighetsverdi for hver simulering blir så plotted mot forsinkertid. Kurven som fremkommer gjør det mulig å velge en intervalltid som gir lavest mulig vibrasjonsnivå for fremtidige sprengninger på stedet.
Under EXPLOSIVES 94 presenterte Farnfield og White et foredrag basert utprøvning av ovennevnte teknikk for første gang i U.K. White konkluderer med at linjær superposisjonering av registreringer fra enkeltskudd kan anvendes for å redusere sprengningsinduserte vibrasjoner.
Arbeidet som ble utført understreket den rollen som tennerintervallene, antall hull i salven, og den mulige effekten av borehullslengden, eller ladningslengden har, når man skal forsøke å forutsi vibrasjonsnivåer. Videre for at teknikken skal funksjonere effektivt, bør ladningsmengden for hullene i hver sprengning være identiske med den som brukes i enkelthullsskudd. Variasjoner i salvedesign kan føre til dramatiske endringer i vibrasjonsnivå og frekvenser.
Det er derfor ikke overraskende at anvendt standard teknikk med å relatere vibrasjonsnivået til en kombinasjon av avstand og ladningsvekt er forbundet med en høy grad av usikkerhet.

Salveopplegg og kontroll

Andre virkemidler knyttet til reduksjon av sprengningsinduserte vibrasjoner, uten at det vil gå på en bekostning av en generell redukjon av salveomfanget vil f.eks. være :

* Anvende "Hybrid-systemer" av Nonel, dvs. kombinere forskjellige forsinkersystemer for å oppnå sprengningstekniske fordeler, eller reduksjon av rystelser. (Mest anvendt under jord).

* Anvende moderne utstyr for kontroll med boreavvik. Sette i verk tiltak for å bidra til presis boring.

* Etter behov anvende patronert sprengstoff som gir redusert koblingsgrad og følgelig lavere rystelser.

* I nærområdet bruke initieringsretningen for å redusere omfanget av rystelser i en bestemt retning.

* Anvendes bulksprengstoffer vil teoretisk denne type sprengstoffer gi et redusert rystelsesnivå om volumstyrken (sprengstoffenergien) reduseres. Dette vil gå på bekostning av boringen.

TENNSYSTEM I DAGRUDD TITANIA A/S FØR NONEL UNIDET

Tennsystemet anvendt ved Titania A/S har siden 1978 vært basert på et Nonel-system brukt på en slik måte at det kunne betraktes som en forløper til Nonel Unidet. Nonel Unidet ble forøvrig introdusert i Norge først på Fjellsprengningskonferansen i 1984 og ble markedsintrodusert året etter.
Systemet er basert på et fast intervall, dvs. nr.15 i millisekundserien som bunntenner og nr.16 som topptenner, dvs. en back-up tenner et intervall høyere for å sikre bunntenning i systemet.

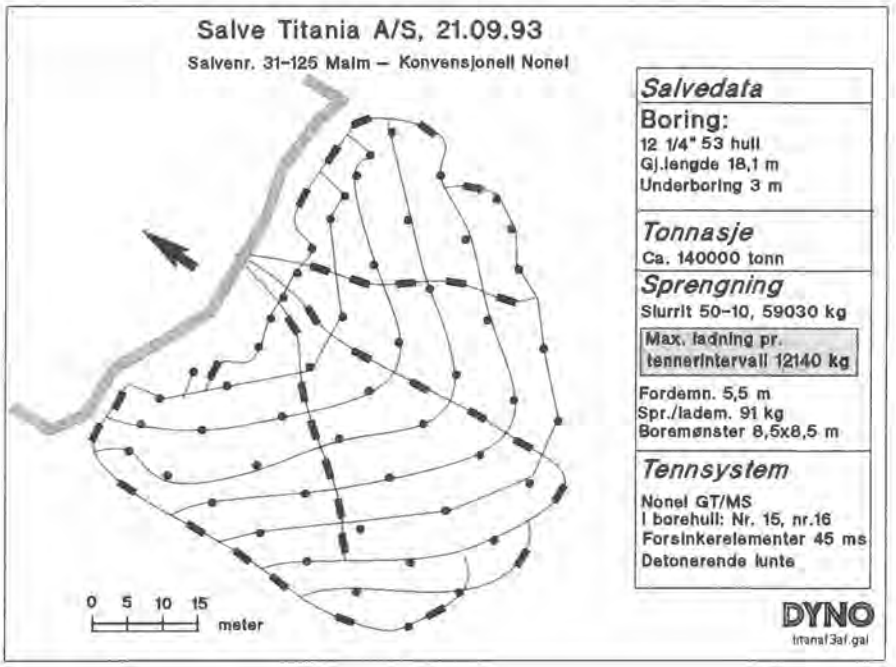


Fig.5 Eksempel på bore-og sprengningsplan for salve i Titania A/S ved bruk av konvensjonelt tennsystem basert på Nonel.

Nr.15 ble valgt på dette tidspunktet fordi et høyere intervall ville på grunn av egenspredningen gi for stor sannsynlighet for overlapping. Tennernes egenspredning er forøvrig i ettertid betydelig forbedret.
Tennsystemet som fremgår av fig.5, har imidlertid en stor ulempe dersom det oppstår problemer forbundet med rystelser fra salvene, det være seg i salvens nærområde, eller også fjerne områder kan bli berørt, slik som Åna-Sira som ligger i en avstand av ca. 5000 meter fra dagbruddet i Tellnes.

Eksemplet i fig. 5 viser at det settes av opptil 12 tonn pr. tennerintervall, og dette gir naturligvis formidable rystelser både i nærmiljøet, men også ut i omgivelsene. Nå skulle man i utgangspunktet tro at 5 kilometer skulle være en betryggende avstand.
Men klager som etterhvert fremkom og som av en eller annen grunn ble forsterket etter at gruven gikk over fra det tradisjonelle watergel til emulsjonssprengstoffet Slurrit 50-10, måtte tiltak iverksettes for å endre sprengningmetodene i håp om å finne en løsning på problemet.

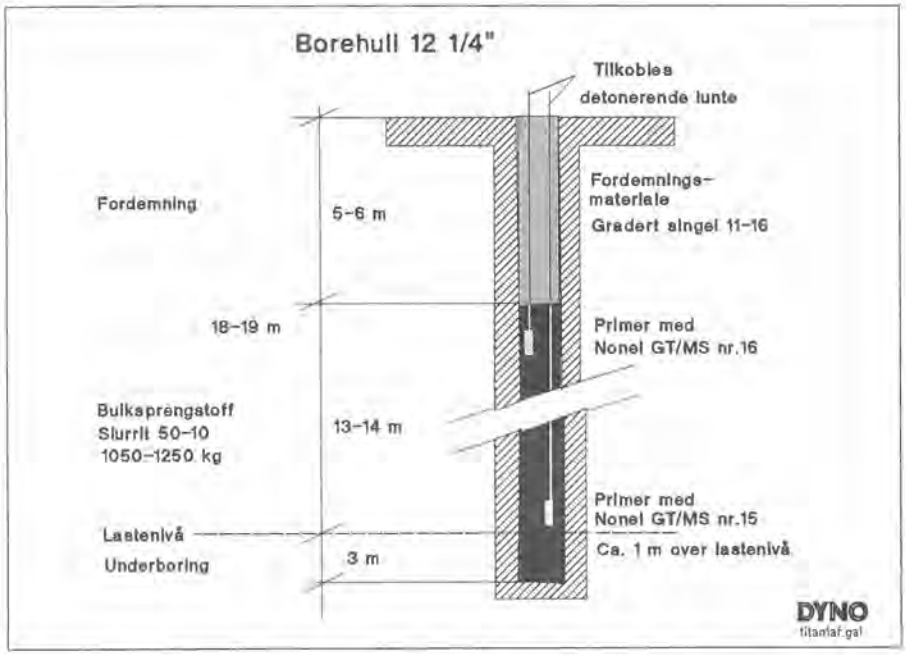


Fig.6 Et typisk borehull i full pallhøyde ved dagbruddet på Tellnes. Hvert borehull inneholder i størrelsesorden 1050-1250 kg sprengstoff.

TENNSYSTEM BASERT PÅ NONEL UNIDET

I introduksjonsfasen ble det skutt 7 salver med Nonel Unidet basert på etthullstenning i systemer tilpasset de aktuelle sprengninger. Det ble i første omgang ikke tatt spesielt hensyn til vibrasjonsoptimal intervalltid, eller forsetningstid som er et bedre begrep i forbindelse med Nonel Unidet. Derimot var det mer viktig i startfasen å sikre en best mulig sprengnings-optimal forsetningstid.
Tabellene i fig.7 og fig.8 ble lagt til grunn, og det ble valgt forsetningstider nominelt i område 67-109 millisekunder.

Hullavstandstider ble valgt nominelt 17-25 millisekunder. I tillegg til disse tider kommer gangtiden i Nonel-slangen som er 0,5 ms/m og blir å regne med i et boremønster på 8,5x8,5 meter.

T_r konst. ms/m	Resultat
6	Voldsomt luftsjokk, bakbrytning, etc
6-10	Høy røys nær stuff, moderat luftsjokk, bakbrytning
10-13	Middels røys, luftsjokk og bakbrytning
13-20	Utbredt røys, minimum bakbrytning

$$I_r = T_r \times V$$

hvor:

I_r = Forsinkertid mellom hullrader

T_r = Tidsfaktor mellom hullrader

V = Forsetning (m)

c:\eltab17.gal

Fig.7 Erfaringsverdier for beregning av forsinkertid (forsetningstid) mellom hullrader.

T_h konst. ms/m	Bergart
6-7	Kull, mergel etc
5-6	Kalkstein, skifer, etc
4-5	Kompakt kalkstein, granitter, gneisser, gabbro
3-4	Diabase porfyrit, kompakt gneiss og magnetitt

$$I_h = T_h \times E$$

hvor:

I_h = Hull til hull forsinkelse (ms)

T_h = Tidsfaktor hull til hull

E = Hullavstand (m)

c:\eltab18.gal

Fig.8 Erfaringsverdier for beregning av forsinkertid mellom sprengningshull i samme rad (hullavstandstid).

Funksjonssikkerhet

Av hensyn til funksjonssikkerhet i tennsystemet ble det ved introduksjonen lagt opp til en back-up tenning med UB 0, se forøvrig bore-og sprengningsplanene som fremgår av figurene 9-19.

Etter åpningssekvensen fikk hvert enkelt borehull dobbel tenning via en tilbakekobling med UB 0. I en senere del av introduksjonsfasen ble dette prinsippet forlatt til fordel enkel dublisering av tennsystemet, dvs. hvert borehull ble forsynt med en parallell dobbel tenning. Dette systemet viste seg å være enklere å håndtere i praktisk bruk på pallen.

Dokumentasjon av målbare salver

Vi gjengir 3 av de målbare introduksjonssalvene her som betegnes henholdsvis er :

SALVE A, mot endelig kontur,

SALVE B, åpning av nytt nivå,

SALVE C, bufferspreng ning i dette nivået.

Salvene dokumenteres med sprengningsplaner og vibrasjons-målinger og sprengningsresultater. Vibrasjonsmålingene sammenlignes med tilsvarende målinger utført på konvensjonell måte med Nonel og radvis sprengning med detonerende lunte og forsinkerelementer.
Salvene A,B og C som alle er skutt med Nonel Unidet og gjengis i stapeldiagrammet med de samme betegnelsene for registrering av henholdsvis vertikale, longitudinale og transversale rystelser.
De sammenlignende målinger er utført på 3 salver skutt med konvensjonell sprengningsmetode og sammenlignet i stapeldiagrammet som henholsvis salve D, E, og F.

RYSTELSESMÅLINGER I PROBLEMOMRÅDET ÅNA-SIRA
Avstand ca.5 kilometer

Det ble målt på 3 steder i Åna-Sira. Det ene stedet i øvre boligfelt ble det montert på hjørnet av hus mot nord en UVS 1504 med triaksiell HD geofon og 1 Hz kompensasjon.
Tilsvarende i nedre boligfelt ble det montert på hjørnet av hus mot nord en UVS 1504 med triaksiell HD geofon og 1 HZ kompensasjon.
Resulater av målingene fremgår av fig.20, 21 og 22.
Fig.20 viser typiske resultater målt med vertikal geofon, dvs. de vertikale rystelser. Såvel svingehastighet som amplitude er dramatisk redusert ned i det for mennesker ikke-følbare område. Dessuten har frekvensinnholdet gjennomgående øket betydelig, opptil 3 ganger det som ble registrert før. Målingene for de dokumenterte Unidet-salvene fremgår staplene A, B og C som refererer seg til de tilsvarende salver A,B og C.

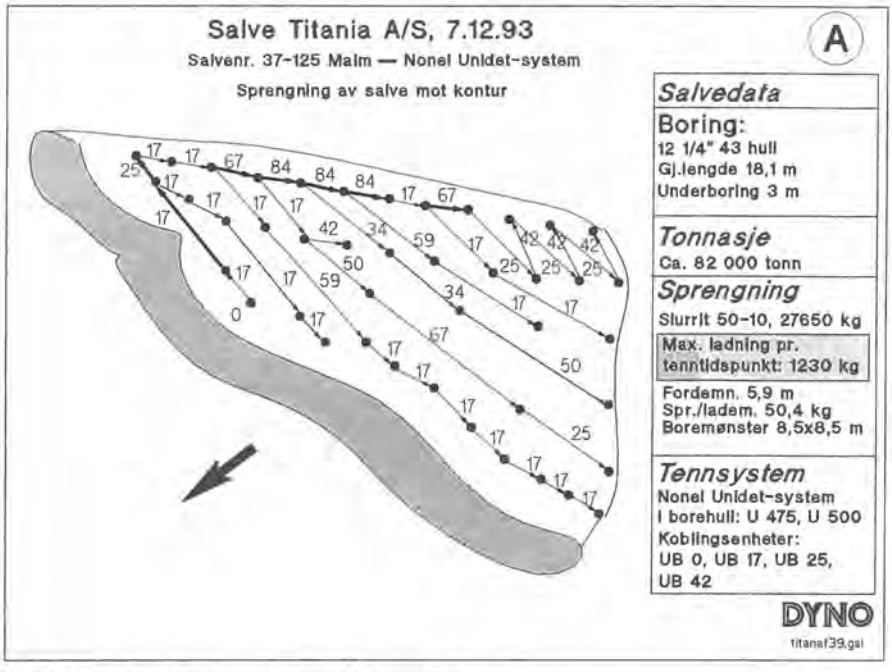


Fig.9 Salve A, bore-og tenningsplan.

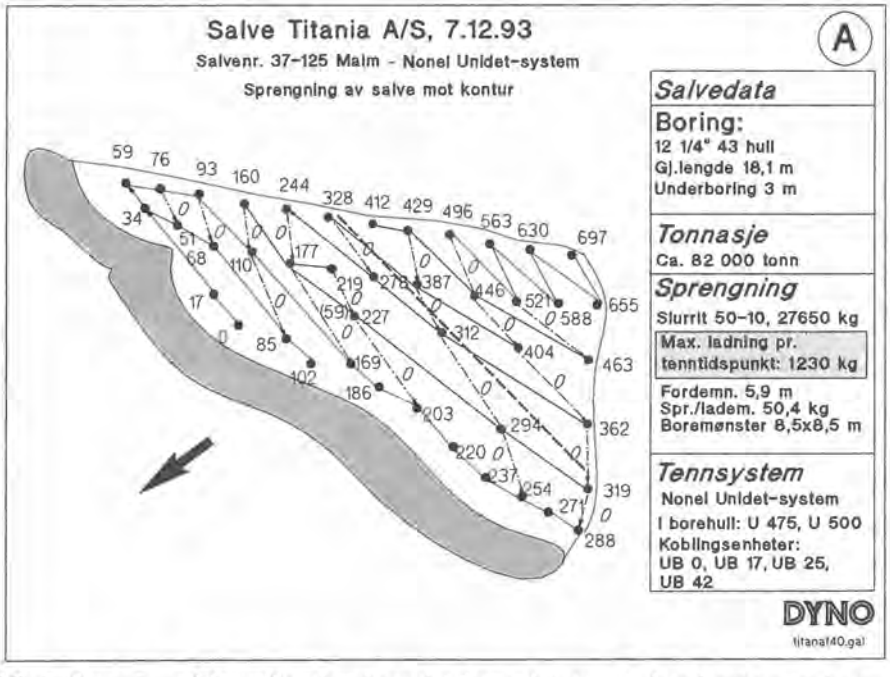


Fig.10 Salve A, akkumulerte tenntidspunkter og back-up system.

Fig.11 Salve A, klar for sprengning

Fig.12 Salve A, sprengningsresultat. Legg merke til minimal bakbrytning.

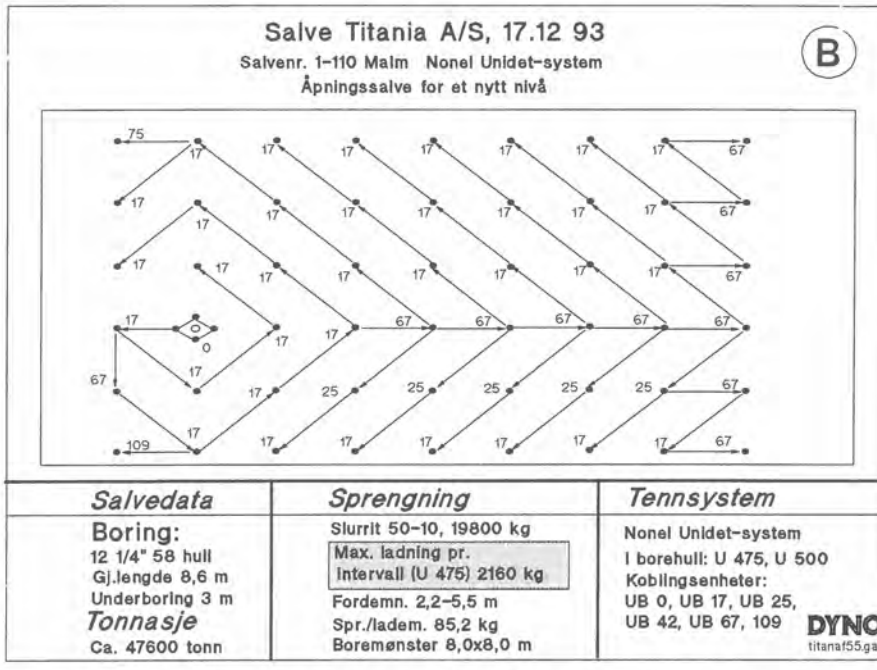


Fig.13 Salve B, bore-og sprengningsplan

Fig.14 Salve B, vellykket sprengningsresultat for åpningssalven for nytt nivå.

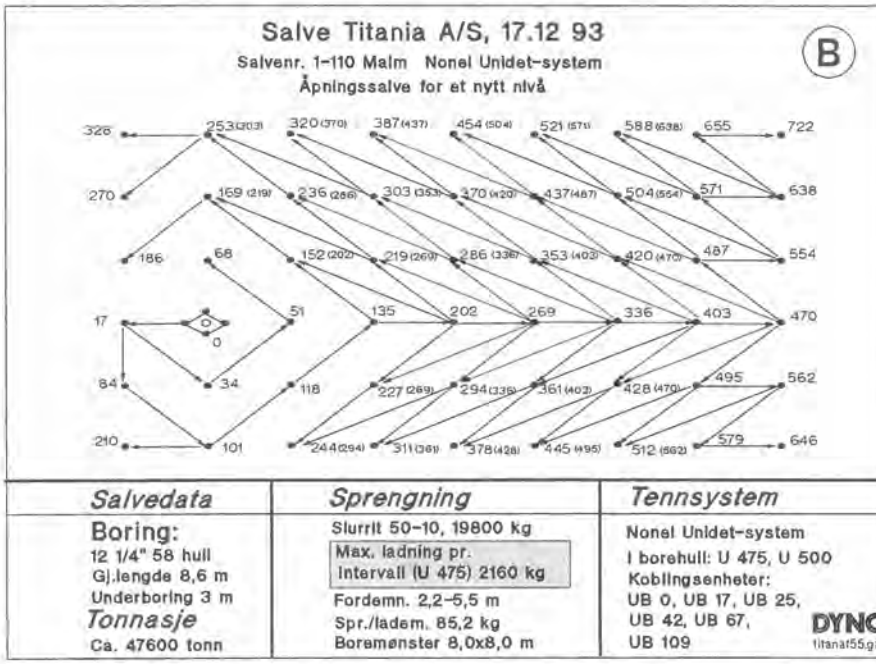


Fig.15 Salve B, akkumulerte tenntidspunkter og back-up system.

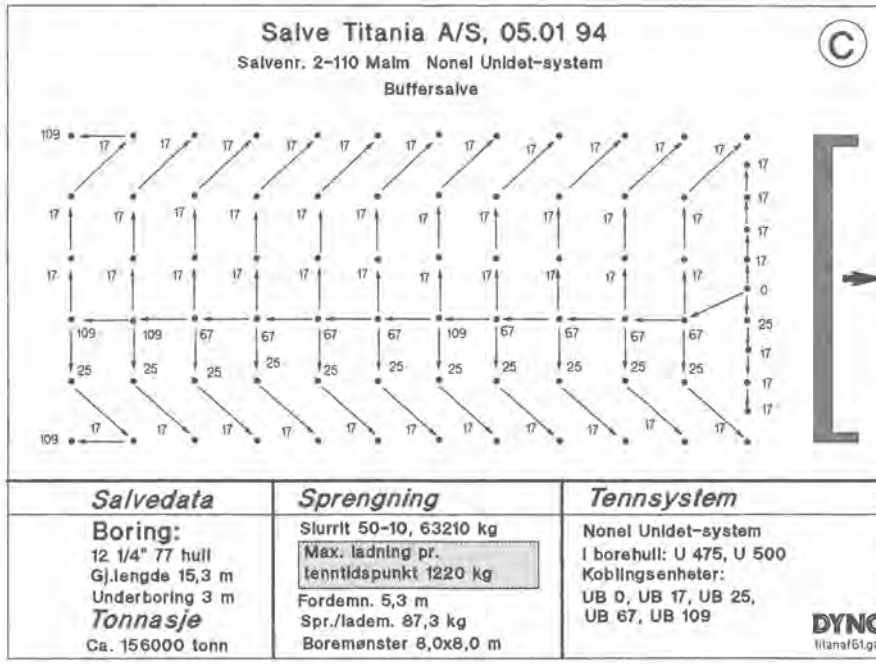


Fig.16 Salve C, bore-og sprengningsplan for buffersalve.

Fig.17 Salve C, buffersalven klar for avfyring.

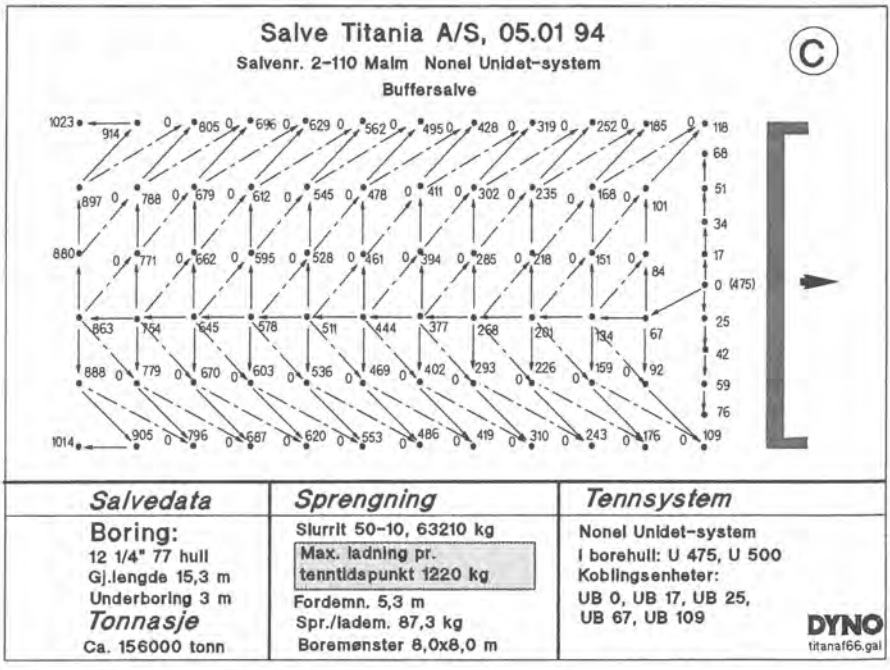


Fig.18 Salve C, akkumulerte tenntidspunkter og back-up system.

Fig.19 Salve C, utmerket sprengningsresultat for buffersalven.

Tidligere målinger fra konvensjonelle salver fremgår av staplene D,E og F. Fig.21 og 22 viser de tilsvarende henholdsvis longitudinale og transversale komponenter av det sprengningsinduserte vibrasjonsinnhold. Ladning pr. tenner-intervall for salvene D, E, F er henholdsvis 6400 kg, 9730 kg, og 7030 kg.

Vurdering av resultatene

Resultatet av målingene i Åna-Sira bekrefter teorien om at utenfor nærområdet, dvs. det området som dekkes av norsk standard NS 4125 når det gjelder grenseverdier for sprengningsinduserte rystelser er det sprengstoffmengde pr. tenntidspunkt (tennerintervall) som er den viktigste faktor for å redusere vibrasjonsinnholdet i rystelsene.
Salvestørrelse og sprengstoffmengde og følgelig effektiv produksjon kan opprettholdes samtidig som det oppnås en dramatisk reduksjon av sprengningsinduserte rystelser såvel i i i nærområdet som i det fjerne område fra dagbruddet.
Betingelsen er bl.a. at tidsdifferansen mellom ladningene som detonerer etterhverandre er nominelt minimum 8 millisekunder.

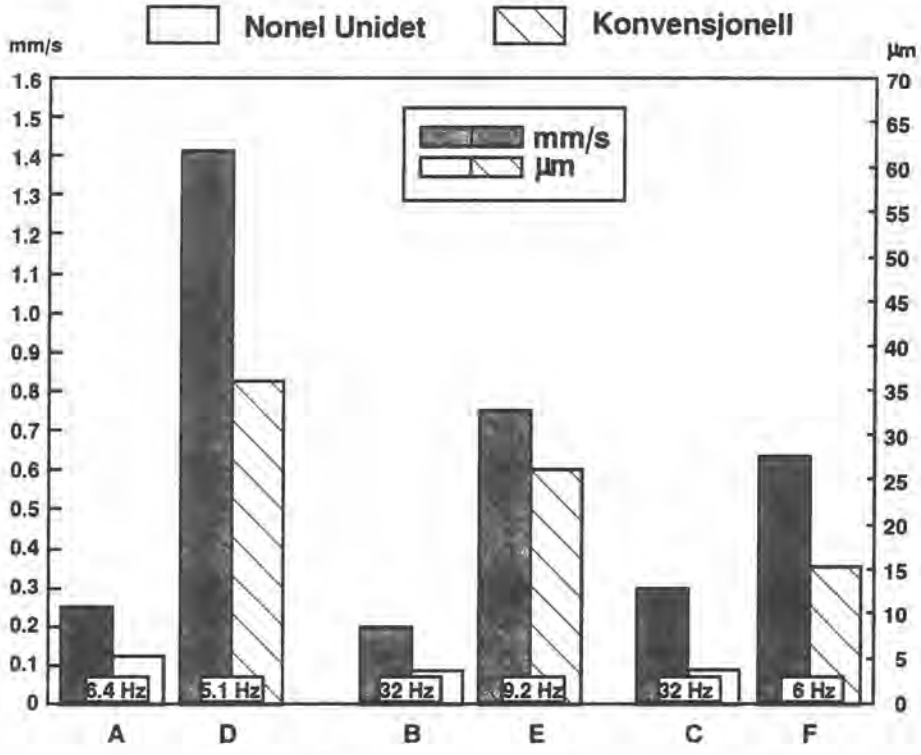


Fig.20 Vertikale svingeamplituder og frekvens for Nonel Unidet salver A, B, og C samt konvensjonelle salver D,E og F.

SPRENGNINGSTEKNISKE FORTRINN

Tennsystemet som nå er innført ved Titania A/S gir ikke bare fordeler når det gjelder reduksjon av rystelser i nær-og fjernområdet. De sprengningstekniske muligheter i Nonel-systemet gir flere frihetsgrader. En optimal forsetnings- og hullavstandstid for borehullsdimensjon, bergarten og sprengstofftype valgt bør være innen rekkevidde.
Sytemet gir dessuten større mulighet for å unngå bakbrytning og forbedre sprengningsmetoden mot endelig kontur gjennom riktig valg av tennsystem.
I tillegg vil en optimalisering bore- og tenningsplan gi gevinster i forbedret fragmentering.

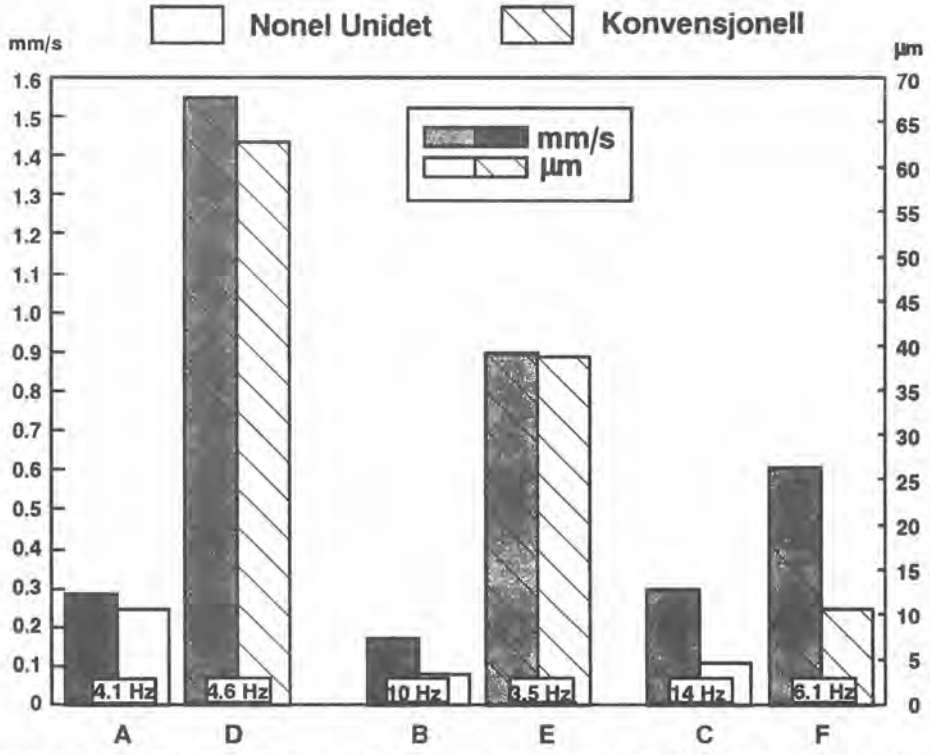


Fig.21 Longitudinale svingeamplituder og frekvens for Nonel Unidet salver A, B og C samt konvensjonelle salver D,E og F.

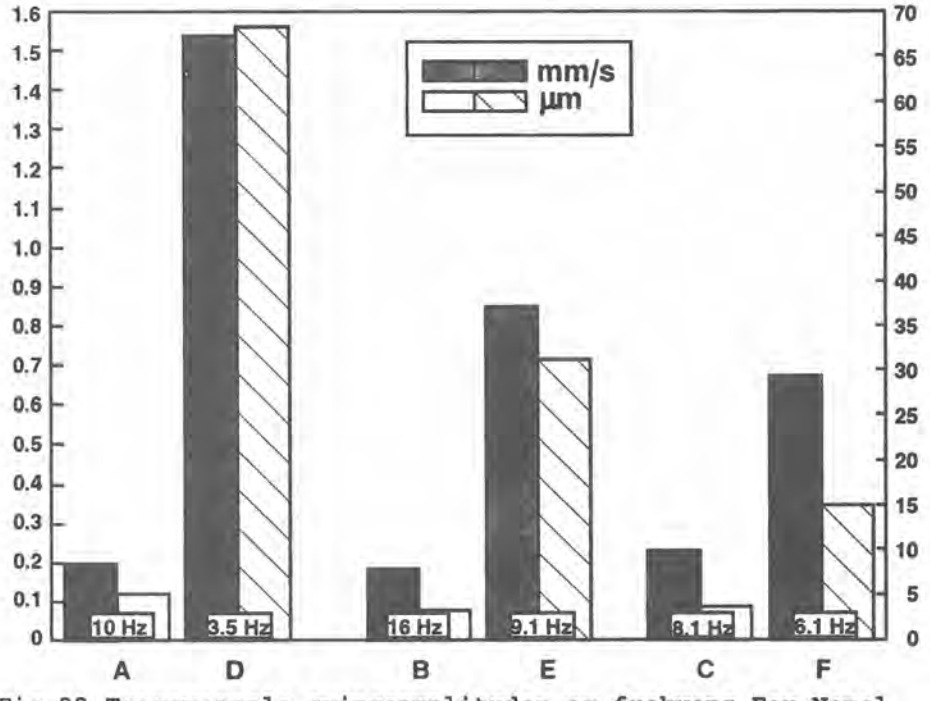


Fig.22 Transversale svingeamplituder og frekvens For Nonel Unidet salver A, B, og C samt konvensjonelle salver D, E og F.

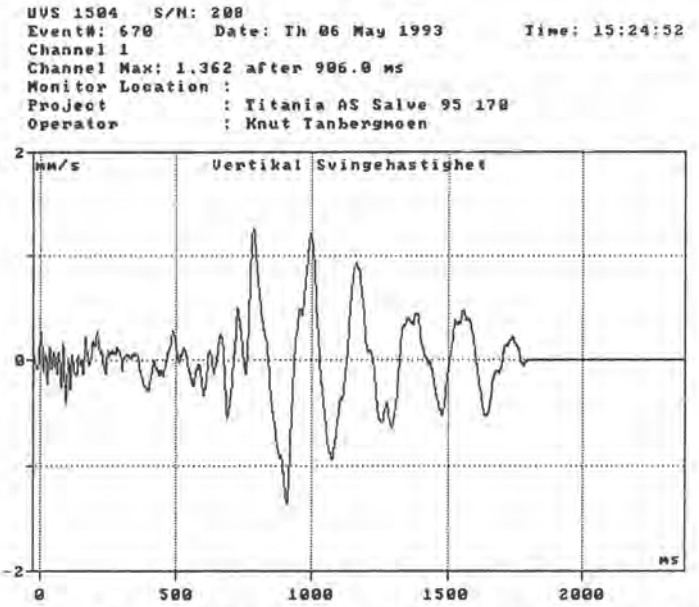


Fig.23 Salve D, Konvensjonelt Nonel-system, 6/5-1993. Utskrift av vertikal svingehastighet.

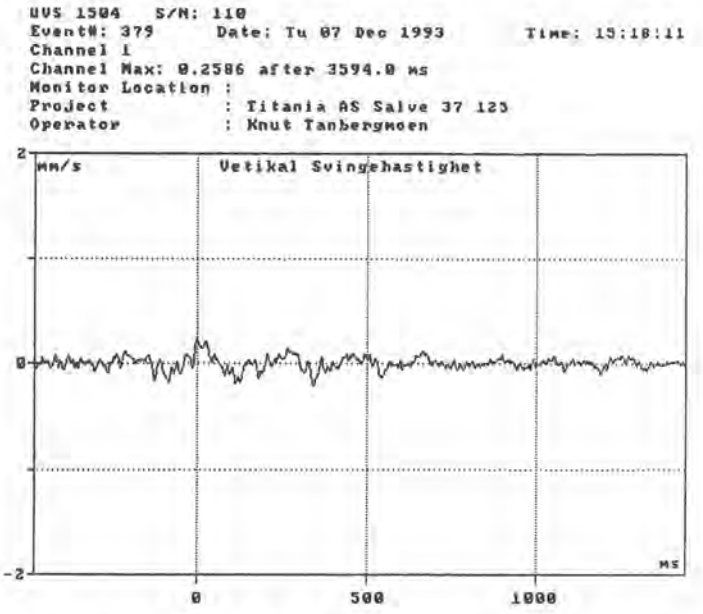


Fig.24 Salve A, Nonel Unidet-system, 7/12 1993. Utskrift av vertikal svingehastighet.

AVSLUTNING

Ved hjelp av tennsystemene som Titania A/S har tatt i bruk er vibrasjonsproblemene i Åna-Sira løst uten at det har gått på bekostning av omlegging av driften som ellers kanskje ville ha vært nødvendig.
En vekselvirkning mellom bruk av avanserte måleinstrumenter og moderne sprengningsteknikk gjør det mulig å løse de fleste oppgaver innenfor sprengningsteknikken.
Når det gjelder kartlegging av rystelser rundt stasjonære anlegg som nevnt innledningsvis, dvs. fingeravtrykksmålinger og registreringer av såkalte "hot spots", står vi ennå på dørterskelen. Vi kan også inkludere manglende standarder for periodiske, stokastiske og transiente rystelser, påført mennesker som oppholder seg i hus i bebygde områder, nær stasjonære anlegg som driver sprengningsvirksomhet.

REFERANSELISTE

By, T.L., Norges Geotekniske Institutt, "Krevende sprengningsarbeider/Forsiktig sprengning/Kontursprengning", NIF-kurs nr. 04406, 1990.
Schillinger, R.R., Schillinger GMBH, Spreng- u.Explosivtechnik, "Blasting Vibrations and other Environmental Effects of Blasting Works", Explosives 94, Leeds.
Tanbergmoen, K., Dyno Nobel, "Rapport om måling av vibrasjoner i Åna-Sira".
Svensk Standard SS 4604861, "Vibration och stöt - Mätning och riktvärden för bedömning av komfort i byggnader", fastställd 1992-09-09.
Farnfield, R.A., White, T.J. Yorkshire Blasting Consultants, "The Application of Detonator Timing in Vibration Control, a Case Study", Explosives 94, Leeds
Nitro Consult AB, "Rapport om feltforsøk med elektroniske tennere og reduksjon av vibrasjoner."
Froedge, D.T., Geosonics, Inc., "Mapping of Vibration Patterns around a Blast with the Iso-seismic System", Blasting Technology, Instrumentation, and Explosives Applications, Orlando, Florida, USA, June 10-15, 1990.
Fauske, A., Dyno Nobel, "Evaluering av sprengningsplaner, del 1", Spesialkurs i forsiktig sprengning, Reykjavik, Island 19-29 august 1994.

Bever Control as

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

NYTT UTSTYR FOR TUNNELLPROFILERING
3-D profilering for kvalitetskontroll av tunnelprofil

Sivilingeniørene Håkon Bjor og Thorvald Wetlesen, Bever Control as

SAMMENDRAG

Kontroll av tunnelprofil kan nå utføres fra borriggen direkte i forbindelse med den ordinær drift. Bever Control har i samarbeid med Statens Vegvesen utviklet et nytt system for tredimensjonal profilkontroll av tunnelkontur, **Bever 3D-profiler**. Utstyret monteres på borriggen og kan betjenes av borer. Systemet er prøvet ut på Gjevingåsen tunnel og utstyret leveres nå til flere større entreprenører i Norge og Sverige.

SUMMARY

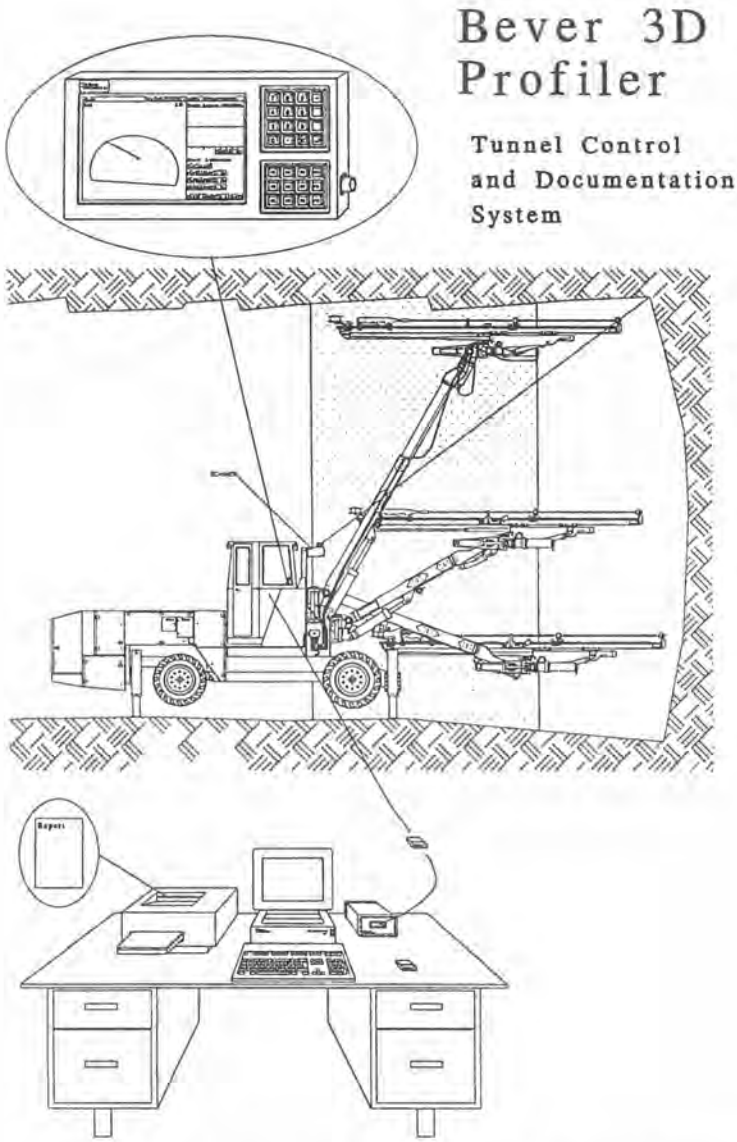
Profile can now be checked and overbreak/underbreak can be recorded by a three-dimensional laser distance scanner from a unit mounted on the tunnelling jumbo, **Bever 3D-profiler**. Bever Control has developed a new system in a cooperation with State Road Directorate in Norway. The equipment is tested on the Gjevingeåsen tunnel. Several units are under delivery for contractors and mining companies in Norway and Sweden.

BESKRIVELSE AV PROFILERINGSSYSTEMET

I forbindelse med salveboring for tunneldriving er det en sentral målsetting å oppnå profil nærmest mulig teoretisk profil til lavest mulige kostnader. Med små marginer for overmasse risikerer man at det blir nødvendig med strossing ved at det står igjen litt fjell som må fjernes.

Muligheter som systemet gir:

- Kontrollmåling av tunnelprofilet utføres som en normal operasjon i salvesyklusen
- Registrert profil vises på dataskjerm på riggen direkte, melding gis til operatør hvis kontur ligger innenfor kontrollprofil
- Overmasseprosent beregnes og vises på skjerm
- Registrert profil logges for utskrift på PC for dokumentasjon av profil
- Eventuell stross kan tas med på neste salve
- Profilet kan i gjennomsnitt bores trangere med mindre overmasse
- Systemet betjenes av borere, uavhengig av stikningpersonell
- Redusert behov for stikningsarbeid



Figur 1 ***Bever 3D-profiler** monteres direkte på borriggen og betjenes av borer i forbindelse med vanlig salveboring. Siste salveskjøt kan kontrolleres mot teoretisk profil med punktmåling, og hele siste salve kan scannes for dokumentasjon og rapportering av utsprengt masse/overmasse. På kontoret kan registrerte data behandles videre for rapportering og anvendelse i andre stikningsprogrammer, terrengmodellprogrammer e.l.*

En laser avstandsmåler er montert på et to akset stativ som kan rotere om begge akser. Hver akse er instrumentert med vinkelgiver. Avstandmåleren trenger ikke reflektor. Profileringsutstyret plasseres fast på riggen. Den plasseres på riggen foran på konsollen for bomfestene. Den del av tunnellen som ligger foran operatørplass og frem til stuffen kan da kontrollmåles.

Oppmåling av profilet kan utføres etter to prinsipper:

Punktmåling pekes ut med laser:

Borer styrer profileringsutstyret ved fjernbetjening fra hytten eller fra et bærbart panel med kabel, peker med rødstråle laser på de punkter som skal registreres og avlesning av punkt på profilet gjøres automatisk og vises grafisk på skjerm i forhold til planlagt profil.

Automatisk scanning av tunnelseksjon:

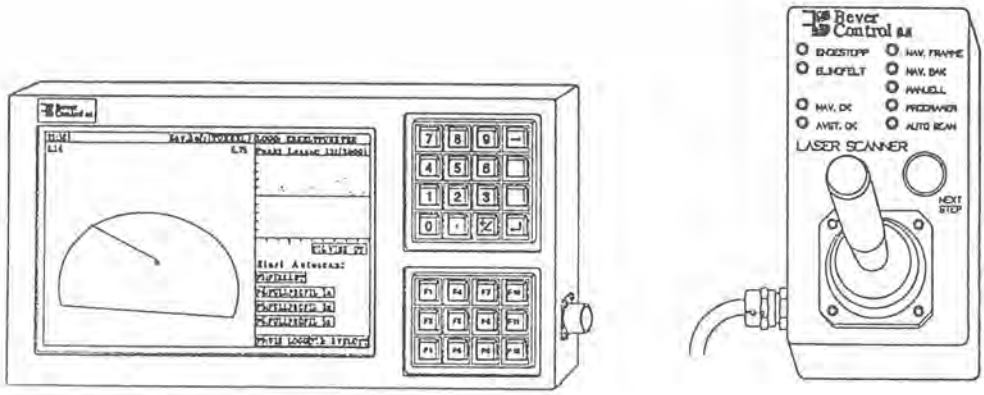
Automatisk scanning av en tunnellseksjon med en programmert punkttetthet og motorstyrte akser.

Etter at riggen er plassert på stuff, kan profilet måles opp. For å etablere en ny uavhengig referanse, benyttes normalt tunnellaseren for innmåling av profileringsutstyret. Det gjøres ved å peke på to punkter på strålen, samt å legge inn pel nr manuelt, eller benytte avstandsmåleren for å registrere avstand til et fastpunkt lenger bak i tunnellen.

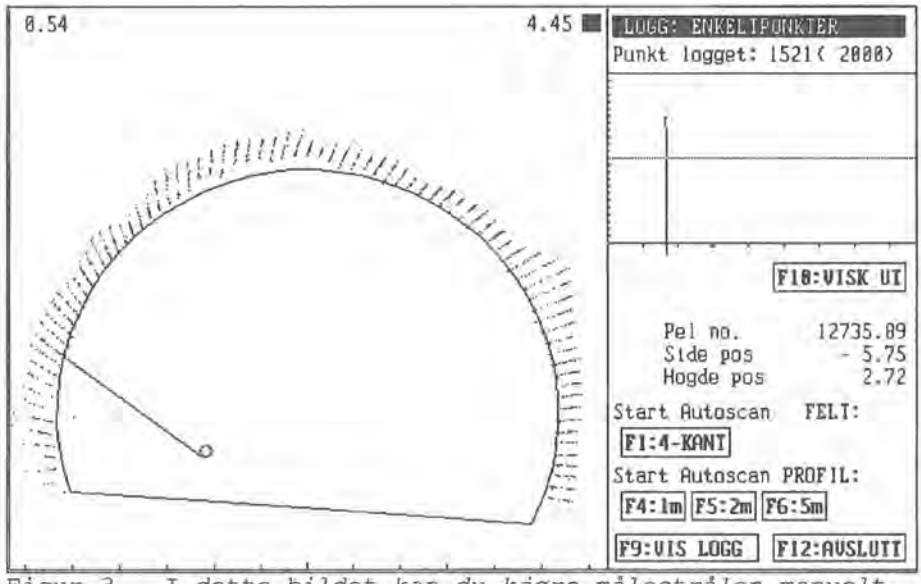
Profilet vises frem på skjermen, og borer kan vurdere eventuelle tiltak umiddelbart. Deretter logges punktene for dokumentasjon og senere inspeksjon.

Loggede profileringsdata leses inn på PC for utskrift og visning av profiler grafisk, beregner overmasse e.l. Geometriske data lagres på PC. Kvalitetskontroll mot forutsatte profiler kan sjekkes på PC ved et program vi leverer. ANKVAL, som er det mest benyttede stikningsprogram i Norge, kan benyttes sammen med systemet.

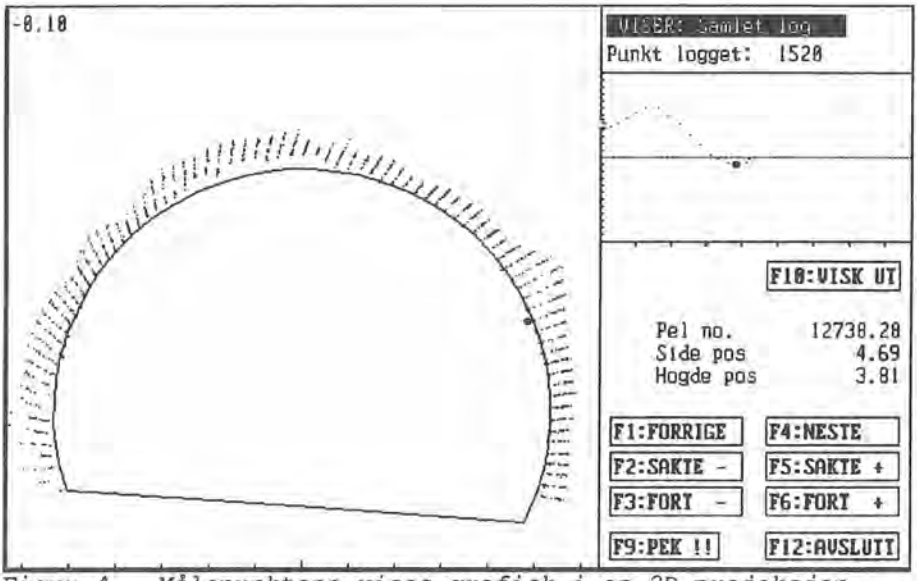
Nøyaktig posisjonsbestemmelse på en plan flate vil være 1-3 cm, basert på tunnellaseren som referanse.



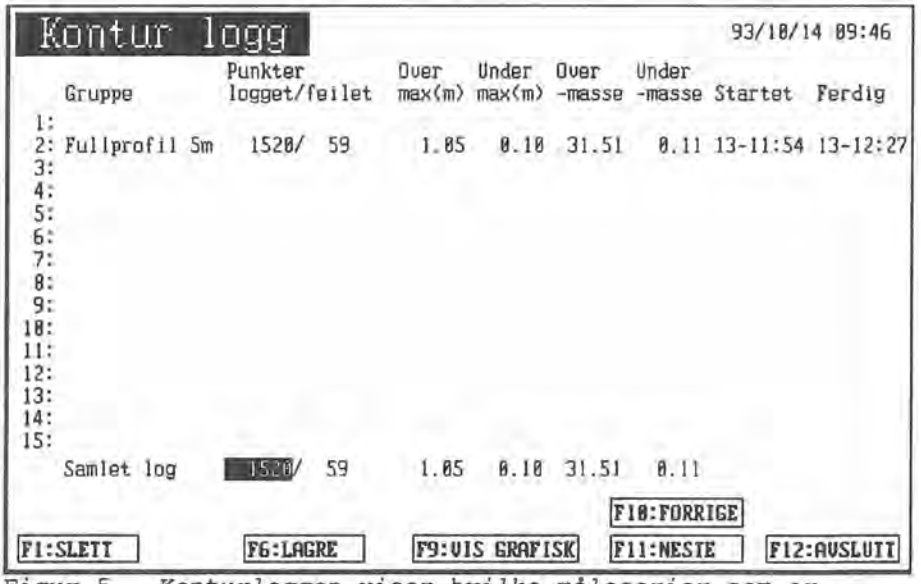
Figur 2 *Ved punktmåling kan laserstrålen styres ved hjelp av en styrestikke fra en bærbar boks.*



Figur 3 *I dette bildet kan du kjøre målestrålen manuelt ved hjelp av styrespaken og øyeblikkelig se hvor mye punktet ligger innenfor eller utenfor konturen. Automatisk scanning kan startes.*



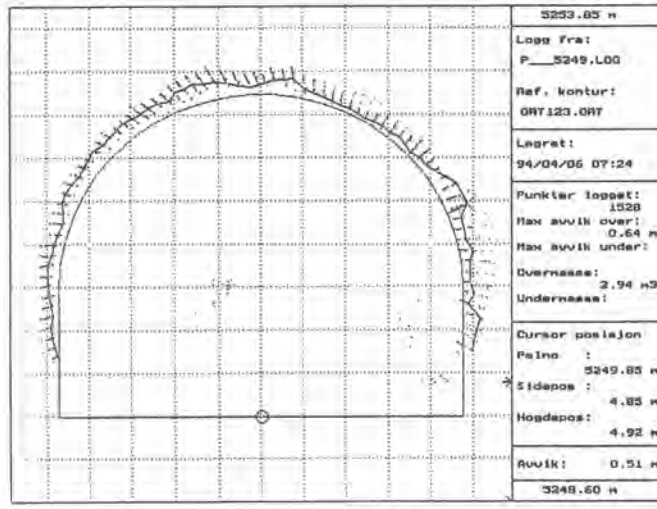
Figur 4 *Målepunktene vises grafisk i en 2D-projeksjon sammen med kontroll-konturen. Kursor viser det punktet som ligger lengst innenfor kontroll-konturen. Avstanden til konturen vises.*



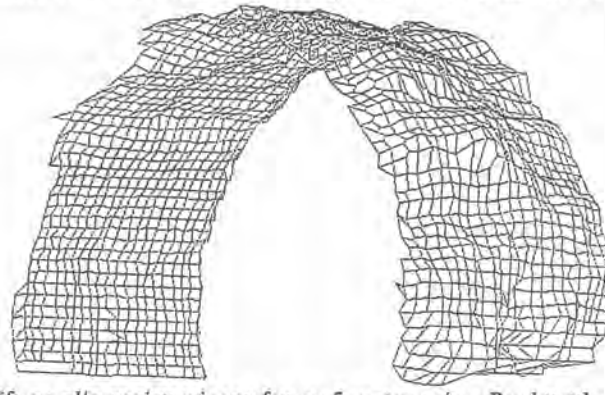
Figur 5 *Konturloggen viser hvilke måleserier som er registrert, beregnet overmasse og undermasse etc.*

ERFARINGER

Systemet har nå vært i prøvedrift ca 8 mnd og resultatet er bra. Profileringsutstyr montert på riggen har blitt godt mottatt av brukere. Muligheten for kontroll av profil før neste salve har gitt boreren et verktøy for nøyaktig kontroll som tidligere ikke har vært mulig med vanlig stikningsprosedyrer. Nøyaktig profilering av siste salve for dokumentasjon gir anleggsledelsen mulighet for nøyaktig oppfølging og rapportering til byggherre. Utstyret og programvaren gjennomgår nå mindre justeringer for normale leveranser av utstyret.



Figur 6. *Utskrift av skjermbilde på PC. Ved å peke med piltaster innover i tunnellen vises registrert kontur ved aktuelt pel nr. For loggen som er vist er total overmasse 2.94 m3. Maksimalt avvik fra teoretisk kontur er 64 cm.*



Figur 7. *Utskrift av alle registreringer for en 5 meter salve. Punkttetthet er 25 cm, og total tid for registrering var 35 minutter. Loggingen er utført under normal boring av neste salve.*

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

KOSTNADSEFFEKTIV OG MILJØVENNLIG PUKKPRODUKSJON UNDER JORD.

Cost effective and environmentally friendly underground production of crushed stone aggregates.

Professor Kai Nielsen. Inst. for geologi og bergteknikk.
Forsker Stein Erik Hansen. SINTEF Bergteknikk.
Professor Arne Myrvang. Inst. for geologi og bergteknikk.

SAMMENDRAG

Kysten i Sør-Norge har enorme mengder steinressurser og ligger transportmessig nært til landene rundt Nordsjøen. Området har derfor et ypperlig utgangspunkt for å utvikle en betydelig eksport av pukk til voksende importmarkeder i Nord-Europa.

Etablering av store steinbrudd for eksport kan imidlertid lett komme i konflikt med andre brukerinteresser.

Dersom bryting, knusing og lagring kunne bli lagt helt eller delvis under jord, ville dette kunne redusere eventuelle interessekonflikter. Underjordsanlegg vil også medføre sterkt reduserte miljøkonsekvenser på kort og lang sikt.

Med utgangspunkt i den faktiske situasjonen hos en pukk-produsent i Sør-Norge, er det utført en prosjektstudie med sammenlikning av underjordsdrift og dagbrudd.

Studien viser at under visse forhold, kan underjordsbryting konkurrere økonomisk med vanlig dagbrudd.

Underjordsbryting med store åpne strosser vil gi en vesentlig mindre andel finstoff minus 4 mm. Dette vil i mange tilfeller gi øket omsetning og bedere inntjening.

SUMMARY

The southern part of Norway has enormous resources of rock material suited for crushed aggregate production. From a logistic point of view it is also well located to serve the growing aggregate markets in North Europe.

But the development of export oriented coastal superquarries may easily come in conflict with other user interests in the fiord regions.

If mining, crushing and product storage could be done wholly or partially underground, this would reduce the eventual conflicting interests regarding the use of land. Underground production will also lessen the overall environmental impacts of such projects compared with conventional quarrying.

The present paper describes a recent feasibility study which compares an eventual underground mining operation with a conventional new quarry. The study has been done for one of the largest Norwegian aggregate producers in connection with one of their present operations.

The study shows that if certain conditons can be met, underground mining will be economically competitive with quarrying.

Underground mining with large open stopes will reduce the amount of fines minus 4 mm caused by blasting. This material will fetch reduced prices, and may even be difficult to sell.

A reduced proportion of fines will therefore increase the sales revenue and the profitability of the operation.

1 INNLEDNING

I de fleste industrialiserte land utgjør bygningsmaterialene pukk, sand og grus den største sektoren innen bergindustrien. Dette gjelder både for utvunnet tonnasje, og for førstehånds produksjonsverdi.

Her i Norge utvinner private bedrifter årlig ca. 50 millioner tonn tilslagsmaterialer til en førstehåndsverdi av 2.250 millioner kroner. I tillegg kommer en betydelig produksjon i offentlig regi. Til sammenlikning kan nevnes at resten av bergindustrien med metallgruver, industrimineraler og naturstein hadde en samlet produskjonsverdi på 2.800 milloner kroner i 1991. (Neeb, 1992.)

Produksjonen av tilslagsmaterialer fordeler seg 50/50 mellom pukk og naturmaterialer som sand og grus. Årsforbruket av tilslagsmaterialer i Norge er ca. 10 tonn/innbygger, sammenliknet med et gjennomsnitt på ca. 4 tonn i Europa. Dette gjenspeiler det forholdet at Norge er et dyrt land å drive p.g.a. spredt bosetning, lange avstander og svært uregelmessig topografi.

Vi eksporterer i dag omtrent 6 mill. tonn pukk pr. år, hvilket utgjør ca. 25% av pukkproduksjonen. Denne eksporten foregår i hovedsak fra 15 større verk i Sør-Norge. Disse produserer også for lokale markeder.

De viktigste importlandene er Danmark, Benelux, England og Nord-Tyskland, hvor norske tilslagsmaterialer har en markedsandel på ca. 2%.

Det er forventet at forbruket av tilslagsmaterialer vil øke

med 2,5% pr. år i disse landene. Knuste materialer vil gradvis måtte erstatte sand og grus etter hvert som lokale forekomster blir uttømt. Dette innbærer at Norge kan oppnå en eksport på 9-10 millioner tonn pukk pr. år i år 2010, dersom vi klarer å beholde våre markedsandeler.

Men, det er et stort potensiale for ytterligere vekst etter hvert som de lokale forekomstene blir uttømt. Dette skyldes at det vil bli stadig vanskeligere å åpne nye massetak og steinbrudd i mange av de tettest befolkete områdene i Europa. Det er svært stor konkurranse om bruken av begrensete arealer.

Det er i denne forbindelse interessant å se at to av Englands største entreprenører arbeider med hvert sitt store pukkprosjekt i Sør-Norge. Disse prosjektene har en planlagt kapasitet på tilsammen 8 milloner tonn/år, alt for eksport.

Andre prosjektundersøkelser viser at kostnadseffektive superpukkverk også kan bli konkurransedyktige på østkysten av USA.

Norge har derfor et meget godt utgangspunkt for å bli en betydelig eksportør av pukk i løpet av de neste 10-20 år.

Slike vurderinger kan kanskje virke spekulative, og som det ble påpekt av John Borge Magnussen på Fjellsprengningskonferansen i 1993, er det ingen selvsagt ting at de europeiske markedene bare står og venter på at vi skal produsere stein. Konkurransen blir hard både fra andre eksporttørland og fra lokale produsenter.

Men, markedene og behovene vil være der, og Norge har ressurser til å betjene disse markedene.

2 UNDERJORDSDRIFT KONTRA DAGBRUDD

Kysten i Sør-Norge har enorme mengder høykvalitets steinressurser, gode skipningsforhold, og den ligger nært til landene rundt Nordsjøen. Området har derfor et ypperlig utgangspunkt for å betjene markedene i Nord-Europa.

Denne delen av Norge hører imidlertid også til de mer tett befolkete, samtidig som området bl.a. har stor rekreasjonsverdi for et betydelig antall mennesker fra resten av landet.

Dette gjør at etablering av nye superpukkverk for eksport lett kan komme i konflikt med andre brukerinteresser.

Dersom bryting, knusing og lagring kunne bli lagt helt eller delvis under jord, ville dette i mange tilfelle kunne redusere eller til og med eliminere eventuelle interessekonflikter. Underjordsdrift ville også medføre sterkt reduserte miljøkonsekvenser på kort og lang sikt.

Under driftsperioden vil omgivelsene være skjermet mot mye av de støv- og støypåkjenninger som ofte er et problem ved et

daganlegg. Et underjordsanlegg vil dessuten gi langt mindre synlige inngrep i naturen, og dette reduserer omfanget av rehabiliteringsarbeidene ved avslutning av driften.

Det er i denne forbindelse interessant å se at man bl.a. i Nord-Italia er vitne til en overgang mot underjordsdrift av pukk, sementråvarer og naturstein. Denne utviklingen skyldes i alt vesentlig konkurrerende brukerinteresser og miljøhensyn.

Men, en eksportorientert produksjon av pukk må være internasjonalt konkurransedyktig. Dette innebærer at en eventuell underjordsgruve må være blant de mest kostnadseffektive i verden.Nefelingruva på Stjernøy kan her tjene som en god modell for hvordan en slik gruve kan anlegges og drives. Gruvedriften på Stjernøya er beskrevet av Bull, 1988.

Den foreliggende prosjektstudien med sammenlikning av underjordsdrift og dagbrudd, er basert på situasjonen hos en pukkprodusent i Sør-Norge.

Bedriften produserer pukk fra et brudd med knuseverk og skipningsanlegg ved en fjord med ganske bratte sider. Bruddet ligger ca. 3 km fra produksjonanlegget, og steinen blir transportert med bil langs offentlig veg.

Dagbruddet er i ferd med å bli uttømt innenfor de nåværende konsesjonsgrensene, og man vurderer derfor andre alternativer for å bryte stein. Man vil fortsette å bruke de nåværende produksjons- og skipningsanleggene.

På grunn av eksisterende bebyggelse, veger og topografiske forhold, er det to muligheter som peker seg ut for et nytt brytningsområde:

1. Etablere et nytt dagbrudd på fjellet ovenfor det nåværende anlegget.

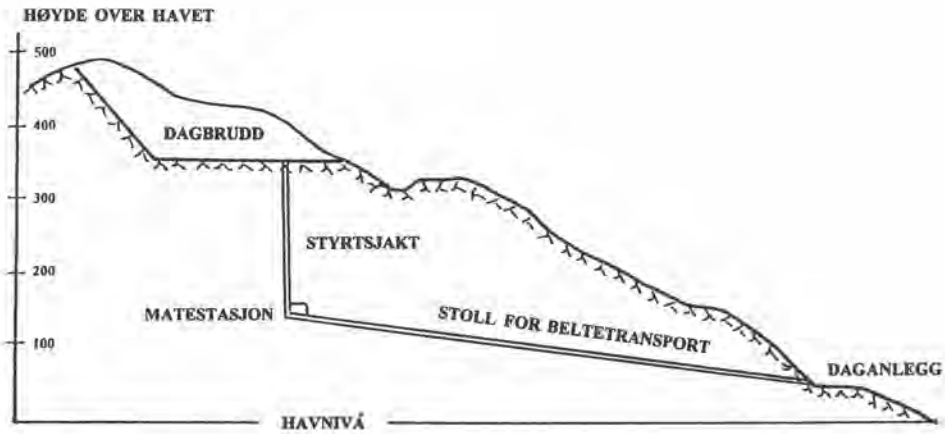
2. Lage en underjordsgruve inne i fjellet bak det nåværende anlegget.

Figurene 1 og 2 viser profiler med prinsippskisser av de to alternativene. Disse kan kort beskrives som følger:

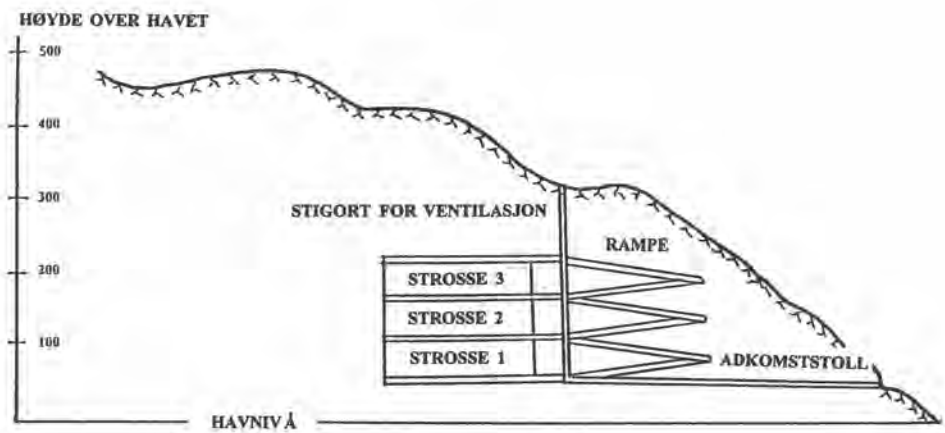
Dagbruddet vil bli liggende på et platå ca. 400 m.o.h. På grunn av det bratte terrenget og en del ur, vil adkomsten bli lang, kronglete og bratt. Det vil derfor ikke være økonomisk mulig å frakte steinen ned fra bruddet med dumper eller lastebil.

Man vil derfor bruke styrtsjakt fra bruddet ned til en transportstoll som går ut til daganleggene.

Videre har man valgt å vurdere beltetransport ut stollen, noe som innebærer at steinen vil måtte grovknuses før tipping i styrtsjakten.



Figur 1. Dagbrudd med styrtsjakt og stoll for beltetransport.



Figur 2. Underjordsgruve med store åpne strosser, adkomst-stoll, ventilasjonsstigort og tilredningsrampe.

Man vil også montere et enkelt sikt for å ta ut subusen etter grovknuseren. Denne massen er av dårlig kvalitet og er ofte lite etterspurt. Den utsiktede massen er godt egnet til bruk ved senere rehabilitering og revegetering av bruddområdet.

Transportstollen er tenkt med et tverrsnitt på 36 m^2 og stigning 1:8. Lengden blir 700 meter.

Styrtsjakten vil få et areal på 26 m^2 for å få tilstrekkelig volum til at den kan virke som en effektiv buffer mellom bruddet og finknuseanlegget. Lengden blir 260 meter, men denne vil etter hvert bli noe kortere når bruddet drives nedover.

Underjordsgruva vil få adkomst gjennom en stoll fra dagen. Denne vil også brukes til utfrakt av steinen med bil. Det vil derfor ikke bli noen knusing under jord.

Stollen er tenkt drevet med et tverrsnitt på 36 m^2, og vil få en lengde på 480 meter. Dette tverrsnittet tillater transport med dumpere opp til 50 tonns lastekapasitet.

Lastingen vil foregå med vanlig hjullaster i lastetverrslag slik det er vanlig i gruveindustrien.

Selve brytningsopplegget blir som følger:

3 BRYTNINGSMETODE UNDER JORD

Opplegget for undersjordsdriften er i stor grad bestemt ut fra metoder og erfaringer fra Stjernøya og andre underjordsgruver. Dette innebærer at all teknologi er velkjent og utprøvet i praksis. Prosjektstudien innebærer derfor ingen egentlig teknisk risiko under de forutsetninger som er gjort.

De to viktigste tekniske forutsetningene er:

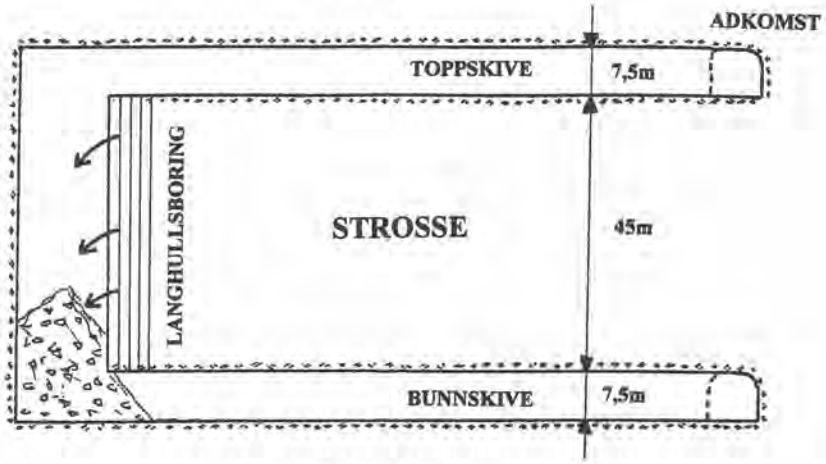
1. De bergmekaniske forholdene er slik at det lar seg gjøre å åpne store strosser med en spennvidde på minst 25 meter.

2. Berget er så homogent at det er mulig å bore 45 meter lange loddhull nedover med et akseptabelt borhullsavvik.

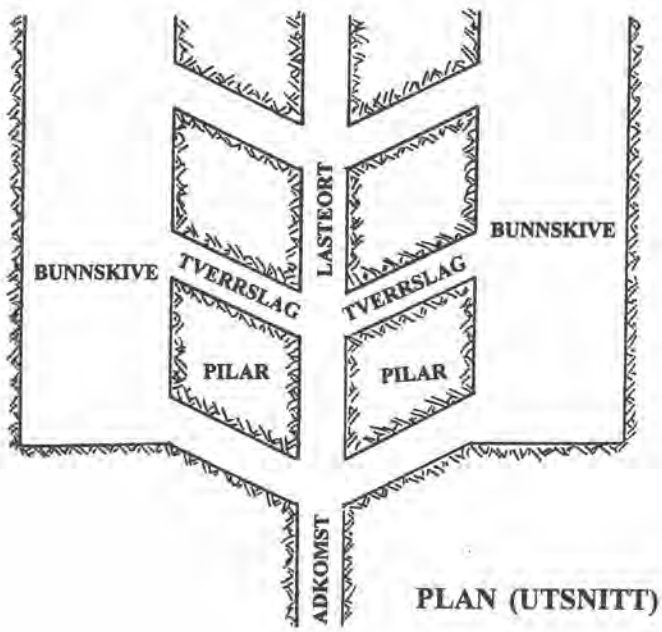
De bergmekaniske forutsetningene er forøvrig undersøkt og bekreftet ved spenningsmålinger og andre undersøkelser på stedet.

Brytningsopplegget er valgt så enkelt som mulig slik som skissert på figur 3 og 4.

Strossene er anlagt med 25 m bredde og en lengde på 200 m. De åpnes med en bunnskive og en toppskive i full bredde. Dette gjør det mulig å bore loddhull med et fast bormønster, samtidig som man også kan bore konturhullene inn mot pillaren parallelt med veggen.

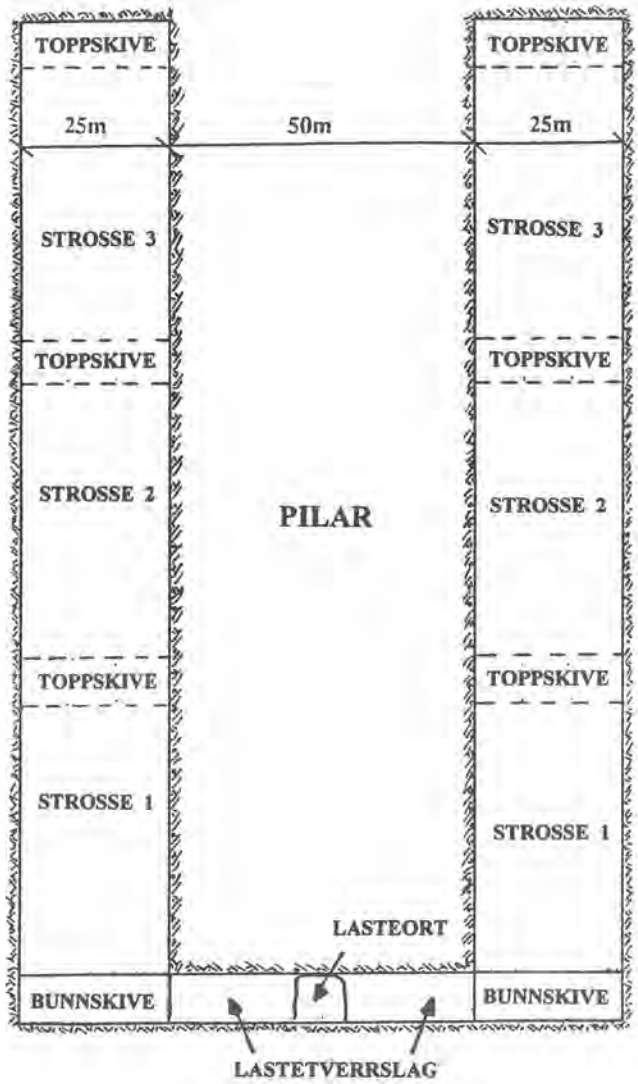


LENGDESNITT



PLAN (UTSNITT)

Figur 3. Lengdesnitt av brytningsopplegg med store åpne strosser under jord og plansnitt av lasteort med tverrslag.



TVERRSNITT

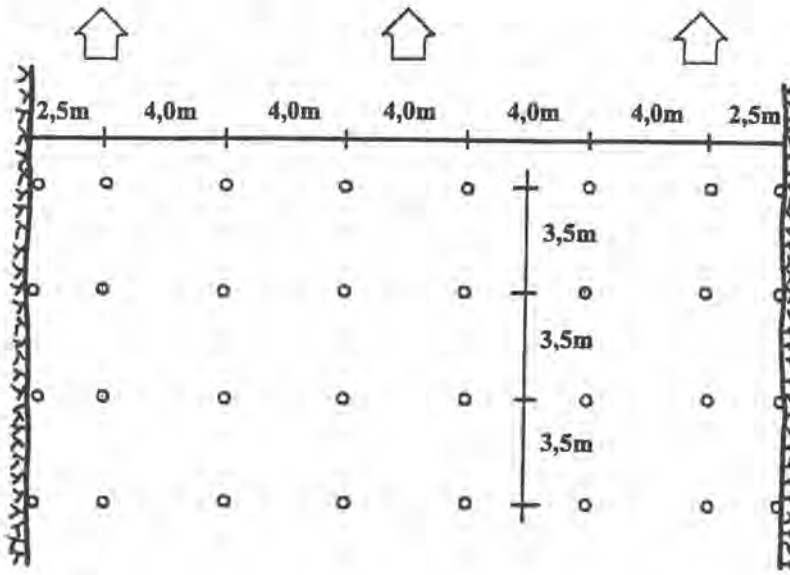
Figur 4. Tverrsnitt av underjords brytningsopplegg med åpne strosser og tre strossetrinn over lastenivået.

Strossene drives i tre trinn, slik at samlet strossehøyde blir 165 m.

Lastingen skjer fra en lasteort med tverrslag. Denne ligger midt i pillaren mellom strossene. Stein som blir liggende igjen i bunnen av strossa, kan lastes ut med fjernstyrt laster etter at hele strossa er utdrevet.

Strossehullene bores med 89 mm diameter og blir 45 m lange fra toppskiven ned til bunnskiven. For å unngå for store borhullsavvik, kan det bli nødvendig å bruke borrør.

Bormønsteret er valgt som illustrert på figur 5. Bormønsteret midt i strossa blir 3,5 x 4 m, mens bormønsteret i den nåværende pallboringen er 2,25 x 4 m.



Figur 5. Bormønster med 89 mm langhull i strossene.

Tar man hensyn til redusert hullavstand inn mot pillaren, så blir gjennomsnittlig bormønster 12,5 m^2/hull, mens det i pallboringen er 9,0 m^2/hull. Dette kan gjøres fordi langhullene ikke er innspent i bunnen på samme måten som i en pallsalve.

Langhullene er forutsatt ladet med selvblandet ANFO, og spesifikk ladning blir 0,4 kg/m^3, mens spesifikk ladning i pallboringen er 0,6-0,7 kg/m^3. Her brukes vanligvis slurry 50-10 og 50-30.

4 ØKONOMI OG KVALITET

De to brytningsoppleggene vil innebære både økonomiske, kvalitetsmessige og miljømessige forskjeller.

Beregningene av drifts- og investeringskostnader for de to alternativene er tildels basert på bedriftens egne erfaringstall. I tillegg har man bl.a. brukt rapporter fra Institutt for anleggsdrift på NTH. (1988 og 1990.)

Driften vil i stor grad gjøre bruk av innleide entreprenørtjenester. Bedriften vil følgelig ikke behøve å investere i utstyr for slike arbeidsoperasjoner.

Man har derfor innkalkulert kapitalkostnadene for boring, lasting, transport og en del annet mobilt utstyr i enhetskostnadene for driften.

Kostnadsberegningene er gjort for en planlagt årsproduksjon på 800.000 tonn.

4.1 INVESTERINGER

Investeringene vil for begge anleggene i hovedsak bestå av bergarbeider, ventilasjonsutstyr og etableringskostnader. For dagbruddet vil man dessuten måtte investere i et mobilt grovknuseanlegg, beltetransportører, subussikt og mater under styrtsjakten.

Investeringene blir da som følger:

Nytt dagbrudd (1000 kr):

Forberedelser, adkomst, forarbeider:	8.500
Transportstoll, styrtsjakt:	10.400
Mater, transportbelte, ventilasjon:	8.300
SUM faste anlegg:	27.200
Mobilt grovknuseanlegg:	8.000
SUM maskiner og faste anlegg:	35.200
Rehabilitering etter avslutning:	5.000
SUM investeringer:	40.200

Det regnes med at de faste anleggene avskrives over 15 år, mens knuseanlegget avskrives over 8 år. Kalkylerenten er satt til 10% p.a.

Investeringene i rehabilitering etter avslutning vil ikke bli avskrevet på vanlig måte, da de påløper helt til slutt. Disse blir derfor fordelt på total tonnasje produsert i løpet av de 15 årene som brukes til avskrivning av de faste anleggene. Dette utgjør 0,40 kr/tonn.

Beregnes kapitalkostnadene som en årlig annuitet, så utgjør dette 6,40 kr/tonn.

Investerings- og rehabiliteringskostnadene for dagbruddet blir da 6,80 kr/tonn.

Underjordsgruve (1000 kr):

Adkomst/transportstoll:	3.400
Skråbane til øvre nivåer:	8.800
Ventilasjonsstigort:	3.100
Ventilasjon, elektrisk anlegg:	1.300
Lasteort m/tverrslag:	4.900
SUM investeringer:	21.500

De to første parallelle strosserommene inklusive oppfaringsarbeidene, vil gi stein til en produksjonstid på 6 år.

Adkomsten, skråbanen og ventilasjonsanlegget vil imidlertid kunne brukes til drift av en hel rekke strosser.

Man har derfor regnet med at disse anleggen blir avskrevet over 2 x 6 år, mens lasteorten og tverrslagene må avskrives over levetiden for de to strossene de betjener.

Investeringskostnadene for underjordsgruva blir da tilsvarende 4,50 kr/tonn.

4.2 DRIFTSKOSTNADER

Driftskostnadene for de to brytningsalternativene er beregnet som følger:

Nytt dagbrudd (kr/tonn):

Boring og sprengning:	5,00
Lasting og transport i bruddet:	3,00
Belte og mater, drift/vedlikeh.:	0,30
Grovknuser, drift/vedlikeh.:	2,00
Grovknuser, lønn:	1,10
Diverse, rensk, spretting etc.:	1,40
SUM driftskostnader:	12,80

Underjordsgruve (kr/tonn):

Strossedrift, åpningsarbeider:	7,50
Strossedrift, boring/sprengning:	3,20
Lasting og transport:	3,10
Ventilasjon og diverse:	1,50
SUM driftskostnader:	15,30

Strossedriften og åpningsarbeidene vil omfatte 4,3 mill. tonn stein, hvorav åpningsdelen utgjør 840.000 tonn. Åpningsarbeidene er beregnet til å koste 100 kr/m^3. Regner man med en

egenvekt på 2,6 tonn/m^3, tilsvarer dette 7,50 kr/tonn fordelt på hele tonnasjen fra strossene.

Når det gjelder åpningsarbeidene, så består disse i hovedsak av en bunnskive og de tre toppskivene i hver storstrosse. I tillegg kommer en åpningssliss for sprengningsutslag i enden av hver strosse.

4.3 FINSTOFFPRODUKSJON

Sprengning og knusing av stein til pukk medfører ofte at en betydelig andel av produksjonen faller ut som finstoff minus 4 mm. Denne andelen kan gå opp i 20-25% eller enda høyere hos enkelte produsenter.

Finstoffet dannes både under selve sprengningen, og i forbindelse med den etterfølgende knusingen. Disse prosessene er tildels dårlig kjent, og det er i dag ikke mulig å foreta pålitelige beregninger på teoretisk grunnlag.

Finstoffet er dårligere betalt, og det er ikke alltid like lett å finne avsetning for de store mengdene. Dette kan utgjøre et problem for mange. I tillegg til kostnadene for å lage et avfallsprodukt, må massene lagres og eventuelt transporteres bort for sluttdeponering. Et stort finstofflager i friluft vil dessuten medføre støvplager for omgivelsene.

En storskala underjordsdrift slik den er beskrevet ovenfor, vil føre til en vesentlig reduksjon av finstoffandelen p.g.a. følgende forhold:

I en vanlig drift med 12-15 m pallhøyde og boring med 76-89 mm hulldiameter, vil bormønsteret være bestemt ut fra innspenningen i bunnen av hullene. Samtidig vil det kreves rundt 1 m underboring for sprenge ned til nivå for å holde sålen.

Finstoffet fra sprengningen stammer hovedsakelig fra den nærmeste sonen rundt hvert borhull. Finstoffdannelsen er bl.a. avhengig av borhullsdiameteren og mengden sprengstoff i hvert hull. Jo grovere borhull, jo større blir finstoffandelen i hele salva. (Kristiansen, 1994.)

Det man kan kalle den primære finstoffsonen rundt hvert hull har antakelig begrenset utstrekning, og kan kanskje anslåes til rundt 10-15 borhullsdiametere. Innenfor denne sonen vil det selvsagt bli dannet mest finstoff nærmest borhullet. Dette gjør at man ofte betrakter sprengningen av hvert hull som en isolert hendelse i forbindelse med finstoffdannelsen.

Denne forutsetningen er neppe helt riktig. På samme måte som når det gjelder forsiktig sprengning, vil det høyst sannsynlig være en forsterkende samvirkning mellom hull som går på samme tennerintervall.

Det som her er kalt finstoffsonen, er ikke det samme som knusningssonen rundt borhullet der alt steinmaterialet er pulverisert som følge av sprengningssjokket. Knusningssonen har som oftest en utstrekning på 1-3 diametere.

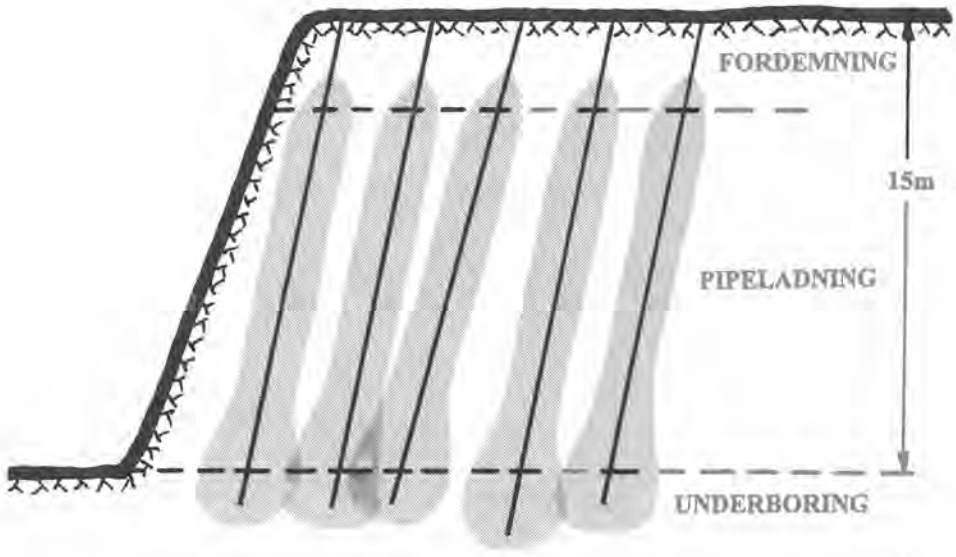
Man må imidlertid ikke glemme at berget utenfor den primære finstoffsonen også er påkjent av sprengningen slik at det er dannet betydelige mengder mikroriss. (Revnivtsev, 1988.)

Dette gjør at berg som er hardt sprengningspåkjent, også vil kunne gi mere finstoff under knusingen.

Videre vil unøyaktig boring og borhullsavvik, kunne føre til at nærliggende hull vil kunne forsterke hverandre og føre til ytterligere finstoffdannelse.

På grunn av innspenningen rundt hullbunnen, vil berget bli påført betydelig større sprengningspåkjenninger og skader i bunnsonen enn iden øvre delen av salva. Disse skadene ligger både i periferien rundt hullet, og nedover under hullbunnen. Finstoffet som er dannet rundt og nedenfor underboringsdelen, får man igjen i toppen på neste pall.

Dette gjør at finstoffsonen i en pallsalve kanskje har en form som illustrert på Figur 6. Fordi underboringssonen vil være nær den samme for samme for samme borhullsdiameter, vil dette innebære at lavere pallhøyde vil gi en større finstoffandel når man ser på litt sikt med driving av flere paller under hverandre.



Figur 6. Finstoffsonen rundt borhull i en pallsalve.

Ser man på det foreliggende opplegget for underjordsbryting, så vil den totale strossehøyden bli 165 meter. Dette tilsvarer en palldrift med 11 stk. 15 meters paller.

I forbindelse med underjordsdriften, vil man åpne den første strossa med en bunnskive i full bredde. Langhullene vil derfor ikke være innspent i bunnen. Dette gjør at selve den 45 meter høye strossedelen ikke trenger på langt nær så tett bormønster som i en vanlig palldrift.

Sprengningen av langhullene vil kunne sammenliknes med sprengningen av pipeladningen i en pallsalve.

En vanlig tommelregel sier at ladningskonsentrasjonen i pipeladningen bare trenger å være halvparten av ladningskonsentrasjonen i bunnladningen. Dette vil si at man ved bruk av samme hulldiameter og ladning i hvert hull, bare trenger halvparten så mange langhull pr. m^3.

Som nevnt ovenfor, er finstoffdannelsen fra selve sprengningen i hovedsak knyttet til hvert enkelt hull. I følge tommelregelen, betyr dette at andelen finstoff fra langhullssprengningen bare vil bli 50% av finstoffandelen i en pallsalve.

Dersom palldriften foregår under forhold som betinger bruk av et vannbestandig sprengstoff, vil finstoffandelen kunne reduseres ytterligere fordi man i underjordsdriften har forutsatt bruk av selvblandet ANFO. Åpning av bunnskiven og den videre strossedriften gjør at hullene alltid vil være tørre.

Storskala forsøk under drift, viser at ANFO med sin lavere detonasjonshastighet, vil gi mindre finstoff enn f.eks. en slurry. (Kristiansen, 1994.)

Den samlete finstoffandelen fra underjordsdriften slik den er beskrevet ovenfor, vil imidlertid ikke bli så lav som 50% sammeliknet med pallsprengning.

For det første blir bormønsteret i strossingen noe tettere enn det som tommelregelen sier.

Videre vil en del av massen fra underjordsdriften komme fra oppfaring og åpningsarbeider hvor sprengstofforbruket er høyt. Andelen oppfaringsstein er ca. 20% av totalproduksjonen.

På den annen side vil massene fra langhullsdriften være mindre sprengningspåkjent enn massene fra et dagbrudd. Dette gjør at det også kan bli dannet mindre finstoff under knusingen.

Alt i alt kan man derfor forvente at underjordsbryting med langhull vil kunne gi opp til 30-40% reduksjon av den totale finstoffandelen minus 4 mm.

5 PRODUKSJONSANLEGG UNDER JORD

Underjords knuseanlegg er velkjent fra metallgruveindustrien over hele verden. De fleste dype underjordsgruvene foretar grovknusing av malmen før den heises opp i dagen.

Enkelte gruver har mer omfattende underjordanlegg, og på Tverrfjellet hadde man tre-trinns knusing og sikting før malmen gikk på transportbånd til en silo foran sjaktheisen.

Det finnes også en del underjordsknusere i pukkverk her til lands. Det mest omfattende anlegget er vel hos Nodest Veg i Yttre Arna som har hele knuse- og sikteanlegget plassert i haller som tidligere er drevet for pukkstein. Produktene lagres også under jord hvor de tas igjen med hjullaster. Støvdempingen skjer med en kombinasjon av utstrakt vannspyling og bruk av støvfiltere på enkeltpunkter i prosessen.

Underjords knuseanlegg med sikting, silolagring og støvanlegg er derfor velkjent teknologi.

Et underjords anlegg har helt åpenbare miljømessige fordeler sammenliknet med et vanlig daganlegg.

Men det er også klart at slike anlegg i mange tilfeller vil kreve høyere investeringer enn tilsvarende anlegg i dagen. De økte investeringene er først og fremst knyttet til støvavsugningen og kostnadene for å drive de nødvendige bergrom.

Massene fra bergrommene kan imidlertid utnyttes og selges dersom markedsforholdene ligger til rette for det. Dette vil gi en reduksjon i netto investeringer.

Man må heller ikke glemme at også for utendørs anlegg vil det ofte bli nødvendig med innbygging av knusere og sikt, bygging av siloer og innkapsling av belter.

Et underjordsanlegg vil også gi betydelige fordeler på steder med hardt klima. Man vil bl.a. kunne unngå frostproblemer i forbindelse med vedlikehold av maskineriet og bruk av vann for støvdemping.

Det er alt i alt en lang rekke positive og negative faktorer som spiller inn.

En realistisk økonomisk og miljømessig sammenlikning av et vanlig daganlegg med et eventuelt underjords produksjonanlegg, kan derfor bare gjøres for et konkret prosjekt.

En slik sammenlikning er foreløpig ikke aktuell i forbindelse med den foreliggende prosjektstudien, da man her vil utnytte det eksisterende produksjons- og skipninganlegget.

6 KONKLUSJON

Den foreliggende prosjektstudien viser at i tilfeller hvor finstoffandelen minus 4 mm har økonomisk betydning, kan underjordsbryting av stein for pukk være økonomisk konkurransedyktig med bryting i et vanlig dagbrudd.

Underjordsbrytingen vil gi vesentlig mindre finstoff og en større andel produkter pluss 4 mm. Dette vil i de fleste tilfeller medføre høyere salgsinntekter og økt inntjening.

For et anlegg basert på eksport, kan det kanskje være vanskelig i det hele tatt å få solgt finstoffet.

Med de forutsetninger som er gjort, viser de økonomiske beregningene at drifts- og investeringskostnadene for dagbruddsdriften blir 19,60 kr/tonn, mens de tilsvarende blir 19,80 kr/tonn for underjordsbrytingen.

I tillegg innebærer underjordsdrift en rekke åpenbare miljøgevinster i forhold til et dagbrudd, og disse kan også vise seg å slå ut til økonomisk fordel for et anlegg under jord.

7 REFERANSER

Bull, S. E. og Sollien S. Underjordsbryting på Stjernøy. Komp. Fjellsprengningskonferansen 1988. Foredrag nr. 6.

Kristiansen, J. Sprengstoffene og borhullsdiameterens betydning for fragmentering og kvalitet av røysa. Komp. Fjellsprengningskonferansen 1994. Foredrag nr. 28.

Institutt for anleggsdrift, NTH. Tunneldrift. Kostnader for konvensjonell drift. Prosjektrapport 3-88.

Institutt for anleggsdrift, NTH. Pallboring. Ytelse og kostnad. Prosjektrapport 11-90.

Neeb, P.-R. Byggesråstoffer. Kartlegging, undersøkelse og bruk. Norges geologiske undersøkelse, NGU. Tapir forlag, 1992.

Revnivtsev, V. I. We really need revolution in comminution. Proc. XVI International Mineral Processing Congress, Stockholm, Juni 1988. Elsevier, Amsterdam, 1988, 93-114.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

VERDENS DYPESTE UTSLAG UNDER VANN
The deepest subsea piercing of the world

Per Aftreth. Arbeidsfellesskapet AF Spesialprosjekt a.s og Mika a.s og
Finn Hvoslef. Reinertsen Engineering

SAMMENDRAG

Høsten 1979 oppdaget A/S NORSKE SHELL TROLL-feltet som er Europas største gassfelt til havs. Ubehandlet gass skal transporteres gjennom rørledninger til Kollsnes i Øygarden kommune hvor den blir behandlet før den transporteres til kontinentet. Gjennom strandsonen blir rørledninger ført gjennom et tunnelsystem som består av tunneler, sjakter, betongarbeider i tunneler og sjakter, installasjon av konuser for opplagring av stigerørspakker og utslagssalver.

Det største risikoelementet i prosjektet er utslagssalvene. Derfor ble prosjektering og produksjonsplanlegging startet 2 år før produksjonsstart. Det ble utviklet mange nye løsninger i forbindelse med boring, lading, tenning, testing og kontroll. Hovedårsakene til at salvene ble gjennomført etter planen var NORSKE SHELL's sikkerhetsstyringssystem, NORSKE SHELLS synlige ledelse på sikkerhet og norske anleggsfolks og konsulenters fleksibilitet og stamina.

SUMMARY

During the autumn of 1979 A/S NORSKE SHELL discovered the TROLL FIELD which is the largest gas field in Europe. The unprocessed gas is transported via pipelines to Kollsnes in Øygarden Community where it is processed in order to meet export specifications before it is pumped to the European continent. The shore approach for the pipelines is a subsea tunnel system which comprises tunnels, shafts, concrete works in tunnels and shafts, installation of steel support cones for risers bundles and the final blasts.

The greatest risk related to the project applies to the final blasts. Therefore, the engineering and production planning started 2 years ahead of commencement of physical works. A number of new solutions regarding drilling, blasting, testing and control systems were introduced. But, the main reasons for the success were the comprehensive safety steering system of NORSKE SHELL, the visible management of NORSKE SHELL in safety matters and the persistence of Norwegian crew combined with the flexibility in engineering.

INNLEDNING

Høsten 1979 oppdaget NORSKE SHELL TROLL-feltet som er Europas største gassfelt til havs. Feltet er lokalisert ca 80 kilometer nordvest for Bergen. Ubehandlet gass skal transporteres gjennom rørledninger til Kollsnes i Øygarden kommune, hvor den blir behandlet og så transportert gjennom rørledninger til Europa.

Gjennom strandsonen blir import- og eksportledningene lagt i et tunnelsystem ca 4 kilometer langt. Høsten 1991 ble arbeidsfellesskapet av AF Spesialprosjekt a.s og Mika a.s tildelt kontrakten på tunnelarbeidene. Sommeren 1990 hadde Reinertsen Engineering fått oppdraget med prosjektering.

OBJEKT

Tunnelsystemet består av en hovedtunnel, en sekundærtunnel, forgreninger i utslagsområdet, tre stykker sjakter med teknisk installasjoner, tre stykker utslagssalver - og betongplugger. Hovedtunnelen går først på synk med helning 1:7 i 1800 meter og videre horisontalt ca 2 kilometer. I utslagsområdet forgrener hovedtunnelen seg i tre grener. I hver gren er det et kammer hvorfra det går en sjakt. Sjaktene er 30 - 35 meter lange og 32 kvadratmeter i tverrsnitt. Fra sjaktene skulle det utføres utslag til sjøen på 160 - 170 meters dyp. Det er ikke kjent at det tidligere er utført utslag på så store dyp. I tillegg omfattet entreprenørens kontrakt prosjektering av nedsetting av stigerørspakker, nedsetting av stigerørspakker og verifikasjon av øvrig prosjektering.

Utslagssalven hadde en minimum tverrsnitt på 34 m2 og en sirkulær og kon form på konturen. Helning på veggene var 3,6° i forhold til vertikalen. Sjøbunnen var forutsatt tilnærmet horisontal med en overdekking av morene. Utslagssalven skulle danne eksakte byggelinjer. Som etterfølgende aktivitet skulle den prefabrikerte rørpakken eller stigerørspakken settes ned i utslaget og bli støpt inn. Stigerørspakkene skulle opplagres på stålkonuser som ble innstøpt i sjakten. Det var et krav at hele systemet skulle være vanntett etter installasjon av stigerørspakkene.

KRAV

Kravene til utslagssalven var som følger:

- Arbeidene skulle utføres uten skade på personer, materiell og ytre miljø.
- Salvene skulle ikke deformere fjell eller betongkonstruksjoner i sjaktene eller i tunnelen.

* Utslagene måtte utføres i henhold til byggelinjene. Dette fordi det skulle monteres definerte konstruksjoner i utslagene.

* Fjellet omkring utslagene måtte være vanntett etter sprengning.

* Salvene måtte sprenges slik at massen ble transportert gjennom konusen i sjaktene. Konusen hadde et tverrsnitt som var 40% av minimumstverrsnittet på salven.

Kravene avviker vesentlig fra normale krav til utslagssalver i vannkraftutbygging.

ORGANISERING

NORSKE SHELL hadde selv all styring av prosjektet. Konsulent for prosjekteringen var Reinertsen Engineering. AF Spesialprosjekt og Mika hadde ansvaret for verifikasjon av prosjekteringen og utførelsen av arbeidene.

Prosjekteringen startet 2 år før utførelsen av det første utslaget. Etter en runde med prosjektering og verifikasjon ble det satt ned en ekspertgruppe av personer fra konsulenten og entreprenøren som skulle lage et forslag til grunnlag for detaljprosjekteringen. Hensikten med dette var å kunne utnytte den erfaring som var i bedriftene fra tidligere utførte utslagssalver samt skape et mest mulig kreativt organ for å lage et forslag til arbeidsgrunnlag.

Det er riktig å si at det i ekspertgruppen i starten var forskjellig syn på vesentlige sprengningstekniske forhold. Det førte til intense diskusjoner og innsamling av mye informasjon og bearbeiding av denne. En samlet ekspertgruppe kom imidlertid fram med klare prinsipper for prosjekteringen og viste dermed at konflikt kan være godt samarbeid. Ekspertgruppen ble deretter oppløst og prosjektering og verifikasjon fortsatte etter den formaliserte modellen. På denne måten fikk en utnyttet erfaringer og kreativitet i de respektive bedrifter samtidig som ansvars- og risikofordeling var helt klar.

PROSJEKTERING

I tillegg til funksjonskravene kom det krav til utførelsen. En del av utslagssalvene måtte bores før konusene ble montert. Etter at lading var utført, måtte stillas demonteres. Det vil si at det ble utført arbeid i sjaktene etter at lading var utført.

Utslagssalvene ble prosjektert iht følgende grunnlag:

Lengde	5 - 7 meter
Lengde bunnhull - sjøbunn	0,6 «
Salvehullsdiameter	51 mm
Grovhullsdiameter	150 «
Sprengstoff	Extra gummidynamit

Tenner	Ikke-elektrisk
Borplan	«Back-up» for alle hull
Avstand konturhull	30 cm
Hullantall	236 stykker
Antall grovhull	8 «
Minste tverrsnitt	34,0 m2
Største tverrsnitt	43,0 «

I tillegg skulle sjakten og sjaktkammeret forkomprimeres.
En vesentlig problemstilling ved prosjekteringen var transporten av stein gjennom konusen. Løsningen lå i å øke salvetiden slik at en fikk en sekvensiell sprengning og massetransport. Dette var også gunstig for belastningen på konturen, men økte risikoen for å få ødelagt ladninger på grunn av overslag eller for at sprengstoffet ble fjernet før detonasjon.

Et annet forhold var konturen i toppen av salven. Risikoen for utfall var stor og det ble vurdert bolter. Resultatet ble bolter med senteravstand 1,5 meter.

Følgende målesystem ble prosjektert for kontroll av salven og omgivelsene.

- Rystelsesmåling på forskjellige nivåer i sjaktene.
- Måling av trykk i det forkomprimerte volum
- Måling av deformasjoner i betong- og stålkonstruksjoner.

VERIFIKASJON

Prosjekteringen inneholdt en del elementer i form av tennertype, forsinkertid, hullavstander, låsing av sprengstoff i hullene og selve ladeprosessen som det ikke fantes (tilgjengelige) erfaringer med. Det ble derfor utført testsalver i full skala som skulle vise seg å bli nyttige både som bekreftelse og korrektiv.

FORBEREDELSE AV UTFØRELSEN

Kontrakten mellom NORSKE SHELL og AF Spesialprosjekt / Mika forutsatte at det skulle benyttes risikoanalyser i forberedelsen til arbeidet. Det ble benyttet to separate analysemetoder.

Hazard Operation Analysis

Sikker Jobb Analyse

I tillegg til å være verktøy i planlegging av sikkerhetsarbeidet fungerte disse metoder også som verktøy i «brain-storming» og produksjonsplanlegging. En ytterligere effekt er at disse metodene holder unødvendige personer og spørsmål på avstand i en travel prosess.

Det var helt nødvendig for å oppnå et resultat med kvalitet at toleransekravene til arbeidet ble overholdt. Ekstrem kontroll av alle aktiviteter ble planlagt og gjennomført. Det vil si at det var en kontrollør på hvert skift som registrerte og dokumenterte all utførelse samt målte alle avvik. Kontrolløren rapporterte direkte til prosjektleder som eventuelt implementerte korrektiv.

Salveskytingen ble planlagt med all involvert ekspertise på prosjektering og utførelse til stede. Dette viste seg også å være nødvendig f eks i forbindelse med forkomprimering.

UTFØRELSEN

Fjellet var injisert på forhånd og var helt tett slik at arbeidsforholdene ved utførelsen var unormalt gode. Boring ble utført med en spesialprodusert hydraulisk borerigg. Ladningene for de enkelte hull ble prefabrikert i en «fabrikk» type «Fredriksson» som var lokalisert på et plan i sjakten under ladeplan. Det eneste som manglet var sydamene - .

Boringen ble utført med maksimalt avvik på 1° og ladingen hadde ingen observerte avvik.

Presis kl 15.00 22.02.94 ble den første gjennomslagssalven skutt. En barriere var kanskje brutt.

KONTROLL

Salvene ble inspisert med ROV fra sjøsiden umiddelbart etter skyting. Bortsett fra at den første salven hadde et «støvelskaft» med tykkelse tverrsnitt 20 x 20 cm og horisontal lengde 2 meter, var konturen som prosjektert - uten utfall og sprekker.

Måling av rystelser og trykkforløp i de forkomprimerte rommene var som prosjektert. Deformasjonsmålingen viste ubetydelige utslag. Det var ingen overflateskade på konus og stålforinger for styring av stigerørspakke.

De to siste salvene ble endret når det gjaldt borhullslengde slik at avstanden til sjøbunnen ble 40 cm.

Etter at stigerørspakkene var satt og vannet i kamrene var tappet ut, viste det seg at samtlige tre sjakter var helt tette.

KONKLUSJON

Utslagssalven vil uansett inneholde en del usikkerhet selv ved grundige forberedelser. Når de tre salvene på Kollsnes gikk som planlagt, vil jeg si at det skyldes fire forhold:

- Byggherren satte konsulent og entreprenør under stort press når det gjaldt sikkerhet.
- Byggherren brukte ressurser, engasjerte seg og var hele tiden synlig når det gjaldt sikkerhet.
- Norske anleggsfolk var sammen med konsulenten kreative, fleksible og tålte mye slit.
- Grundige forberedelser som startet tidlig.

Utslagssalvene på Kollsnes viser at stram sikkerhetsstyring fører til høy grad av sikkerhet, god presisjon og høy produktivitet. Vårt lands historie viser at utlendinger har lært oss både elementære og vanskelige ting. For meg er det akseptert at vi måtte få engelskmenn til å kontrollere billettene ved åpningen av den første jernbanestrekningen i Norge. Jeg avfinner meg med at de også gjør krav på å ha lært oss å spille fotball. Men at NORSKE SHELL med engelskmannen, korsfareren og prosjektdirektør Mike Steere i spissen måtte lære oss så mye om sikkerhet, gav oss en følelse av skam. Det er etter min mening på tide med et skippertak fra hele bransjen - byggherrer, Arbeidstilsyn, konsulenter og entreprenører slik at vi også på dette område kan si med patos - det er typisk norsk å være best!

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

GARDERMOBANEN - ROMERIKSPORTEN
PLANLAGT KRYSSING AV SVAKHETSSONE PÅ BRYN

Sivilingeniør Per Heimli, NOTEBY Norsk Teknisk Byggekontroll A/S

SAMMENDRAG

Den nye høyhastighetsbanen høyahstighetsbanen mellom Oslo og Gardermoen vil få en nesten 14 km lang dobbeltsporet tunnel mellom Oslo og Nitelva. Den vestligste del av tunnelen kommer i Oslofeltets skiferbergarter, men ved Bryn skjærer traséen gjennom en forkastning som danner grensen mot grunnfjellsgneis. Det ventes særlig dårlig fjellkvalitet (knust alunskifer) og liten fjelloverdekning ved denne passeringen. Den sentrale del av forkastningen danner en dyprenne i fjellet der løsmassemektigheten er ca. 20 meter. Foredraget beskriver de planlagte prinsipper for tunneldrift gjennom sonen: driving av pilottunnel og sidestrosser, samt bruk av injeksjon, injiserbare borankere, forbolting, sprøytebetong og støp på stuff.

SUMMARY

The construction of a high-speed railway between Oslo and the new airport at Gardermoen will comprice an almost 14 km long double-track tunnel. The tunnel will pass a mayor fault which divides the sedimentary rocks of the Oslo Region from precambrian gneisses. The fault contains densely fractured and shattered alum shale. The rock cover is small and above rock is approximately 20 metres of soil. The article describes the planned excavation and reinforcement methods such as grouting, spiling, pilot tunnel, side stoping, rock bolting, shotcrete and in-situ cast concrete.

GEOMETRI OG GEOLOGI

Anleggsarbeidene for Gardermobanen startet opp sist sommer etter en reativt intens planleggingsperiode. Mesteparten av traséen mellom Oslo S og Lillestrøm skal gå i en ca. 14 km lang tunnel gjennom Østmarka frem til Nitelva, som vist på fig. 1. Her ser man at banen skal følge det eksisterende sporet gjennom Gamlebyen opp mot Etterstad, der påhugget for tunnelen vil ligge.

Av flere grunner tok det lang tid før den traséen som er vist på fig. 2 ved Bryn ble fastlagt. En av prosjektforutsetningene var bl.a. at det skulle anlegges en stasjon i fjell på Bryn. Det er nå bestemt at denne stasjonen ikke vil bli sprengt ut i denne byggeperioden, men planene om en fremtidig stasjon er ikke helt forlatt. En annen kompliserende faktor er geologien i

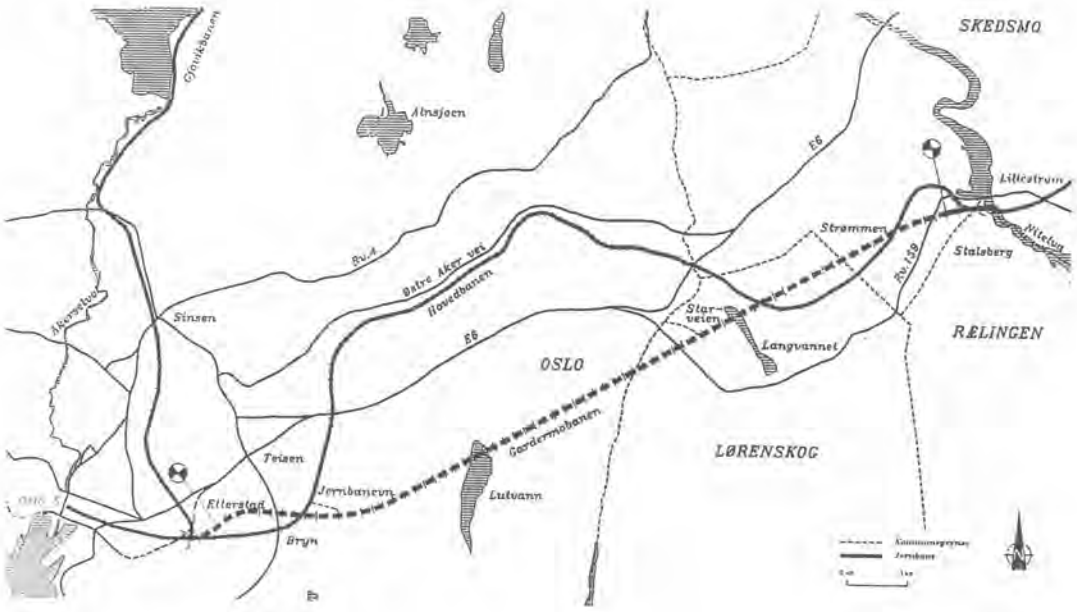


Fig.1 Tunneltraséen

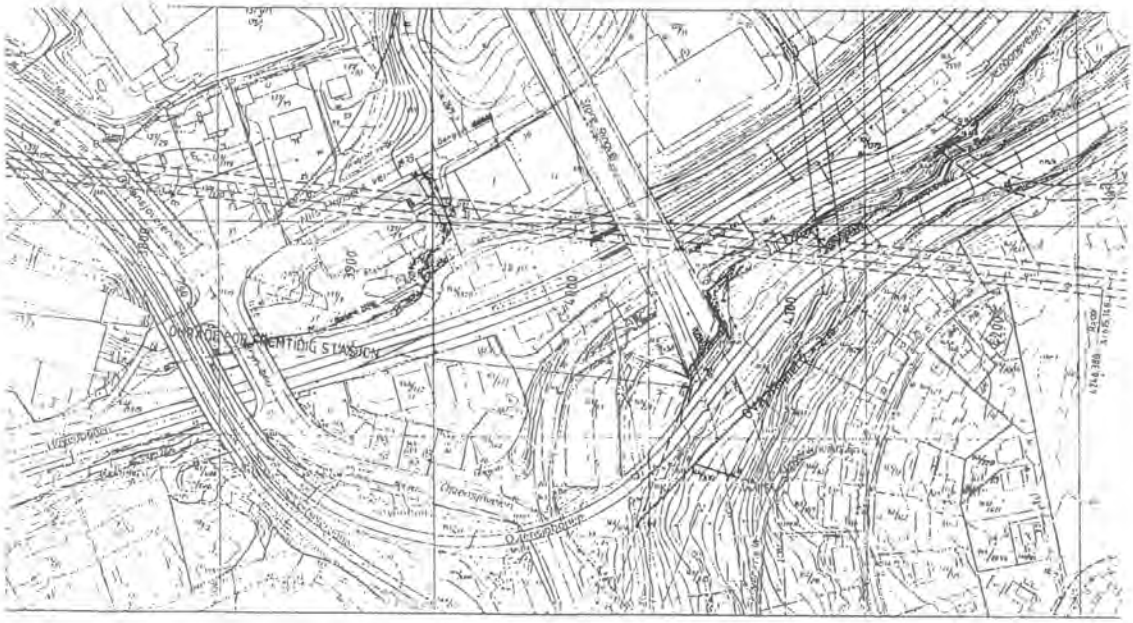


Fig. 2 Traséen ved Bryn

dette området, og vi har antatt at dette blir den mest utfordrende strekningen på hele tunnelen. Her drives tunnelen mot Etterstad fra tverrslaget ved Jernbaneveien på Bryn. Årsaken til de forventede utfordringene er å finne på det geologiske kartet som fig. 3 viser et utsnitt av.

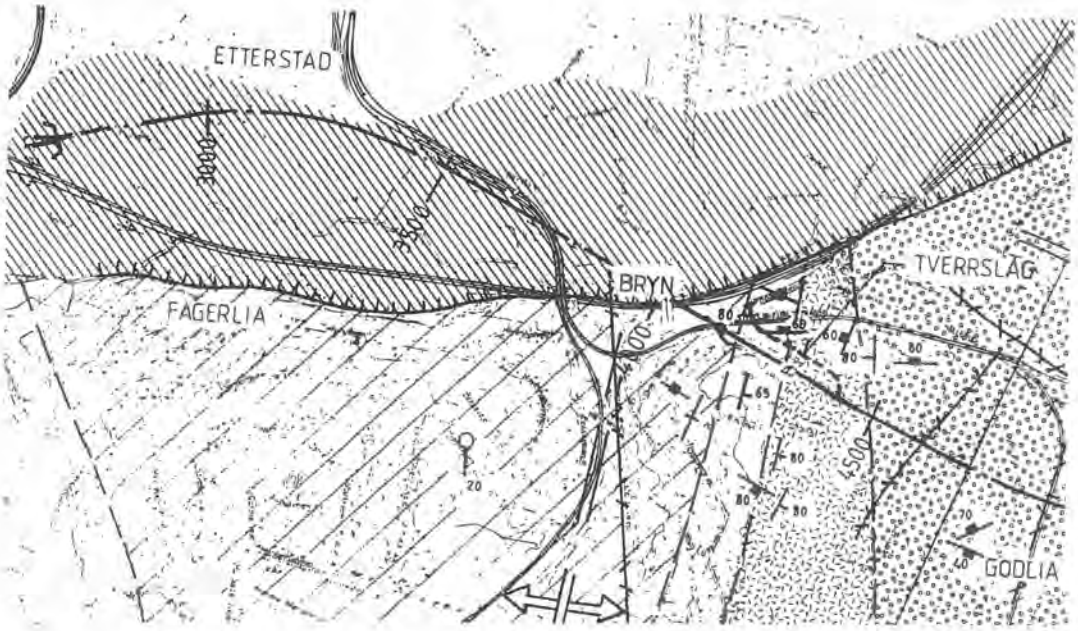


Fig. 3 Berggrunnsgeologien ved Bryn

Her ser man at tunnelen vil passere den østlige hovedforkastningen mellom Oslofeltets kambriske skifre og Østmarkas grunnfjellsbergarter. En slik skrå passering av et forventet problemområde strider mot en av de vanlige ingeniørgeologiske retningslinjer for valg av tunneltrasé, men det er samtidig et godt eksempel på at plasseringen av vei- og jernbanetunneler av og til i liten grad styres av de geologiske forhold.

Berggrunnen på store deler av Brynområdet er dekket av løsmasser, og det var fra før kjent at det finnes en markert dyprenne der. I dyprenna ligger det noen meter med grus og sand over fjell, overlagret av silt og leire. På toppen av dette finner vi veier, T-banespor, NSB's hovedbane, bebyggelse og Alnaelva. Det er innlysende at et større ras i tunnelen her lett vil få relativt dramatiske konsekvenser også ved terrengoverflaten.

Blant annet av hensyn til den mulig fremtidige stasjonen har det ikke vært mulig å legge tunnelen så dypt man ellers kunne ha gjort, noe som medfører at fjelloverdekningen ved passering av forkastningen blir tildels meget beskjeden. Første spørsmål under prosjekteringen var om det i det hele tatt ble fjelloverdekning ved passering av dyprenna.

Fig. 4 Utsnitt av undergrunnskartet

Som utgangspunkt for vurderingene hadde vi undergrunnskartet fra Oslo kommune, se fig. 4. De aller fleste borpunktene på dette kartet angir sonderinger som stopper mot faste masser, f.eks. stein, og det var derfor nødvendig å kontrollere disse antatte fjellkotene med nye fjellkontrollboringer. Vi visste at tunneltaket vanskelig kunne komme vesentlig lavere enn omtrent kote 58 - 60, og flere av de gamle boringene antydet fjell foruroligende nær dette.

Fra tidligere arbeider i området (OVA-tunnelen under Etterstad til Fagerlia, og byggingen av vegbruer over Alnaelva) visste vi at bergarten i hovedforkastningen er alunskifer, og vi kan med relativt stor sikkerhet gå ut fra at den sentrale del av forkastningen følger dypålen i fjelloverflaten. Fra fundamenteringsarbeidene for Bryn bru var det dessuten rapportert at alunskiferen var sterkt oppknust, tildels jordaktig. Allerede på bakgrunn av disse opplysningene mente vi derfor at det burde bygges to enkeltsporede tunneler gjennom sonen for å redusere driveproblemene mest mulig.

I løpet av første fase med fjellkontrollboringer fikk vi bekreftet antatt beliggenhet av dyprenna, og at fjelloverflaten lå tildels flere meter dypere enn angitt på undergrunnskartet. På grunnlag av disse resultatene ble det så utført fire kjerneboringer som bekreftet at fjellforholdene var svært dårlige i den sentrale del av sonen. Hullene ble satt slik at vi fikk god kontroll på forholdene i begge tunnelløp der disse var forventet å komme.

Etter at disse boringene var utført viste det seg at traséen måtte endres noe pga. endret geometri bl.a. på fremtidig stasjon. Samtidig var det sterkt ønskelig at det ble bygget en dobbeltsporet tunnel gjennom sonen. Nå hadde vi altså plutselig en situasjon der vi ikke hadde noen boringer langs traséen i det kritiske området, og en ny serie med fjellkontrollboringer ble derfor igangsatt, men flere kjerneboringer ble ikke vurdert til å være nødvendig.

Et interessant aspekt ved dette prosjektet er Ringvegbruas fundamenter som ett sted kommer rett over tunnelen. Det aktuelle fundamentet viste seg å stå på rammede betongpeler som stedvis har pelespissen ubehagelig nær tunneltaket. Grunnforholdene må ha vært særdeles vanskelige fordi ingen av pelene ble godkjent til å ta den last de var dimensjonert for, noe som medførte at dette fundamentet har vesentlig flere peler enn forutsatt.

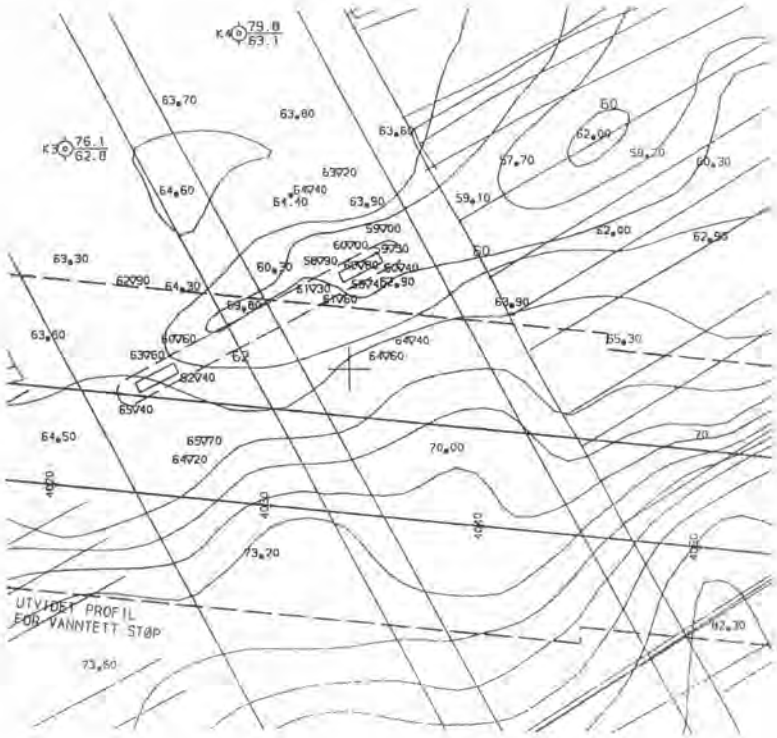


Fig. 5 Fjelloverflaten ved dyprenna

Fig. 5 er en sammenstilling av alt vi nå vet om grunnforholdene på Bryn, inklusive beregnet plassering av pelespissene for brufundamentet. Tverrsnittet av det antatt mest kritiske partiet er vist på fig. 6. Her er minste avstand mellom den råsprengte tunnelen og pelespiss 4-5 meter, noe som selv i godt fjell kan sies å være i snaueste laget for en 14 -15 meter bred tunnel.

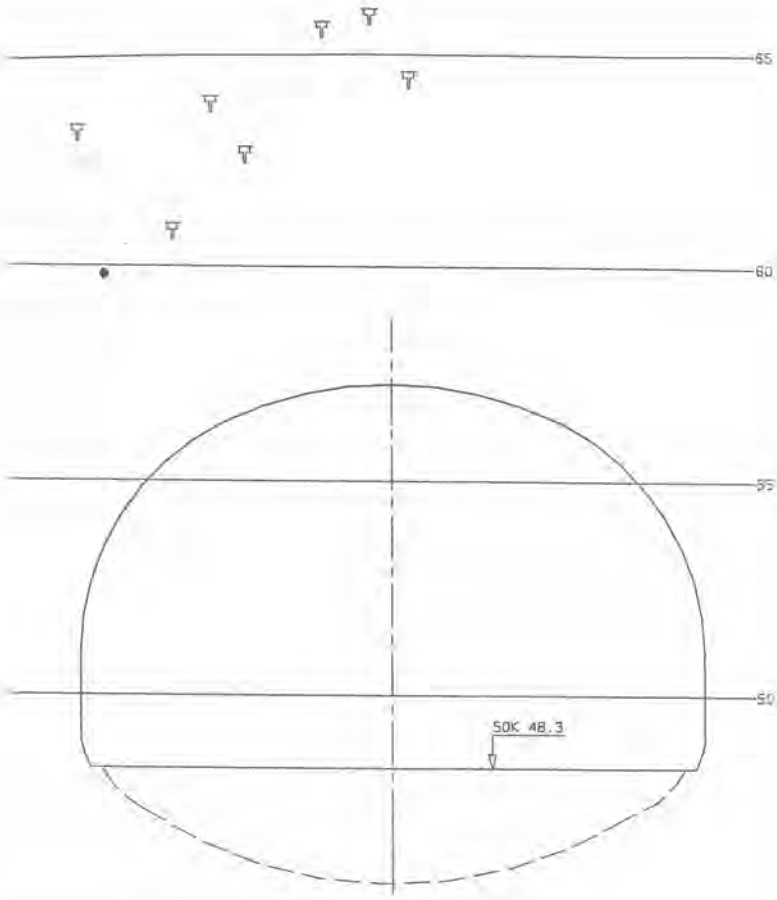


Fig. 6 Tunnelprofil med pelespisser for brofundament

Som en konklusjon på denne innledende fasen kan vi si at ingeniørgeologens rolle i dette prosjektet ikke er å fortelle de andre impliserte parter hvor tunnelen bør plasseres for å få minst mulig problemer, heller ikke vurdere om prosjektet i det hele tatt er gjennomførtbart, men å angi alternative metoder for å komme gjennom et problemområde uten at man mister kontrollen.

Kjerneboringene viste at den sentrale del av sonen har en særdeles uryddig geologi, og det er ikke mulig å trekke geologiske strukturer mellom hullene, men vi menter likevel å ha kartlagt beliggenheten av sonen relativt godt. Ved slike forhold må det uansett gjennomføres et omfattende program med boringer fra stuff for å kartlegge forholdene i detalj. Dette er årsaken til at vi ikke anbefalte at det ble brukt mye penger på ytterligere undersøkelser fra terreng i form av f.eks. flere kjerneborhull, tomografi eller tradisjonell refraksjonsseismikk.

ALTERNATIVE DRIVEMETODER

Etter at tunnelgeometrien, traséen og de geologiske forholdene var noenlunde fastlagt, begynte arbeidet med vurderinger av alternative drivemetoder gjennom sonen. Følgende prinsipper og metoder ble vurdert og grovt kostnadsberegnet:

- Stabilisering av løsmassene ved injeksjon fra terreng
- " " " " jetpeling " "
- Frysing fra terreng
- Frysing fra tunnel
- Horisontale betongpeler i fjell (boret fra tunnel)
- Jetpeling av løsmasser fra tunnel
- Konvensjonell drift (injisering, forbolting, delte salver)

Flere av disse metodene ble diskutert med byggherren underveis. I slike vanskelige tilfeller er det svært fordelaktig at det på et tidlig stadium blir en meningsutveksling mellom planleggere og byggherre, og at byggherren har en teknisk kompetent stab med en profesjonell holdning til problemene slik tilfellet er med GMB A/S. Når det gjelder de alternative drivemetoder kan det være interessant å diskutere teknikken som sådann, men det som til syvende og sist teller er risikonivå og kostnader, og her er det byggherren som må velge.

BESKREVET DRIVEMETODE

Det er ingen grunn til å legge skjul på at frysing lenge sto høyt på listen over aktuelle alternativer, ikke minst på grunn av stor grad av sikkerhet, og at det som kjent ble brukt benyttet bl.a. under svært lignende forhold ved driving av Oslotunnelen (Fjellinjen), men til slutt ble det valgt å satse på en mer tradisjonell fremgangsmåte, som det ble bedt om pris på i anbudet. En slik metode er aldri 100% risikofri, men poenget er at forholdene foran og over stuff kartlegges så godt at de riktige drive- og sikringsmetoder benyttes. Man skal hele tiden ha kontroll og unngå ras eller gjennomlokking opp til de permeable løsmassene med ukontrollerte vanninnbrudd og "running sand" som resultat.

I anbudspapirene er det lagt vekt på å beskrive prinsippene for sikker fremdrift, og hvilke elementer som skal og kan inngå for å oppnå dette. Derved oppnås den samme fleksibilitet som ved normal tunneldrift der drive- og sikringsmetoder bestemmes av fjellforholdene.

Som i all annen tunneldrift er det entreprenøren som har ansvaret for de midlertidige sikringsarbeidene, men anbudsdokumentene er utformet slik at byggherren har reell påvirkningsmulighet hvis man mener at sikringsnivået ikke er tilfredsstillende.

Tunnelen skal drives fra øst mot fallende profilnummer. Frem til km. 4065 forutsettes normal drift med fullt tverrsnitt. Drivemetode videre vestover gjennom forkastningssonen blir i prinsipp som følger:

Fra km. 4065:

- Forinjeksjon med 15 meter lange hull, hullavstand 1.5 meter.
- Skjermen føres rundt hele tverrsnittet og gjentas for hver 12. meter.
- Tunnelen drives med fullt tverrsnitt og normal fjellsikring. Det ventes normal fjellkvalitet fremover de første 20-25 meter fra der injeksjonsskjermen er planlagt å begynne, men skjermen må starte her for å hindre at lekkasjevann begynner å drenere dyprenna.

Fra km. 4045:

Det normale tunnelprofilet utvides for å få plass til senere vanntett støp.

Km. 4040 - 3980:

Den sentrale del av forkastningssonen passeres på dette avsnittet. Fjellforholdene vil variere fra relativt gode til svært dårlige i hele tverrsnittet. Retningslinjene nedenfor gjelder for dårlig fjell i hele tverrsnittet, men generelt gjelder det at registreringer av fjellforholdene ved boring av hull for forinjeksjonen vil bli bestemmende for når og i hvilken utstrekning de forskjellige arbeidsoperasjoner kommer til utførelse (se fig. 7)

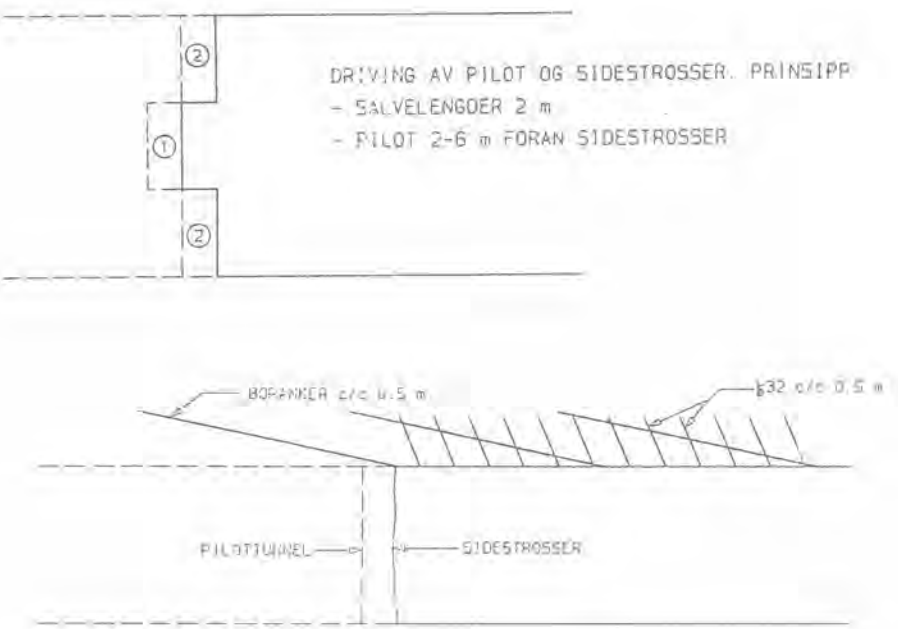


Fig. 7 Prinsipp for driving og sikring

1. Forinjeksjon som beskrevet ovenfor. Det antas det blir nødvendig å dele stuffen i en sentral pilottunnel, samt to sidestrosser. Ved driving av pilot og sidestrosser bores for ny skjerm samtidig fra pilot og sidestrosser når piloten har kommet 12 m inn fra forrige skjerm.

2. Før drivingen fra km. 4040 starter, bores og monteres 15 m lange, injiserbare borankere. Nytt sett med borankere monteres etter samme mønster som for injeksjonsskjermen.

3. Driving av pilottunnel med salvelengder på 2 meter. Taket sikres med 10 cm fiberarmert sprøytebetong i tillegg til 3 m lange 32 mm kamstålbolter for hver salve som anvist. Ved behov forsegles også stuffen med 10 cm fiberarmert sprøytebetong, eventuelt også med 4 m lange 25 mm glassfiberbolter.

4. Uttak av sidestrosser i 2 m salvelengder. Sikring for hver salve som for piloten. Sidestrossene drives ikke lenger inn enn til 2 m fra piloten.

5. Ved særlig dårlige fjellforhold kan det bli nødvendig å ta ut den ene sidestrossen og sikre fjellet før den andre strossen tas ut.

6. Uarmert sikringsstøp etableres fortløpende over sålen i 2 meters lengder. Hver støp avsluttes maksimum 1 meter bak side- strossene. Støpen forankres med horisontale borankere ved sålen. Dette er å betrakte som en drenert, midlertidig sikring. Det kan også vise seg fornuftig eller nødvendig å forsterke sålen slik at den forblir kjørbar i tiden frem til den permanente sålen blir støpt.

Den permanente sikringen skal bestå av en vanntett betongutstøpning som vist på fig. 8. Dimensjoneringen av denne støpen ble bestemt etter gjennomregning av flere forskjellige lastmodeller: vertikal last med og uten siloeffekt, og med en modell med trykkbuevirkning over tunnelen. Det fører for langt å beskrive detaljene i disse beregningene, men de forskjellige modellene ga som ventet forskjellig last, både vertikalt og horisontalt. Det vil neppe være mulig å beregne eksakt hvor stor belastning den permanente støpen skal ta, fordi dette er avhengig både av beregningsmodell og materialparametre. De lastverdier som er grunnlaget for den støpen som er vist ble valgt etter en helhetsvurdering av de forskjellige svarene.

Det skal til slutt nevnes at det kan bli aktuelt å utføre deformasjonsmålinger på den uarmerte sikringsstøpen i tidsrummet før den permanente og armerte betongen blir støpt.

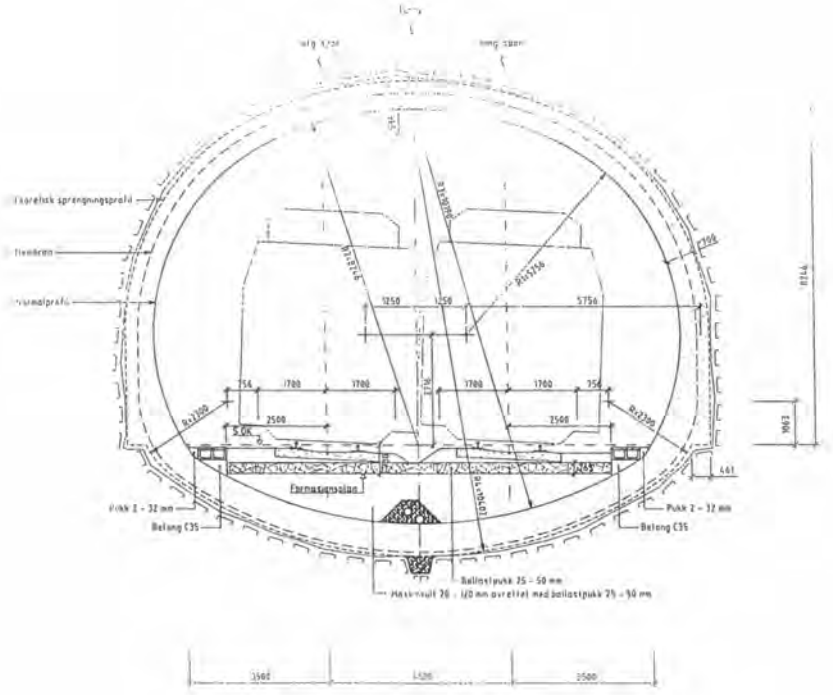


Fig. 8 Permanent, vanntett støp

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

COUPLED THERMO-HYDRO-MECHANICAL PROCESSES - DECOVALEX
Koblede thermo-hydro-mekaniske prosesser - DECOVALEX

O. Stephansson and L. Jing, Engineering Geology, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden

SUMMARY

DECOVALEX is an international co-operative research project for theoretical and experimental studies of coupled thermal, hydrological and mechanical processes in hard rocks. Different mathematical models and computer codes have been developed by research teams from different countries. These models and codes are used to study the so-called Bench Mark Test and Test Case problems developed within this project. Bench-Mark Tests are defined as hypothetical initial-boundary value problems of a generic nature, and Test Cases are experimental investigations of part or full aspects of coupled thermo-hydro-mechanical processes in hard rocks. Analytical and semi-analytical solutions related to coupled T-H-M processes are also developed for problems with simpler geometry and initial-boundary conditions. These solutions are developed to verify algorithms and their computer implementations. In this contribution the motivation, organization and approaches and current status of the project are presented, together with definitions of Bench-Mark Tests and Test Case problems. The definition and part of results for a BMT problem (BMT3) for a near-field repository model are described as an example.

1 INTRODUCTION

The rock mass response to storage of radioactive waste and spent nuclear fuel is a coupled phenomenon involving thermal (T), hydrological (H), mechanical (M) and chemical (C) processes [1]. The term "Coupled Processes" implies that one process affects the initiation and progress of another and vice versa (see Fig. 1). Therefore, the rock mass response to waste storage cannot be predicted with confidence by considering each process independently. Traditional disciplines in geoscience and geoengineering (for example, structural geology, geohydrology, mining and civil engineering, geophysics, etc.) have to be integrated interactively together with applied mathematics and physics to gain a proper understanding of coupled behaviour of rock masses in which radioactive waste repositories are built. Mathematical models and computational methods are specially important to understand the coupled behaviour of rock masses since the processes involved are very complex, of long-term, and of large scale.

Though the importance of coupled thermo-hydro-mechanical (T-H-M) processes has been recognized for some years, the current capability of modelling such processes is still very limited, partially because of lack of applicable and realistic test cases (experimental studies) to establish conceptual models and to validate mathematical models and computer codes. Considerable work is needed to develop robust and reliable computer codes capable of modelling fully coupled T-H-M processes in geologic systems. To this end, an international project, **DECOVALEX** (acronym for **DE**velopment of **CO**upled models and their **VAL**idation against **EX**periments in nuclear waste isolation) has been established to support the development of mathematical models of coupled thermo-hydro-mechanical processes in the geologic media and their applications and validation against experiment in the field of radioactive waste isolation [2]. The overall goal of DECOVALEX project is to increase our understanding of the various aspects of coupled T-H-M processes of importance in the release and transport of radionuclides from a repository to the biosphere and how these

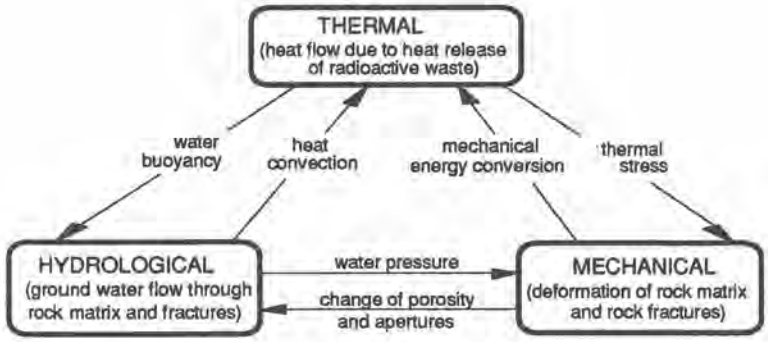


Fig. 1 Coupled thermo-hydro-mechanical processes in a fractured rock

processes can be described by mathematical models. The objectives of the DECOVALEX project can be summarized as following subjects:

- to support the development of computer codes for T-H-M modelling
- to investigate and to apply suitable algorithms for T-H-M modelling
- to investigate the capabilities of different computer codes to describe recent laboratory experiments and to perform code verification
- to compare theory and model calculations with results from field experiments
- to design new experiments of coupled T-H-M processes for further code development

2 ORGANIZATION

The organization of project DECOVALEX is illustrated in Fig. 2 and Table 1. The Steering Committee is formed by funding organizations and has the overall responsibility for the project. The committee is assisted in administrative and technical matters by the project Secretariat. The research teams are financially supported by their respective funding organizations to perform experimental or modelling works defined in the project.

3 APPROACH

A number of problems, called Bench-Mark Tests (BMT) and Test Cases (TC) are defined or selected for research teams to analyze using different mathematical models and computer codes. The former are hypothetical problems and the latter are actual laboratory or field experiments. Both are defined as initial-boundary value problems with proper thermal, hydraulic ana mechanical initial-boundary conditions. The aim is to compare, validate and improve the predicting capacities of the mathematical models and computer codes. The number of the BMT and TC problems are limited so that each of them can be studied by multiple research teams in parallel and at successive stages or phases. Therefore, lessons learned from early phases can be used to improve later analyses. The results are presented and compared at regularly held workshops and the differences and similarities are discussed in detail. In this way, the models and results of each research team will undergo detailed peer review by all other teams, leading to significant in-depth exchange of information and scientific knowledge from different disciplines represented in the task forces. Out of these studies and discussions, new experiments with more reasonable designs are proposed to provide more rational tests of the models, and to advance the state-of-the-art of both our understanding and mathematical models of coupled processes. Analytical and semianalytical solutions to the coupled problems are also developed whenever possible in the project to assist model verifications and code validations.

A great advantage of the DECOVALEX project is the successful integration of different disciplines of geoscience and geoengineering, and of different national research teams. Represented in the project are

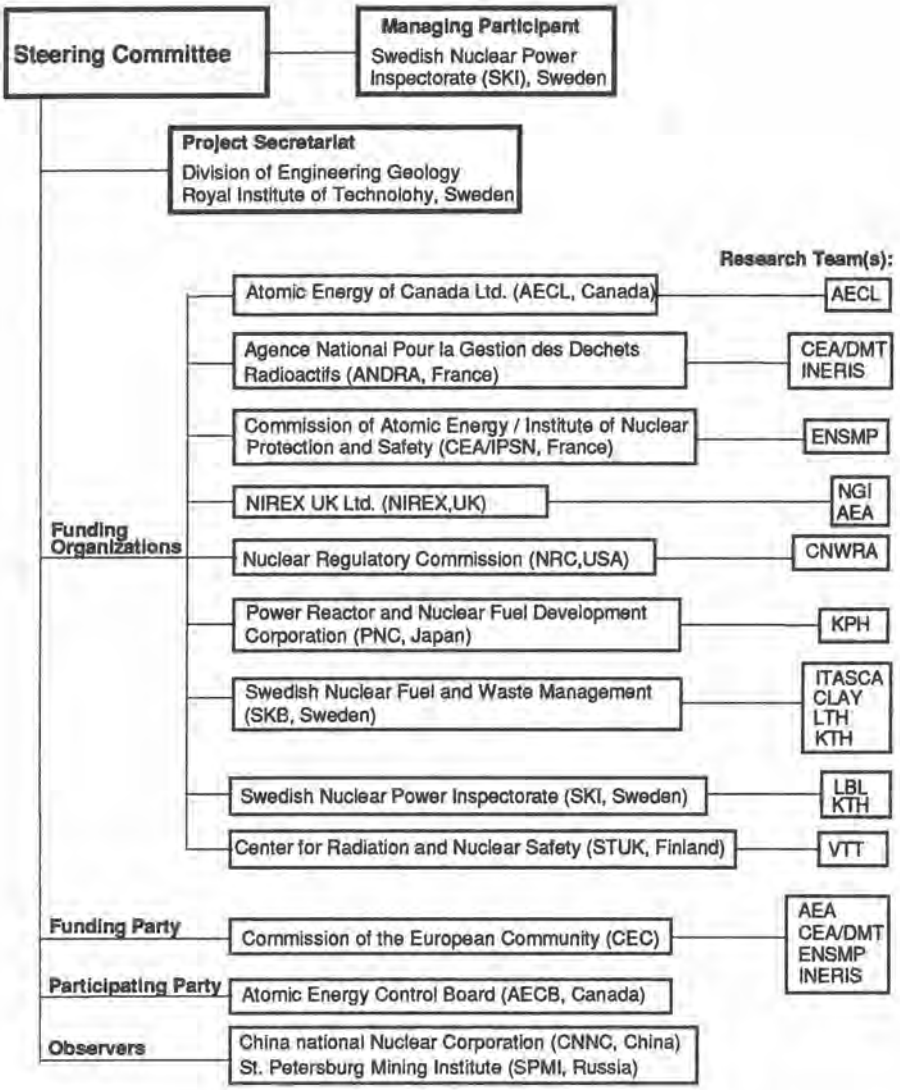


Fig. 2 Organization of DECOVALEX, Phase I, II and III

physicians, hydrogeologists, researchers and practitioners in rock mechanics, civil and mining engineering and national waste management agencies. They all work together in both their respective national research teams and at the regular workshops to discuss, understand, defined and analyze the scientific soundness and practical applicability of all BMTs and TCs, from scientific, engineering and managing points of view. The process is therefore very educational and mutual beneficial.

Besides the integration about national teams and scientific disciplines, a special integration in the DECOVALEX is about different numerical methods applied to coupled T-H-M processes, including the finite element method (FEM), the finite difference method (FDM), the distinct element method (DEM) and discrete fracture network method (DFN). The FEM and FDM are based on continuum approach and DEM treats the

Table 1 Research Teams in DECOVALEX, Phase I, II and III

Full name	Acronym
Applied Geoscience Branch, Whiteshell Laboratories, AECL, Canada	AECL
Commissariat à l'Energie Atomique (CEA/DMT), Department de Mecanique et de Technologie, France	CEA/DMT
INERIS/Laboratoire de Mécanique des Terrains Parc de Saurupt, France	INERIS
Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, France	ENSMP
AEA Technology, UK	AEA
Kyoto University, Power Reactor and Nuclear Fuel Development, and Hazama Corporation, Japan	KPH
Norwegian Geotechnical Institute, Norway	NGI
Center for Nuclear Waste Regulatory Analysis, Southwest Research Institute, USA	CNWRA
Road, Traffic and Geotechnical Laboratory, Finland	VTT
Lawrence Berkeley Laboratory, University of California, Berkeley, USA	LBL
Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden	KTH
Clay Technology AB, Lund, Sweden	CLAY
Lund University of Technology, Lund, Sweden	LTH
ITASCA Geomechanics AB, Sweden	ITASCA

rock mass as an assemblage of deformable blocks. The FDN, on the other hand, considers the fracture space only, see Fig. 3. The mathematical models developed for these different numerical tools are wide spread and lead to different results. The uncertainties and differences in results and interpretations naturally lead to active exchange of conceptions, models and algorithms, which remain to be the frontier of the current research.

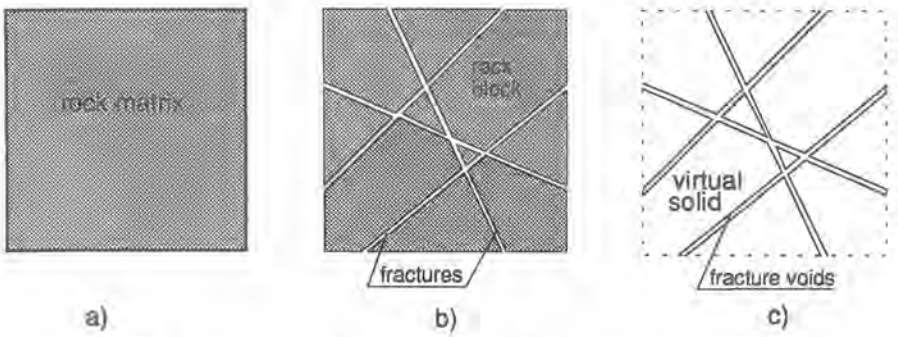


Fig. 3 Geometrical representations of a fractured medium by a) continuum approach (FEM and FDM, b) discontinuum approach (DEM), and c) discrete fracture network approach (DFN)

4 BMT/TC PROBLEMS AND COMPUTER CODES

Table 2 lists a brief description to the physical processes involved in BMT and TC problems studied in the first three phases of the DECOVALEX project. The reasons why these problems are defined or selected are also briefly explained. The laboratory and field experiments are conducted in parallel with computer modelling so that prediction from the numerical simulations can be examined with experimental measurements, except TC2 which was completed before DECOVALEX started. The computer codes and their characteristics used in DECOVALEX are listed in Table 3.

A detailed description of all these BMTs and TCs is beyond the scope of this contribution. A relatively detailed definition of BMT3 is given below as an example of a BMT problem in DECOVALEX.

Table 2 Physical processes studied in BMT and TC problems of the DECOVALEX project

Problem	Physical Processes	Reasons for selection
BMT1	A model of repository at 500 m depth and in fractured rocks with two orthogonal sets of persistent discontinuities. Domain size 3000 x 1000 m, a 2-D far-field problem with thermal, hydraulic and mechanical boundary/initial conditions	To examine the capabilities of computer codes for handling large scale problems of coupled T-H-M processes in rock masses containing a large number of discontinuities; Test the behaviour of different constitutive laws of rock matrix and discontinuities, and different numerical methods.
BMT2	A model of rock mass with four intersecting discontinuities and nine blocks in the vicinity of a heat source. Domain size 0.75 x 0.5 m, a 2-D near-field problem with thermal, hydraulic and mechanical boundary/initial conditions	To examine the capabilities of different computer codes for handling discrete discontinuities of specific constitutive behaviour under combined thermo-hydro-mechanical conditions with special emphasis on the heat convection
BMT3	A model of repository at 500 m depth in rocks with a realistic fracture network of 6580 fractures, Domain size 50 x 50 m, 2-D near-field problem with thermal, hydraulic and mechanical boundary/initial conditions	To examine the capabilities of different computer codes for handling large number of and randomly distributed discrete discontinuities of in a relatively small area surrounding a repository and to test different methods for fracture representation, homogenization and heat convection
TC1	A laboratory test of coupled shear - flow test of a single rock joint without thermal loading, performed at NGI	To test the performance of constitutive laws in the computer codes and their capacities to handle coupled H-M processes
TC1:2	Same set up as TC1 with improved problem geometry and different joint properties, performed at NGI	To test the performance of constitutive laws in the computer codes and their capacities to handle coupled H-M processes
TC2	A field experiment for coupled T-H-M processes in fractured rocks, 3-D problem. Domain size 10 x 10 x 5 m, conducted at Fanay-Augères (France)	To test the predicting capacities of computer codes for temperature, stresses and displacements measured during experiments in three-dimensional conditions
TC3	A large scale laboratory (Big-Ben) experiment of coupled T-H-M processes in engineered buffer materials, conducted at Tokai by PNC, Japan	To test the predicting capacities of computer codes for coupled T-H-M processes in both saturated and unsaturated situations in three-dimensional or axisymmetric conditions
TC4	A laboratory, true triaxial experiment of coupled normal stress-flow processes for a single rock discontinuity, designed at VTT, Finland	To test and establish physical laws governing coupled T-H-M processes for a single rock discontinuity and validate computer models in different codes
TC5	A laboratory test of coupled shear-flow experiments of a single rock joint on a direct shear machine, conducted at CNWRA, USA	To test the coupled hydro-mechanical behaviour of natural rock discontinuities, determine material properties and validate constitutive laws with emphasis on roughness characterization
TC6	An in situ borehole injection experiment at 150 m depth in fractured rock, conducted at Luleå, Sweden	To test predicting capabilities of different computer codes for coupled hydro-mechanical processes under in situ conditions

BMT3 is a near field repository model set up as a two-dimensional plane-strain problem in which a tunnel with a deposition hole is located in a fractured rock mass. The model is 50 x 50 m in dimension and 500 meters below the ground level (Fig. 4). The fracture pattern of the problem area, shown in Fig. 5a, is called the reference fracture network. It is a two-dimensional realization of a realistic three-dimensional fracture network model of a rock mass from the Stripa Mine, Sweden. The total number of fractures (discontinuities) in the reference network is 6580, consisting of six sets and with a mean density of 2.632 fractures per square meter. The problem is set up as a fully coupled Thermo-Hydro-Mechanical problem in a fractured medium, representing the near field behaviour of a repository. The thermal effect is caused by the radioactive waste in

Table 3 Computer codes and their characteristics used in DECOVALEX

Code	User	For	Major Characteristics
MOTIF	AECL	BMT2 TC1 TC1:2 TC6	FEM solution of transport problems in porous/fractured media for 3-D problems of transient and steady-state groundwater flow, heat transfer and quasi-static T-H-M processes
THAMES	KPH	BMT1 BMT3 TC3 TC5	FEM solution of coupled T-H-M processes for porous/fractured media with crack tensor approach
ADINA-T & JRTEMP	VTT	BMT2	2-D FEM solutions of heat transfer (ADINA-T) and deformation analysis (JRTEMP) without fluid flow
ROCMAS	LBL KTH	BMT2 TC1 TC1:2 TC6	FEM solution of coupled T-H-M problems with special joint elements and a simple differentiation of a non-incremental formulation
CHEF HYDREF VIPLEF	ENSMP	BMT1 TC2	FEM solution of coupled T-H-M 2-D problems for porous or/and fractured media with special joint elements
TRIO-EF & CASTEM-2000	CEA/DMT	BMT1	FEM solution of coupled T-H-M 2-D & 3-D problems for porous media
NAPSAC	AEA	BMT3 TC6	Discrete fracture network solution for ground water flow
FRACON	AECB	TC6	FEM solution with joint elements for coupled H-M processes of continua
ABAQUS	CNWRA CLAY	TC3 TC5	FEM solution of coupled T-H-M problems for continua
FLAC (2D)	ITASCA	BMT3	Finite difference solution of coupled T-H-M problems of continua
UDEC	CNWRA, NGI INERIS ITASCA VTT	BMT1 BMT2 BMT3 TC1 TC1:2	DEM solution of 2-D, quasi-static, problems of coupled T-H-M processes for discrete, deformable block assemblages
3DEC	INERIS	TC2	3-D distinct element solution for coupled T-M problems of discontinua

the deposition hole (the heater). The heat source decays exponentially with time. The rock matrix is assumed to be isotropic and linearly elastic, and its mechanical properties do not change with temperature variations. The thermal conductivity and expansion of the rock matrix are also assumed to be isotropic. The fractures are assumed to consist of parallel, planar, smooth surfaces at the macroscopic level with an effective hydraulic aperture. The initial and boundary conditions for the mechanical, thermal and hydraulic effects are shown in Figs. 5b and Fig. 6, respectively. Three loading sequences are specified for

BMT3, see Fig. 7a. Sequence 1 is the loading of the computational model prior to excavation of the tunnel under initial and boundary conditions of hydro-mechanical effects. An initial hydro-mechanical equilibrium should be achieved at the end of this loading stage. Sequence 2 is the excavation of the tunnel, executed at the end of sequence 1. The initial hydro-mechanical equilibrium is disturbed and a new pseudo-steady state of hydro-mechanical equilibrium should be achieved at the end of this stage, denoted as time $t=t^*$. Sequence 3 begins the thermal loading, starting at time $t = t^*$ and maintained
for 100 years.

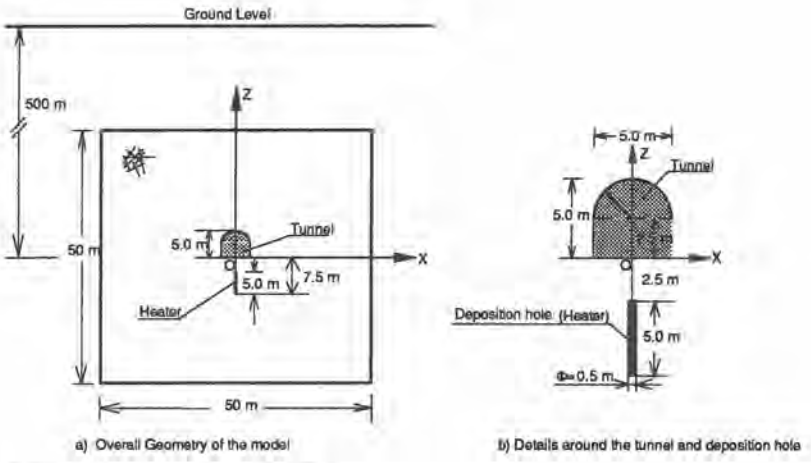


Fig. 4 Problem geometry of BMT3

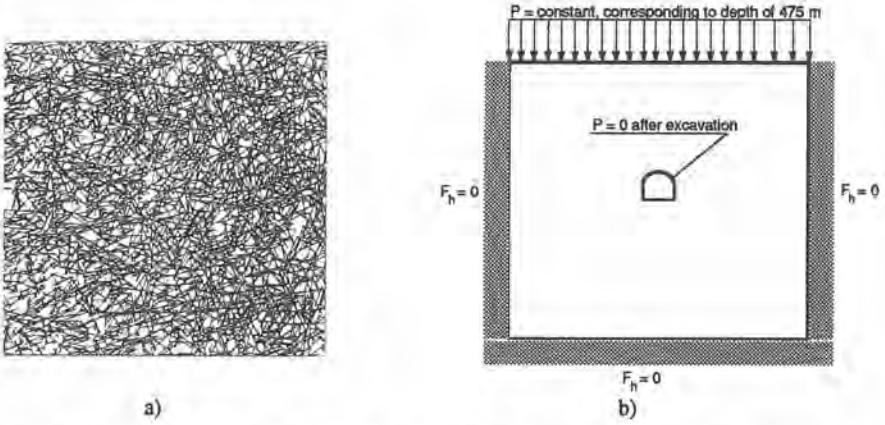


Fig. 5 The Reference Fracture Network (a) and the initial and boundary conditions of the hydraulic effects (b), BMT3. P - water pressure, F_h - water flux.

Figure 7b shows the output specifications for BMT3. The output required at eight points, two lines (profiles), five segments and nine regions are:

- Point A - H: Temperature and components of normal stresses and displacements.
- Line I and II: Temperature and stress components normal to the lines.
- Segments ABCD, EF, FG, GH, and HE: Water flux.
- Regions 1 - 9: Cumulative histograms of porosity, aperture and conductivity.

This Bench-Mark Test problem was set up to examine the capabilities of mathematical models and computer codes to handle a large number of, and randomly distributed, discontinuities in natural rocks. Particular interest was placed in the schemes of homogenization applied by continuum based numerical methods and simplification techniques applied by the discrete element method. Eight research teams have studied this problem (AEA, NGI, INERIS, CNWRA, VTT, KPH, CEA/DMT, ITASCA). Eight different computational

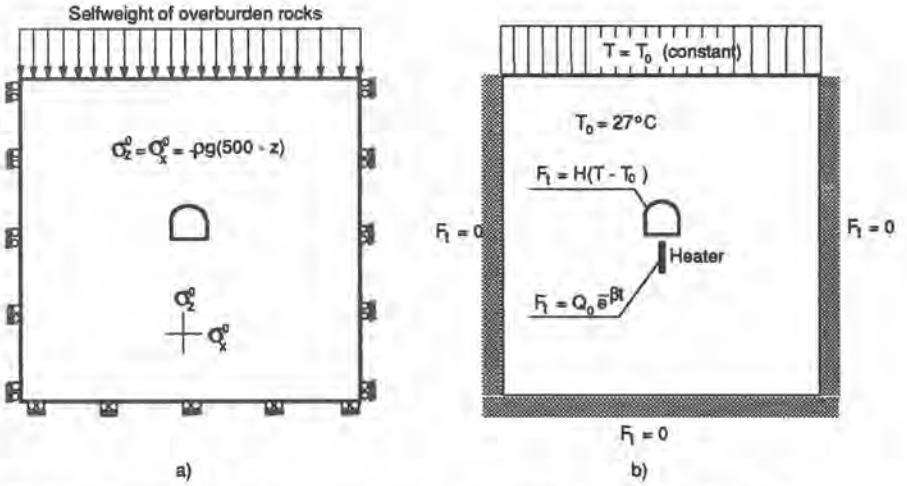


Fig. 6 The initial and boundary conditions for the mechanical and thermal effects, BMT3. T - temperature, T_0 - initial temperature, F_t - heat flux, H - surface heat transfer coefficient (= 7 $W/m^2°C$), Q_0 = 470 W/m^3 , β = 0.02/year.

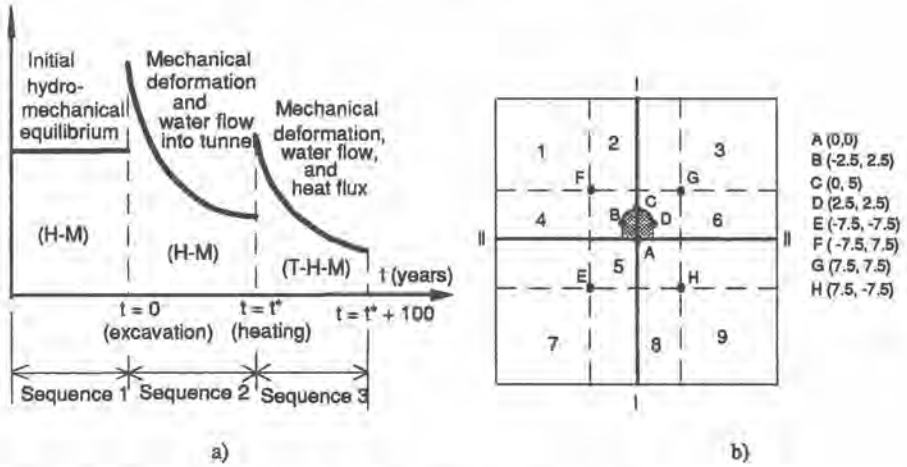


Fig. 7 Loading sequences (a) and output specifications (b) for BMT3.

models were built, which leaded to different results, especially regarding the stresses and water flux. Uncertainties in homogenization and simplification schemes remained and have been subjects of intense discussions.

Figures 8 and 9 show the results of the horizontal stress (Sxx) and temperature along profile I at t = 4 years (when the maximum temperature at heat source is reached), respectively. Good agreement is obtained for temperature, but great discrepancies appeared for stresses, due to either different approaches (continuum vs. discontinuum), different homogenization schemes and different simplification and internal discretization techniques.

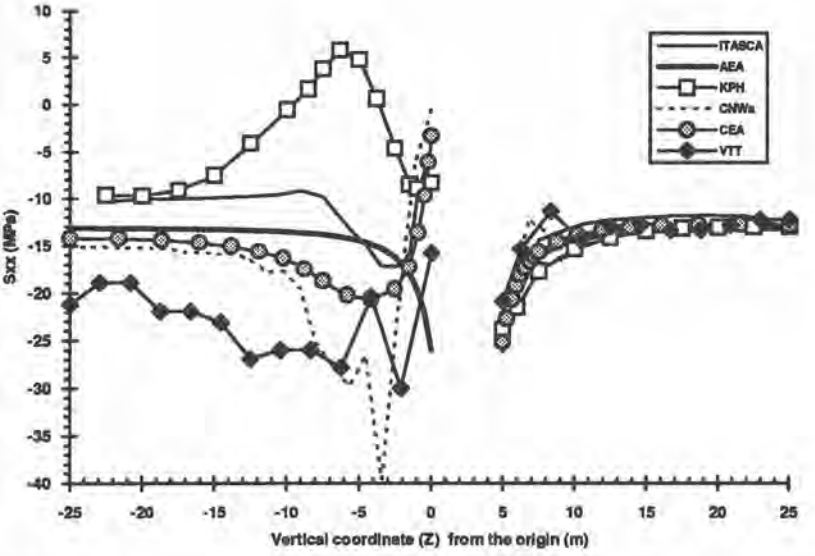


Fig. 8 Horizontal stress (Sxx) along profile I at t = 4 years for BMT3

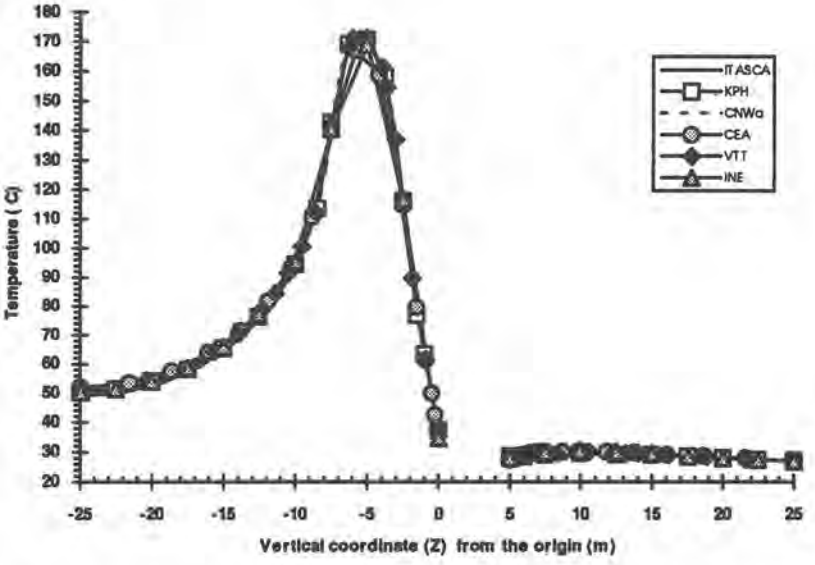


Fig. 9 Temperature along profile I at t = 4 years for BMT3

5 CURRENT STATUS OF THE DECOVALEX PROJECT

Three phases (I, II and III) have been successfully conducted with progress in both model and code improvement and overall understanding of coupled T-H-M processes in fractured rocks. The compositions of the first three Phases of DECOVALEX project and their implementation stages with series of workshops are illustrated in Fig. 10. For these three phases, the DECOVALEX project is aimed to validate the mathematical models and computer codes against either Bench-Mark Test problems or small scale laboratory or field Test Case problems. To continue the validation process, planning for possible extension of DECOVALEX is currently underway, with emphasis on simulation of, and integration with, one or two ongoing large scale underground in situ experiments of coupled T-H-M processes in fractured rocks and buffer materials.

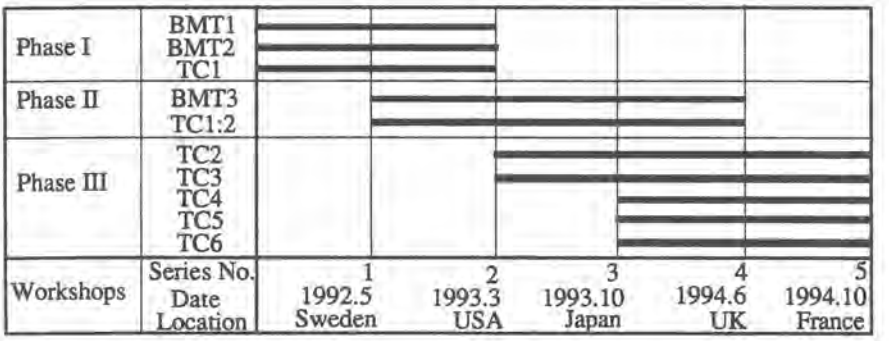


Fig. 10 Phases of DECOVALEX project, BMT and TC problems and Workshop series

6 CONCLUDING REMARKS

The first stage of project DECOVALEX includes three phases: Phase I, Phase II and Phase III. To date (October, 1994) both Phase I and Phase II have been successfully conducted. Phase III is also close to its completion.

1) The DECOVALEX project has been successful in its effort to bring together a number of both scientifically sounded and well defined Bench-Mark Tests and Test Cases for numerical analyses. Broad aspects in repository design and performance assessment are covered in these problems. The Test Cases are completed or ongoing experiments which provide a sound basis to validate the mathematical models. The Bench-Mark tests are carefully defined to represent the important aspects of a repository *in situ*.

2) The results and experiences obtained in these exercise have improved our understanding of the coupled T-H-M processes in fractured rocks and buffer materials. They demonstrated our abilities and limitations to simulate these complex processes and pointed out future research directions with many uncertainties becoming forefront research subjects in both rock mechanics and hydrogeology.

3) Integration of different geoscience and geoengineering disciplines has been implemented. The disciplines involved include: physics, applied mathematics, geohydrology, hydraulics, engineering geology, soil and rock mechanics, and civil and mining engineering. The integration of these disciplines are covered in the formulation of BMTs and TCs, evaluation of models and results, and estimation of uncertainties. The national waste managing agencies are also actively involved in every aspect of the project.

4) Integration of different numerical methods with both continuum and discontinuum approaches has been a special aspect of DECOVALEX and proves to be very fruitful and educational for both camps.

Convergence rather than divergence appears to be the general trend to these different approaches to improve the understanding of capabilities, limitations, and uncertainties in their respective formulations.

5) Some uncertainties and difficulties remain in the project. The lessons learned are currently under evaluation, and one of them is the less satisfactory performance of constitutive and other physical laws of rock discontinuities for coupled T-H-M processes. Our present experience shows that the greatest difficulty lie in the interpretation of physical processes and properties involved, which causes the major uncertainties in formulation of both the conceptual and mathematical models.

6) Recognizing that a ultimate verification against the physical world is impossible to achieve since the models, codes and physical world cannot be a closed system, our aim is the confidence building in our models and codes regarding to the rationality of the basic assumptions and practical needs. Recognizing also the importance of models and codes for the design and performance assessments of repositories, the validation of the models and codes will remain necessary and important for the radioactive waste repositories until a relatively high level of confidence is achieved.

7 ACKNOWLEDGMENT

The authors of this contribution, on behalf of the Steering Committee of the DECOVALEX project, would like to thank all research teams and individuals for their scientific contributions to the project, and Funding Organizations and Funding Parties for their financial support.

8 REFERENCES

1. Tsang, C-F. (ed.), Coupled processes associated with nuclear waste repositories, Academic Press Inc., 1987
2. Jing, L., Stephansson, O., Rutqvist, J., Tsang, C-F., and Kautsky, F., DECOVALEX - mathematical models of coupled T-H-M processes for nuclear waste repositories, Phase I report, SKI Technical Report 93:31, June, 1993.
3. Jing, L., Stephansson, O., Rutqvist, J., Tsang, C-F., and Kautsky, F., DECOVALEX - mathematical models of coupled T-H-M processes for nuclear waste repositories, Phase II report, SKI Technical Report, 1994 (in press).

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

Siviingeniør Ole Kristian Pedersen
GeoMap

SEISMISKE UNDERSØKELSER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

TUNNELDRIVING I LØSMASSER OG SVAKT BERG
NGF-stipend 1993

Sivilingeniør Ole M. Stensrud, GRØNER Anlegg Miljø AS

SAMMENDRAG

Utførte arbeider er finansiert med NGF-stipendet 1993, "Studier av tunneler i løsmasse og dårlig berg". Stipendet er benyttet til å besøke forskjellige tunnelanlegg i Sveits og Tyskland.

Undertegnede arbeidet frem til januar 1992 ca. 3 år i teknisk avdeling hos Locher & Cie AG, en av de største tunnelentreprenørene i Sveits.

I det etterfølgende beskrives drivemetoder og konsept ved besøkte tunnelanlegg.

Ved enkelte av anleggene ble det også gitt tilgang til dimensjoneringsgrunnlag for stuffstabilitet, temporær og permanent sikring. Dette sammen med en mer inngående beskrivelse av dimensjoneringsmetoder, sikkerhetsfilosofi, instrumentering og overvåkingskonsept, også basert på egne erfaringer fra Sveits, vil bli beskrevet i en egen rapport som er tilgjengelig hos NGF.

Innledning

Studieturen til Sveits fant sted i midten av mars 1994. Følgende anlegg ble besøkt:

- Kraftverk Amsteg
- Tunnel Crapteig
- Vereinatunnel
- Zugwaldtunnel

Andre delen av studiereisen var en befaring til tunnelbaneutbygging i München. Denne fant sted i midten av juli samme år.

Kraftverk Amsteg Sveits

I forbindelse med planlagt basistunnel for jernbane gjennom Gotthart (NEAT, neue Alptransversale) må kraftforsyningskapasiteten i alperegionen økes. Kraftverk Amsteg skal i fremtiden levere strøm til driften av den ca. 54 km lange jernbanetunnelen. Eksisterende kraftverk ble bygget i 20-årene, og ligger ved nordenden av planlagt jernbanetunnel.

Kraftverket utvides fra å produsere 306 til 463 GWh i året (effekt fra 56 til 160 MW). For å oppnå dette bygges det en ny kraftstasjon inne i fjellet. Utvidelsen omfatter blant annet en ca. 7,3 km lang tilløpstunnel, svinge-, turbinkammer og trykksjakt.

Adkomsttunnelen (tverrsnitt ca. 40 m^2) til turbinkammeret går gjennom en ca. 17 m mektig løsmassesone foran berget. Løsmassene består av blandete friksjsonsmasser med kornstørrelser fra silt/sand til steiner og større blokker. Det var ikke ventet større vanntilsig. Ca. 50 m på skrått over påhugget krysser eksisterende jernbanelinje tunnelaksen.

Ved befaringstidspunktet var adkomsttunnelen ferdig drevet. Konseptutvikling og utføring ble forklart av prosjekteringsansvarlig ingeniør Dr. M. Gysel, som også var prosjektleder for hele kraftverksutbyggingen.

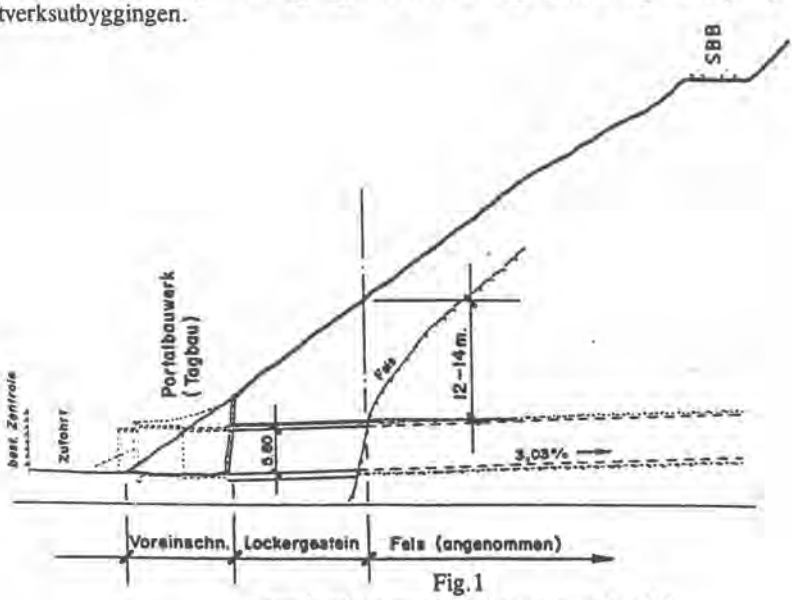


Fig.1
Lengdesnitt gjennom adkomsttunnelen [1]

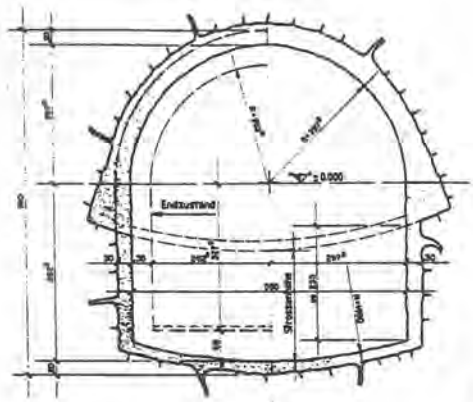


Fig 2
Typisk tverrsnitt gjennom adkomsttunnelen i løsmasse [1]

Hovedrammebetingelsen for valg av drivemetode og stabilitetssikring var kravet om opprettholdelse av full drift ved jernbanen under hele byggetiden. Dette sammen med at løsmassesonen var relativt kort, og at man forventet å påtreffe blokkstein, dannet grunnlag for valgt konsept.

Det ble jevnlig foretatt setningsmålinger på skinner og underbygning, samt deformasjonsmålinger foran og på stuff.

Drivemetoden gjennom løsmassene er basert på en såkalt "Rohrschirm" (rørskjerm). Stabilitetssikring og utgraving ble utført i følgende faser:

- Først etableres rørskjermhvelvet foran stuff i høyde med hele takskiven. Med innbyrdes avstand 500 mm bores det inn ϕ150 mm horisontale, perforerte stålrør gjennom løsmassene og 2-3 m inn i fast berg. Etterpå injiseres sementbasert masse slik at et sammenhengende hvelv etableres. Da rørene er fylt med sement oppnår de høy stivhet samtidig som injeksjonsmassen mellom rørene hindrer nedfall mellom rørene.

Utgraving av takskiven og etablering av det 300 mm tykke sprøytebetonghvelvet utføres i 0,8 m lange etapper. For hver etappe gjøres følgende arbeider:

- Rørhvelvet dekkes med 30 mm sprøytebetong. Ved behov stabiliseres stuffen med armeringsnett og sprøytebetong.
- Sammenhengende armeringsnett monteres på hvelvet.
- 1 gitterdrager monteres i hver etappe (innbyrdes avstand 800 mm).
- 2. lag med sprøytebetong påføres til gitterdrageren er dekket.
- Indre lag nettarmering monteres og dekkes med 30 mm sprøytebetong.
- For hver etappe etableres en midlertidig buet såle bestående av 200 mm sprøytebetong og nettarmering med forbindelse i takskiven. Sålen tar opp sidetrykket og hindret veggene fra å bli trykket innover.

Etter at takskiven er drevet frem til fast berg etableres hvelvfundamenter bestående av skråstilte mikropeler i avstand 800 mm. Disse pelene tar opp vertikal- og horisontaltrykket fra hvelvkonstruksjonen inntil hvelvkonstruksjonen er etablert.

Nedstrossingen foretas i tilsvarende etappelengder. Stabilitetssikring bestående av 300 mm sprøytebetong med 2 lag nettarmering etableres suksessivt med utgravingen. Sålen bygges for hver etappe tilsvarende sålen i takskiven.

Etter at adkomsttunnelen var ferdig drevet ble løsmassesonen støpt ut med en 300 mm tykk armert betongkonstruksjon.

Tunnelen ble drevet uten konsekvenser for jernbanedriften, slik at man i ettertid kunne være fornøyd med valgt konsept.

Metoden anses som anvendelig i Norge spesielt ved korte påhuggssoner i ur og friksjonsmasser. Avhengig av krav til setninger på terrengoverflaten, overdekning og sprøytebetongkvalitet bør en løsning uten sekundær-utforingen kunne vurderes.

Tunnel Crapteig

Tunnelen er en parsell på den nye motorveien N13 Rognellen-Thusis i kanton Graubünden i Øst-Sveits. Parsellen består av en ca. 2,2 km lang 3 felts fjelltunnel (125 m^2 tverrsnitt) og 2 kaverner (160 m^2) for elektriske- og luftetekniske installasjoner. Tunnelen ventileres med tverrlufting.

Sydlig tunnelpåhugg ligger i morene, friksjonsmasser og ur. Fjelltunnelen frem til løsmassesonen ble drevet fra nord. Den ca. 40 m lange løsmassetunnelen ble drevet frem fra sydsiden etter at tunnelen fra nord var ferdig sprengt. Ved tidspunktet for studieturen var arbeidene med løsmassetunnelen i gang.

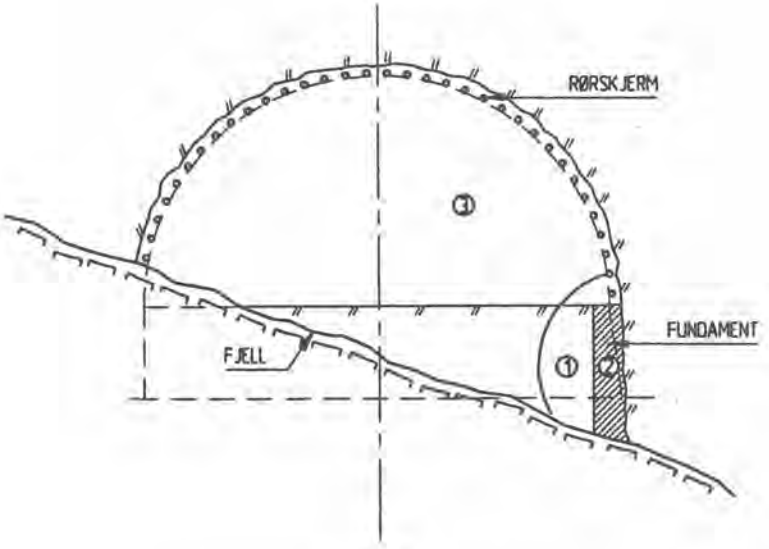


Fig 3
Prinsippskisse løsmassetunnel Crapteig

Etablering av tunnelhvelv ble utført etter samme prinsipp som adkomsttunnelen ved kraftverk Amsteg, dvs rørskjerm-metoden. Da imidlertid løsmassesonen var lengre, ble rørene boret i tre etapper og følgelig satt litt skrått oppover. Rørene i de ulike etappene overlappet hverandre ca. 3 m. Da fjellet skrånet på tvers av tunnelaksen måtte hvelvfundament kun etableres på den ene siden.

Drivemetoden kan deles inn i følgende 3 hovedfaser:

- Etablering av fundament for hvelvkonstruksjon i egen sidestoll.
- Uttak av takskiven.
- Nedstrossing.

Grunnvannsnivået i løsmassesonen var registret ca. i høyde med sålen i takskiven. Før drivingen ble det foretatt grunnvannssenkning med pumpebrønner.

Takskiven ble tatt ut i 1,5 m lange etapper. Entreprenøren valgte stålbuer i stedet for gittertragere. Disse ble satt på fundamentet som på forhånd var etablert i sidestollen, hhv. på fast berg på den andre siden. Stålbuene ble forankret sideveis med løsmasse hhv. fjellbolter for å sikre disse mot å bli trykket innover.

Etter at hele tunnelen var ferdig drevet ble den utstøpt med en tilnærmet uarmert betongutforing. Den indre utforingen ble dimensjonert for vanntrykk og trafikklaster, mens det ytre hvelvet ble dimensjonert for jordtrykket.

Nettofremdrift med 2 skift uten støping av betongutforing var ca. 5 m i uken.

Enden av elektro-kavernen ble, uten at dette var registrert på forhånd, liggende i løsmasser. Dette skapte store problemer og omstillinger under drivingen. Kavernen kunne først bygges etter at en omfattende grunnvannssenkning var gjennomført. Arbeidene ble utført i 1990, og undertegnede var delaktig i konseptutvikling og driving av kavernen i løsmasse.

Vereina- og Zugwaldtunnel

Den ca. 19 km lange Vereinatunnelen er ved fertigstillelsestidspunktet en av de lengste tunnelene i alpene. Tunnelen skal forbinde eksisterende jernbanelinjer og veinett i Klosters-Selfranga med Susch-Sagliains i Engadindalen i Øst-Sveits. Tunnelen består av 300 m trespors-, ca. 2000 m dobbelspors- og i underkant av 17 km enkeltspors tunnel. Jernbanelinjen er en såkalt "Hucke-Pack" linje, dvs. togene skal primært transportere biler.

På grunn av tunnelens lengde blir bilene lastet på tog og fraktet gjennom tunnelen. Lastingen foregår underjordisk i områdene med tre- og dobbeltspors tunnel. Den 2160 m lange Zugwald-tunnelen knytter via en sløyfe eksisterende jernbane til Vereinatunnelen.

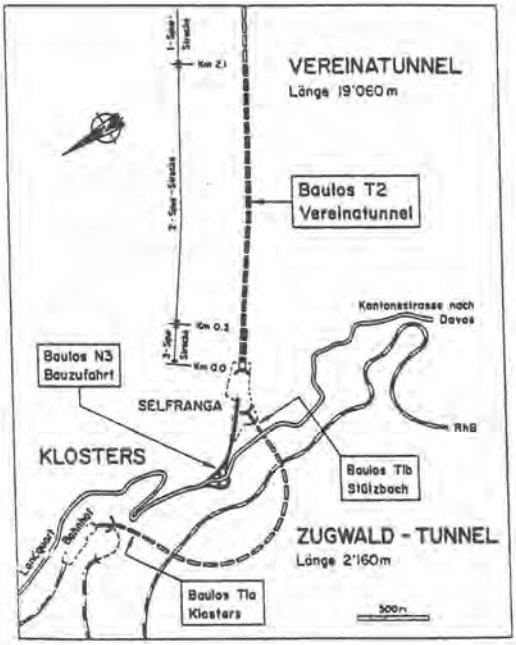


Fig 4
Oversikt over tunnelområde nord [3]

Vereinatunnelen krysser ulike geologiske soner. Bergmassene består i hovedsak av Flyschskifer, dolomitt, paragneis, glimmerskifer, båndgneiser og granitiske gneiser. Tunnelen krysser forskjellige svakhetssoner, og spesielt for tunnelen er den store overdekningen på over 1500 m.

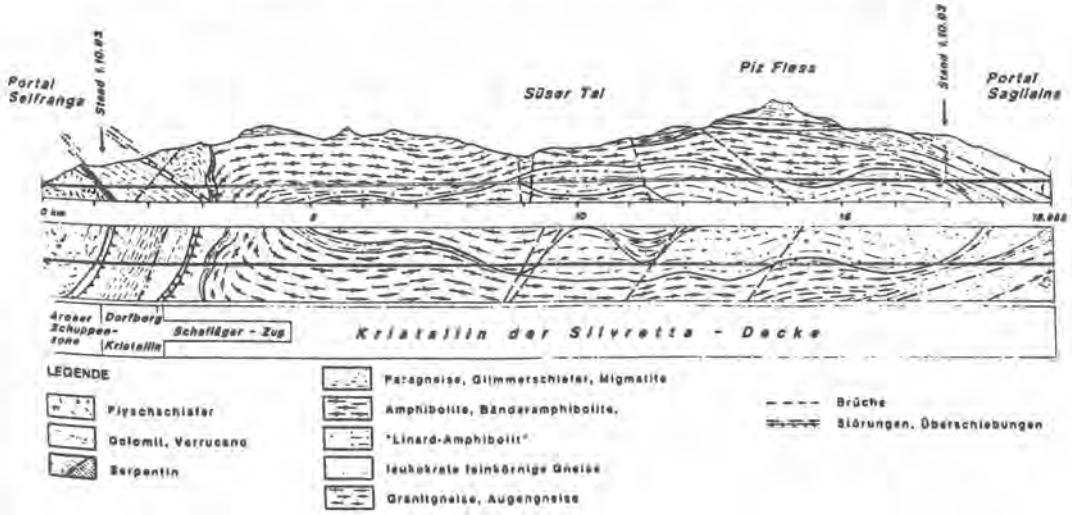


Fig 5
Geologisk lengdeprofil [3]

Ved befaringstidspunktet stod stuffen ca. midt i dobbeltsporstrekningen. På grunn av den store overdekningen forventet man sprak og store deformasjoner. Det ble fortløpende foretatt konvergensmålinger på stuff, som registrerte deformasjoner i størrelsesorden 300 mm (senking av krone).

Tunnelen ble sikret med armeringsnett og bolter (arbeidssikring), fleksible stålbuer (TH-buer) og sprøytebetong. Grunnet forventet svelling ble sålen strosset ned slik at en buet såle kunne støpes ut.

Den ensporede Zugwaldtunnelen går gjennom en ca. 150 m lang løsmassesone før den treffer fast fjell. Det var registrert en glideflate på tvers av tunnelaksen ca. 140 m innenfor påhugget. Bevegelsene i denne sonen ble før tunnelarbeidene startet målt til ca. 1,0 mm i året. Løsmassene består av siltig/leirig grus og morene med små forekomster av steiner og blokker. Permeabiliteten ble anslått til mellom 10e-5 til 10e-8 m/s. Tunnelen ligger ikke under grunnvannsspeilet, men man forventer å krysse flere vannårer. Overdekningen over kronen er opp mot 120 m.

Ved befaringstidspunktet var tunnelen gjennom løsmassesonen ferdigstilt. Etterfølgende beskrivelse er basert på samtalene med anleggslederne B. Röthlisberger og A. Weidinger samt [3].

Grunn- og vannforholdene dannet grunnlag for valgt drive- og stabiliseringsmetode. Faseinndelingen ved denne tunnelen svarte i grove trekk til inndelingen ved adkomsttunnelen kraftverk Amsteg. Ved Zugwaldtunnelen valgte man å etablere stabiliserende hvelv i forkant av stuffen ved hjelp av jetpeler.

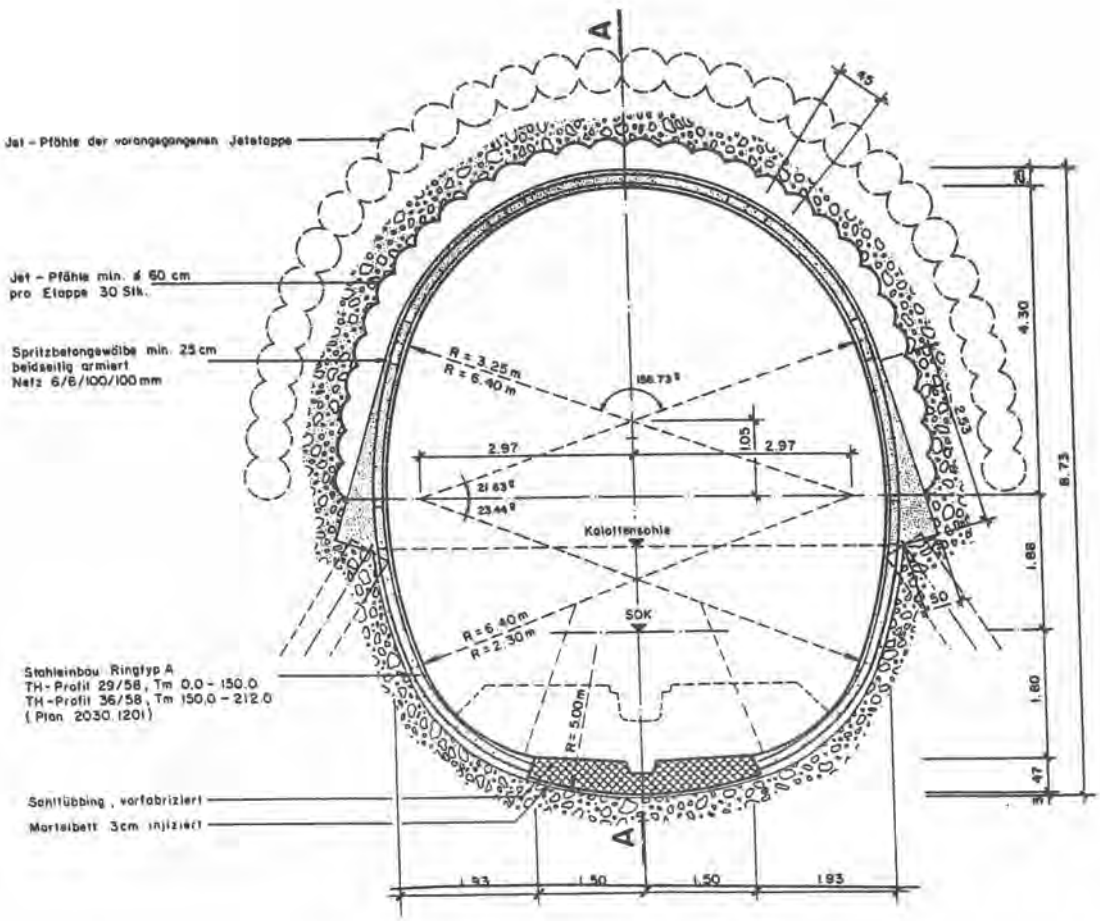


Fig. 6
Tunneltverrsnitt Zugwaldtunnel, 51-59 m² [3]

Drivefasene kan beskrives som følger:

- Etablering av jetpelhvelv i forkant av stuff i høyde med takskiven. 30 peler (ϕ600 mm) danner med innbyrdes avstand 450 mm et sammenhengende hvelv. Pelelengden er 15 m. Med en overlapp på 2,5 m mellom 2 etterfølgende etapper blir netto etappelengde 12,5 m. For å få plass til pelerigg må følgelig pelene settes på svak stigning.

- Utgraving av takskiven følger i 1 m lange etapper. Stuffen stabiliseres med sprøytebetong.

- Jetpelhvelvet dekkes med sprøytebetong før nettarmering monteres. Innenfor nettarmering monteres TH-stålbuene. Da pelene ikke ligger horisontalt må hver stålbue ha en forskjellig lengde. Dette løses ved at buene er delt i 2 deler som forskyves inn i hverandre og låses med klemmer.

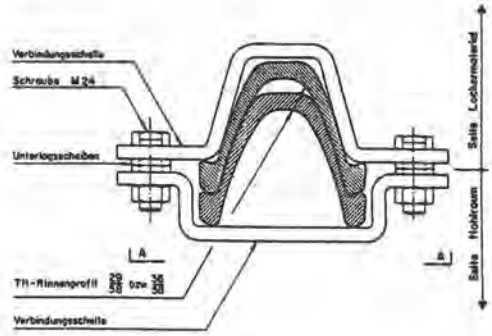


Fig. 7
Tverrsnitt TH-profiler og klemme [3]

- Stålbuene dekkes med 250 mm sprøytebetong før det etableres hvelvfundament i form av skråstilte 3,0 m lange ϕ600 mm jetpeler med innbyrdes avstand 1,0 m. Fundamentet skal bære vekten av ' t inntil den statiske sirkelen er lukket etter nedstrossingen.

- Nedstrossing var planlagt slik at sirkelen lukkes 10-40 m etter stuffen i takskiven. Avstanden velges ut fra målte deformasjoner på stuff.

- Som opplegg for skinner og siste ledd før statisk sirkel lukkes, monteres et prefabrikkert betongelement i bunnen.

I forkant av arbeidene ble det satt flere forsøkspeler. Disse ble underlagt et omfattende forsøksprogram for å fastlegge betongresept osv. Forsøkene viste blant annet at pelene hadde en gjennomsnittlig trykkfasthet på 21,7 N/mm^2 etter 41 dager.

En nettoetappe på 12,5 m ble med gjennomsnittlig 2 skift drevet frem i løpet av 2 uker.

U-Bahn München U2 øst, parsell 1 BHF Josephburg

I forbindelse med nedleggelsen av den gamle flyplassen i München Riem er store arealer frilagt til bygging av boliger og industri. For å knytte disse områdene til eksisterende tunnelbane utvides banenettet.

Den nye tunnelbanen bygges som 2 adskilte tunneler med indre diameter 6,4 m. Med utforing D = 500 mm utgjør ytre diameter 7,4 m. Parsell-lengden er ca 5 km.

Overdekningen over kronen varierer mellom 8 og 17 m. Tunnelen går i hovedsak under tettbebyggelsen, og det ble satt strenge krav til setninger på terrengoverflaten. Løsmassene i tunneltraséen kan - sett fra terrengoverflaten - beskrives som følger:

- Kvartiære avsetninger bestående av grus og sand, mektighet 4-6 m.
- Tertiær mergelstein, svært liten permeabilitet, mektighet ca. 3 m.

- Sand med midlere kornstørrelse ca. 0,2 mm, mektighet 12-18 m.
- Tertiær Mergel.

Utenom i randsonen hvor tunnelen kobles til eksisterende tunnelbane, ligger traséen i sandlaget. Grunnvannet står 1,5-2 m under terreng. Da imidlertid mergellaget er lite permeabelt i forhold til overliggende grus og underliggende sand, stiger ikke vanntrykket hydrostatiskt med dybden.

Grunnforholdene, kravet til terrengsetninger, relativ stor tunnellengde samt krav til nettoinndrifter på 15 m i døgnet gjorde at man valgte å drive tunnelen med et halvmekanisert trykkluftskjold. Skjoldet er dimensjonert for å stå imot et vanntrykk på 13 bar. Dermed er det forutsatt en nedre grunnvannstand, som i underkant av mergellaget over tunnelen. Ved vanntrykk over 13 bar forutsatte man lokal grunnvannssenkning ved stuff.

Avgravingen på stuff gjøres med en fresearm (Teilschnittmaschine, Road Header) som er fastmonter i senter av skjoldet. Avgravde masser ligger med naturlig rasvinkel og støtter stuffen. Når skjoldet jekkes fremover skyves avgravde masser over i en skuff og transporteres på bånd gjennom sluser og ut av trykkluftkammeret.

Skjoldkransen er utført med åpninger (innbyrdes avstand ca. 0,5 m), som ved spesielle grunnforhold gir mulighet for sondering og injeksjon foran stuff. Det er også montert en sprøytepistol i trykkkammeret slik at stuffen kan sprøytes.

Tunnelutforingen bygges av prefabrikerte betongelementer som monteres sammen i ly av skjoldskjørtet.

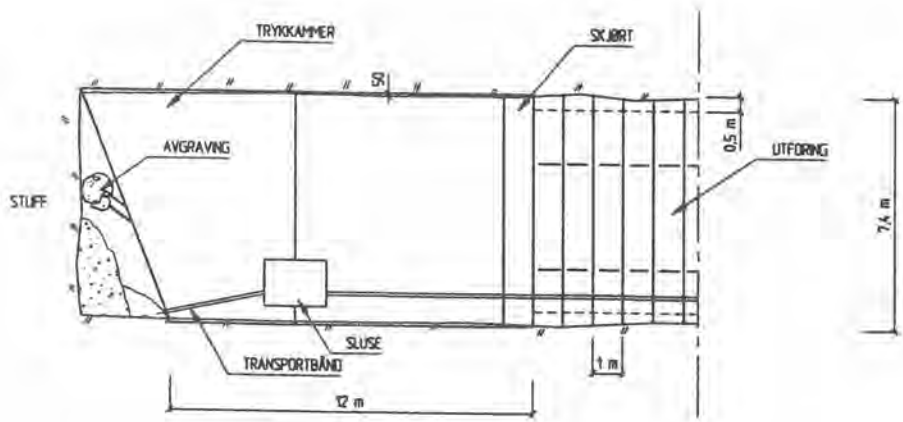


Fig. 8
Prinsippskisse av trykkluftskjold

Etter tidsplanen skulle skjoldet ha blitt drevet ca 50 m ved befaringstidspunktet. Grunnet uforutsette problemer var man imidlertid fremdeles i ferd med å montere skjoldet. Dette ble gjort i en ca. 25 m dyp sirkulær sjakt etablert med borede pilarer. Da sjakten virker som en trykkring, er pilarene ikke stagforankret.

For å begrense sjaktdiameteren var det drevet ca. 20 m tunnel foran og bak skjoldmaskinen slik at skjoldet etter montasjen skal kunne skyves frem før bakriggen monteres. Disse korte tunnelene var stabilisert med sprøytebetong, nettarmering og stålbuer. For å forsterke sjakten i forbindelse med disse "tunnelåpningene" i pilarveggen, er sjakten forsterket med en ca. 1,5 m trykkring i høyde med overkant tunneltak.

Referanseliste

Erneuerung KW Amsteg
Baulos 1.4: Hauptzugangstollen ZKZ-L [1]

- Massnahmenplan während Ausbruchphase
- Überwachungskonzept während Ausbruchphase in der Lockergesteinszone/Kontrollplan
- Sicherheitsplan
- Samtaler med Dr. M. Gysel

Ingenieurgemeinschaft Crapteig [IGC]
Edy toscano AG - Locher & Cie AG [2]

- Tegningsgrunnlag og beregninger
- Samtaler med byggeleder Kollenberger kantonales Tiefbauamt Graubünden

SIA D0113
Vereinalinie der RHB, Zugwald- und Vereinatunnel [3]

- Artikler fra B. Röthlisberger og W. Hufschmied
- Samtaler med anleggslederne B. Röthlisberger og A. Weidinger

U-Bahn München U2 Ost, Los 1 BHF Josephburg [4]

- Samtaler med anleggsleder H. Posch

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

DEFORMATIONSMÄTNING MED KOAXIALKABEL

Deformation measurement using coaxial cable.

Jan Israelsson, Itasca Geomekanik AB
Leif Wiberg, Ingenjörsfirma Leif Wiberg

SAMMANFATTNING

Pulsekometermätning eller TDR-mätning är en metod som ursprungligt utvecklades för felsökning i elektriska ledare. En elektrisk puls skickas in i den kabel som skall granskas. När pulsen når ett ställe med avvikande impedans så som ett avbrott, en kortslutning eller en klämskada (vilken minskar avståndet mellan ytter- och innerledaren), reflekteras en del av pulsen tillbaka till utgångsläget. Avståndet till avvikelsen är proportionell mot tiden som åtgår för pulsen att färdas kabeländen-skadestället under antagandet att pulsen färdas med konstant hastighet i kabeln. Om kabeln, i ett borrhål eller längs en rumsprofil, är fastcementerad till berget kommer distinkta bergdeformationer tvärs kabel att tillfoga kabeln motsvarande skada vilken kan lokaliseras och storleksvärderas med TDR.

Under åren 1985-1987 studerades förutsättningen för TDR i bergmekaniska applikationen bland annat genom ett stort antal laboratorietester. Skjuvtester med den mest lovande kabeln visade att det, förutom att lokalisera skadan också är möjligt att utvärdera skjuvrörelsens storlek utifrån den uppmätta reflexionens amplitud. Pulsekometern har sedan dess använts i LKAB's järnmalmsgruva i Kiruna men på grund av den omfattande och tidsödande efterbearbetningen som ett analogt mätsystem medför har enbart lokalisering av deformationer utförts. Genom att tillämpa digital mätteknik har automatisering av mätförfarandet möjliggjorts samtidigt som omfattande förbättringar av systemets upplösning och resultatpresentation har erhållits. Bland annat ger ett sofistikerat larmsystem information om registrerade förändringar på det sätt som användaren finner lämpligast.

SUMMARY

TDR (**T**ime **D**omain **R**eflectometry) is a method of pulse-echo testing for locating faults in electrical transmission lines. An electrical pulse is applied to one end of the cable being tested. When the pulse reaches an impedance discontinuity, such as a short circuit, a termination, or even a dent (a change in the distance between the outer and the central conductor), a portion of the pulse is reflected back to the beginning of the cable. Assuming a constant pulse propagation velocity, the distance to the discontinuity is proportional to the elapsed time between initiation of the pulse and arrival of the reflection. If a cable is cemented to the rock throughout its length in a drill hole or along a drift, a shearing displacement in the rock should create a corresponding physical discontinuity in the cable which is detectable with the TDR technique.

In 1985-1987 the application of TDR to rock mechanics was investigated. In addition, a large number of laboratory shear tests on cables were conducted while measuring with the TDR. The shear tests of the most promising type of cable showed that it was possible to evaluate the

magnitude of shear displacement from the amplitude of the measured reflection. The TDR initially was extensively used in the Kiirunavaara mine to start with but the measurements were time-consuming and the lack of a practical information storage system made it somewhat impractical. However, today´s technology has made it possible to perform measurements and evaluations automatically with several TDR´s, controlled by a central PC. A sophisticated alarm system will provide user-defined information about indicated electrical anomalies.

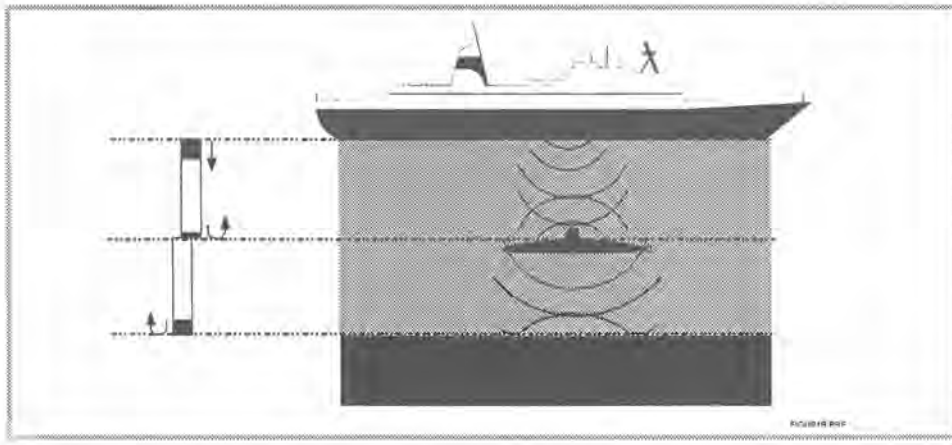
1 INLEDNING

Värdet av att kunna följa bergets reaktion på ett ingrepp (tunnlar, schakter osv) har genom åren visat sig betydelsefull både vad gäller den omedelbara, stabilitetsövervakande funktionen men också mera långsiktigt, till exempel för kalibrering av prognosverktyg. Många gånger är det väldigt svårt eller dyrbart att instrumentera en anläggning så att instrumentens mätriktning sammanfaller med de övergripande förskjutningsriktningarna. Extensometrarnas axiella mätriktning lämpar sig väl för övervakning "på djupet" och kan på grund av det kosta många borr- och ortmetrar för att erhålla en optimal installation. För bland annat tunnlar skulle ett övervakningsinstrument som kan installeras längs tunnelns utsträckning och registrera rörelser vinkelrätt instrumentets utsträckning spara många borrmetrar.

Mätning med pulsekometer, även kallat **TDR** (**T**ids**D**omän**R**eflexion), på ingjutna koaxialkablar kan fylla den funktionen med den begränsningen att den huvudsakligen registrerar rörelser utefter distinkta rörelseplan, dvs då kabeln skjuvas av deformationen.

2 TEORIN BAKOM PULSEKOMETERN

Inom el-branchen har, sedan början av 50-talet, ett felsökningsinstrument använts för lokalisering av fel och störningar i elektriska ledningar. Den teknik som instrumentet arbetar med kan liknas med ekolodets arbetsprincip med skillnaden att pulsekometern skickar ut elektriska pulser i ledare istället för tryckpulser i vatten.



Figur 1 Pulsekometerns funktion är jämförbar med ekolodets. *(The function of the TDR is comparable to the echo-sounder.)*

En elektrisk anomali i en kabel kommer att medföra att en del av den utsända pulsenergin reflekteras tillbaka. Anomalierna kan fysikaliskt beskrivas som lokala ändringar av kabelns kapacitans och impedans vilka kan uppstå på grund av mekanisk påverkan, inläckande vatten, skarvar och förgreningar samt jordfel i kablarna. Hur stor del som reflekteras tillbaka beror på skadans omfattning. Så länge som kabeln ej är helt avkapad eller kortsluten i skadestället kommer även kabelsträckan "bakom" skadestället att kunna mätas. Med kännedom om pulshastigheten i kabeln kan avståndet till felkällan beräknas enligt ekvation (1).

$$avstånd = \frac{1}{2} \cdot hastighet \cdot tid \qquad (1)$$

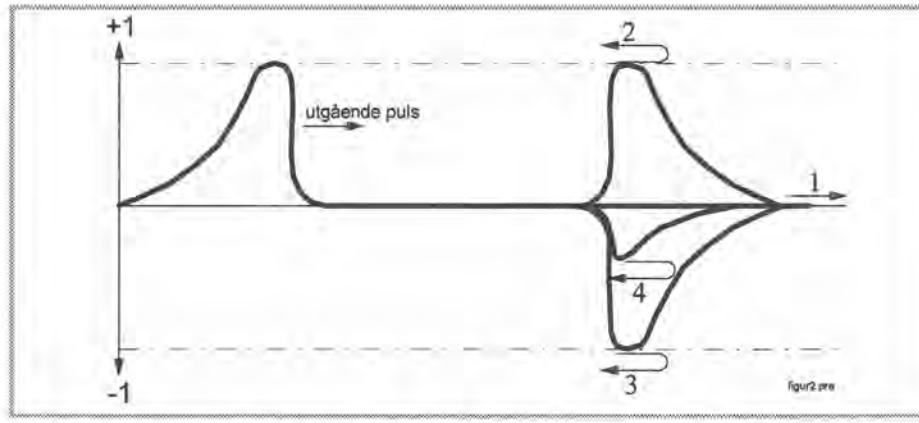
Förhållandet mellan den utsända och den reflekterade pulsens effekt kallas reflexionsfaktorn, r. Reflexionsfaktorn kan också beskrivas med kabelns och felställets impedans, Z_{kabel} och Z_{fel}, enligt ekvation 2.

$$r = \frac{Z_{fel} - Z_{kabel}}{Z_{fel} + Z_{kabel}} \qquad (2)$$

Beroende på felets karaktär kan fyra olika typer av reflexioner särskiljas vilka beskrivs i tabell 1 och figur 2.

Tabell 1 **Reflexionens utseende beroende på typ av felkälla**

TYP AV FELKÄLLA	REPRESENTATION	REFLEXION
1:inget fel	$Z_{fel} = Z_{kabel}$	r = 0
2: öppen, avklippt kabel	$Z_{fel \to \infty}$	r = +1
3: kortslutning	$Z_{fel}=0$	r = -1
4: delvis skadad	$Z_{fel} \neq Z_{kabel}, 0, \infty$	$r \neq 0, +1, -1$



Figur 2 Reflexionernas kurvform för de, i tabell 1 beskrivna feltyperna 1-4. *(Shapes of reflected curves for errors 1-4, listed i table 1.)*

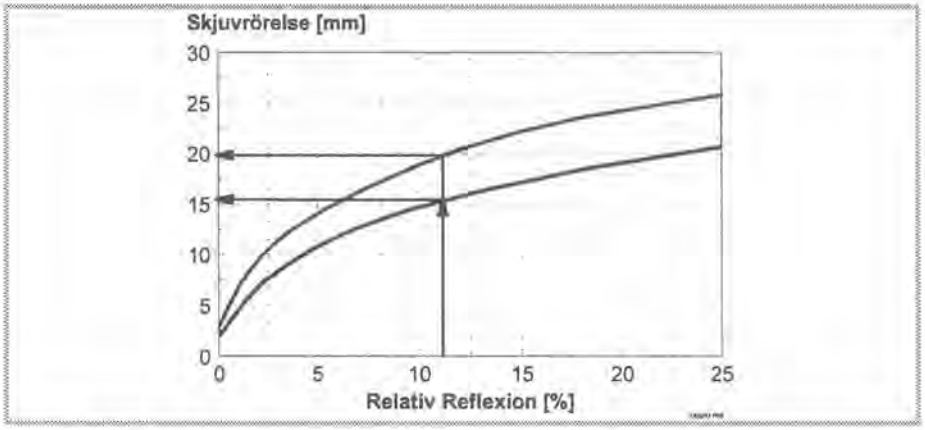
3 PULSEKOMETERN I BERGMEKANISKA APPLIKATIONER

3.1 Allmänt

Principen för den bergmekaniska applikationen är att en kabel som gjutits in i bergmassan kommer att utsättas för samma deformationer som bergmassan utsätts för. Rörelser längs ett sprickplan som skär kabeln kommer att deformera kabeln motsvarande skjuvningens förskjutningsbelopp förutsatt att kabeln är i direkt och/eller förhållandevis styv kontakt med berget. Kostnaden blir dessutom relativt låg i och med att "mätcellen" består av kommersiellt tillgänglig kabel.

1986 presenterades ett examensarbete vilket syftande på att ytterligare belysa TDR-teknikens möjligheter för bergmekaniska mätningar (Israelsson, 1986). Bland annat studerades kabelns förmåga att upptäcka och följa en successivt tilltagande skjuvrörelse beroende dess uppbyggnad. Det framkom bland annat att systemet, med en mycket god noggrannhet (<1% av mätsträckan) kunde lokalisera, inte bara en utan flera, samtidiga skjuvrörelser längs kablar, förutsatt att rätt typ av kabel användes. Förmågan att, så länge kabeln ej är helt kapad eller kortsluten, kunna upptäcka skjuvrörelser även "bakom" första registrering är ett av systemets starka kort. Det konstaterades vidare att systemet är mindre lämpat för registrering av axiella deformationer eftersom kabelns tvärsnittsminskning på grund av den radiella töjningen resulterade i att den släppte från borrhålsväggen och på det sättet kunde fortplanta sig bort ifrån den aktuella deformationszonen.

Som en fortsättning på examensarbetet utfördes vid LKAB, under åren 1986-1987 ett stort antal skjuvtester på den kabeltyp som framstod som mest lovande för deras behov. Vid försöken framkom bland annat att skjuvrörelsens magnitud kan tolkas utifrån den reflexion som skadan gav upphov till. Genom att kalibrera ett stort antal registreringar av succesivt tilltagande skjuvningar erhölls ett diagram, figur 3, ur vilket skjuvrörelsens storlek kunde utvärderas utifrån fältavläsningar. Detta verifierades senare av Dowding, Su och O´Connor, (1989). I och med att förhållandet mellan reflexionen och skjuvrörelsen är kabelspecifik krävs att denna typ av kalibreringsförfarande genomförs för varje ny typ av kabel.

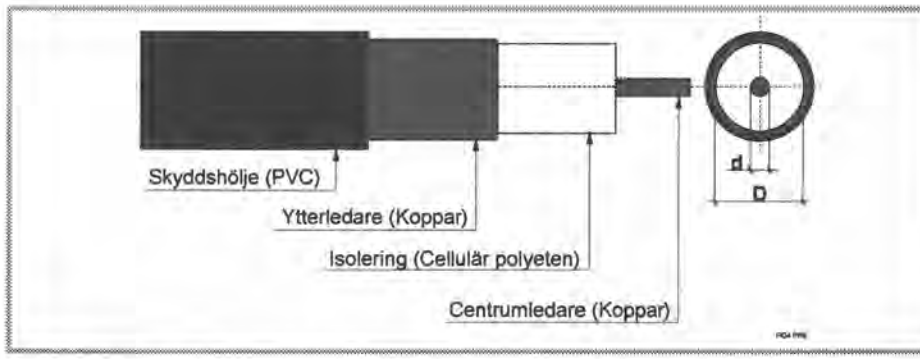


Figur 3 Förhållandet mellan skjuvrörelse och uppmätt relativ reflexion vid användande av analogt instrument. (*Relation between the shear movement and the measured relative reflection using an analog equipment.*)

3.2 *Kabeltyp*

Koaxialkabeln är, med sitt cirkulärsymmetriska tvärsnitt den lämpligaste kabeltypen eftersom den reagerar lika på en skjuvrörelse, oberoende skjuvrörelsens riktning.

Koaxialkabeln består av en ledare i centrum av kabeln vilken kan vara både en och flertrådig och oftast gjord av koppar. Runt denna ledare ligger ett lager av elektrisk isolering (dielektrikum), oftast av solid eller cellulär polyeten. Kabelns dielektrikum isolerar och skiljer centrumledaren från ytterledaren vilken vanligen består av ett rör av koppar eller en kombination av aluminiumfolie och förtent kopparfläta. Allt detta brukar normalt skyddas av en mantel i PVC-plast.



Figur 4 Principskiss av koaxialkabelns uppbyggnad. Material och utförande kan variera.
(Principle of an antenna cable. Material and design can vary).

För denna typ av kabel beskrivs dess karakteristiska impedans, Z_k, enligt ekvation 3.

$$Z_k = 138 \cdot \sqrt{\frac{\mu_r}{\varepsilon_r}} \log \frac{D}{d} \qquad (3)$$

där μ_r=permeabilitet, relativvärde (vakuum=1),

ε_r=dielektricitetskonstant, relativvärde (vakuum=1),

D=ytterledarens diameter och

d=innerledarens diameter.

En deformation av kabeln kommer alltså att förändra förhållandet D/d samtidigt som dielektrikumets egenskaper förändras på grund av kompaktering. Förändringen av diameterförhållandet måste dock anses som den huvudsakliga anledningen till impedansändringen. Kabelns diameter kommer dessutom att vara avgörande för hur stora skjuvdeformationer som kan följas.

Kablar med cellulärt dielektrikum och solida ytterledare typ rillat kopparrör har visat sig var mest lämpad för skjuvrörelsemätning, figur 4. Detta gällde främst kabelns förmågan att successivt ändra dess elektriska egenskaper i skadestället som talade för den kabeltypen. Med solid polyeten och folie/nät i ytterledaren erhölls alltför momentana övergångar från att registreras som fullständigt opåverkad till att visa på total kortslutningen eller avkapad.

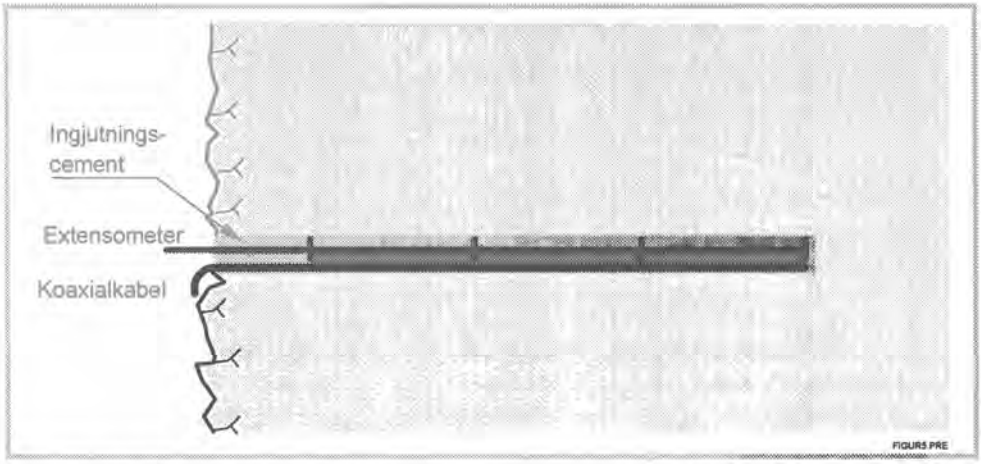
På senare tid har signalkablarna utvecklats vidare både vad gäller material och utformning varför det finns stora möjligheter att systemets funktion kan förbättras ytterligare med en annan typ av kabel.

3.3 *Installation*

Den främsta åtgärd som måste vidtas vid installering av kablarna är att tillse att de kommer i direkt och/eller styv kontakt med berget, dels för att bergets rörelser skall påverka kabeln utan att ingjutningsmaterialet dessförinnan tar upp deformationerna, dels för att den spricka som skär genom bergmassan också skall skära genom ingjutningsmaterialet. Genom att gjuta in kabeln med cementpasta erhålles en, i jämförelse med kabeln, styv kontakt vilken dessutom reagerar förhållandevis sprött på bergets deformationer. Dessutom erhålles en relativt tät barriär runt kabeln vilken minskar risken för vatteninläckning i kabeln.

Eftersom kabeln kan avläsas ifrån båda ändar är det en fördel om den, där så är möjligt, installeras så att båda kabeländarna kan kommas åt. Detta ger möjligheten att läsa hela kabeln även sedan deformationerna har resulterat i ett totalt brott eller kortslutning någonstans längs kabeln. I de fall att den ena kabeländen gjuts in i berget måste den änden tätas mot inläckande vatten. Detta kan t.ex. göras med så kallat vulkband vilken likt ett tejp lindas kring kabeländen.

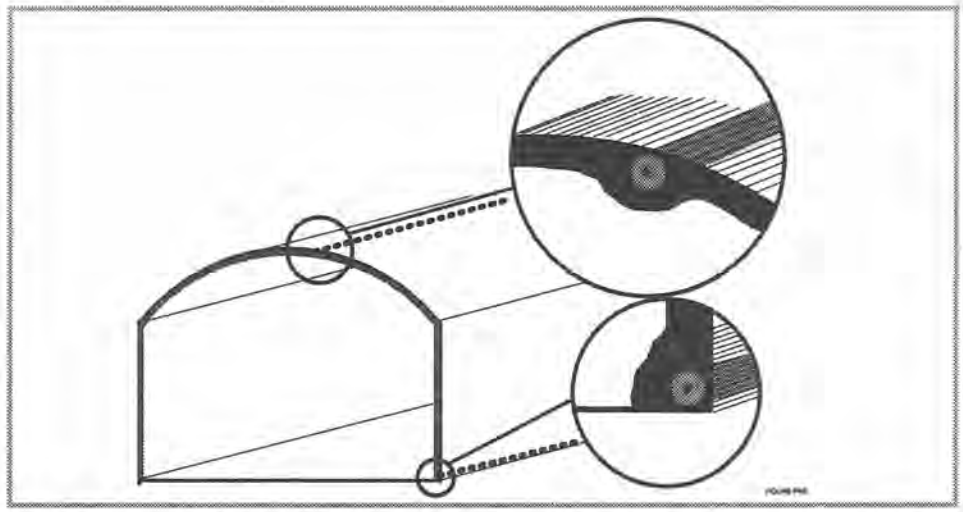
Vid borrhålsinstallation har det visat sig att koaxialkabeln, förutom att fungera som en enskild mätinsats också fungerar som ett utmärkt komplement till extensometermätningar, figur 5. Kabeln installeras då i samma hål som extensometern. Maximal längd som kan installeras i borrhål varierar beroende på borrhålets lutning och kabelns beskaffenhet. Vid LKAB installeras upp till 50 m långa kablar i uppåtriktade hål. I nedåtriktade hål har kablar med 80 m längd installerats med gott resultat.



Figur 5 Installation av en koaxialkabel med en extensometer i borrhål. *(Installation of an antenna cable with an extensometer in a bore hole.)*

Panek och Willard (1981) installerade kablar längs tunnlar i en blockrasgruva i Arizona, U.S.A., genom att gjuta in dem i cement längs övergången mellan sula och vägg. Det framstår dock, i de nordiska undermarksanläggningarna som mer intressant att övervaka takpartierna varför installation

genom att spruta fast kabeln med sprutbetong i taket kan vara en tänkbar metod, vilket illustreras i figur 6. Försök rörande denna typ av installation har planerats.



Figur 6 Ingjutning av koaxialkabel längs med en tunnel. *(Grouting of an antenna cable along a tunnel.)*

4 TILLÄMPNINGAR I LKAB'S GRUVA I KIIRUNAVAARA

I LKAB's gruva i Kiirunavaara bedrivs gruvbrytning med främst skivrasbrytning men också med skivpallbrytning med avslutande massbrytning. Ortar och anläggningar har därför förlagts till liggväggen. I brytningsområdena har pulsekometermätningar använts dels för att övervaka den storskaliga stabiliteten så som häng- och liggväggsstabiliteten vid skivpallbrytning och stabiliteten i pelare mellan öppna skivpallrum men också för kontroll av uppsprickning och skjuvning av sprickplan i mer lokal skala i de kransuppborrade malmvolymerna i skivrasområdena.

På grund av den låga kostnaden för koaxialkabel kompletteras samtliga extensometerinstallationer med koaxialkabel. Installationer med enbart kabel har skett främst i hängväggarna, parallellt med malmen och i liggväggen vinkelrätt malmens strykning. Den idag mest framträdande rollen tjänar systemet som övervakningssystem i liggväggen vilken visat tecken på storskaliga deformationszoner (Dahnér-Lindqvist, 1992). För det ändamålet finns idag mellan 700 och 800 m kabel installerad.

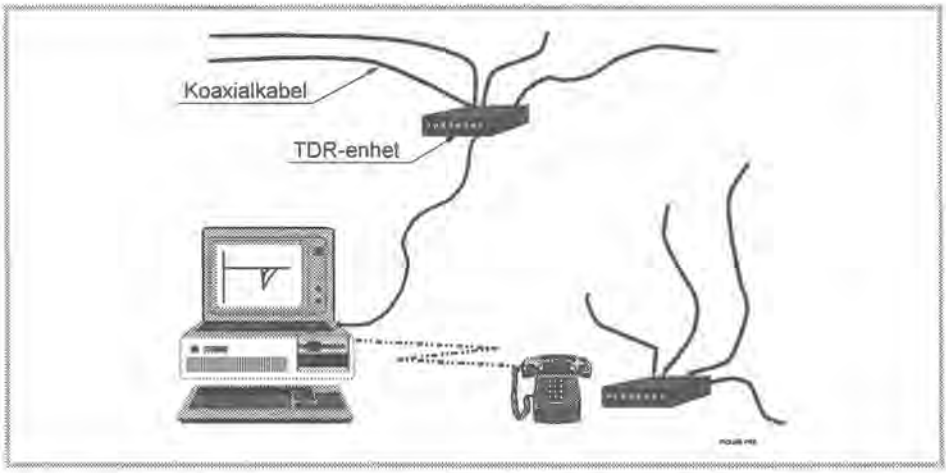
Den manuella hanteringen gör mätningarna tidsödande och, i de fall skjuvrörelsens storlek är av intresse blir efterbearbetningen omfattande. På grund av den omfattande efterbearbetningen och liggväggens, i vilken huvuddelen av kabelinstallationerna gjorts, stora förskjutningsbelopp har man övergått till att enbart använda systemet för lokalisering av skjuvrörelser.

5 NY TEKNIK ÖPPNAR NYA MÖJLIGHETER

Genom att vidareutveckla och anpassa mätapparaturen till den specifika tillämpning som bergmekaniska mätningar utgör, samt kombinera den med modern datateknik, kan den tidigare så tidsödande efterbearbetningen i hög grad automatiseras och därmed tekniken göras mer tillgänglig. Utvecklingen har bland annat lett till att mätning på flera kablar kan ske samtidigt med ett mätinstrument. Mätvärden kan dessutom överföras direkt till en dator "on line" för direkt signalbehandling i denna. Detta medför att stora ytor/volymer kan övervakas kontinuerligt. Presentation av ett händelseförlopp kan ske omedelbart på datorns bildskärm eller via en skrivare i önskad form. Den nya tekniken ger stora anpassningsmöjligheter till olika användares behov av mätning, övervakning och presentation, vilket beskrivs nedan.

5.1 Allmänt

Ett komplett system bestående av en central PC-dator och till den anslutna TDR-enheter visas i figur 7. Kommunikationen sker t.ex. via signalkabel och modem eller via radiomodem. TDR-enheterna placeras ut i berganläggningarna i nära anslutning till de installerade koaxialkablarna. Ett antal kablar, för närvarande åtta stycken, kan anslutas till varje TDR-enhet. TDR-enhetens uppgift är att registrera skadans läge, omfattning och utveckling samt att sätta en tidsstämpel på varje registrerad förändring. Vid idrifttagandet avläses och lagras en referenskurva för var och en av kablarna. Denna kurva ligger sedan som grund för vidare mätningar och jämförs med dessa för att möjliggöra urskiljandet av mycket små förändringar. Dessa jämförelser, som hittills har måst göras manuellt, kan nu utföras av TDR-enheten. När denna har registrerat en förändring sänds den senaste kurvan, tillsammans med tidpunkt för registrering till datorn för vidare analys, samtidigt som den lagras i TDR-enheten som en ny referens för vidare mätningar varefter det ovan beskrivna förloppet upprepas. När förändringen når en i förväg definierad larmgräns kan TDR-enheten larma, dels lokalt via lämplig signalanordning, dels till datorn. Olika typer av larmkriterier kan definieras, vilka beskrivs nedan. All information, såväl mätkurvor som larm lagras i datorn tilldammans med tidsinformationen för historik och förloppsanalyser.



Figur 7 Uppkoppling av mätsystem med PC, TDR-enheter och kablar. *(Lay-out of a TDR system with a PC, TDR units and antenna cables.)*

5.2 *Larm*

Två olika typer av larmkriterier kan hanteras av systemet nämligen "amplitudlarm" och "accelerationslarm". Skillnaden mellan dessa båda larmtyper beskrivs nedan.

5.2.1 *Amplitudlarm*

TDR-enheten mäter sekvensiellt på de anslutna koaxialkablarna med mycket korta tidsintervall. De sist upptagna mätvärdena jämförs med den ursprungligen lagrade referenskurvan för respektive kabel, varvid skillnader överstigande en förutbestämd nivå, av enheten tolkas som ett amplitudlarm, det vill säga storleken på förändringen har passerat larmgränsen. Detta försätter enheten i larmtillstånd vilket innebär att all information om händelsen sänds till datorn för registrering och behandling, samtidigt som en ljussignal på enheten talar om vilken kabel som larmat och en reläkontakt, kopplad till t.ex. ett lokalt larm, slår om. Denna reläkontakt kan även användas för att, oberoende av dataöverföringen, sända över ett summalarm till en central och på så sätt öka säkerheten.

Larmet presenteras på datorns bildskärm och/eller en printer i klartext och i grafisk form.

5.2.2 *Accelerationslarm*

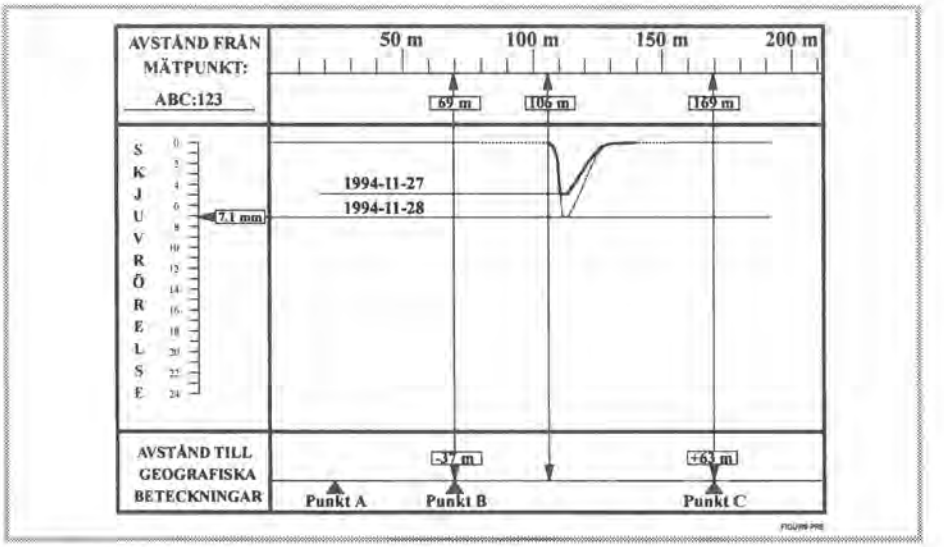
Helt oberoende av ovan nämnda larm arbetar det s.k accelerationslarmet. Det kan ses som ett amplitud/tidsrelaterat larm, där larmkriteriet är att deformationshastigheten tilltar (accelererar). Vid registrering av en sådan acceleration försätts genast TDR-enheten i larmtillstånd på samma sätt som ovan. Detta kan givetvis ske innan gränsen för amplitudlarm uppnåtts. Accelerationslarm kan tilldelas en annan prioritetsnivå än amplitudlarmet och även förses med separat reläutgång.

5.3 *Presentation*

Kablarnas aktuella tillstånd kan när som helst presenteras på datorns bildskärm för analys oberoende av om ett larmtillstånd föreligger eller ej. I vilket fall som helst är en grafisk presentation att föredraga. Den grafiska formen kan t.ex. utgöras av en kurva visande storleken på deformationer utefter en kabels längd, där man med hjälp av geografiska beteckningar tillsammans med längdangivelser kan lägesbestämma en deformationspunkt. Den kan även vara en grafisk bild, där kurvor från flera mättillfällen hämtas från datorns databas och läggs på varandra för förloppsanalys eller jämförelse med aktuell kurva. Ett förslag på hur den kan se ut visas i figur 8.

En möjlighet är också att visa en kurva över skjuvrörelsens storlek i en deformationspunkt som funktion av tiden. All grafisk information kan också skrivas ut på önskvärd skrivartyp.

Ett annat intressant alternativ är att göra presentationen som en skiss eller bild på en anläggning, där flera kablar är inritade i sitt verkliga läge, varvid larmhändelser direkt kan relateras på bilden till en geografisk punkt där de verkligen skett med angivande av skjuvrörelsens storlek. Denna bild kan även tänkas vara en tredimensionell skiss där kablar tillsammans med andra givare t.ex. extensometrar är inritade för att på så vis ge en bättre överblick över ett eventuellt händelseförlopp.



Figur 8 Skärmbildspresentation av flera registreringar med geografiska referenser. *(On screen presentation of multiple registrations with geographical referenses.)*

5.4 Lagring

När systemet tas i drift upptages referenskurvor för alla anslutna koaxialkablar. Dessa kurvor lagras i såväl TDR-enheten som i datorns databas. I TDR-enheten lagras sedan, förutom den ursprungliga referenskurvan, endast den senast upptagna kurvan med en mätbar förändring. Denna används som ny referens för att detektera ytterligare förändringar och för accelerations-larmfunktionen. Alla kurvor, som ger en mätbar avvikelse, sänds tilll datorns databas och lagras tillsammans med kabelidentitet och tidsangivelse. Detsamma gäller för larm. Den lagrade informationen används sedan för presentation, analys och historik.

6 REFERENSER

Dahnér-Lindqvist, C., (1992) "Liggväggstabiliteten i Kiirunavaara - Footwall stability in Kiirunavaara", Bergmekanikdagen 1992, sid.37-52, Stiftelsen Bergteknisk Forskning, Stockholm 1992.

Dowding, C.H., M.B.Su och K.O_Connor, (1989) "Measurement of Rock Mass Deformation with Grouted Antenna Cables", i ***Rock Mech.and Rock Eng 22***, 1-23, Springer-Verlag 1989

Israelsson, J., (1986) "Pulsekometermätning på ingjutna koaxialkablar - En teknik för övervakning av rörelser i berg ", Examensarbete 1986:022E, Avd.för Bergmekanik, Högskolan i Luleå 1986.

Israelsson, J., U.Mattila och K.Havnesköld (1989), "PROJEKT OSCAR - Gruvbrytning, stabilitet, bergförstärkning och bergmekaniska mätningar", G2000 90:03, LKAB utr.89-758

Tektronix, (1983), "TDR for Cable Testing", Tektronix, Inc.1983.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

TETTING AV KARST, DAMFUNDAMENT STORGLOMVATN
Grouting of karstic foundation of Storglomvatn Dam

Per Magnus Johansen, NGI

SAMMENDRAG

Injeksjonsopplegg og prosedyrer for tetting av damfundamentet under den 125 meters høye Storglomvassdammen er spesielt planlagt med tanke på tetting av karst og potensiell karst. Damfundamentet består i høyre vederlag av vekslende lag med marmor og kalkglimmerskifer. Disse bergartene er suspekte med tanke på oppløsning av kalken ved vannstrømning og det er påvist karstdannelser i fundamentet. Da de økonomiske konsekvenser av en lekkasje gjennom fundamentet er store er det antatt en omfattende injeksjon fram til dammen står ferdig i 1998/99.

Det benyttes både en fortløpende borregistrering ved nedboring, mikrosementer, utvidet spyling og svært høye trykk for at injeksjonen skal bli mest mulig effektiv.

SUMMARY

The grouting procedure and the equipment used at the 125 m high Dam Storglomvatn is specially designed for karstic environment. The dam foundation consists of marble and calcareous schists at the right abutment. The Ca in these rocks may be dissolved in flowing water and form karstic features. As any loss of water from the reservoir may cause economical loss there is a large amount of grouting to perform before the dam is completed in 1998/99.

The grout design implies the use of Drill Record Equipment, microcements, special flushing devices and high pressures to perform the grouting as effective as possible.

1. Innledning.

Statkraft SF er byggherre for den pågående utbyggingen av Svartisen II. Denne utbyggingen består i bygging av to dammer, Storglomvatn og Holmvatn. Begge dammer bygges som steinfyllingsdammer med sentral tetning av asfaltbetong.
Storglomvassdammen blir verdens høyeste steinfyllingsdam med asfalt, høyde 125 meter, og med et volum på ca. 5,2 mill.m^3. Dammene betyr at Svartisen Kraftverk, som har vært i drift fra 1993, får Norges største magasin; 3 470 mill.m^3.

Norges Geotekniske Institutt er rådgivende ingeniør for Statkraft Engineering a.s. Statkraft Anlegg a.s er hovedentreprenør for dammene. Foruten Statkraft Anlegg har A/S Veidekke en underentreprise i forbindelse med injeksjonsarbeidene for Storglomvassdammen.

2. Karst er påvist i venstre damfundament

Generelt består geologien av vekslende lag av omdannede kambrio-silurske bergarter. Foliasjonen er enkelt karakterisert oppstrøms/nedstrøms senterlinje dam. Foliasjonen står tildels steilt, men er tildels sterkt foldet med hovedfoldeakse også i retning oppstrøms/nedstrøms damaksen. Bergartene består i damfundamentet av glimmerskifere i venstre vederlag og vekslende bergarter inneholdene kalk i høyre vederlag. Bergartene er marmor - en uren(gul) og en båndet marmor, kalkglimmerskifer, metasandstein og med innslag av amfibolitt og pegmatitt.

Karst er utviklet, spesielt i overflaten, langs damfundamentet fra pel 400 til pel 800. Karsten fremstår som en overflateforvitring (0 til noen få meter) eller som en dypere forvitring. En eventuelt dypere forvitring kan medføre store lekkasjer hvis den ikke blir oppdaget og tettet. Det er påtruffet karst i injeksjonsgalleriet ca. 20 meter under overflaten. Den største karstkanalen som er påtruffet i galleriet har et tverrareal på 1 - 2 m^2. I nivå med galleriet er karsten fylt med sand og silt. Ved kryssing av karst fra galleriet har 10-talls m^3 av dette innfyllingsmateriale erodert inn i galleriet og en har en sannsynlig frittliggende karstkanal opp i terrenget ved ca. pel 750.

I området ellers, spesielt nedstrøms damstedet, er det flere grotter med fall oppstrøms (samme fall som hovedfoldeaksen) med forskjellig dybde. Det er imidlertid ingen påviste grotter/karst i særlig større dyp enn injeksjonsgalleriet.

Under forprosjektstadiet var det to utenlandske karsteksperter som vurderte damstedet. Begge mente det var mulig å tette den eksisterende karst med injeksjon fra et galleri.

3. Injeksjonen foretas i tre rader fra overflaten og en rad fra et injeksjonsgalleri.

Det er mange dammer som i utlandet er bygget på karstifisert fjell. Alle de store dammene har et eller flere gallerier. Hovedbegrunnelsen for et galleri er at man kan supplere injeksjonsskjermen ved senere anledninger hvis lekkasjen under dammen er uakseptabel stor ved første gangs fylling av magasinet eller utvikler seg over tid. Selv en mindre, men konsentrert lekkasje kan utvikle seg over noen få år til en uakseptabel lekkasje - dette er det flere eksempler på fra utlandet.

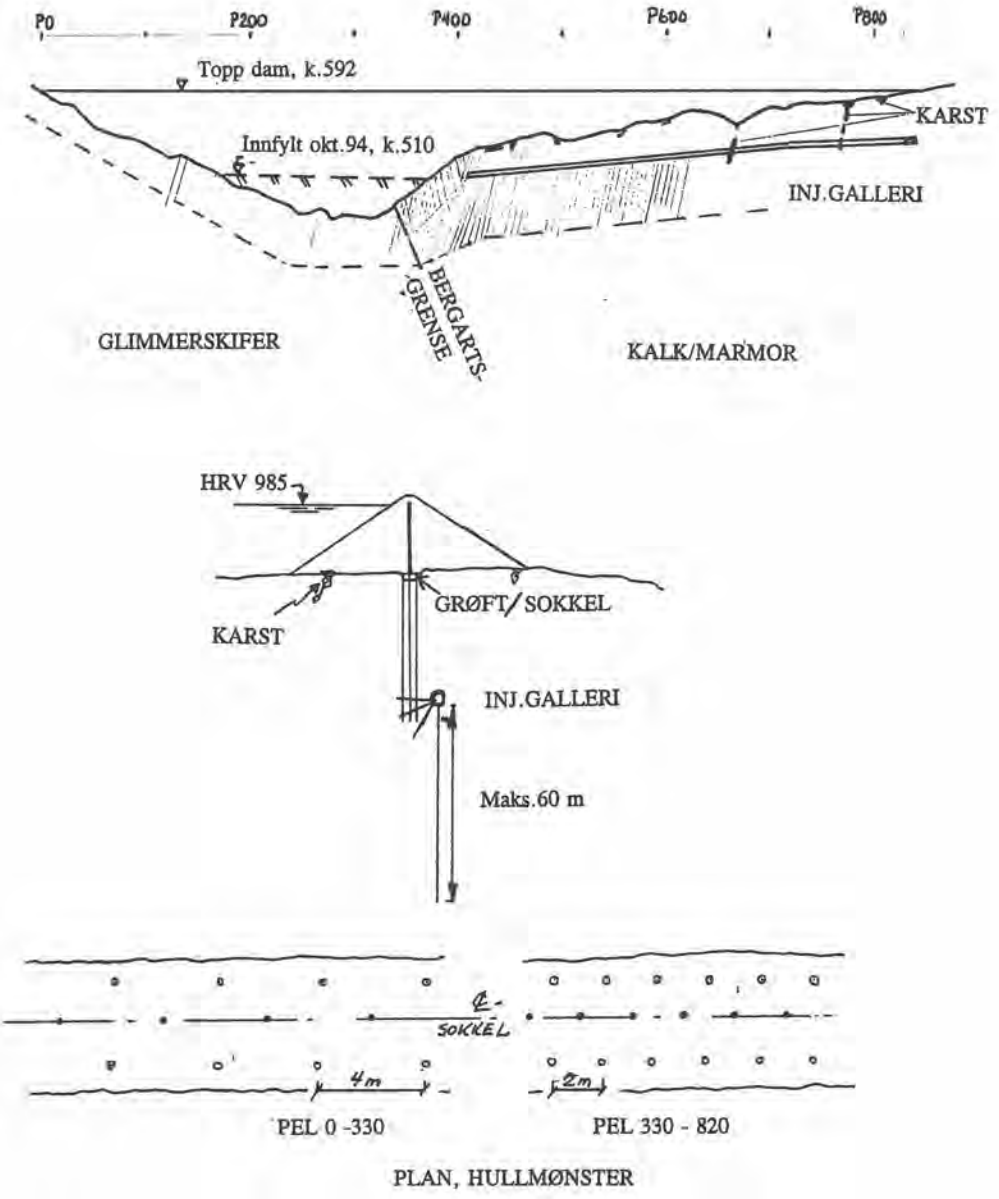
I Norge er det bare et fåtalls dammer som er fundamentert på kalkfjell. Dam Arstaddalen er den største og denne har ikke hatt større lekkasjeproblemer siden første gangs fylling på begynnelsen av seksti-tallet. Det er foretatt en etterinjeksjon av høyre damfundament for Fallforsen som er inntaksmagasin for Nedre Røssåga Kraftverk.

Injeksjonsopplegget for Dam Storglomvatn er i basis en ordinær damfotinjeksjon med følgende tillegg:

1. Etablering av galleri - generelt dypere injeksjonsskjerm
2. Benyttelse av borregistreringsutstyr
3. Stopp boringen ved registrering av karst

4. Utvidet spyling med radielle dyser.

På Figur 1 er vist prinsipielle snitt og plan av injeksjonsopplegget.



Figur 1. Storglomvassdammen - injeksjonsopplegg

Boring for injeksjon utføres av topphammerrigger for borlengder ned til 40 meter og senkborrigg for borlengder ned til 100 meter. Avviksmåling skal utføres jevnlig og maksimalt tillatt avvik er satt til 5%.

Injeksjonsskjermens dybde bestemmes på grunnlag av injisert mengde i dypeste pakkerplassering og vil normalt ikke overstige 2/3 av oppdemmet vannsøyle. Imidlertid er denne maksimale dybde noe større fra injeksjonsgalleriet der maksimal hulldybde er ca. 60 meter under gallerisåle.

Borhullsmønsteret er tradisjonelt i dammens dypløp og venstre vederlag, men maksimal hullavstand der en kan påtreffe karst er satt til 2 meter i høyre vederlag.

4. Injeksjonsprosedyren er basert på at kontrollhull blir boret avhengig av sementinngang

Følgende injeksjonsprosedyre følges:

1. Mellomliggende hull (split spacing) bores og injiseres hvis sementinngangen overstiger 25 kg/bm for hulldiameter 100mm (eller 15 kg/bm for hulldiameter 64mm), avregnet pr. pakkerplassering

2. Følgende maksimaltrykk skal benyttes:

Dybde under terreng:	Trykk:
0 - 5 m	2 bar
10 m	10 bar
10 - 35 m	10 - 70 bar
>35 m	70 bar (max.trykk)

3. Hvis det under nedboringen blir påvist karst stoppes boringen og vanntapsmålinger utføres. Karsten spyles og injiseres. Boring fortsetter etter herdning. Forøvrig skal injeksjonen starte ved dypeste pakkerplassering og hullet injiseres i 10 meters lengder fra bunn og oppover (upstage grouting). Overflatehull med lengde 10 - 15 meter injiseres ved halv dybde og topp hull.

4. All boring og injeksjon skal fortrinnsvis utføres etter at sokkel er støpt.

5. Injeksjonsprosedyren justeres etter hvert som man får erfaring fra de stedlige forhold

5. Sementinngangene hittil har vært moderate i venstre vederlag og middels høye i høyre vederlag.

Pr.medio september er det i alt boret og injisert 7797 bm fra overflaten og 5590 bm fra injeksjonsgalleriet. Sementforbruket er 10,6 kg/bm (82,3 tonn) fra overflaten (hovedsakelig dypløp og venstre anslutning) og 27,3 kg/bm (152,6 tonn) fra galleriet.

Under boringen er det ikke påtruffet større karstkanaler fra galleriet. Noe overflatekarst er påtruffet og i alt 30 tonn Rapidsement er brukt for oppfylling av disse karstkanalene (78,1 kg/bm).

Noe større innganger er forventet i de ca. 250 - 300 meter damakse som gjenstår.

6. Utstyr og opplegg for karstinjeksjon.

Boringen utføres med to topphammerrigger og en senkborhammer - alle riggene er utstyrt med borregistreringsutstyr. Utstyret registrerer borsynk, rotasjonskraft og spyletrykk. Kalibreringen av utstyret er viktig slik at det er et riktig forhold mellom det som registreres og bergartens borbarhet. Kalibreringen skjedde ved å endre inngangsparameterne på "harddisken" - og denne måtte sendes til leverandør for endring. Derved tok det relativt lang tid før man kunne tolke utskriften fra registreringen.

Det er satt relative strenge krav til boravvik. Borhull med avvik på over 5% blir ikke godtgjort. Det er hittil få hull som har større avvik enn det tillatte - de aller fleste av disse hullene er boret med topphammerriggen.

Vanntapsmålinger utføres i enkelte hull for kartlegging av permeable soner og karst. Vanntapsmålingen inngår ikke som dokumentasjon av tetthet (split-hull bores på basis av medgått sementmengde), men alternativt kan målingene utføres og tetthetskriteriet er 1, 2 eller 3 Lugeon (basert på 5 m lengde) avhengig av dybde under terreng.

Injeksjonsprosedyren som benyttes er å starte med mikrosement med vann/sement-forhold på 0,8 - 1,0. Mikrosementene som benyttes er Spinor A12/A16 eller Blue Circle Microcem 900. Hvis inngangen av mikrosement er rask uten å at man oppnår trykk går man over til Rapid. For begge injeksjonsmørtler benytter man superplastiserende tilsetning (Mighty 150 eller Rescon HP). Det benyttes trykk opptil 70 bar.

Entreprenøren har anskaffet spyleutstyr for behandling av fylte karstkanaler. Dette utstyret er ennå ikke benyttet, men består av en pumpe som gir 180 liter/min ved 50 bar trykk. Det er anskaffet spesielle radielle spylespisser som er levert av Rodio-gruppen og som benyttes på borstrengen.

7. Injeksjonsmørtlene blir testet i feltlaboratoriet

Oppfølging og kontroll av injeksjonsarbeider har vanligvis bestått i å telle sementsekker og undersøke om tetthetskriteriet er oppfylt. Ved Storglomvassdammen er det anskaffet et lite feltlaboratorium der en tester injeksjonsmørtelens egenskaper.
Følgende parametre blir målt:

Romvekt:	Typisk resultat 1300 - 1500 kg/m^3
Marsh funnel:	Typisk resultat 29 - 37 sek (Vann:26 sek)
Vannutpressing v.7 bar:	Typisk resultat 100 - 250 cm^3

Vannseparasjon:	Typisk resultat 1 - 2%
Sikterest, 38 micron:	Typisk resultat 0 - 3 gram

Prøvene blir tatt ved injeksjonsspiss eller utgang pumpe. Klumpete, fuktig sement vil gi en høyere vannseparasjon og sikterest. Det er spesielt viktig at mikrosementen oppbevares tørt. Hvis ikke dette følges opp kan mikrosementens inntregningsegenskaper forringes og man står igjen med en injeksjonsmørtel tilsvarende "vanlig" sement.

8. Det er engasjert en injeksjonsekspert fra Geoconseil som underkonsulent

En har liten erfaring med injeksjon av karstifisert berg i Norge. Derfor er det i prosjektet blitt engasjert en ekspert på karstinjeksjon fra Geoconseil, Paris. Geoconseil er et rådgivende ingeniørfirma som til stor del består av tidligere utførende entreprenør som har utført karstinjeksjonsarbeider både i Middelhavslandene og Sør-Amerika.

Vi har tro på at injeksjonsopplegget ved dam Storglomvatn vil tilføre både rådgivere og entreprenører nye erfaringer og at damfundamentet vil bli tilfredstillende tettet.

Sivilingeniør Åsmund Hansen
AF Oslo Entreprenør A/S

FORMANNENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

NYTT FRA ISRM
News from ISRM

FJELLSPRENGNINGSKONFERENSEN
BERGMEKANIKDAGEN 1994

Professor Ove Stephansson
Teknisk geologi
KTH
S-100 44 Stockholm

SAMMANFATTNING

I korthet beskrivs huvudaktiviteterna inom ISRM sedan organisationen bildades 1962. Idén med den nya medlemstidskriften ISRM News Journal redovisas och de norska medlemmarna av ISRM uppmanas att aktivt bidra till tidskriftens utveckling. EUROCK-mötena erhåller alltid stöd av ISRM och Norge har pekats ut som lämpligt värdland för EUROCK '98.

Summary

The International Society for Rock Mechanics (ISRM) is the non-profit organisation that exists to promote the understanding and application of rock mechanics world-wide. General information of the Society is presented and the organisation of congresses, symposia and regional conferences are discussed. Norway is proposed to organise EUROCK '98. This joint meeting of ISRM and SPE has been suggested to deal with application of rock mechanics to petroleum engineering.

Inledning

International Society for Rock Mechanics, ISRM, har till uppgift att på olika sätt främja en världsomspännande kunskapsöverföring om den senaste forskningen och forskningsresultaten inom bergmekaniken och dess tekniska tillämpningar. ISRM bildades i Salzburg 1962 genom det kraftfulla arbetet av professor L Muller, och i år kan således vår sammanslutning fira 32-årsjubileum. Det är viktigt att framhålla att ISRM är en ideell sammanslutning som stöds av medlemmarna genom avgifter och särskilda bidrag. Medlemskapet kan vara antingen individuellt eller stödjande och kan ske direkt till sekretariatet i Lissabon eller, som i de flesta fall, genom anslutningen till en nationell grupp. Det totala antalet medlemmar i ISRM är strax över 6000 och antalet nationella grupper är för närvarande 64 stycken. Den norska nationalgruppen av ISRM har ca 180 individuella medlemmar och drygt 10 stödjande medlemmar.

Kort om ISRMs verksamhet

En viktig uppgift för ISRM är att vart fjärde år arrangera de internationella kongresserna. Den första kongressen hölls i Lissabon 1966 och den 8e kongressen kommer att gå av stapeln i Tokyo 1995. Varje år sedan 1968 stöder ISRM internationella symposier och möten. I modern tid har man också infört en regel som innebär att varje världsdel som omfattas av ISRM har en möjlighet att årligen arrangera regionala konferenser.

Det mesta av arbetet inom ISRM sker i kommissioner. Under 1992 hade ISRM 26 stycken kommissioner i arbete. I de allra flesta fall leder resultaten fram till förslag om normer eller testmetoder som sedan publiceras och distribueras till medlemmarna. Normerna används sedan i de tillämpade delarna av bergmekaniken. ISRM och särskilt dess sekretariat har ett mycket väl fungerande samarbete med sina systerorganisationer som t ex International Commission on Large Dams, The International Tunneling Association och International Association of Engineering Geology.

Varje år utser medlemmarna i styrelsen för ISRM vinnaren av Manuel Rocha-priset för bästa doktorshandling som publicerats under året. I samband med kongresserna utdelas också Leopold Muller-priser för att hedra initiativtagarna till och den förste presidenten för ISRM

ISRM News Journal

För att kunna hålla sina medlemmar informerade om aktiviteterna inom ISRM och dess systerorganisationer samt ge en fullödig information om möten och konferenser publicerades under många år en kvartalstidskrift kallasd ISRM News. Denna skrift utkom med nästan 100 nummer under mer än ett kvarts sekel. När den nuvarande presidenten för ISRM - professor Charles Fairhurst - tillträdde sitt ämbete 1991 drev han aktivt frågan om att ersätta News med ISRM NEWS JOURNAL. Det första numret av den första utgåvan publicerades och distribuerades till medlemmarna i samband med den första EUROCK-konferensen i Chester 1992. Förutom upplysningarna som tidigare publicerades i News innehåller det nya medlemsbladet även korta översiktsartiklar samt kommentarer och brev från läsekretsen. Det senaste numret ägnades åt bergmekanik med tillämpning på petroleumteknologi. Den nya tidskriften är påkostad och kräver därför ett sponsorstöd i form av annonsintäkter och bidrag för att kunna komma ut som tänkt med fyra nummer per år. Jag vill här rikta en vädjan till företag och organisationer att bidra med stöd till den fortsatta utgivningen av ISRM NEWS JOURNAL. Till varje enskild medlem i ISRM vill jag passa på att rikta en uppmaning att lämna skriftliga bidrag till den nya medlemstidningen. Dina bidrag når en garanterat stor läsekrets.

EUROCK-möten

I samband med konferensen om bergsprickor i Loen, Norge, 1990 beslutades att de europeiska länderna skulle arrangera årliga bergmekaniska möten för att stimulera forskningen och utvecklingen av ämnet. Det första EUROCK-mötet hölls i Chester 1992 följt av Lissabon 1993 och Delft 1994. Mötet i Delft behandlade tillämpningen av bergmekanik inom petroleumindustrin och Norge var starkt representerat. 1995 sker ISRM-kongressen och då arrangeras inget EUROCK-möte. 1996 arrangerar Tekniska universitetet i Turin under ledning av professor G Barla ett EUROCK-möte på temat Prediction and Performance.

1998 års EUROCK-möte till Norge?

Norge har pekats ut som lämplig värd för 1998 års EUROCK-möte och organisations-kommittén för EUROCK har uppmanat den norska nationalgruppen för ISRM och SPE att inkomma med en begäran om att få arrangera 1998-års EUROCK med inriktning på bergmekanikens tillämpning på petroleumproblem. En formell ansökan skall avges under 1995 och beslut kan ske i samband med kongressen i Tokyo.

ISRM Board och Commission

Norge har idag en bergmekanik som är i stark utveckling - särskilt inom tillämpningen på petroleumteknologi. Ni har också ett antal starka forskargrupper i landet,.som leds av goda bergmekaniker. Jag vill därför passa på att uppmana den norska national-gruppen att nominera kandidater för vicepresidentskapet för Europa i ISRM samt aktivt verka för att nominera förslag och presidenter för kommissioner som har till uppgift att studera, sammanställa och rapportera om angelägna forskningsområden inom bergmekanik och dess tillämpningar.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

CASE STUDIER FRA STUDIETUR TIL JAPAN
Case studies from Japan

Bjørn R. Morseth, NOTEBY, NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL A/S

SAMMENDRAG

Fra et opphold hos Kajima Corporation i Japan i perioden februar-mars 1994, vil tre besøkte tunnelprosjekt og et vannkraft prosjekt bli presentert. Fjellforholdene på disse anleggene er noe forskjellig fra det som er erfart i Norge. Tunnelprosjektene omfattet problemer som driving i fjell med temperatur 75°C, svake bergarter og høyt bergtrykk, samt svake bergarter og store vannmengder. Forhold som geologi, forundersøkelser, metoder for å komme gjennom problemsoner, sikring og kostnader vil bli belyst for hvert enkelt prosjekt.

SUMMARY

In the period from February to March 1994 a stay at Kajima Corporation in Japan made a visit to three tunnel projects and one hydro power plant possible. A presentation of these projects will be given. Rock conditions at these sites are some different from what are experienced in Norway. The tunnel projects comprice problems as tunnel construction through areas with rock temperature at 75°C, weak rock and high stresses, and weak rock combined with large water ingress. Issues as geology, preinvestigations, construction in difficult geological conditions, rock reinforcement and construction cost will be presented for each project.

1. INNLEDNING

I perioden 1. februar til 29. mars besøkte jeg Kajima Corporation, et av japans fem store kontraktsselskap (general contractor, GENECON). Hensikten med besøket var å få et innblikk i den japanske måten å planlegge og drive tunneler og bergrom på. Før jeg reiste til Japan, hadde jeg liten kjennskap til det japanske samfunn og japanske prosjekter. Seikan-tunnelen og problemer de hadde hatt der hadde jeg hørt om. Gjennom internasjonale og norske tidsskrifter hadde jeg også lest om enkelte andre avsluttede eller pågående prosjekt.

Turen min til Japan kom i stand som bi-effekt av et møte i Tokyo mellom Dr. Kenji Aoki ved Kajima Corp., Prof. Einar Broch (NTH) og Siv.ing Per Bollingmo (NOTEBY). Med støtte fra Sasakawafondet (vennskapsfond Japan - Norge), Norsk Bergmekanikkgruppe, Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, NOTEBY og egeninnsats ble denne turen mulig å gjennomføre. Japan er ikke noe lavkostland, så pengene kom godt med.

Jeg hadde base i Tokyo ved et av Kajimas to store forskningssentre. De to første ukene ble jeg gjort kjent med de forskjellige deler av Kajima og deres planer for det neste hundreår (Kajima Evolution KE 21). Jeg ble også vist rundt i Tokyo By med noen av dens severdigheter. I løpet av disse ukene fikk jeg anledning til å besøke fire forskjellige anlegg i de sør-vestlige deler av Japan. Plasseringen av anleggene er vist i figur 1.1.

- Abou-tunnelen : driving i vulkansk aktivt, høgtemperatur område
- Kanpuzan-tunnelen : driving av tunnel i svakt fjell med stor fjelloverlagring
- Kakuto-tunnelen : driving av tunnel gjennom områder med store vannlekkasjer
- Kazunogawa-PS : pumpekraftverk

Problemene som ble møtt på disse anleggene er kanskje noe forskjellig fra det vi kan vente å finne i Norge. Hvilke problemer som ble møtt og "løsningen" på disse blir omtalt nærmere senere.

Japanere er generelt vennlige, gjestfrie og imøtekommende mennesker, og som utenlandsk gjest følte jeg meg godt mottatt over alt på anleggene. Jeg fikk også anledning til å se områdene rundt anleggene, og fikk på den måten et innblikk i det japanske samfunn og levesett.

Selv om engelsk er obligatorisk i det japanske skolevesen, snakker japanere generelt dårlig engelsk. Når man kommer ut av de store byene, kan det derfor være vanskelig å kommunisere med vanlige folk. Det var derfor greitt å ha med seg en tolk.

Figur 1.1 Besøkte anlegg i Japan

2. KAJIMA CORPORATION

Før jeg beskriver de besøkte anleggene, gis en kort presentasjon av Kajima Corporation, ett av Japans fem store konstruksjons-selskap (GENERAL CONTRACTOR, Genecon).

Nøkkeltall for selskapet i 1993 er:

- 14 384 ansatte
- kapital på US$ 640 mill
- salg på US$ 19.5 milliarder
- investeringer i forskning og utvikling US$ 254 mill (1.3 % av årlig salg)
- 600 forskere

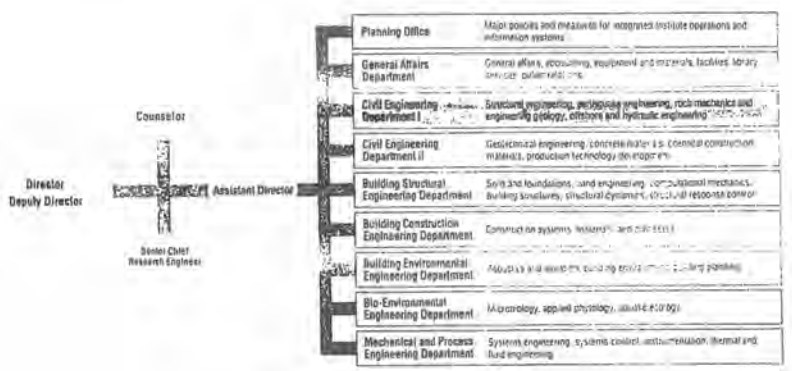
Selskapet har over 150 år i markedet. De 4 andre store kontraktørene som Kajima konkurrerer med er (antall år i markedet i parentes) Shimizu Corporation (190 år), Taisei Corporation (121 år), Takenaka Corporation (384 år) og Ohbayashi Corporation (102 år), alle med 9 000 til 12 000 ansatte.

For å få mer kontroll over den økonomiske situasjonen har selskapet lagt seg på følgende linje:

- konsentrerer seg om å utvikle strategiske handels muligheter og utvide området de skal jobbe innenfor
- forbedre konkurranseevnen ved å knytte sammen styrings, planleggings- og produksjons- avdelingene
- fremheve teknologiske utviklinger og styrke design og ingeniørmuligheter
- utvide utviklingsspekteret
- mer effektiv administrasjon
- kultivere nye handelsforbindelser

Som de andre store konstruksjonsselskapene, har Kajima kontorer på alle kontinent. I Europa har Kajima kontor i England, Tyskland, Frankrike og Spania. Det asiatiske markedet er dekket av kontorer i Beijing, New Dehli, Jakarta, Taipei, Hong Kong, Singapore, Kuala Lumpur, Bangkok og Manila.

I Japan har Kajima to store forskningsinstitutt i Tokyo (280 forskere), samt et forskningskompleks i Kobori med ca. 42 forskere. Oppbyggingen av forskningssentrene er vist i figur 2.1. Hovedarbeidsoppgavene til forskerene er vist i figur 2.2



Figur 2.1 Oppbygning av forskningssenterene (KaTRi)

Figur 2.2 Hovedarbeidsoppgaver for forskere i Kajima Corp.

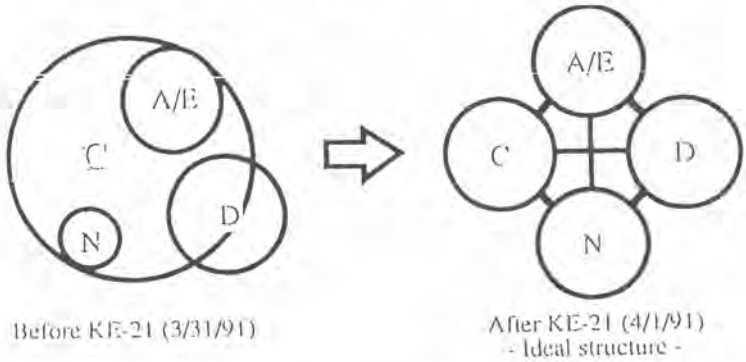
2.1 Fremtidsplaner Kajima Evolution 21 (KE 21)

I 1991 etablerte Kajima en ny visjon for det neste hundreår. En sentral setning i denne planen er: "We are a creator of a pleasant living/working environment worldwide". Den grunnleggende strategien for den utviklingen som må finne sted er:

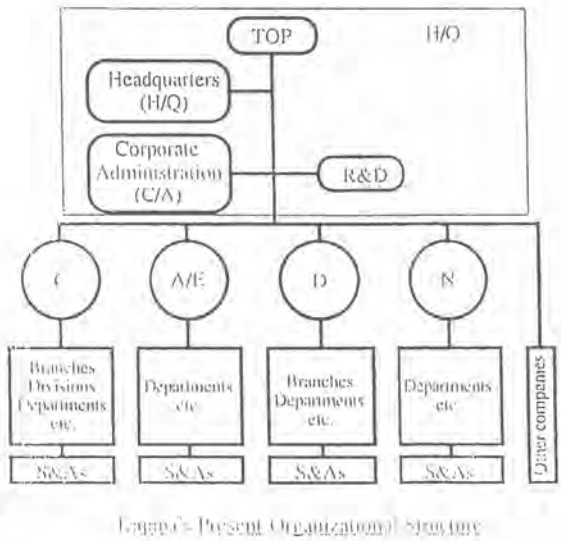
- oppdeling
- globalisering
- føderal styring

Nylig forandret Kajima sin organisasjon, basert på visjonen ovenfor. Organisajonsstrukturen før og etter er vist i figur 2.1.1. Forandringen gikk fra en enkel struktur til fire autonome sektorer delt opp i konstruksjon, arkitektur/engineering, eiendomsutvikling og nye områder. Hver autonome sektor med sine forbindelser er forventet å globalisere hver for seg, se figur 2.1.2. De små hovedkvarterene er forventet å maksimere synergieffekten med de fire sektorene ved etablere en felles strategi og flytte sine ressurser til de respektive sektorer. Kajima har tro på den føderale styringsmetoden.

Om disse planene vil lykkes gjenstår å se, men frem til nå har omstillingen vært vanskelig.



Figur 2.2.1 Endret organisajonsstruktur med KE-21. C -Construction, N - New development, D - Design, A/E - Architectural/Engineering



Figur 2.2.2 Dagens organisajonsstruktur

3. BESØKTE ANLEGG

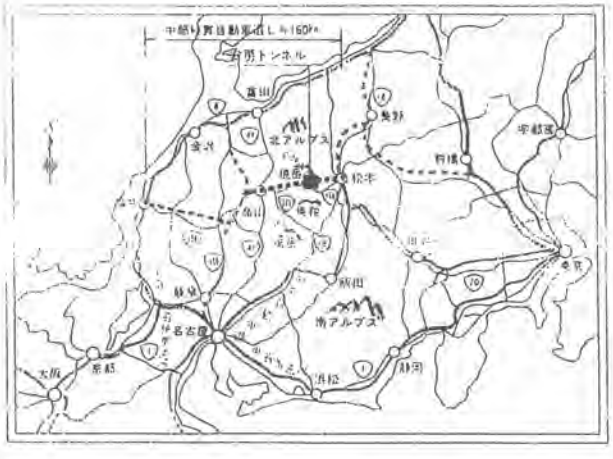
I dette kapittelet vil jeg presentere de anleggene jeg fikk anledning til å besøke. Utlevert materiale fra anleggene var hovedsakelig skrevet på japansk, noe som gjør det vanskelig å få tak i alle detaljer. Det som er skrevet nedenfor er basert på utlevert materiale, notater som ble gjort under besøkene, samt opplysninger som ble plukket opp underveis.

3.1 ABOU-TUNNELEN

3.1.1 Innledning

Det mest fremtredende trekk i sentrale deler av Japan, er de japanske alper med topper over 3000 m som deler landet i øst og vest. Denne fjellrekken gjør det vanskelig å komme fra øst til vest i vinterhalvåret. Veien er stengt 6 mnd om vinteren. Det må da kjøres store omveier langs kysten for å komme til distriktene i vest. Byggingen av Abou tunnelen gjennom fjellene var derfor et etterlengtet prosjekt.

Abou tunnelen blir bygt under Abou passet som går langs National Route 158 på grensen mellom Gifu og Nagano Prefectures. Tunnelen er planlagt med en samlet lengde på 4 350 m, se figur 3.1.1.1. Tunnelen blir drevet som et JV mellom Kajima (fra øst) og Taisei (fra vest). Det offisielle navnet på prosjektet er Abou Tunnel Nakanoyu Contract Section on the Chubu Judan Expressway. Eieren av anlegget er Ministry of Construction Chubu Regional Construction Bureau.



Figur 3.1.1.1 Lokalisering av tunnelprosjektet

National Route 158 som er en hovedvei som går gjennom byene Takayama på vestsiden av fjellene til Matsumoto på østsiden av fjellene. Dette er en viktig vei ettersom den er den korteste veien mellom Hokuriku distriktet i vest og Kanto distriktet nær Tokyo i øst.

Abou passet har en høyde over havet på 1 790 m og er omgitt av bratte fjellsider og dype pass. Grunnforholdene er dårlige, og passet er omgitt av vulkansk aktive områder. Mt. Akandana, en ikke-aktiv vulkan, ligger i området for tunnelen, mens Mt. Yake ca. 3 km lenger nord forsatt har vulkansk aktivitet. Kjøretøy som bruker veien er hele tiden utsatt for fare og veien er ofte stengt på grunn av nedbør i sommerhalvåret. Dette er forhold som ikke er akseptable for en motorvei.

Etter oppstart i 1989 gjennstod det i februar 1994 å drive 1 100 m av tunnelen. Tunnelen er planlagt ferdig for trafikk i 1997, i god tid før OL 1998 i Nagano.

3.1.2 Forundersøkelser

De første forundersøkelser for tunnelen startet i 1967. Forundersøkelsene ble utført av Ministry of Construction. Undersøkelsene bestod bl.a. av omfattende kjerneboringer fra dagen (210 - 495 m lange kjernehull), ingeniørgeologisk kartlegging, permeabilitetstester og termiske kartlegginger. I 1978 ble det bestemt å bygge en ny 6.3 km lang parsell, inkludert tunnel gjennom det aktuelle området. Ettersom tunnelen skulle drives gjennom et vulkansk aktivt område, ble følgende problem forutsett møtt på:

- Arbeidet ville bli påvirket av de nærliggende vulkanske krater.

- På øst siden i Nagano Prefecture, ville det være kort avstand (ca. 3 km) mellom påhuggsområdet og den aktive vulkanen Mt. Yake. En termisk sone med høg temperatur og giftige vulkanske gasser var forventet påtruffet i de østlige deler av tunnelen.

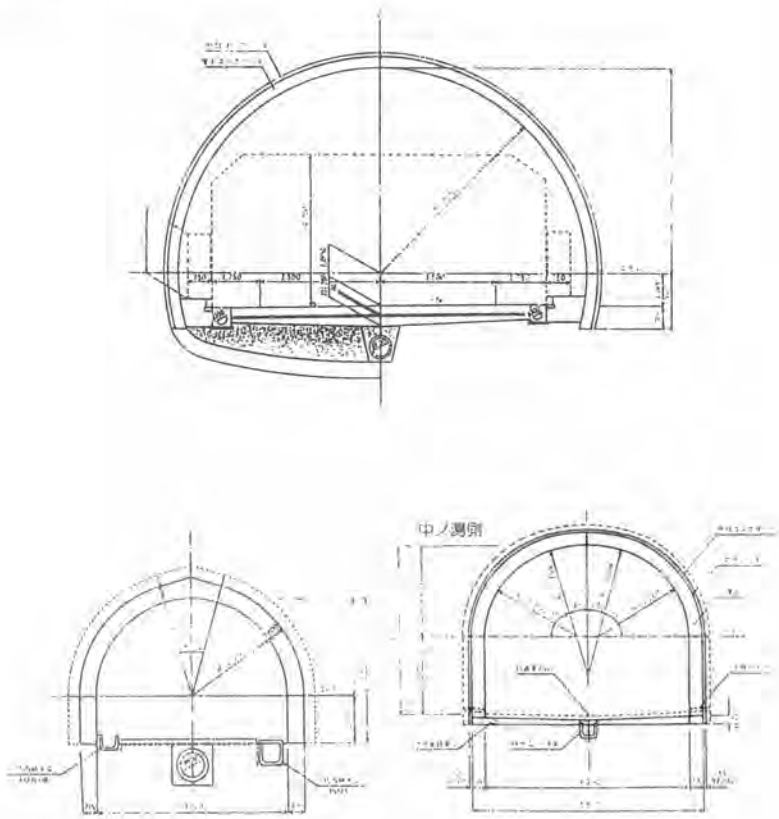
- I Gifu Prefecture på vestsiden ville tunnelen gå gjennom en lav-hastighetssone som består av eruptiv masser. Grunnvannstrykket i denne sonen ble målt til 22 kg/cm^2, og store vannlekkasjer ble forventet.

Ettersom driving under slike forhold ikke var erfart tidligere, ble det bestemt å drive en undersøkelsestunnel med tverrsnitt 25 m^2 (redusert til 18 m^2 etter sikring med stålbuer og betongforing) gjennom det aktuelle området før man startet på hovedtunnelen. Hensikten med undersøkelsestunnelen var å kartlegge de geologiske forhold i detalj, samt utarbeide drivingsstrategier for hovedtunnelen. Tunnelen ble drevet etter NATM-prinsippet.

Undersøkelsestunnelen ble startet drevet fra øst og vest i august 1980. På vestsiden ble tunneldriften stoppet flere ganger på grunn av flere store vanninnbrudd. Tunnelen vart ferdig drevet i juli 1991.

Konklusjonen fra denne undersøkelsestunnelen var at det var mulig å drive hovedtunnelen gjennom det aktuelle området. I oktober 1989 startet Taisei å drive hoved-tunnelen fra vest, og i februar 1991 startet Kajima å drive fra øst. Hovedtunnelen blir drevet ca. 30 m

forskjøvet (mot sør) fra pilottunnelen med tverrsnitt 100 m² (tverrsnitt 120 m² i nødnisjer). Pilottunnelen er tenkt utvidet til en to-felts tunnel på et senere stadium. Nå fungerer pilottunnelen som transport-/adkomst-/rømmnings-tunnel. Det blir sprengt tverrslag mellom pilottunnelen og hovedtunnelen for hver 370 m. Typisk tverrsnitt av pilottunnel og hovedtunnel er vist i figur 3.1.2.1.



Figur 3.1.2.1 Tverrsnitt for pilot- og hovedtunnel

I det følgende vil forhold påtruffet i de østlige deler av tunnelen bli beskrevet (Kajimas del).

3.1.3 Geologi

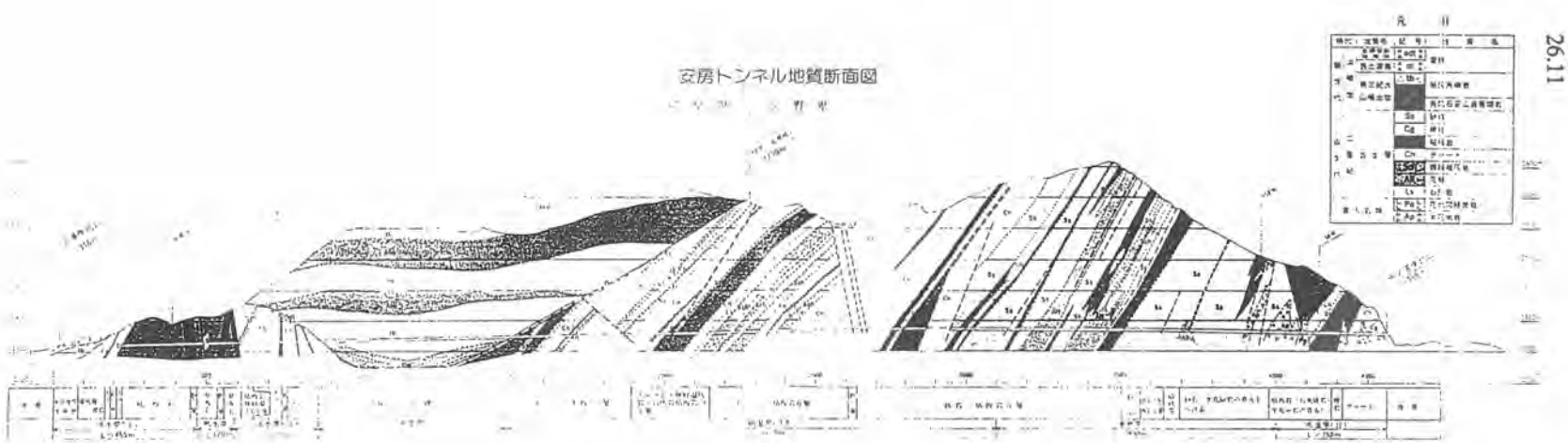
Den geologiske profilen langs tunnelen er vist i figur 3.1.3.1. I den østlige delen av tunnelen er bergartene vekslende lag av paleozoiske sedimentære bergarter som sandstein, skifer og kalkstein. Lenger mot vest kommer man inn i yngre, tertiære vulkanske bergarter som tuff breksje og amfibolitt andesitt lava med mye vann.

I de første 1000 m av tunnelen har man flere granittiske intrusjoner. Sandsteinen, skiferen og kalksteinen har gjennomgått en termisk metamorfose, er oppsprukket og er generelt svake. Granitt-intrusjonene har en høyere hardhet, men er oppsprukket og danner passasjer for høye temperaturer.

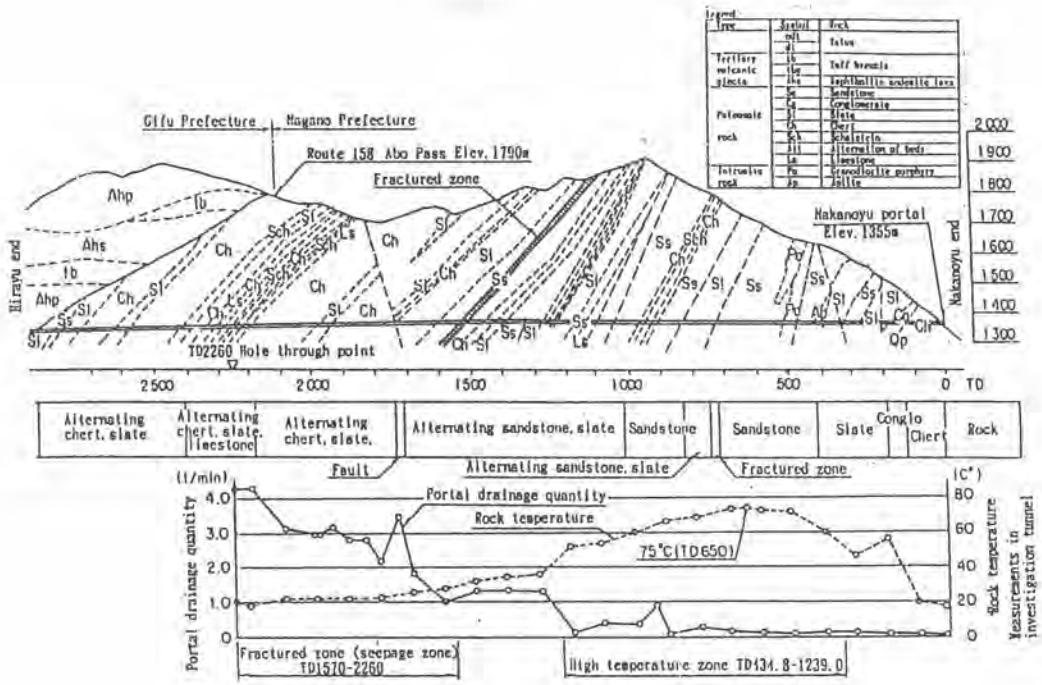
På grunn av dette har man i området 300 til 1200 m fra portalen i øst en "høy-temperatur sone" hvor temperaturen i fjellet er større enn 50°C. Den høyeste temperaturen som er målt i fjellet i dette området var over 75°C. I dette området ventet man også plutselige utbrudd av giftige vulkanske gasser (hydrogensulfid HS og metan CH_4), samt varmt vann. 1200 m fra portalen i øst og videre mot vest minker fjelltemperaturen gradvis og blir ca. 20°C 1800 m fra den østlige åpningen. Temperatur-registreringer som ble gjort under driving av pilot-tunnelen og ved kjerneboringer er vist i figur 3.1.3.2.

Fra 1575 m består geologien av vekslende lag av sandstein, skifer og kalkstein, samt markerte oppknuste soner. I sonene har man målt vanntrykk på 20 kg/cm^2. Mellom 1610 m og 1635 m er det registrert en markert 25 m bred oppknust sone.

Denne sonen var man i ferd med å gå inn i under mitt besøk på anlegget. Sikringen av denne sonen kommer jeg tilbake til.



Figur 3.1.3.1 Geologisk profil, Abou-tunnelen



Figur 3.1.3.2 Temperatur-registreringer

3.1.4 Driving av pilot-tunnel gjennom område med høy temperatur

Fra de geologiske undersøkelsene som ble startet i 1967, ble det funnet fjelltemperaturer opp til 160°C (i kjerneborhull). Fjelltemperaturen økte dess nærmere Mt. Yake man kom og dess dypere ned man gikk.

Tilstedeværelsen av en slik høy-temperatursone gav følgende problemer for bygging av tunnelen:

- Sikring av arbeidsmiljøet inne i tunnelen
- Mulighet for plutselig innlekkasje av vulkanske gasser
- Mulighet for innlekkasje av vann med høy temperatur.
- Betongens motstandsevne mot vann med høy temperatur
- Sikker behandling av sprengstoff i fjell med høye temperaturer.

Resultater fra forundersøkelsene indikerte at maksimal fjelltemperatur langs tunneltraseen ville være ca. 75°C og mengden av vulkanske gasser ville være liten.

Som det fremgår av figur 3.1.3.2 starter fjelltemperaturen å stige fra ca. 100 m fra den østlige portalen og får et maksimum på 75°C ved ca. 650 m. Den minker igjen til ca. 50°C ved 1200 m.

Industrielle sikkerhets- og helseforskrifter fastsetter at temperaturen i fjellanlegg skal være under 38°C. I Abou-tunnelen satte man seg som mål å holde temperaturen under 30°C, og ventilasjonsutstyr med kapasitet 2000 m^3/ min ble innstallert i portalåpningene for å blåse luft gjennom ventilasjonsduker inn på stuff. Den kalde ute-luften klarte imidlertid ikke å trenge nærmere stuff enn 5 m på grunn av varmen fra fjellet. En spylevifte ble derfor plassert 20 m fra stuff for å blåse kald luft rett inn på stuff. På denne måten klarte man å redusere luft-temperaturen.

Varmen fra det utsprengte fjellet forverret også arbeidsatmosfæren inne i tunnelen under utlasting. For å bøte på dette ble det forsøkt å spyle røysa med vann med temperatur 16 -18°C (200 l/min). Dette gav imidlertid sterk tåkedannelse og ble avsluttet. Generelt ble temperaturen inne i tunnelen holdt i området 28 - 30°C ved driving gjennom høytemperatur-området bare ved å blåse maksimalt med kald luft inn på stuff.

3.1.5 Tiltak mot vulkanske gasser

Fra forundersøkelsene viste man at hydrogensulfid-gass og metangass kunne komme inn i tunnelen under driving.

Hydrogensulfid-gass er en giftig gass med spesifikk vekt på 1.55 sammenliknet med luft, og påvirker menneskekroppen som vist i tabell 3.1.5.1.

Tabell 3.1.5.1 Hydrogensulfids effekt på den menneskelige kropp

Konsentrasjon (ppm)	Effekt
3	Sterk lukt
10	Øye irritasjon
20 til 30	Sterk irritasjon på muskel membraner
200 til 300	Akutt forgifting etter 1 time
600	Dødlig forgiftning etter 30 minutter
1000 til 1500	Øyeblikkelig død

Metangass er brennbar, og kan bli antent ved gnist dersom gassen har en konsentrasjon på 4.8 til 15 % i luften. Størst eksplosjonsfare har man dersom gasskonsentrasjonen er i størrelsesorden 9.5 %.

For å gi sikre arbeidsforhold i tunnelen var følgende tiltak nødvendig:

- Etter hver 30 m fremdrift, ble det foretatt sonderboring 40 m fremfor stuff. Gasskonsentrasjonen ble målt, og arbeidene fortsatte dersom målt gasskonsentrasjon lå under de satte grenser.

- Konsentrasjon av gass, fjelltemperatur og luft-temperatur i tunnelen ble målt to ganger i løpet av en salvesyklus (etter boring og etter utlasting).

- På stuff måtte mannskapet ha personlige gass-måleinstrument som varslet når gasskonsentrasjonen overskred faregrensen.

- Faste sensorer for gass-måling ble installert for hver 200 m, og bærbare gassdetektorer ble plassert på stuff under boring. Data fra disse sensorene ble kontinuerlig registrert og lagret i et sentralt overvåkningsrom. Et "automatisk gass varslingssystem" ble installert. Dette systemet satte i gang en sirene og sendte ut en evakueringsmelding når gasskonsentrasjonen nådde et vist nivå (hydrogensulfid 25 ppm, metangass 1 %, oksygenkonsentrasjon mindre enn 18 %). Et rødt varslingslys ble samtidig tent ved portalen og inne i tunnelen.

- Et evakueringstog (batteri-drevet, eksplosjonssikkert og med plass til 16 stk) ble stasjonert nær stuffen for uttransport av folk i en nødsituasjon.

- Personell trening og evakueringsøvelser ble utført periodisk.

- For å beskytte personell for farer ved driving i høy-temperatursoner og med vulkanske gasser, ble en datastyrt borrigg benyttet. Dette for å redusere antall personer fremme på stuff.

Under driving av pilot-tunnelen ble det bare registrert små mengder av hydrogensulfid-gass (32 ppm ved 625 m) fra sonderhullene. Det ble ikke registrert gass i arbeidsområdet, og ingen nødsituasjon oppstod.

3.1.6 Innbrudd av varmt vann

Det oppstod ingen innbrudd av varmt vann under driving av pilot-tunnelen og hovedtunnelen. Kun mindre vannlekkasjer ble registrert i høy-temperatursonen.

3.1.7 Endelig betongutstøpning i høytemperatur-sonen

Det var to problemer angående endelig betongutstøpning som måtte løses i høy-temperatur-området; bestandighet mot varmt lekkasjevann, og nedbrytning av betongstyrken på grunn av høy temperatur.

- **Bestandighet mot varmt lekkasjevann.** Det varme vannet som ble registrert i den østlige delen av tunnelen hadde pH 6.6 og lite saltinnhold. Imidlertid ble det antatt at saltet i vannet kunne reagere med hydratasjonsproduktet kalsium hydroksyd i betongen, og dermed forårsake avskalling og oppløsning av betongen.

  Abou Tunnel Construction Methods Investigation Commitee of the Ministry of Construction undersøkte derfor varigheten til betongterninger med tre forskjellige betongtyper: ordinær portlandsement, moderat varme sement med fly ash tilsetning, samt en spesiell smelteovnssement. Betongstykkene ble plassert i varmt lekkasjevann i fem år. Resultatene fra disse forsøkene viste at prøvestykkene laget av portland-sement og moderat varme sement med fly ash ble forvitret slik at de grove aggregatene ble synlig, mens betongstykker laget med smelteovnssement var nærmest upåvirket. Overflaten på disse prøvestykkene var bare så vidt blakket.

  Fra disse testene ble det bestemt å benytte smelteovns-sement til endelig betongutstøpning i høgtemperaturområdene.

- **høy fjelltemperaturs effekt på betongstyrken.** For å undersøke effekten høy fjelltemperatur ville ha på betongstyrken, undersøkte Abou Tunnel Construction Methods Investigation Commitee of the Ministry of Construction betongprøver laget med fire forskjellige sement-typer; ordinær portlandsement, moderat varme sement, og to typer smelteovnssement. Disse betongprøvene ble utsatt for herdetemperaturer på 80°C.

  Resultatene som ble funnet fra disse testene var at herding under høye temperaturer fører til hydratasjon bare i en tidlig fase og at den stopper relativt fort opp. Man kunne derfor ikke forvente som ved normale herdebetingelser at betongstyrken øker med økende alder av betongen. Det ble imidlertid funnet at når en av smelteovnssementene ble benyttet, ville pozzolan reaksjonen til tilsetningsstoffene og latent hydraulisk ledeevne til sementen bli aktivert ved herding under høy temperatur. Dette motvirket reduksjonen av sementstyrken til en viss grad. En smelteovnssement ble derfor valgt.

3.1.8 Bruk av eksplosiver i fjell med høy temperatur

Eksplosiver benyttet under de rådende forhold med høye fjelltemperaturer måtte tilfredsstille flere krav:

- Skal ikke bli flytende ved høye temperaturer.
- Skal ikke initieres og eksplodere som følge av dekomponering i sprengstoffet.
- Egenskapene til eksplosivene skal ikke endres.

Temperaturgrensen for sikker behandling og bruk av ordinært sprengstoff var 70°C. Ved temperaturer over 65°C ble det derfor benyttet varme resistent detonatorer med blyazide som

initieringsmiddel sammen med et emulsjon-sprengstoff (Chita-Mite). Disse sprengstoffene har høy stabilitet opp til 120°C, og med utmerkede sprengeegeskaper ved den aktuelle temperatur.

3.1.9 Driving av hovedtunnelen i høy-temperatursonen

Metoden for å drive hovedtunnelen gjennom høytemperatur-sonen ble utarbeidet etter at erfaringene fra pilot-tunnelen var evaluert.

3.1.9.1 Ventilasjon

Flytskjema for undersøkelser som ble utført for å velge ventilasjonsutstyr ved driving av hovedtunnelen er vist i figur 3.1.6.1.1.

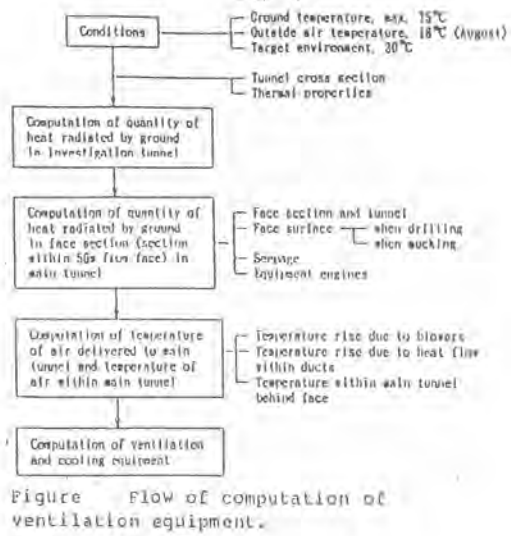


Figure Flow of computation of ventilation equipment.

Figur 3.1.6.1.1 Flytskjema for valg av ventilasjon

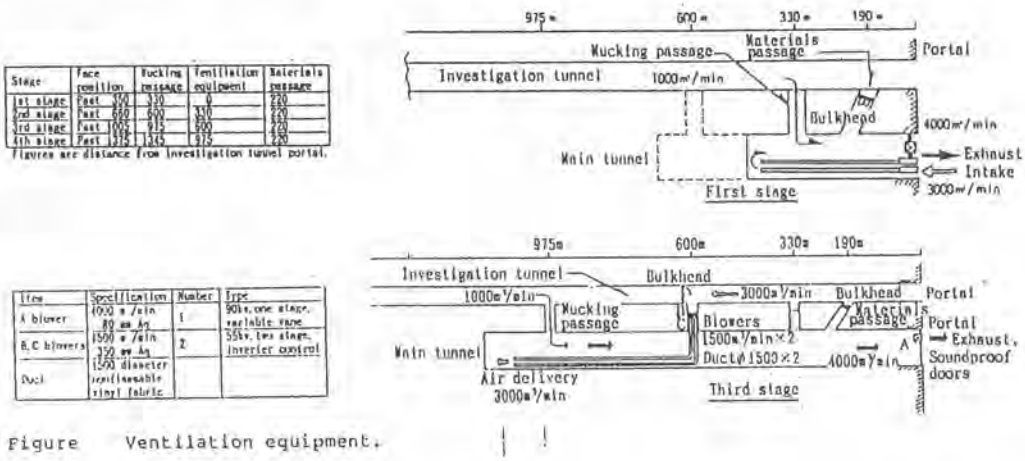
Basert på måledata samlet inn under driving av pilot-tunnelen, ble det beregnet at maksimal varmeutstråling fra de utsprengte massene under utlasting ville være 571 Mcl/time. For å holde luft-temperaturen inne i tunnelen under 30°C i denne perioden, måtte det leveres 3 000 m^3 luft/min på stuff. Total mengde luft som måtte føres inn i tunnelen totalt ville være 4 000 m^3 luft/min. I tillegg ville det være nødvendig med utstyr for å avkjøle luften som skulle transporteres inn og sørge for lokal luftavkjøling på stuff.

Kostnadene med å investere i et slikt anlegg ville bli store. I tillegg ville det være vanskelig å sikre tilstrekkelig med kjølvann i vinterhalvåret. Det ble derfor valgt å benytte vanlig luftesystem i høy-temperatur-sonen, supplert med følgende virkemidler:

- Utstyret og maskiner på stuff ble utstyrt med lukkede og luftavkjølte kabiner i høg-temperatur sonen.

- områder hvor fjelltemperaturen var høyest ble drevet i vinterhalvåret.

På grunn av det store ventilasjonsbehovet (3 000 m³ luft /min) i høy-temperaturområdet, ble pilot-tunnelen benyttet til å føre luft inn på stuff. I tverrforbindelsene mellom pilot-tunnel og hovedtunnel (tverrforbindelser for hver 375 m) ble det installert ventilasjonsvifter. Ventilasjonsutstyret i tverrforbindelsen ble flyttet suksessivt etter som forbindelsene var ferdig. Følgelig var den maksimale avstanden mellom ventilasjonsviftene og stuffen hele tiden mindre enn 750 m. Dette gjorde det mulig å levere de store luftmengdene som var nødvendig. Dette er vist i figur 3.1.9.1.1.



Figur 3.1.9.1.1 Ventilasjonsopplegg

For å få effektiv ventilasjon ble det installert et kontroll system som styrte ventilasjonsmengden etter mengden av støv i luften og temperaturen på stuff. Variasjonen i luftstrømmen blir kontrollert ved en vribar propell på avsuget (A), se figur 3.1.9.1.1., og en inverter kontroll på inntak-utblåsingsviftene (B,C). Dette ble gjort i et forsøk på å redusere energiforbruket.

Ved driving av hovedtunnelen ble det registrert en temperatur på 72°C i området ved 650 m, men ved bruk av dette ventilasjonssystemet ble luft-temperaturen i dette området holdt på ca. 28°C. Fordi tunnelen har et stort tverrsnitt, hadde ventilasjonsluften en hastighet på 2 m/s ved stuff. Dette gav en redusert støvkonsentrasjon under arbeidsoperasjonene.

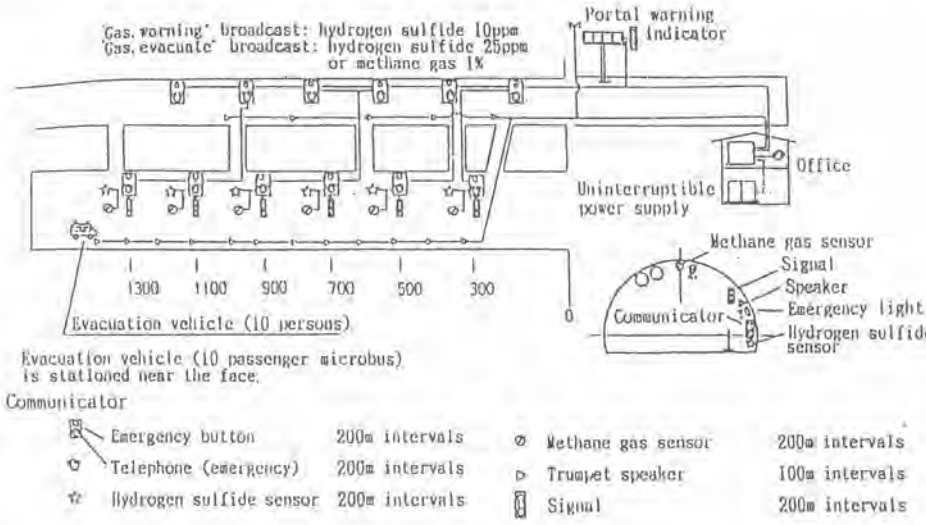
Den store varmemengden som ble frigjort under utlasting førte også til at lasteutstyret ble overopphetet.

Et uforutsett problem var den store støvmengden som ble dannet på grunn av den uttørrende effekten varmen hadde. Dette ble løst ved at man sprøytet vann på vegbanen før man startet utlastingen.

Omtrent midt i tunnelen ved høybrekket blir det sprengt en loddrett ventilasjonssjakt med lengde 450 m. Denne skal sørge for utlufting av tunnelen når den blir satt i drift.

3.1.9.2 Tiltak mot vulkanske gasser

Tiltakene mot gasser i hovedtunnelen var de samme som i pilot-tunnelen. Høgtalere og sensorer ble plassert for hver 200 m ved å føre kabler inn fra opplegget i pilot-tunnelen. Det automatiske gass varslingssystemet er vist i figur 3.1.9.2.1.



Figur 3.1.9.2.1 Gassvarslingssystem

3.1.9.3 Temperatursprekker i betongutstøpningen.

Det er mange eksempler på oppsprekking i sekundære betongutforinger i tunneler på grunn av temperatur spenninger fra hydratasjonsvarme og sterke påvirkninger fra det underliggende fjellet eller sprøytebetongen.

I høy-temperaturområdet (70°C) i Abou-tunnelen ville det bli vanskeligere for hydratasjonsvarmen i sementen å komme ut enn ellers. Temperaturforskjellen mellom en fersk betongutstøpning og fjell ville bli større fordi betongen som er i kontakt med luften inne i

tunnelen ville bli raskt avkjølt av ventilasjonen til ca. 30°C. Det ble derfor antatt at stor temperaturforskjell ville oppstå inne i betongen, noe som ville føre til oppsprekking i relativt ung betong og utvidelse av disse på grunn av uttørringen som ville følge.

I betongutstøpningen i høytemperaturområdet i pilot-tunnelen oppstod oppsprekking både parallelt med og normalt på tunnelaksen. Det ble derfor utført (av Abou tunnel Construction Methods Investigation Commitee of the Ministry of Construction) en temperaturanlayse med FEM-modeller. En to-dimensjonal temperatur-spennings FEM-modell ble brukt for å analysere på sprekker som utviklet seg parallelt med tunnelaksen. En tre-dimensjonal temperatur-spenningsanalyse ved "kompensasjonsplan metoden" ble benyttet for å analysere på sprekker som utvikler seg normalt på tunnel-aksen.

Fra disse analysene ble det funnet at:

- Muligheten for at sprekker vil utvikle seg parallelt med tunnelaksen var liten
- Muligheten for at sprekker vil utvikle seg normalt på tunnelaksen var stor, 88 %.
- Dersom et 5 cm tykt lag av stiv polyuretan skum blir plassert som et isolerende materiale mellom betongutstøpningen og sprøytebetongen, se figur 3.1.9.3.1, ville temperaturdifferensen mellom fjellsiden og betongsiden bli redusert til mellom 5 - 10°C. Muligheten for at oppsprekking vil oppstå normalt på tunnelaksen ble dermed redusert til 5 %.

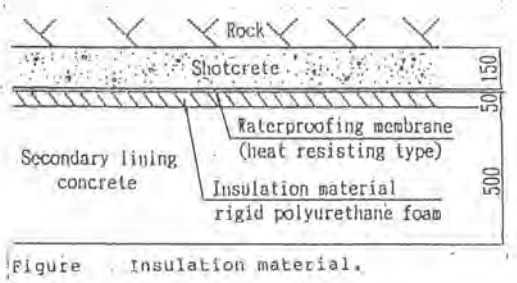


Figure Insulation material.

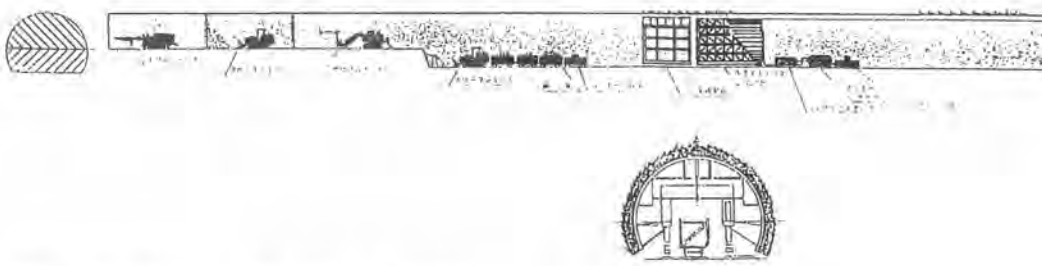
Figur 3.1.9.3.1 Isolering

Ettersom det var forventet stor mulighet for oppsprekking i betongutstøpningen i høy-temperatur-området, ble følgende tiltak bestemt:

- 5 cm med polyuretan skum ble sprøytet på som isoleringsmateriale utenpå vannsikrings-membranen bak betongutstøpningen. Utsprengningstverrsnittet ble økt tilsvarende.
- Ettersom støpeskjøtene er effektive for å kontrollere oppsprekking normalt på tunnelaksen, ble avstanden mellom skjøtene redusert fra 10.5 m til 6 m.
- Smelteovns sement ble brukt for å dempe temperatur stigningen i betongen.

3.1.10 Utsprengningsmetode

Hovedtunnelen blir sprengt ut med en øvre benk og en kort benk etter NATM-metoden. På stuff blir det benyttet to tre-boms rigger. Massene fra hoved-tunnelen lastes i vagger i pilot-tunnelen og transporteres med batteri-drevet lok til det vestlige påhugget ved Hirayu. Dette er vist i figur 3.1.10.1.



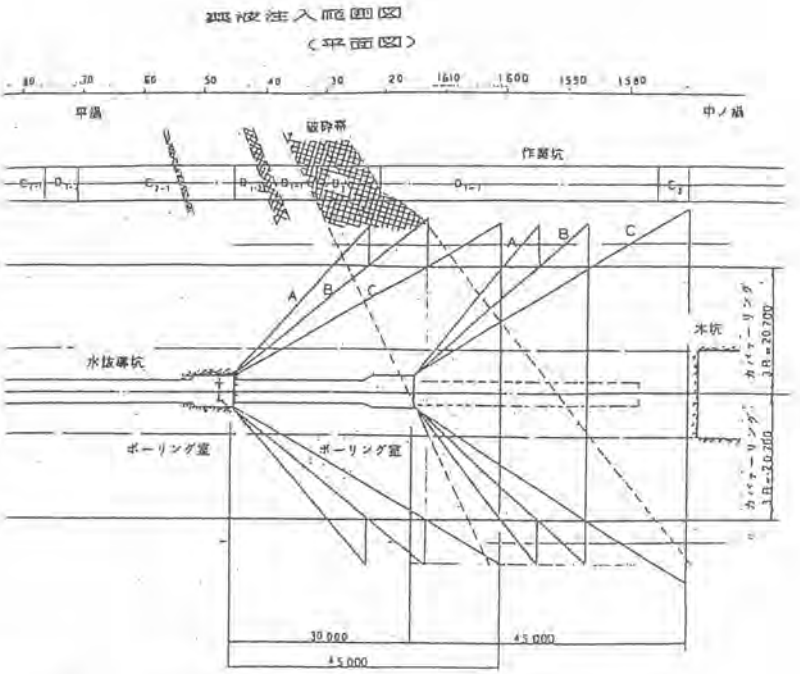
Figur 3.1.10.1 Driving av hovedtunnel

I høy-temperatur-området var det ønskelig å laste sprengsteinen i vaggene umiddelbart for å unngå forurensing og varme emisjon til omgivelsene. Følgende metode ble benyttet for å oppnå dette:

- Massene er lastet direkte fra stuff av dumpere med stor kapasitet (3 stk med 6 m^3 lastekapasitet (EIMCO 928)) i laste-vaggene gjennom det nærmeste tverrslag.
- Lasteoperasjonen skjedde kontinuerlig ved at all masse blir lastet opp i 50 stk 6 m^3 vagger før uttransport.
- Mens andre operasjoner ble utført ved stuff, ble sprengmassene transportert ut i pilot-tunnelen.

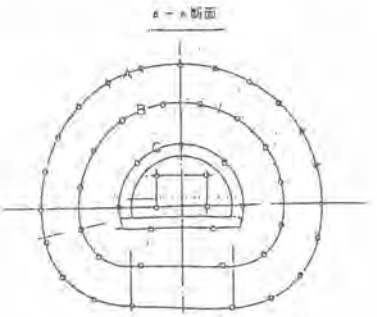
3.1.11 Driving gjennom svakhetssone, sikring

Som tidligere nevnt var det registrert en markert svakhetssone mellom 1610 og 1635 m. For å komme gjennom denne sonen, har Kajima gått inn med pilot-tunnel fra eksisterende pilot-/ventilasjonstunnel og drevet mot sonen og mot stuff for hoved-tunnelen. Dette er vist på figur 3.1.11.1.



Figur 3.1.11.1 Passering av svakhetssone

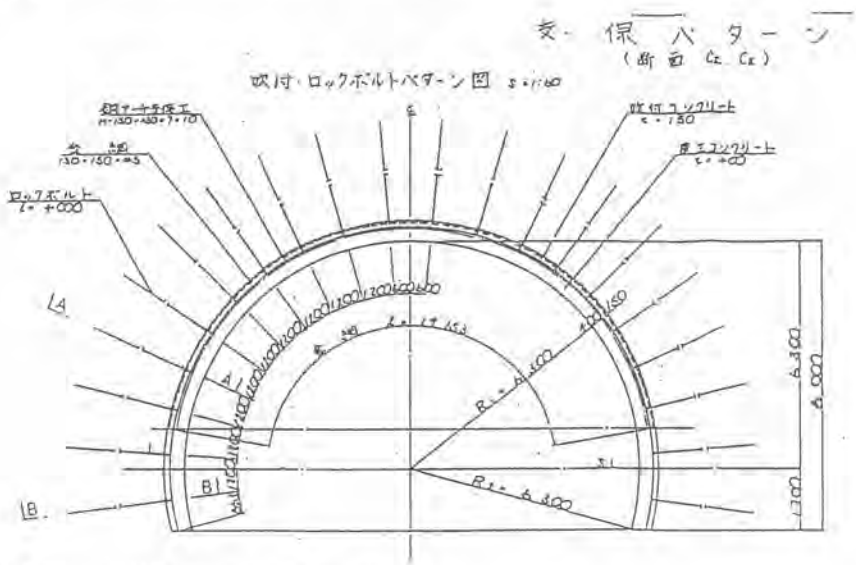
Fra denne pilot-tunnelen er det injisert i to omganger med tre skjermer i hver omgang. Det er boret injeksjonshull med lengde 33 - 50 m og avvik fra tunnelaksen på 30 - 60°. Avstanden mellom omgangene var 30 m. Dette er vist på figur 3.1.11.1. Hensikten med injeksjonen var å stabilisere det dårlige fjellet, samt hindre store vanninnbrudd. Det ble benyttet et to-komponent polyuretan skum til injeksjonen. Herdingen var tilpasset slik at man skulle være sikret en skjerm med diameter 3x tunnelradien rundt hele tverrsnittet av hovedtunnelen. Injeksjonstrykket som ble benyttet var 40 bar, se figur 3.1.11.2



Figur 3.1.11.2 Injeksjonsskjerm

Fjellkvaliteten er generelt dårlig i hele tunnelen (klasse C - D). Hovedtunnelen blir derfor sikret med stålbuer på stuff med c/c 1 - 1.2 m, 15 cm fiberarmert tørr sprøytebetong og systematisk bolting med 4 m lange bolter i mønster 1.0-1.5x1.2 m. Det blir sprengt salver med lengde 1 - 1.5 m.

Som endelig sikring blir det foretatt full utstøpning til sålenivå i området utenfor høytemperatur-området. I høytemperatur området blir hele profilet støpt. Betongutstøpningen har tykkelse 40 cm. I høytemperatur-området er det benyttet betongtykkelse på 50 cm., se figur 3.1.11.3



Figur 3.1.11.3 Sikring av hovedtunnel

3.1.12 Bemanning, utstyr, kostnader

På anlegget jobber det nå totalt 60 mennesker fra Kajima og underentreprenører. Hvert stufflag består av 6 mann som jobber på tre skift. 7 mann jobber med utlasting og transport. På bakstuff foregår utstøpning og vegbygging. I pilotunnelen hvor stabilisering av svakhetssonen pågikk, jobbet 10 - 12 personer fordelt på to skift kontinuerlig hele døgnet.

På stuff blir det benyttet to tre-bomsrigger med ladekorg av japansk fabrikat. Til utlasting benyttes to last- og bær-maskiner som laster opp tog-vagger med kapasitet 6 m^3. Totalt blir det benyttet 50 vagger som lastes før uttransport. Salvesyklustiden er ca. 8 t (boring/lading, uttransport, sikring (sprøytebetong, stålbuer, bolter)).

Til full utstøpning blir det benyttet skinnegående støpeskjold med lengde 6 m i det varme området. Ellers har stopeseksjonene lengde 10 m.

Ferdig tunnel med bruer og veier i dagen er beregnet til 60 milliarder Yen (4.4 milliarder NKr). Løpemeterpris for sprengning og nødvendige sikringsarbeider i tunnelen ble antydet til 3 millioner Yen per meter i Kajima sin halvdel (220 000 kr/m).

3.2 KANPUZAN-TUNNELEN

3.2.1 Innledning

Kanpuzan betyr "fjellet med den kalde vinden". Den 5.4 km lange to-felts-tunnelen knytter byen Kohci i sør nærmere til byen Saijo i nord, og inngår i en 6.4 km lang veiutbedringsparsell.

Denne tunnelen ligger på den tredje største øya i Japan, Shikoku, og går fra nord til sør langs National Road Route 194. Dagens vei i Kanpuzan området på grensen mellom Kochi (sør) og Ehime (nord) Prefectures er utsatt for jordskred og steinsprang. Dette skyldes bratte fjellsider, kombinert med forvitrede bergarter og løsmasser. Plasseringen av anlegget er vist i figur 3.2.1.1. Fra nord blir tunnelen drevet som et joint-venture mellom Kajima og Taisei. Dette JV skal drive 3439 m av tunnelen. Et annet JV driver fra sør (1998 m). Byggingen av tunnelen startet i 1988, og er delt opp i byggetrinn på 2 år. Tredje byggetrinn pågår nå, og det er planlagt to til. Tunnelen er planlagt ferdig i 1998.

Ved å bygge en lang tunnel langs "Kanpuzan-veien", vil reisetiden bli sterkt redusert, sesongbetonte farer som steinsprang og snøskred vil bli sterkt redusert eller fjernet. På denne måten får man en lettere tilkomst fra Stillehavskysten til Seto Inlands Sea.

Den totale distansen av dagens vei i Kanpuzan-området er ca. 21 km med en reisetid på ca. 50 min. Etter at tunnelen er ferdig, blir reisetiden redusert til 10 minutter. Når alle arbeidene langs rute 194 er ferdige vil det ta ca. 2 timer å reise mellom byene Kochi og Saijo, en reise som i dag tar 3 timer. Dette vil redusere transportkostnadene vesentlig. Dagens tunnel gjennom området ligger ca. 1100 m.o.h. noe som gjør den svært utsatt for snøskred. Den nye tunnelen vil ligge ca. 400 - 600 m.o.h, noe som gjør den mindre utsatt.

Figur 3.2.1.1 Lokalisering av Kanpuzan tunnelen

Denne ruten er tenkt koblet inn på National Highway Route 11, med lett forbindelse til Honshu-Shikoku-broen. Dette er ventet å føre til stor industriutvikling og velstandsøkning rundt byen Kochi, ettersom markedet for kjøp og salg blir lettere tilgjengelig.

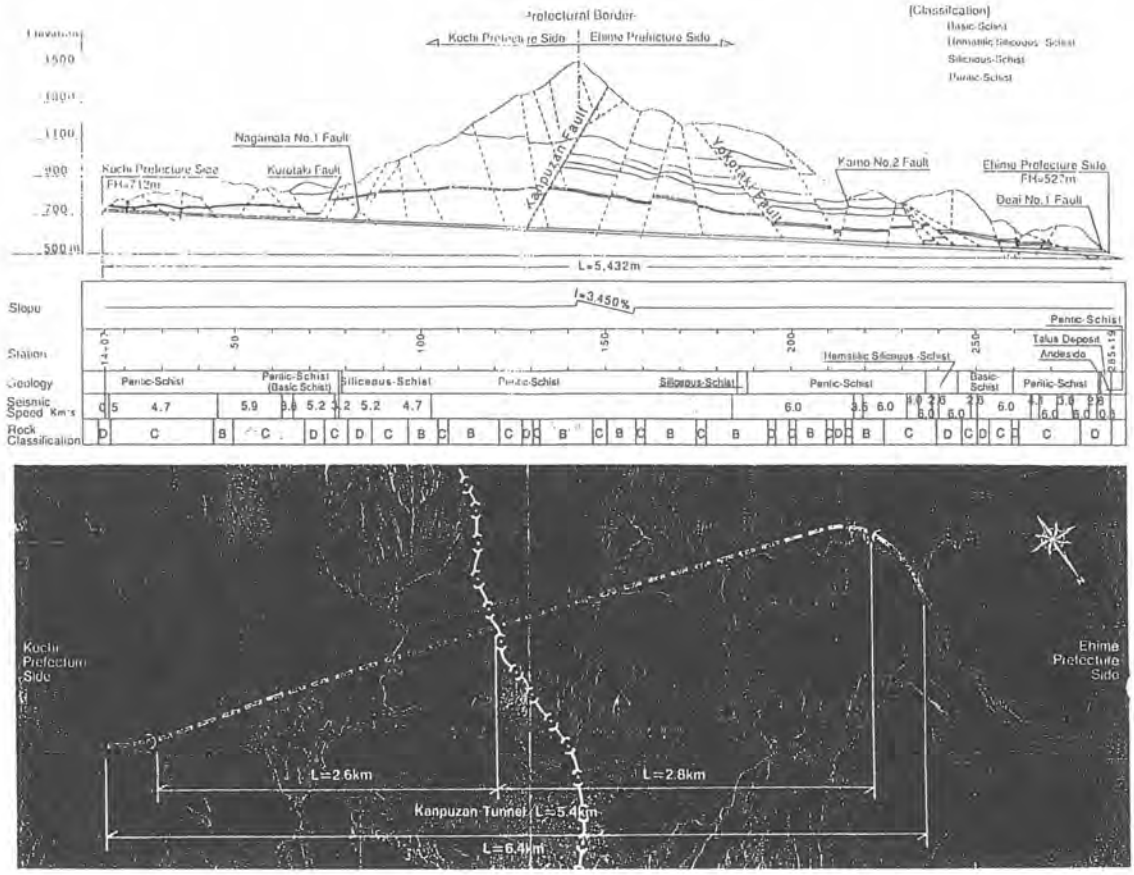
Eieren av dette prosjektet er Ministry of Construction, Shikoku Regional Construction Bureau, Tosa National Highway Construction Office.

JV Kajima og Taisei hadde drevet ferdig pilottunnelen i deres område (3439 m). Fra sør gjenstod det under besøket å drive ferdig pilot-tunnelen. Hovedtunnelen er planlagt ferdig i 1997, og trafikk vil kunne gå gjennom tunnelen i 1998.

3.2.2 Geologi

Kanpuzan tunnelen går gjennom Ishizuchi fjellene som danner hoveddelen av fjellene på Shikoku. Fjellene har høyde opp til ca. 1800 m.o.h. Kochi/Ehime prefecture grensen går på en tektonisk fjellkjede, se figur 3.2.2.1. Ehime siden (nord) består av steile fjellsider. Like nord for dette området går en markert forkastningssone med orientering Ø-V, og som kalles Median Tectonic Line. Denne forkastningen kan følges til Kyushu, gjennom hele Shikoku og videre til Tokyo. Bevegelsen langs denne sonen har vært mot nord.

På sydsiden (Kochi) er fjellene også bratte med høyder fra 500 -1000 m. Bergartene i området er relativt unge (tidlig kritt til miocene) og dype elveeroderte daler er dannet i de lett forvitrede fjellmassene. Tunnelen blir drevet gjennom hovedsaklig perittisk skifer (90 %) med innslag av basisk skifer, hematittisk silika skifer og silika skifer. Den perittiske skiferen er flisig og tett oppsprukket. Etter japansk klassifiseringssystem faller bergartene i klasse B - D, dvs. bra til meget dårlig fjell. De dårligste fjellkvalitetene er knyttet til områder med forkastninger.



Figur 3.2.2.1 Geologisk oversikt

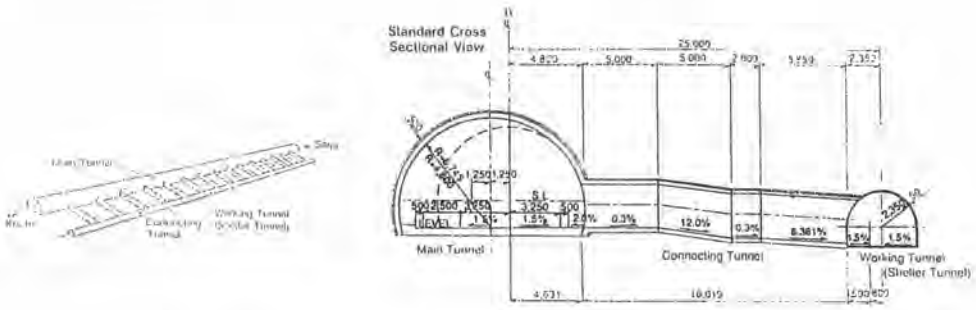
3.2.3 Spenninger

På grunn tektonikken i området har man fått høye vertikale spenninger. I de nordlige fjellområder er det registrert horisontale spenninger i størrelsesorden 1.17 - 1.2 ganger vertikalspenningen. Overdekningen i tunnelen kommer i enkelte områder opp i 900 m. Dette kombinert med relativt unge bergarter har skapt store deformasjonsproblemer. Orienteringen til den største hovedspenningen er N-S, sammenfallende med bevegelsesretningen langs forkastningssonen.

De horisontale spenningene har opphav i kollisjonen mellom tre plater; den Filippinske platen, Stillehavsplaten og den Eurasiske platen.

3.2.4 Forundersøkelser

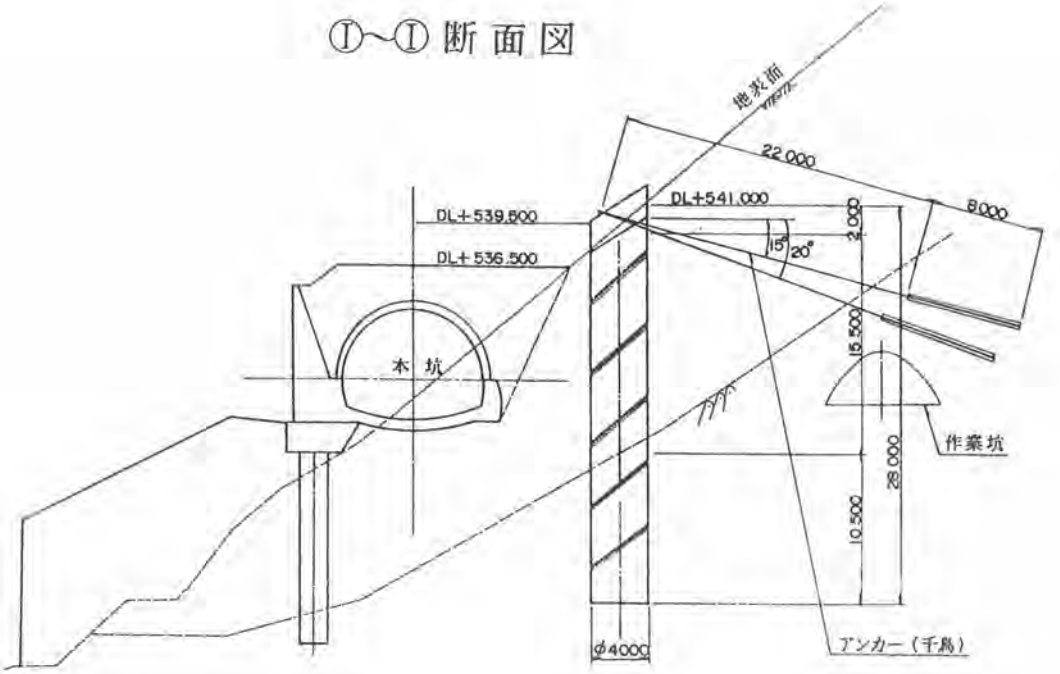
På grunn av forventede store problemer med høye spenninger, ble det drevet en pilot-tunnel med tverrsnitt ca. 20 m^2 gjennom området før hoved-tunnelen. Dette ble gjort for å kartlegge fjellforholdene og eventuelle vannlekkasjer, samt å planlegge tiltak for å kunne stabilisere fjellet. Pilot-tunnelen kommer i tillegg til de vanlige ingeniørgeologiske undersøkelsene som spenningsmålinger, geologisk kartlegging, hydrogeologiske forhold og kjerneboringer i påhuggsområdet. Pilot-tunnelen fungerer nå som ventilasjonstunnel. For hver 350 m er det en tverrforbindelse mellom hovedtunnel og pilot-tunnelen. Avstanden mellom de to tunnelene er 25 m, se figur 3.2.4.1. Tunnelen er etter åpning tenkt benyttet som rømningstunnel. På et senere tidspunkt er pilot-tunnelen tenkt utvidet til en to-feltstunnel.



Figur 3.2.4.1 Hovedtunnel og pilot-tunnel

3.2.5 Driving og sikring

Før JV kunne starte driving i fast fjell, måtte de passere et 55 m langt område med rasmasser. Før drivingen av hovedtunnelen ble det laget en 31.5 m lang støttekonstruksjon mellom pilot-tunnelen og hovedtunnelen. Dette er vist i figur 3.2.5.1. Støttekonstruksjonen består av fire borede pilarer med diameter 4 m fylt med armeringsjern og betong. Pilarene er boret ca. 10.5 m ned i antatt fast fjell. Pilarene har lengde fra 17 til 27 m. I toppen av pilarene er det støpt en betongdrager som skal gjøre konstruksjonen stiv. I tillegg er det boret inn forspente skråstag fra toppen av pilarene og inn i godt fjell i bakkant. Stagene har forankringslengde 8 m og er satt med 15 - 20° i forhold til horisontalen. Stagene har total lengde 30 m.

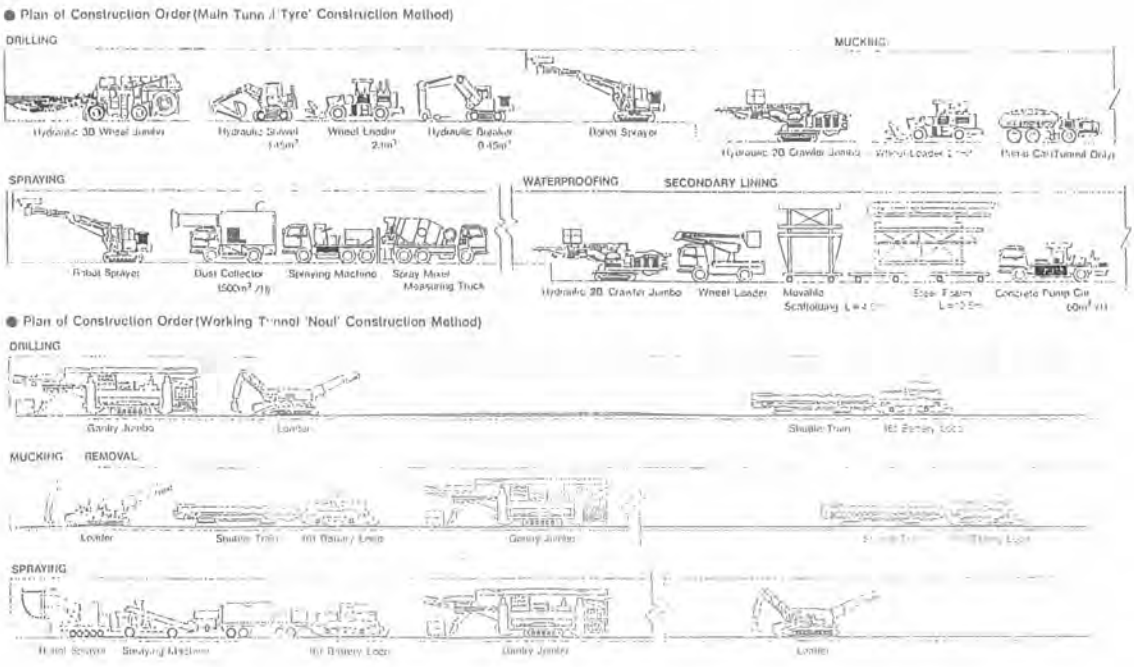


Figur 3.2.5.1 Stabilisering i påhugg

Gjennom området med løsmaser ble tunnelen tatt ut i flere trinn. Løsmassene ble injisert med kjemiske injeksjonsmiddel på forhånd. Så ble det laget en pilot-tunnel gjennom problem-området. Tverrsnittet ble videre utrømmet samtidig som tung sikring i form av stålbuer, sprøytebetong, forbolting og betongutstøpning ble iverksatt.

Etter at man kom inn i fast fjell, har problemene hovedsaklig hvert å redusere deformasjonen av profilet. Som begrensning på tillatt deformasjon er satt 10 cm. Hittil er det i enkelte områder målt deformasjon på 13 cm i vegg og heng. Kompensering for denne deformasjonen blir gjort ved å drive ett større tverrsnitt.

Tunnelen har et drevet tverrsnitt på ca. 80 m^2. Ferdig sikret vil tunnelen ha tverrsnitt ca. 65 m^2. I nødnisjer blir tverrsnittet noe større. Drivingen foregår etter NATM metoden, Full Face Cutting Method. I de verste fjellpartiene er både side-drifts-metoden og forbolting benyttet. I enkelte partier med dårlig fjellkvalitet blir tunnelprofilet også delt opp i en toppstoll (ca. 50 m^2) og en benk (ca. 20 m^2). Avstanden mellom front toppstoll og front benk er maksimalt 80 m og minimum 30 m med hensyn på driften. Begge tverrsnittene blir drevet ut med borriggen. Boring og ladning foregår separat. Dette er vist i figur 3.2.5.2.



Figur 3.2.5.2 Driving av tunnel

Avhengig av bergartskvalitet og deformasjonsmålinger, blir følgende sikringsopplegg benyttet;

Tabell 3.2.5.1 Sikring i Kanpuzan-tunnelen

Klasse	Bolter	Sprøyte-betong	Betong	Fremdrift
A				
B	3-4 m lange bolter, 5-7 stk/m, mønster 2x2m	5-10 cm	30-40 cm	2 m pr salvelengde
C	3-4 m lange bolter satt i mønster 1.2x1.2m til 1.5x1.5m	10-15 cm	30-40 cm	1.5 m pr salvelengde
D	4-6 m lange bolter, 17-23 stk/m i mønster 1x1m	15-20 cm	30-40 cm	1 m pr. salvelengde

I klasse C og D kommer i tillegg stålbuer av type H-125-H150, satt i avstand 1.2 m (klassse C) til 1.0 m (klasse D).

I områder hvor dette ikke er tilstrekkelig, blir sikringen supplert med forspente stag eller bolter. Boltemønster på 0.75x0.75 m mellom stålbuer ble registrert. Ved besøket i anlegget ble det registrert flere områder hvor bolter var trekt gjennom sprøytebetongen, stålbuer var deformert og sprøytebetongen var avskallet.

3.2.6 Utstyr

Hovedtunnelen blir drevet med tradisjonelt tunnelutstyr. Til boring av toppstoll blir det benyttet en hydraulisk tre-boms rigg (Atlas Copco 175). En hydraulisk shovel og hjullaster med skuffekapasitet 2.1 m^3 sørger for opplasting på dumpere. Til rensking av fjellet blir det benyttet en gravemaskin med påmontert slaghammer. Sprøytebetong blir sprøytet på med en sprøyterobot. Det blir benyttet tørr fibersprøytebetong.

Benkboringen blir foretatt med en to-bomsrigg med ladekurv. Utlastingen fra dette lavere nivå foregår med en hjullaster med skuffekapasitet 2.1 m^3. Uttransporten skjer med dumpere til påhuggsområdet for mellomlagring.

Etter at sprengningsmassene er transportert ut blir siste salve sikret med sprøytebetong. Opplegget for dette er vist i figur 3.2.5.2. Under sprøyting er det plassert en bil med støvsamlerutstyr rett bak stuff. Betongen blir transportert inn med lastebiler.

Vannsikringen skjer med bevegelig støpeskjold (skinnegående) med støpelengde 10.5 m.

3.2.7 Bemanning, kostnader

På tunnelprosjektet jobber det 11 stk ingeniører, hvorav 7 stk er fra Kajima/Tasei JV. De resterende 4 er fra byggherren for å kontrollere arbeidet som blir utført. I tunnelen jobber det totalt 30 stk, fordelt på to skift som roterer. På stuff jobber 6 mann, fordelt på de to riggene for toppstoll og benk. Arbeidstiden er fra 0700 til 1800 (inkl. 1 time matpause) og fra 1900 til 0600.

Salvesyklustiden er 7 timer fordelt på 2 timer boring, 1 time ladning, 2 timer utlasting og 2 timer sikring (stålbuer, sprøytebetong bolting). Normalt klarer man 1.5 slaver per skift.

For å drive tunnelen i normalt gode forhold, ble det antydet en pris på 3 mill yen per meter tunnel (219 000 kr/m). Under spesielt dårlige forhold ble denne meterprisen ca. 4 mill yen (292 000 kr/m). Dette inkluderer sprengning, sikring samt ferdig vei. Dette er gjennomsnittspriser. Som man ser er kostnadene noe større enn det som er erfart i Norge.

3.3 KAKUTO-TUNNELEN

3.3.1 Innledning

Kakuto-tunnelen ligger på øya Kyushu og skal inngå i en utbedring og forkortning av eksisterende veg. Tunnelen som er 6.2 km lang vil inngå i et nasjonalt hoved-vei system (Trans-Japan Highway System) som skal fra nord til sør i Japan. Plasseringen av anlegget er vist på figur 1.1. Eieren av tunnelen er Japan Highway Public Corporation.

Tunnelen blir bygd av to JV selskap; fra sør-øst skal Kajima og Satokogyo drive ca. 2.9 km, mens fra nord-vest skal Taisei og Ohbayashi drive ca. 3.2 km. Under besøket på anlegget var alle sikringsarbeider ferdig i Taisei/Ohbayashi sin parsell. Det gjennstod ca. 6 måneders arbeid på Kajima/Satokogyo sin parsell. Dette har sammenheng med de dårlige fjellforholdene og store vannmengder som ble møtt i den sør-østlige parsellen.

Driving av hovedtunnelen startet i 1990, og tunnelen er planlagt ferdig i 1995. Også ved dette anlegget er det drevet en pilot-tunnel ca. 35 m øst for hovedtunnelen. Etter planene skulle denne tunnelen ligge ca. 500 m foran hovedtunnelen for å kunne kartlegge problemsoner foran stuff. Men på grunn av store problem med vann, høye spenninger og svake bergarter ble pilot-tunnelen og hovedtunnelen drevet nesten parallelt. Pilot-tunnelen er på et senere tidspunkt tenkt utvidet til en to-felts-tunnel, men skal inntil videre benyttes som rømningsvei. Tverrslag mellom hovedtunnel og pilot-tunnel er laget for hver 330 m.

3.3.2 Geologi

En geologisk oversikt over området er gitt i figur 3.3.2.1. I sør-øst (JV Kajima) er bergarten en ung, porøs andesitt av generelt god kvalitet (aquifer) med linser/lag av tuff-breksje av generelt dårlig kvalitet, selv om den seismiske hastigheten i breksjen er høy. Tuff-breksjene har lav permeabilitet og store svelleegenskaper. Den seismiske fjellhastigheten i disse bergartene varierer i området 2.1 - 4.0 km/s, og bergartene blir etter japanske klassifikasjonssystem plassert i klasse C-D, dvs. behov for tung sikring. I grensesonen mellom andsitt og tuff-breksje-linsene er det møtt store vannlekkasjer og svelleproblemer. Ved hjelp av door-stopper-metoden er det målt svelletrykk mot betongutstøpninger på 4.4 kg/cm^2. Dette kunne i følge anleggsledelsen være enda høyere. Prøver av materiale hvor man har svelling viser at materialet i enkelte tilfeller kan inneholde opp til 20 % montmorillonitt. "Svelleproblemene" har også sammenheng med at betongutstøpningen må bære vekten av de overliggende masser i tuff-breksje-områdene. Dette skyldes at vann vasker ut bindingskreftene i "bergarten".

De svake bergartene ligger som et teppe over mer kompetente og "harde" bergarter i nord-vest av tunnelen. Her er bergarten sandstein og skifer av meget god kvalitet, selv om det også i disse områdene er fjellkvaliteter klassifisert i D-klassen. Den seismiske fjellhastigheten i dette partiet ligger i området 3.2 - 4.0 km/s.

Langs hele tunnelen har det blitt påtruffet "piper"/svakhetssoner fra gammel vulkansk aktivitet. I disse pipene er det påtruffet tildels store vannmengder. Pipene er svært lokale, og har vært generelt vanskelig å kartlegge.

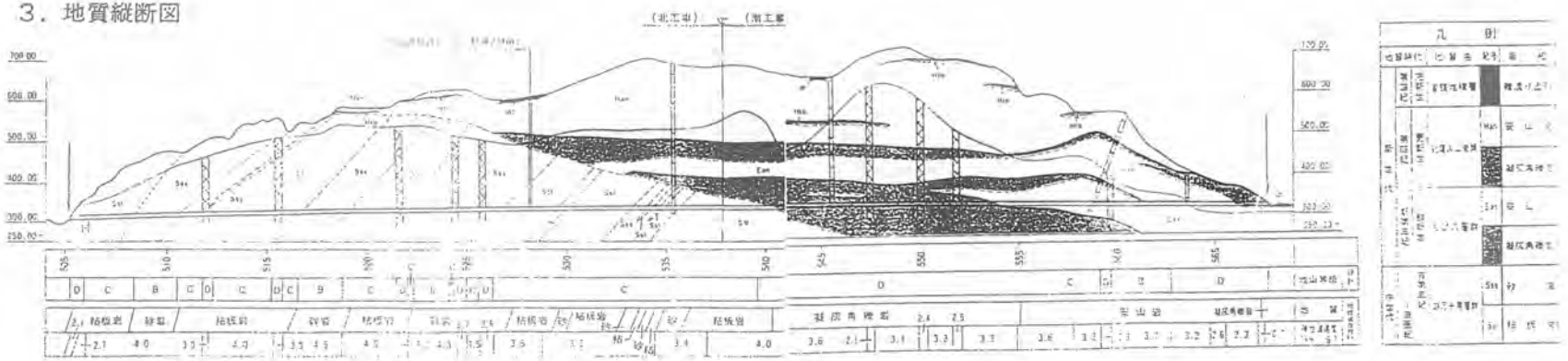
3.3.3 Forundersøkelser

De første forundersøkelsene startet i 1983 og ble avsluttet i 1989. Forundersøkelsene har bestått i hydrogeologiske analyser av vannstrømningen i fjellet, kjerneboringer, refraksjons-seismiske målinger, geologisk kartlegging både i dagen og i pilot-tunnelen. Det meste av opplysningene om forholdene er trolig oppnådd ved driving av pilot-tunnelen. Denne har gitt mulighet for å planlegge tiltak i de vanskelige forholdene som er møtt, og samtidig fungert som tilkomst-tunnel for de vanskeligste partiene.

3.3.4 Driving og sikring

Hovedtunnelen er drevet med konvensjonelt tunnelutstyr bestående av to hydrauliske spesialutviklede tunnelrigger på stuff. Til opplasting er det benyttet en slags bakgraver med integrert transportbånd som laster massene opp på dumpere. Dette spesialutstyret er utviklet for dette prosjektet og inngår i den såkalla Kajima Free Bench - metoden. Dette er slik jeg forstod, en NATM-drivemetode med spesialutstyr.

3．地質縦断図



Figur 3.3.2.1 Geologisk oversikt, Kakuto-tunnelen

Ved Kajima Free-Bench-metoden blir det benyttet borutstyr, lasteutstyr og sikringsutstyr med utvidet rekkevidde. Dette er gjort for å kunne variere arbeidsområdet fra stuff. Ved spesielt god fjellkvalitet kan hele tverrsnittet taes ut i ett med dette utstyret. Ved dårligere fjellkvalitet kan avstanden fra stuff til arbeidsredskapen variere innenfor området 3 - 5 m. Fordelen med dette er at det er mulig å ta ut hele tverrsnittet i to omganger fra samme riggplass. Alternativet ville være driving etter "short-bench"- eller "long-bench"-metoden. Prinsipp og utstyr for denne metoden er vist i figur 3.3.4.1.

Det er ikke gjort sammenligning mellom tradisjonelle drive-metoder (short-bench/long-bench) og Kajima Free-Bench med hensyn på fremdrift. For dette anlegget var det stipulert en fremdrift på 3.2 m pr. arbeidsdag med det nye utstyret. Oppnådd fremdrift var 4.4 m pr. arbeidsdag. Metoden har i tillegg gitt bedre og sikrere arbeidsmiljø i følge anleggsledelsen. Salvesyklustiden med denne metoden er som følger:

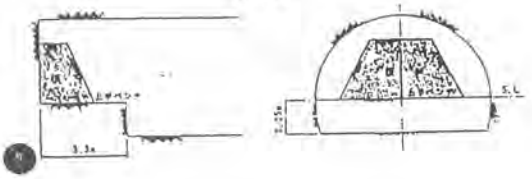
- boring: 47 minutt
- lading: 28 minutt
- utlasting: 73 minutt
- ripping: 23 minutt
- stålbuemontering: 24 minutt
- sprøytebetong: 74 minutt
- bolting: 53 minutt
- tapt tid: 5 minutt

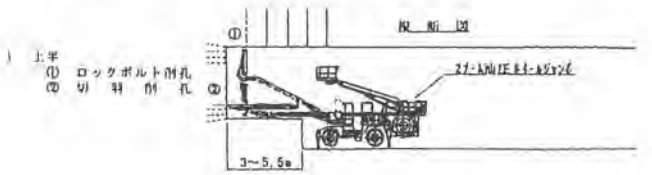
Totalt 327 minutt eller ca. 5.5 timer. Det blir drevet med 2-skifts-ordning, hvert skift på 10 timer. På stuff arbeider fra 6 - 8 personer.

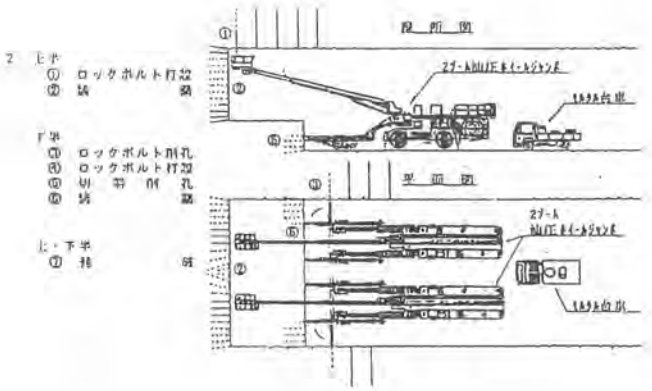
På grunn av de store vannlekkasjene (i områder ble det målt innlekkasjer på opp til 60 m^3/min over 110 m lange strekker) i grensesonen mellom tuff-breksjen og andesitten, ble bindingskreftene i tuff-breksjen vasket ut og det ble erfart store stabilitetsproblemer. Sikring og driving gjennom disse områdene er skissert i et senere kapittel.

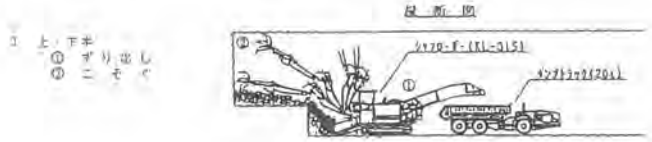
Dette har stilt store krav til sikringsmidlene som blir benyttet. Sikring som er benyttet i Kajimas parsell er vist i tabell 3.3.4.1.

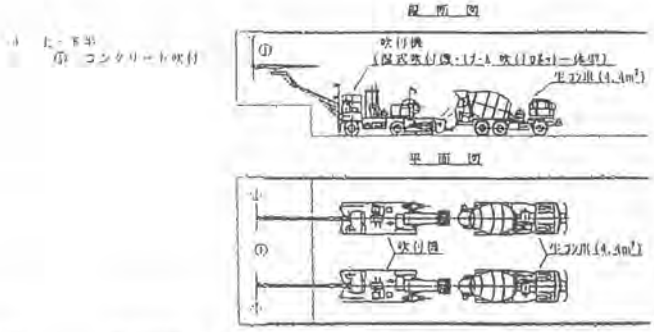
Betongutstøpningen skjer seksjonsvis med lengde 12.5 m.









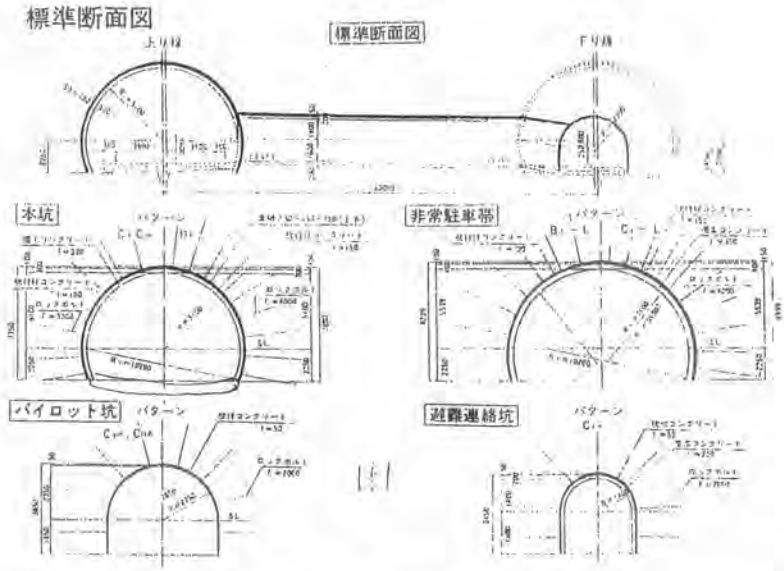


Figur 3.3.4.1 Kajima Free Bench metoden (utstyr)

Tabell 3.3.4.1 Sikring i hovedtunnel, Kakuto-tunnelen

Klasse	Bolter	Sprøyte-betong	Stålbuer	Betong-utstøpning
B	3 m lange bolter i mønster 2x1.5 m. 11 stk pr salvelengde (2 m)	5 cm fiberbetong		30 cm
C_I	3 m lange bolter i mønster 1.5x1.5m. 15 stk pr. salvelengde (1.5 m)	10 cm fiberbetong		30 cm
C_{II}	3 m lange bolter i mønster 1.2x1.5m. 15 stk pr. salvelengde (1.2 m)	10 cm fiberbetong	H-125 med c/c 1.2 m	30 cm
D_I	4 m lange bolter i mønster 1x1.2 m. 18 stk pr. salvelengde (1.0 m)	15 cm fiberbetong	H-125 med c/c 1.0 m	30 cm
D_{I-I}	4 m lange bolter i mønster 1x1.2 m. 18 stk pr. salvelengde (1.0 m)	15 cm fiberbetong	H-125 med c/c 1.0 m	30 cm (i spesielt dårlig fjell 45 cm)
D_{II}	4 m lange bolter i mønster 1x1.2 m. 18 stk pr. salvelengde (1.0 m)	20 cm fiberbetong	H-150 med c/c 1.0 m	30 cm (i spesielt dårlig fjell 50 cm)
D_{III}	3-4 m lange bolter i mønster 1x0.6-1.2m	25 cm fiberbetong	H-200 med c/c 1.0 m	35-50 cm

Typiske profil med sikring i hovedtunnelen og pilottunnelen er vist i figur 3.3.4.2.

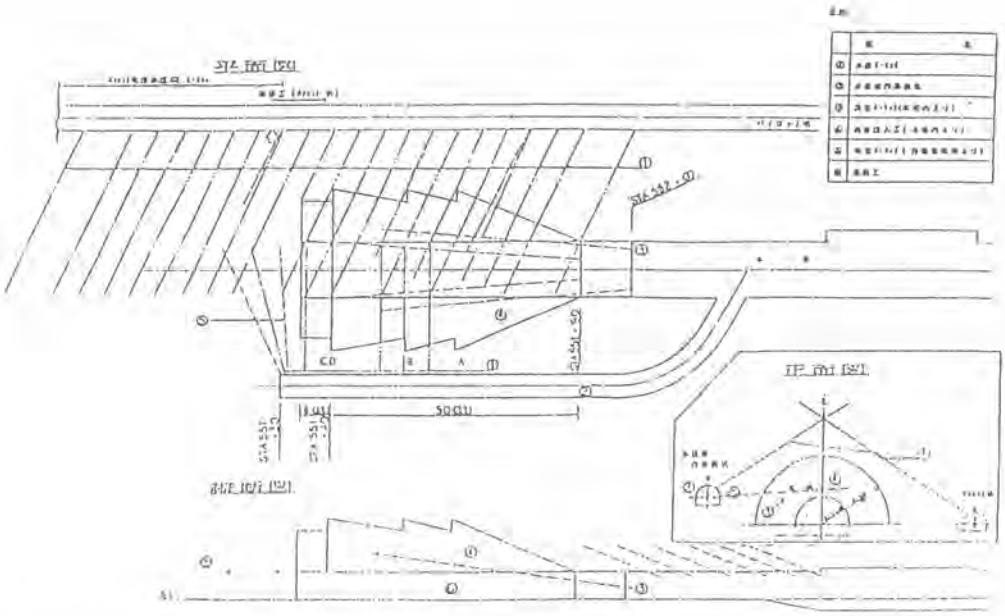


Figur 3.3.4.2 Sikringsprinsipp for pilot- og hovedtunnel. Kakuto-prosjektet.

I tilfeller dette sikringsarbeidet ikke var tilstrekkelig, ble sikringen supplert med oppspente stag, tettere bolting, nettarmert betongutstøpning eller full utstøpning av hele profilet. Disse tiltakene ble iverksatt dersom det ble registrert en reduksjon i tunnelradien større enn 3 mm/mnd eller det ble registrert en reduksjon i radien på 20 cm. Dette var tatt hensyn til under driften. Et omfattende måleopplegg var gjennomført i tunnelen.

3.3.5 Driving gjennom områder med store vannlekkasjer

I enkelte områder ble det påtruffet store vannlekkasjer. For å komme gjennom disse områdene, var spesielle sikringstiltak nødvendig. Ettersom pilot-tunnelen lå noe foran hovedtunnelen, var det mulig å drenere ut noe av vannet gjennom denne. Følgende fremgangsmåte for driving gjennom en vannførende og svellende sone ved pel 1640 ble skissert under besøket på anlegget. Fremgangsmåten er også skissert i figur 3.3.5.1



Figur 3.3.5.1 Driving gjennom vannførende soner

Når de store vannlekkasjene ble påtruffet, ble det boret drenasje-hull fra pilot-tunnelen innover hovedtunnelen. Ved det aktuelle profilnr. ble det registrert vanntrykk opptil 7 kg/cm^2 fra borhull med diameter 137 mm. Drenasjehullene ble boret med vinkel 35° og lengde 44 m innover hovedtunnelen. Når hoved-tunnelen nærmet seg det aktuelle lekkasjeområdet, ble det forboltet og tatt små salver. Likevel ble det erfart store vannmengder på stuff, og det utviklet seg til en rassituasjon på stuff. Stuffen ble støpt igjen og det ble drevet en sidetunnel på motsatt side av pilottunelen. Raset utvklet seg 15 - 20 m over tunnelheng før situasjonen kom under kontroll.

Fra sidetunnelen ble det boret drenasje- og injeksjonshull over hovedtunnelen. Det ble injisert med kjemiske middel inn i rasområdet. Fra hovedtunnelen ble det boret injeksjonshull med forskjellig lengde og utvifting fra tunnelaksen. Skjermen skulle stabilisere og tette massene 2.5 ganger tunnelradiusen ut fra senter av tunnelen. Lengden på en skjerm var 50 m. Etter forsiktig driving med pilottunnel og utrømming i ca. 40 m i det dårlige fjellpartiet, ble det boret en tilsvarende skjerm for å tette og stabilisere fjellmassene videre fremover.

Under den kjemiske injeksjonen var det foreskrevet et trykk 3x vanntrykket. Det ble imidlertid benyttet injeksjonstrykk på opptil 30 kg/cm^2.

For å tette lekkasjen ved pr.nr 1640 gikk det med 260 460 l med injeksjonsmasse (kjemisk). Hvor lang tid det tok å drive gjennom dette området og kostnadene ved dette ble ikke opplyst.

Permanetsikringen i disse områdene (klasse D) består av sikring som skissert i tabell 3.3.4.1. I tillegg ble det foretatt betongutstøpningen rundt hele profilet.

3.3.6 Kostnader

Totale drivekostnader for tunnelen, inkludert sikring og midlertidige installasjoner utenfor tunnelen ble opplyst til å være 3.9 mill Yen/m tunnel (284 000 NKr/m). Avhengig av fjellkvalitet C_I, D_I, D_{II} varierer løpemeterprisene henholdsvis fra 1.5 mill Yen/m, 2 mill Yen/m og 2.8 mill Yen/m (109 000 NKr/m, 146 000 NKr/m, 204 000 NKr/m). De store kostnadene ble trolig erfart i forbindelse med de store vannlekkasjene.

3.6 KAZUNOGAWA PUMPE-KRAFTVERK

3.6.1 Innledning

Bruken av elektrisk strøm om natten faller til halvparten av dagsforbruket, noe som gir et overskudd på elektrisk strøm. En måte å utnytte denne overkapasiteten av elektrisk energi på, er å bygge pumpe-kraftverk. På dagtid med høyt energiforbruk, benyttes vannet til å produsere energi som i et vanlig vannkraftverk. Om natten blir overskuddsenergi (fra kjernekraftverk og olje/kullfyrte kraftverk) benyttet til å pumpe vann fra nedre vannbasseng til øvre basseng gjennom kraft-stasjonen. Turbinene reverseres og benyttes som pumper.

Kazunogwa Pumpe Kraftverk (PS) ligger i fjellene nær Otsuki, Yamanashi Prefecture, ca. 100 km vest for Tokyo, se figur 3.6.1.1.

Dette kraftverket er planlagt med en maksimal installert kapasitet på 1600 MW med et effektivt vanntrykk på 714 m vannsøyle. Dette er det største pumpekraftverket som er bygd i Japan. Totalt er det nå 10 stk slike kraftverk i landet. Eieren av dette prosjektet er Tokyo Electric Power Company (TEPCO), en av verdens største kraftleverandører.

Prosjektet har tre hoveddeler;

- kraftstasjonen med dimensjon h:b:l lik 50:35:225 m (316 190 m^3 utsprengt volum)
- øvre damområde bestående av en fyllingsdam med høyde 90 m og lengde 490 m med maksimalt oppdemmet volum på 11.2 mill m^3 vann.
- nedre damområde bestående av en betongdam med høyde 105 m og lengde 290 m og oppdemmet volum på 11.5 mill m^3 vann.

Figur 3.6.1.1. Lokalisering av anlegget

I tillegg kommer tilførselstunneler og avløpstunneler med total lengde på ca. 17 500 m. Totalt skal det sprenges/bores ut 541 900 m^3. Tekniske data for anlegget er gitt i tabell 3.6.1.1. Utforming av kraftanlegget med dammer, tilførselstunneler og avløpstunneler er vist i figur 3.6.1.2.

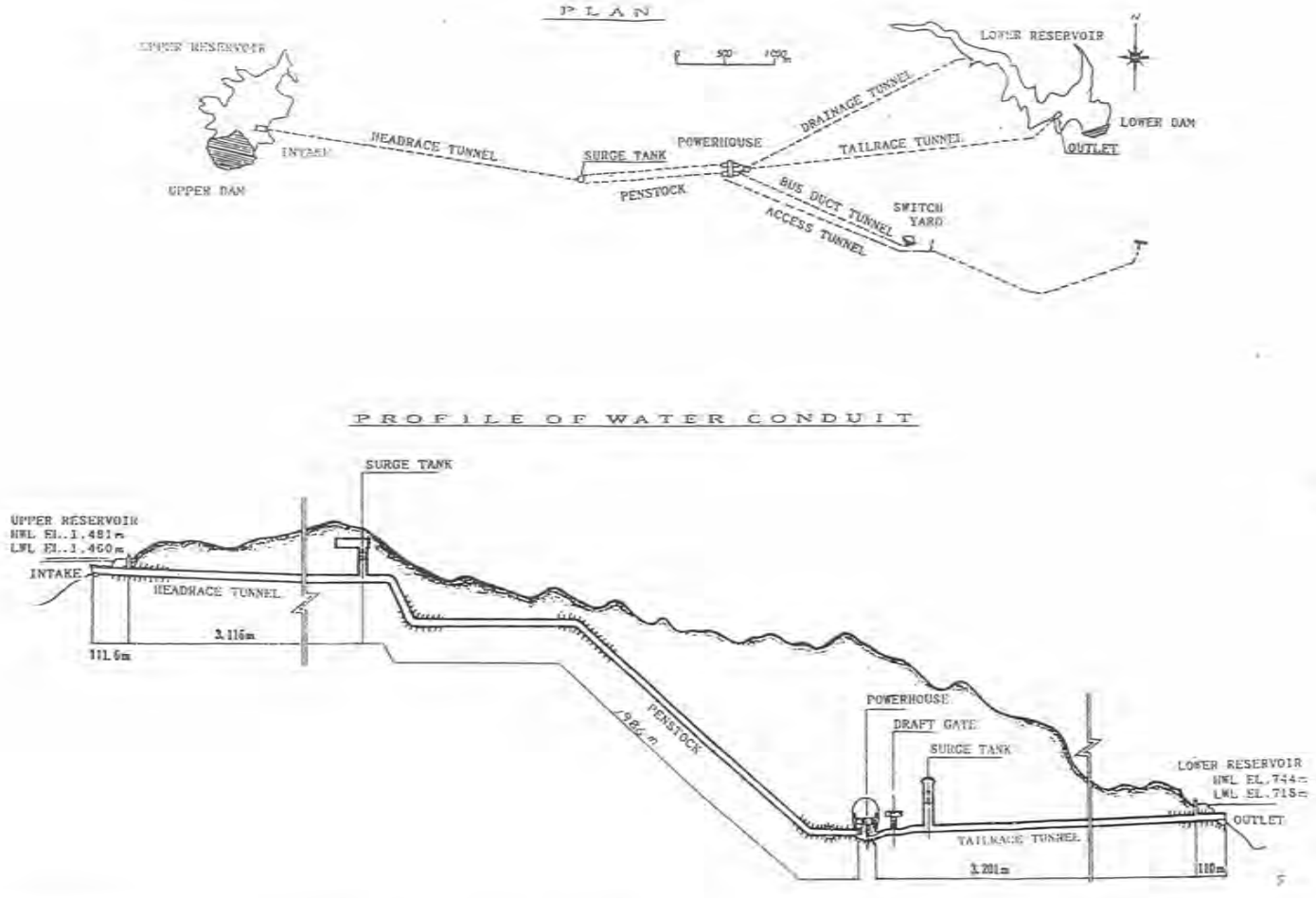
Tabell 3.6.1.1 Tekniske data for Kazunogawa PS

OUTLINE OF SCHEME			
Items	Unit	Upper Reservoir	Lower Reservoir
Source			
Name of river		Hi tributary of Fuji	Fraschinaro tributary of Sagami
Catchment area	km²	6.7	13.5
High water level	m	1,481	744
Low water level	m	1,460	718
Available drawdown	m	21	26
Gross storage capacity	10³m³	11,200	11,500
Effective storage capacity	10³m³	8,300	8,300
Reservoir area	km²	0.51	0.43
Power & Generation			
Installed capacity	MW	1,600	
Discharge for generating	m³/sec	250	
Discharge for pumping	m³/sec	200	
Effective head	m	710	
Dam		Upper Dam	Lower Dam
Type	—	Embankment type with center core	Concrete Gravity dam
Height	m	90	105.2
Crest length	m	490	248
Crest width	m	10	[illegible]
Slope gradient		Upstream 1:2.7 Downstream 1:2.0	Upstream 1:0.8 Downstream 1:0.8
Volume	10³m³	4,350	115
Headrace and Tailrace		Headrace	Tailrace
Type	—	Circular pressure tunnel	
Inside diameter	m	8.2	8.2
Length	m	3,190.51	3,223.03
Penstock			
Type	—	Embedded in rocky lining	
Inside diameter	m	6.20 – 2.30	
Length	m	1,938.40 (NO 1,2) 1,945.57 (NO 3,4)	
Turbine	—	Vertical Francis type Reversible pump-turbine 412 MW x 4 units	
Generator	—	3-Phase Synchronous type Generator-motor 475 MW x 4 units	

På hele prosjektet er det 10 forskjellige arbeidsfellesskap (JV). Tre selskap opptrer alene på mindre jobber, mens hele syv arbeidsfellesskap har 2 eller flere forskjellige kontraktører som jobber sammen. Prosjektet inkluderer de fleste av de seks store general contractor (GC) i Japan.

Kraftstasjonen samt drensajetunnel og adkomsttunnel blir drevet som et joint venture mellom Kajima, Satoh og Mitsui med ansvarsfordeling i forhold 5:3:2.

De første forundersøkelser for dette prosjektet startet i 1981. Byggingen av anlegget startet i januar 1993 og de to første turbinene er planlagt satt i produksjon i 1999. De to siste turbinene skal være ferdig installert og klar for produksjon i 2001. Det er derfor et hardt tidsskjema som må følges. Nedenfor skal kraftstasjonen med adkomsttunnel og drenasjetunnel, samt øvre dam presenteres litt nærmere. Men først litt om geologi og utførte forundersøkelser.



Figur 3.6.1.2 Utforming av Kazunogawa kraftanlegg

3.6.2 Geologi

Kraftstasjonen og adkomstunnelen blir drevet i en metamorf sandstein/skifer (enakset trykkfasthet ca. 1000 kg/cm^2, egenvekt på 2.7 g/cm^3) med mindre linser av grønnstein (enakset trykkfasthet på ca.3000 kg/cm^2). Sandsteinen er sterkt oppsprukket og flisig, og har horisontale ganger med kvarts/feltspat med mektighet mindre enn 0.4 m. Bergarten er storskalafoldet med strøkretning Ø-V og varierende fall mot N og S. Foldeaksen stuper mot Ø. Gjennom hallområdet går flere mindre forkastningssoner med mektighet 0.1 - 5 m, strøk Ø-V og fall mot N. Hallen er avgrenset av to markerte forkastnings-/ knusningssoner med strøk Ø-V og steilt fall mot N.

I selve hallområdet er det identifisert flere anti-klinaler og syn-klinaler som vil krysse tilnærmet normalt på hallaksen. Største hovedspenning er horisontal og har orientering NV-SØ og er på ca. 170 kg/cm^2. Nest største hovedspenning på ca. 125 kg/cm^2 er også horisontal og har orientering Ø-V. Dette oppsprekkingsmønsteret og spenningsbildet er gunstig for hallen.

3.6.3 Forundersøkelser

De første forundersøkelser for dette anlegget startet som nevnt i 1981. Forundersøkelsene bestod av boring av kjerneborhull fra dagen i påhuggsområdet for adkomsttunnelen. Det ble boret to hull med lengde 810 m. Fra overflaten ble det også foretatt kartlegging av geologi og hydrogeolgiske forhold. Det ble drevet en undersøkelsestunnel inn til hallområdet med lengde 3 280 m og tverrsnitt ca. 6 m^2. Fra denne tunnelen ble det boret 7 stk vertikale kjernehull med lengde 610 m ned i hallområdet. Dette arbeidet er utvidet og pågår ennå med ytterlig kjerneborhull ned i hallområdet.

Fra undersøkelsestunnelen ble det samlet inn bergartsprøver for testing i laboratoriet. På disse prøvene blir forhold som egenvekt, enakset trykkfasthet, strekkstyrke, tre-aksial tester og seismisk fjellhastighet bestemt. I undersøkelsestunnelen blir det utført spenningsmålinger, store jekketester med hydrauliske jekker som spennes opp mot fjellflater (plate-last-tester), hydraulisk splitting og bestemmelse av seismisk fjellhastighet mellom borhull (tomografi).

Mange av disse undersøkelsene pågår ennå, og gir stadig nye opplysninger til ingeniørene som planlegger hvordan hallen skal sikres og sprenges ut.

Følgende fjellparametre ble opplyst for sandsteinen/skiferen i hallområdet:

- kohesjon C_p = 132 kg/cm^2
- residual kohesjon C_r = 29 kg/cm^2
- Youngs modul E = 117 700 kg/cm^2
- Friksjonsvinkel ϕ = 57°
- Residual friksjonsvinkel ϕ_r = 48°

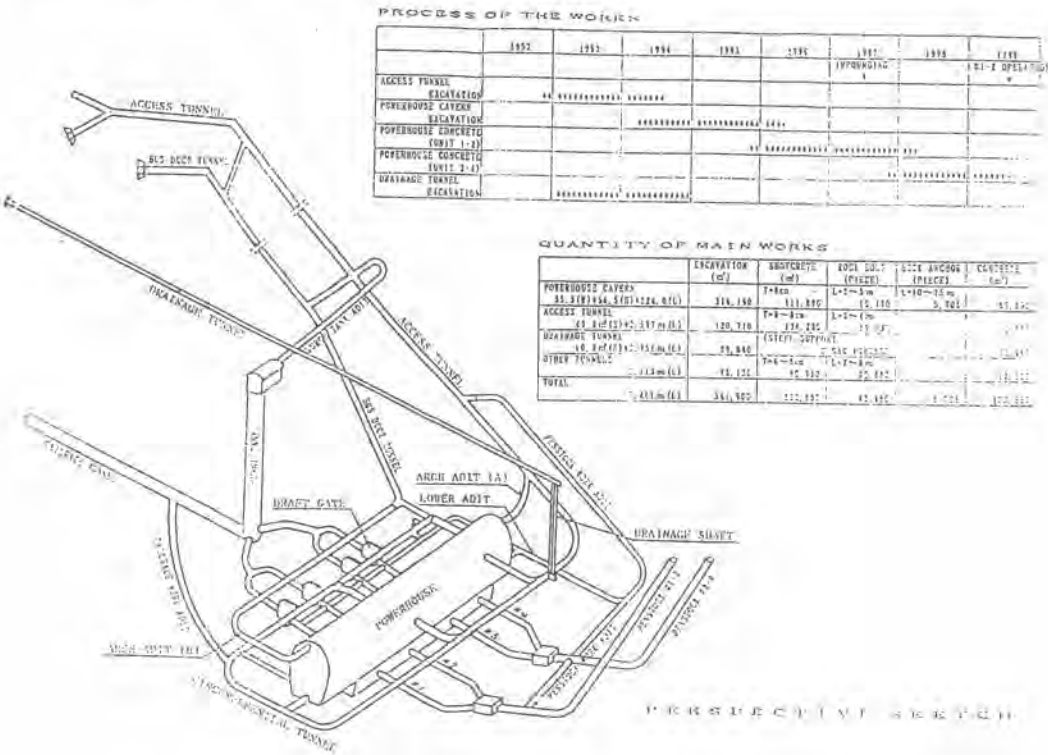
3.6.4 Kraftstajonen

Utformingen av kraftstasjonen med alle rørgater er vist i figur 3.6.4.1. I følge anleggsledelsen vil sprengningsarbeidene i hovedhallen startet i august 1994. Fremdriftsplan for anlegget er vist i figur 3.6.4.1.

Under besøket på anlegget pågikk sprengning av en 2.8 km lang adkomsttunnel til øvre og nedre deler av hallområdet med tverrsnitt 43 m^2. Denne går parallelt med tidligere adkomsttunnel til undersøkelses-tunnelen. Fra denne tunnelen og inn til den nye adkomsttunnelen er det drevet tverrslag slik at denne kan drives fra flere stuffer.

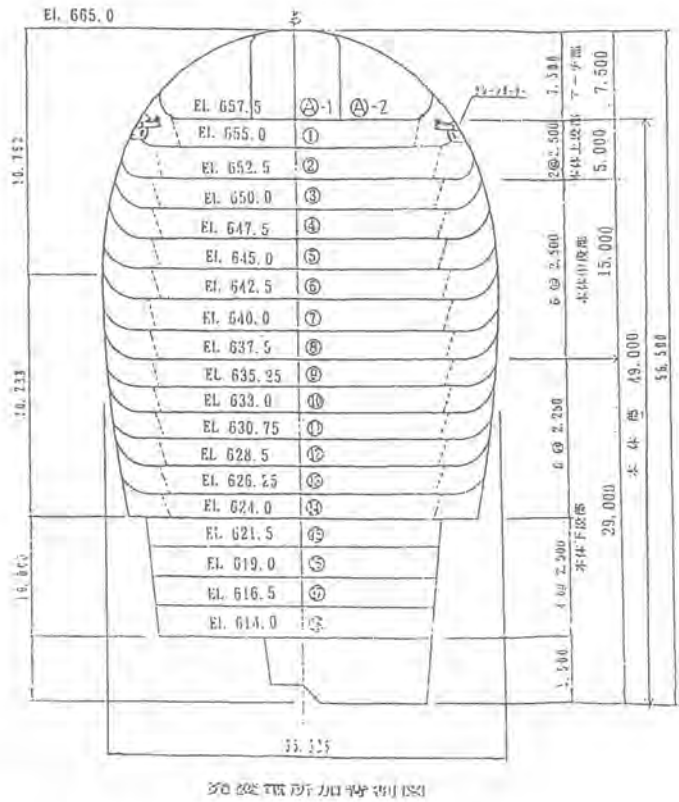
I adkomsttunnelene består sikringen av sprøytebetong med tykkelse 6 - 8 cm, systematisk bolting i mønster tilpasset fjellkvaliteten med boltelengde 3 - 4 m. I enkelte områder var det erfart deformasjoner i konturen og supplering med stålbuer er blitt nødvendig.

Total innlekkasje i denne tunnelen under besøket var 300 m^3 vann/døgn (10 % av denne vannmengden ble hevdet kom fra borrigg og sprøyterigg). Vannet ble pumpet ut gjennom rørgater og behandlet i spesielle vannrensingsanlegg før de ble sluppet ut i elven. Det ble registrert vannlekkasjer på anslagsvis 30 l/min fra enkelte borhull på stuff. Disse skulle ikke injiseres i følge anleggsledelsen.



Figur 3.6.4.1 Utforming av kraftstasjonen med fremdriftsplan og tekniske data

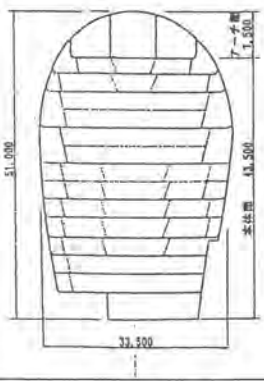
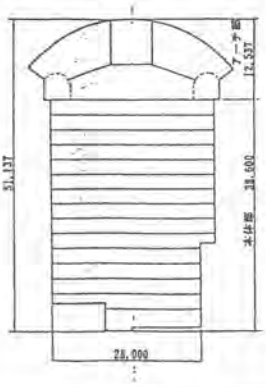
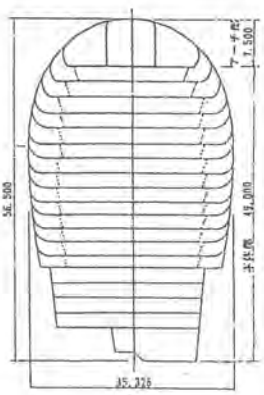
Hovedhallen skal inneholde 4 generatorer hver på 400 MW, samt hovedtransformatorer. Fjelloverdekningen i stasjonsområdet er ca. 520 m. For å få en gunstigst mulig spenningsfordeling rundt hallen og dermed en reduksjon i sikringsomfanget ble en egg-form valgt. Dette er vist i figur 3.6.4.3.



Figur 3.6.4.3 Hovedhallen

Denne utformingen kom frem etter omfattende analyser på tre tradisjonelle og forskjellige utforminger. De tre utformingene som ble vurdert er vist i figur 3.6.4.4.

地下発電所空洞の比較

		今市発電所	姫尾川発電所	葛野川発電所
空洞規模	断面形状			
	長　さ	160m	165m	224m
	掘削数量	200，000m³	192，000m³	316，000m³
岩盤特性	地　質	珪質砂岩　粘板岩　角礫岩	流紋岩　凝灰角礫岩　角礫岩	泥　岩　砂岩・泥岩互層
	土被り	400m	210m	520m
	初期地圧	σ_x = 83 (kgf/cm²)　σ_y =99 (kgf/cm²)	σ_x = 33 (kgf/cm²)　σ_y =48 (kgf/cm²)	σ_x = 98 (kgf/cm²)　σ_y =141 (kgf/cm²)
	せん断強度	C = 25　ϕ = 58	C = 20　ϕ = 43	C = 18　ϕ = 58

Figur 3.6.4.4 Vurderte utforminger av hovedhallen.

Under et møte med TEPCO ble det forelagt resultater fra analysene som var utført på de tre utformingene. Opplysningene kan enklest settes opp i en tabell:

Alle analysene var utført med FEM (Final Element Model)-modeller. Det var benyttet en K-verdi på 0.9 og spenningskomponenter 113 kg/cm² (horisontalspenning) og 125.4 kg/cm² (vertikalspenning).

Ut fra disse analysene kom det klart frem at en egg-form ville være stabilitetsmessig og sikringsmessig mest gunstig.

På bakgrunn av disse analysene ble så utsprengningsforløp og sikring planlagt.

Tabell 3.6.4.1 Analyseresultater fra tre modellstudier

Modell	Deformasjon	Spenning	Løst fjell
Tradisjonell	6.7 - 7.5 cm i veggene	167-175 kg/cm^2 i øvre deler av veggene	ca. 20 m ut fra hallen
Egg-formet	3.1 - 3.8 cm i øvre del av veggene	74 - 88 kg/cm^2 i veggene	ca. 10 m ut fra hallen
Rette vegger, buet heng	ca. 6.7 cm i veggene	141-147 kg/cm^2 i veggene	ca. 20 m ut fra hallen

Sprengning

Når adkomsttunnelen er ferdig drevet inn til toppen av kraftstasjonen, er det planer om å drive en pilottunnel med høyde 7.5 m og bredde 8 m gjennom hele kraftstasjonen. Dette er antatt å ta to måneder. I løpet av totalt 6 måneder forventes toppskiva ferdig utdrevet og sikret. Utsprengning videre nedover i hallen skjer i paller med høyde 2 - 2.5 m. All sikring gjøres ferdig på ett nivå før utsprengning av neste nivå starter. Dette er vist i figur 3.6.4.3.

Sprengningen langs konturen vil foregå med 45 mm borhull med senteravstand 30 - 60 cm.

Som figurene viser er det et omfattende system av tunneler rundt hallen. Totalt vil det være 16 adkomsttunnel inn til hallen, noe som gjør transporten og utlastingen effektiv. Det er planlagt å drive 4 sjakter fra toppskiven og ned til bunnen av hallen. All sprengstein skal lastes ned i disse sjaktene og transporteres ut gjennom adkomsttunnelen i bunnen av hallen. Transporten vil også foregå ut gjennom drenasjetunnelen når denne er ferdig. Dette vil gi en effektiv uttransport.

Total tid for utsprengning av hele hallen er planlagt til ca. 20 måneder. Utstyret de har tenkt å benytte for å oppnå denne fremdriften, består av følgende enheter:

- 1 borrigg for boring av salver ut mot veggene
- 2 pall borrigger
- 2 stk 2-boms rigger
- 16 stk 35 t lastebiler
- 2 lastere

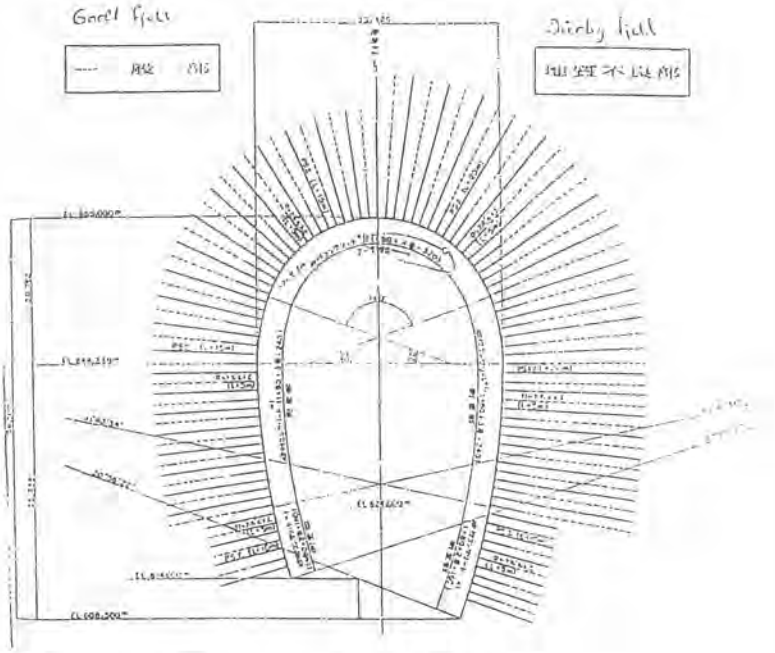
- 2 stk sprøyterigger
- 4 lastebiler for transport av sprøytebetong
- 4 borrigger (1 boms) for boring av hull for kabelankere

Sikring

En plan for sikring av kraftstasjon-hallen er vist i figur 3.6.4.6. (under dårlige og gode fjellforhold).

Sikringen er delt opp i flere trinn. Som arbeidssikring under driving av pilot-tunnelen og utstrossing er det planlagt benyttet 8 cm med uarmert tørrsprøytebetong og 5 m lange gyste bolter satt i mønster 1.8 x 2.5 m. Som permanent sikring i heng benyttes ytterlig tre lag med tørrsprøytebetong med tykkelse 8 cm. Det siste sprøytebetonglaget skal være fiberarmert. Total tykkelse av sprøytebetongen i heng og vederlag av hallen blir dermed 32 cm. Gjennom det siste laget av sprøytebetong bores så hull med diameter 105 mm i mønster 1.8 x 2.5 m for forspente kabelankere. Kabelankerne er planlagt med lengde 15 - 20 m avhengig av fjellforholdene. Hvert kabelanker består av fire kabler hver med tykkelse 17.8 mm. Ca. 30 % av kablene gyses fast under montering og strammes opp til 96 tonn. Når hallen er ferdig sprengt, gås kabelankrene over og gyses i full lengde.

I øvre del av veggene benyttes samme sikringsprosedyre, men tykkelsen på sprøytebetongen reduseres til 24 cm. Avhengig av fjellforholdene benyttes forspente kabelankre med lengde 15 - 20 m satt i mønster 1.8 x 2.5 m eller 1.2 x 2.5 m. Tilsvarende gjelder for bolter.

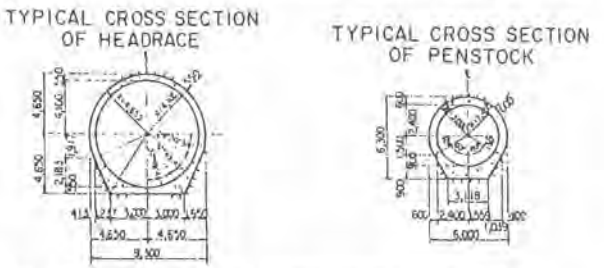


Figur 3.6.4.6 Sikring av kraftstasjonshallen

Nederst i veggene benyttes 16 cm tørr sprøytebetong, 5 m lange gyste bolter og 10 m lange forspente kabelstag satt i samme mønster som lenger opp på veggene.

I følge TEPCO er dette kun forslag til sikring. Den vil være gjennstand for vurdering basert på måleresultat (divergens-målinger) under driften.

Når det gjelder tilløpstunnelen, trykksjakten og avløpstunnelen, vil også disse ble godt sikret. En sikringsplan for disse konstruksjonene er vist i figur 3.6.4.7.



Figur 3.6.4.7 Sikring i tilløpstunnel og trykksjakt

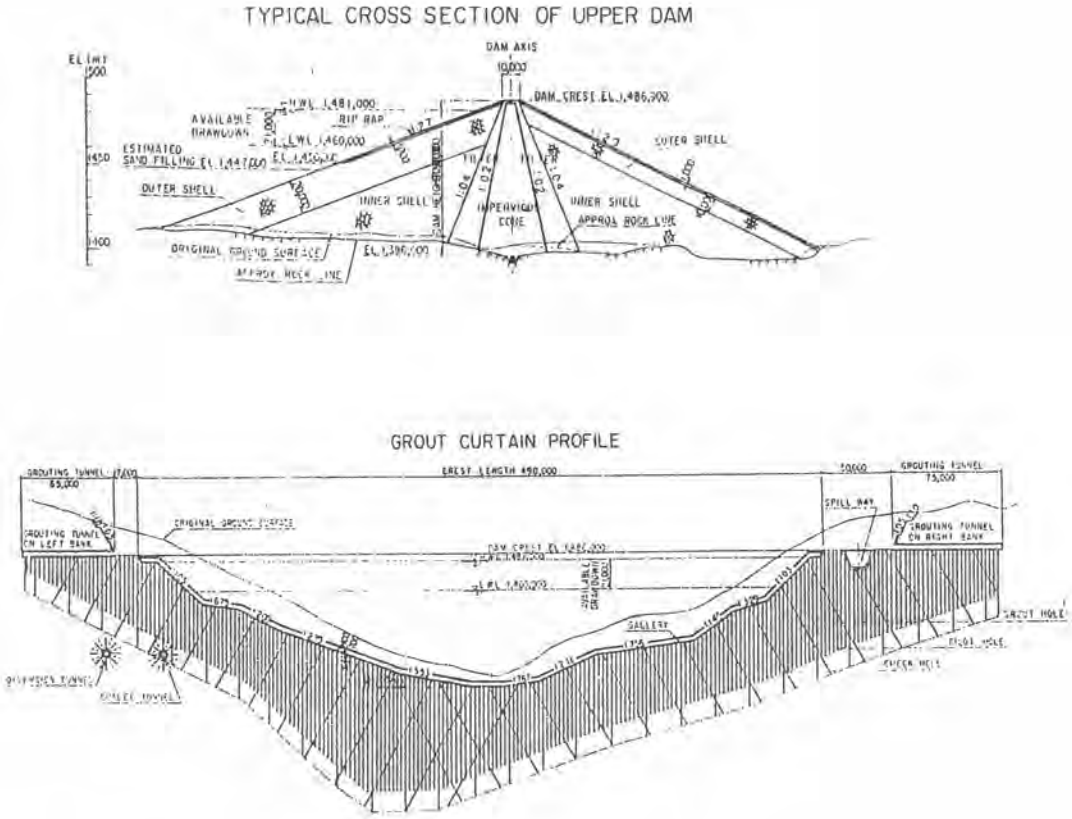
Som en ser av disse tegningene er det betydelig mengder betong som går med til å sikre tunnelene. I tillegg vil trykksjakten inn til kraftstasjone bli sikret med et indre stålrør med tykkelse 35 mm.

Trykksjakten ned mot kraftstasjonen vil bli drevet med tunnel-boremaskin i to trinn. Først bores et hull med diameter 2.3 m (pilot), som deretter rømmes opp til 7 m.

3.6.5 Øvre damområde

I øvre damområde pågikk masseforflyttning under besøket. Damarbeidene startet i 1993 og er planlagt ferdig i 1997.

I figur 3.6.5.1 er det vist en plan over fyllingsdammen. Det er drevet en tunnel under fyllingsdammen. Fra denne tunnelen er det foretatt et omfattende injeksjonsarbeide for å tette fjellet.



Figur 3.6.5.1 Fyllingsdam, øvre damområde. Lengde og tverrsnitt

Fyllingsdammen har høyde ca. 90 m og lengde 490 m. Reguleringshøyden i dammen vil være 21 m. Totalt vil det medgå 4.15 millioner m^3 masse for å gjøre dammen ferdig. Steinen blir hentet fra et brudd inne i dam-området. Kjernen i dammen vil være leire, som også blir hentet fra damområdet.

Det er bare to mindre bekker som fører inn til dammen. Fyllingstiden for dammen er derfor beregnet til å være ca. 2 år. I dag blir vannet ledet utenom damområdet gjennom en 1500 m lang betong-/fjell-tunnel.

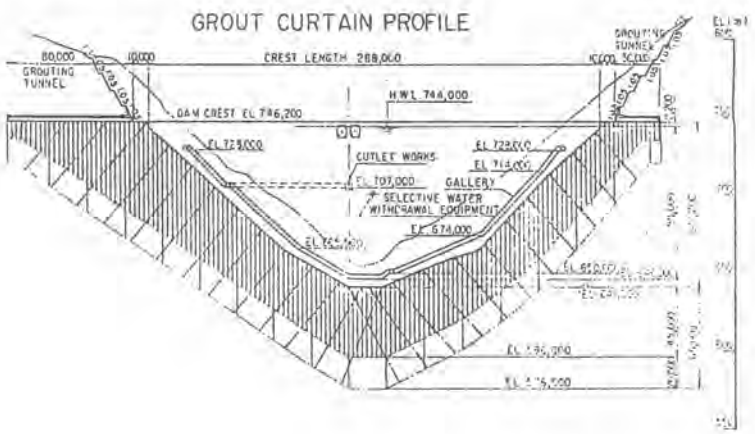
Før vannet blir sluppet ut i vassdraget nedenfor demningen, blir det ledet innom et renseanlegg med kapasitet til å rense 1350 m^3 per time.

På det meste vil det arbeide ca. 500 mennesker i øvre damområde, hvorav 50 stykker vil være folk fra JV.

Tidsskjemaet for denne delen er stram, som for de øvrige deler av anlegget. Vanligvis arbeides det ikke på vinterstid på grunn av store snømengder, men her måtte dette prinsippet avvikes.

3.6.6 Nedre damområde

I nedre damområde bygges det en betongdam med lengde 250 m, høyde 105 m og med totalt vannvolum på ca. 11.5 millioner m^3. Også under denne dammen er det foretatt et omfattende injeksjonsprogram for å tette fjellet. Dette er vist i figur 3.6.6.1.



Figur 3.6.6.1 Nedre damområde, betongdam

Det vil medgå ca. 6.7 millioner m^3 med betong for å støpe denne demningen.

En drenasjetunnel med lengde 2 715 m er under driving fra nedre damområde og opp til kraftstasjonsområdet. Denne tunnelen skal lede lekkasjevann fra kraftstasjonen og ned til nedre damområde. Tunnelen har et tverrsnitt på ca. 10 m^2 og blir drevet med sporbunden drift. Når tunnelen er ferdig sikret vil den ha et tverrsnitt på 8 m^2. Planlagt byggetid for tunnelen er ca. 1 år.

Etter 140 m drift har de erfart store fjell-tekniske problem og mye vann. For å stoppe vannlekkasjene (opp til 1.2 m^3/min) blir det benyttet kjemisk injeksjon. Fjellet blir stabilisert med stålbuer satt med c/c 0.8 - 1.5 m kombinert med sprøytebetong og bolter. Tunnelen vil bli fullt utstøpt når den er ferdig.

Med de problemene som var erfart hittil, var det sannsynlig at byggetiden på 1 år måtte forlenges noe.

3.6.7 Kostnader og bemanning

Et slikt prosjekt som er planlagt her, vil bli dyrt. Prislappen som ble opplyst på anlegget lød på 160 milliarder Yen. Av dette utgjør ca. 35 milliarder Yen sprengning og sikring av adkomsttunneler og selve kraftstasjonshallen.

Totalt vil det jobbe ca. 2 000 mennesker på anlegget på det mest hektiske.

4. JAPANSK SIKRINGSFILOSOFI

I Japan blir utførelse av sikring i tunneler bestemt av tre instanser. Dette er;

- Japan Railway
- Ministry of Construction
- Japan Highway Public Corporation

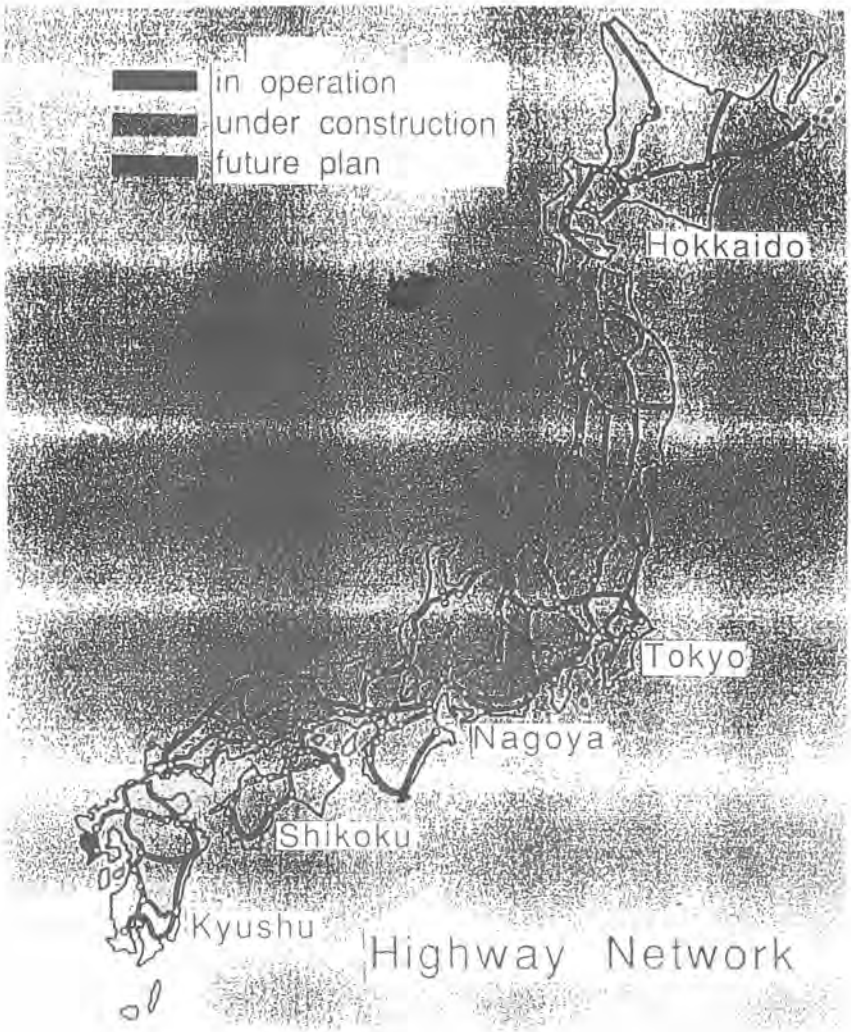
Disse instansene har laget sine egne standarder for sikringsmengder.

For å kartlegge fjellkvalitet i tunneler benyttes Q-metoden og RMR-metoden. På bakgrunn av disse metodene bestemmes så sikringsmengde. For større haller/fjellrom blir sikringen mer basert på tillatt deformasjon.

5. PLANLAGTE ANLEGG

5.1 Veganlegg

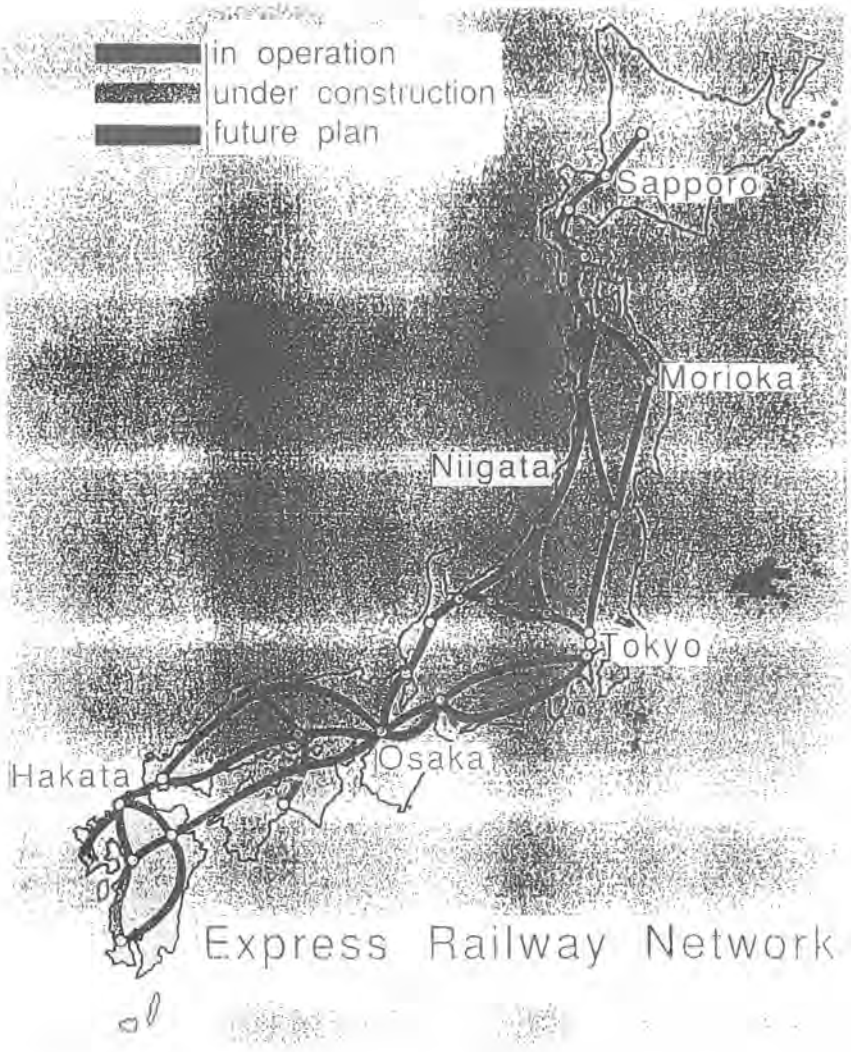
I figur 5.1.1 er vist eksisterende motorvegsystem i Japan. På kartet er også vist anlegg som er under konstruksjon og som er planlagt satt i gang. Som det fremgår av figuren vil det være høy aktivitet på vegsektoren i mange år fremover.



Figur 5.1.1 Japans motorvegsystem. Eksisterende, under bygging eller planlagt

5.2 Jernbaneanlegg

I figur 5.2.1 er vist Japans planer for utbygging av høy hastighetstog. Det fremgår av figuren at japanerne satser mye på høyhastighetstog i fremtiden. Hvor omfattende utbyggingen på vegsektoren og jernbanesektoren vil bli i fremtiden, avhenger mye av utviklingen i den japanske økonomien.



Figur 5.2.1 Japans banesystem for høyhastighetstog. Eksisterende, under konstruksjon, eller planlagt

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

FULLSKALA SPRENGNINGSFORSØK PÅ FULLT INNSTØPTE BOLTER

INFLUENCE OF BLAST INDUCED LOADINGS ON FULLY GROUTED ROCK BOLTS

Sivilingeniør Gisle Stjern, Institutt for geologi og bergteknikk, NTH
Sivilingeniør Hans Petter Moe, DYNO

SUMMARY

Field tests and laboratory investigations have been carried out to evaluate the performance of fully grouted rock bolts subjected to close proximity blasting. The in-situ investigations comprised pull-out testing of bolts and vibration measurements on both rock and bolts. Laboratory work comprised compressive and flexural testing of the grout and analysis of polished thin sections of specimens consisting bolt, grout and rock. There is no observable decrease in pull-out strength for bolts installed close to the blast (3.4 m), compared to more distant installed bolts (22.0 m). Equally, there is no difference in pull-out strength for the bolts with the freshest grout compared to bolts with cured grout, when subjected to blast loadings. Anchorage length of the bolts was 125 mm, which gave an average pull-out strength of 140 kN, or 93 % of steel yielding load. Analysis of polished thin sections of the rock, grout and bolt do not show any variation in crack pattern or crack frequency between bolts with varying distance to the blast or varying curing of the grout when subjected to the blast loadings. Repulling of previously pulled bolts show a healing effect of the grout. None of the tests carried out indicate any decrease of the bolt/grout performance, which can be concluded with that *fully grouted bolts can be used on or close to the face.*

SAMMENDRAG

Det er utført feltforsøk i Grong gruver for å vurdere effekten av sprengningsbelastninger på fullt innstøpte kamstålbolter. Feltforsøkene omfatter uttrekksforsøk for å vurdere forankringskapasitet på boltene samt vibrasjonsmålinger (både på boltene og på bergflaten) for å finne hvilke rystelsesbelastninger boltene har vært utsatt for. Videre er det foreatatt kjerneutboringer, hvorav det er laget planslip for å detaljstudere oppsprekkingsmønsteret i mørtelen. Mørtelen benyttet i forsøkene er laboratorietestet for i finne strekk-og trykkfasthet. Forsøkene er utført slik at både effekten av varierende vibrasjonsnivå (varierende avstand til sprengningssted) samt effekten av ulik alder på boltemørtelen kan vurderes. Det er ingen

målbar reduksjon i forankringskraft for bolter montert nær stuff (3,4 m) i forhold til de som er montert mer distalt (opptil 22 m). Det er heller ingen målbar forskjell i forankringskapasitet for bolter med ulik grad av herding av mørtelen, når denne ble utsatt for sprengningsrystelsene. Analyser av planslipene viser ingen forskjell i sprekkesystem eller sprekketetthet hverken ved varierende rystelsesnivå, eller ulik grad av mørtelherding da denne ble eksponert for sprengningsrystelser. Ettertesting av bolter, som før har vært testet for å finne forankringskapasitet, viser at mørtelen har en "legende" evne. Mørtelen fortsetter herdingen etter første brudd, noe som gir økt forankringskapasitet i forhold til første gang den ble testet. Ingen av testene kan avdekke noen form for svekkelse av mørtelen og det kan dermed konkluderes med at *fullt innstøpte bolter kan benyttes på eller nært inntil stuff ved normal tunneldrift.*

INTRODUCTION

Current practice

There has been little research into the response of fully grouted rock bolts to dynamic loading. When tunnels or other underground structures are constructed by conventional drill and blast, the need for safe support requires installation of rock bolts in close proximity to the blast source. In Norway the use of fully grouted rebars has not been recommended close to the blast source, due to supposed damage of the grout by blast induced vibrations. This has led to the practice that fully grouted rebars as permanent support are installed at least some 30-50 m behind the face.

There has been no particular design criteria for this, either than on minimum distance to the face or maximum level of blast induced peak particle velocity (PPV). Some practical experience has been gained in the Boliden Mines, Sweden. In these mines fully grouted rebars have been used in production areas, without any remarkable loss of performance (Krauland, pers 1993). Littlejohn, et.al. 1987, investigated the influence of blasting on resin anchored rock bolts. A major finding was that a safe distance to the blast source could be reduced to 1 m without perceptible damage to the bolt.

Test site

The tests took place in the Grong copper and zinc mine, in the Nord-Trøndelag county of central Norway some 200 km north of Trondheim. Figure 1 shows the location of the mine . The massive sulphide orebody is situated in greenstones in the upper allocthon of the Norwegian calodenides. The in-situ trials were done in an exploration drive in the upper parts of the western orebody, in a area not influenced by blast vibrations from the production areas. Table 1 shows the mechanical parameters of the rock at the test site. Cross section of the drive is 6x6m. The rock mass is competent and the roof of the drive were unsupported before the test were commenced. The host rock at the site are greenstone towards the blast charge and pyrite for some of the most distant bolts.

Figure 1. Location of the test site in Norway.

Table 1. Mechanical parameters of the rock at the test site

	Pyrite	Greenstone
Bulk density	37.06 kN/m^3	27.0 kN/m^3
Uniaxial compressive strength	134.6 MPa	94.0 MPa
Young's Modulus	143.4 GPa	39.8 GPa
Poisson's ratio	0.21	0.10
Sound velocity	6322 m/s (Laboratory)	2600-3330 m/s (in-situ)

The rock temperature on the site is 8.5°C.

RESEARCH PROJECT

The field tests were carried out to answer the following questions:

-Does the vibration influence on the performance of fully grouted rock bolts, and at what level of particle peak velocity (PPV) is this critical?
- How does the curing age of the grout influence on the performance, and if so, at what age is the grout sensitive to blast vibrations?

The bolts were placed at 4 different distances from the blast source to get different magnitudes of the vibrations. Different curing ages were achieved by installation of bolts at 7

different times preceding the blast event. The installation times ranged from 65 hours to 9 hours before the blast, and were governed by the curing of the grout on the site. Preliminary curing tests by pulling of installed bolts were carried out to find the grout curing versus time. Curing is dependent on the temperature, which called for tests with on site temperatures.

Previous blast tests on fully grouted cables (Stillborg, 1984) indicate that vibrations below 500 mm/s do not influence the anchorage capacity. Preliminary blasts were carried out on the site to find the bulk modulus of the rock mass, and the distances for each bolt group from the blast were calculated. The trial was designed to get vibrations ranging from 1000 mm/s for the bolts installed closest to the charge, down to some 100 mm/s for the most remote bolts. The distances from the blast to the 4 locations were 3.4 m (A), 6.8 m (B), 13.2 m (C) and 22.0 m (D). See Figure 2. The bolts were installed in groups of 4, 3 bolts for pull-testing and 1 bolt for overcoring. In total 112 bolts were installed in the roof at 4 locations with 7 different curing times and 4 bolts in each group. All the holes were drilled vertically, and the hole diameter was 51 mm.

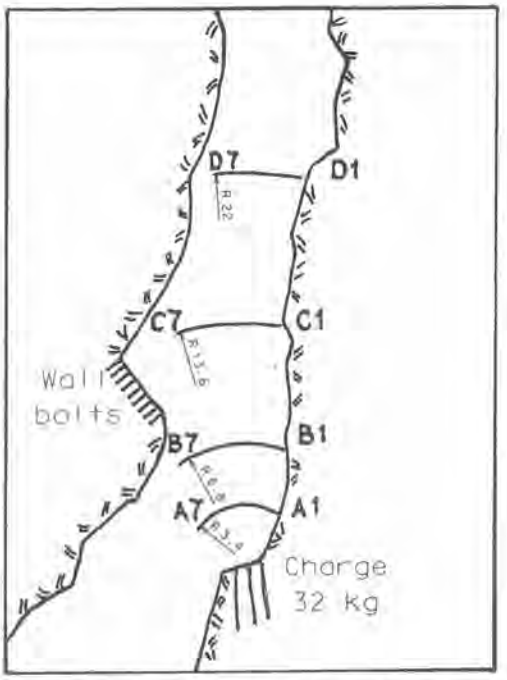


Figure 2. Map of the test site, with the different locations of the bolts.

After the blast the bolts were pulled to find the anchorage capacity. Curing age of the grout at the testing time was about 72 hours. In addition one bolt of each group were drilled out by overcoring and prepared in the laboratory. Polished thin sections were made of the core samples and impregnated with a fluorescent liquid. These sections were illuminated by UV-light to map crack patterns caused by the blast vibrations.

The grout used during the trials was a special grout mixture for rock bolts produced by Trondheim Mørtelverk. It has a cement content of 47 %. The grout was mixed by first adding

water into the mixing vessel followed by adding grout while mixing. The water amount was 5.7 litres per bag of 25 kg. Calculated water/Cement (W/C) ratio was 0.50. The grout was mixed in a two vessel Aftek mono grout pump, one for mixing and one for pumping. After primary mixing the grout was allowed to mix properly for further 3-5 minutes before it was allowed into the pumping vessel. The grout was pumped through a 15 m long 1.5" air hose connected to a 3 m long 1" grouting tube (PVC tube). The bolts were grouted by first filling the hole from toe to collar with the grouting tube, and then the bolts were pushed into the hole. The grouting tube was pushed out of the hole by the grout during pumping. Three bags of cement was used in each batch to assure equal grout for the bolts installed at the same installation time. Three RILEM grout specimens (40 mm x 40 mm x 160 mm) were made from each batch. The moulds were sealed with plastic and left on the site for 72 hours before taken to the laboratory, where further storing to total 28 days was committed. After 28 days the specimens were tested for flexural and compressive strength.

RESULTS

Calculation of the rock transmission factor (K-factor) - Test blasting

The test was designed to obtain a vibration level of approximate 1000 mm/s, as previous tests on fully grouted cables showed no damage for vibrations lower than 500 mm/s (Stillborg, 1984). Andrieux et.al. (1994) did some in-situ field tests in an experimental underground mine in Val d'or (Quebec, Canada) showing the influence on the rock mass when subjected to detonation loadings. The host rock varied from a medium coarse grain hard granodiorite to phorphyry. Fresh fractures were generally not observed at a distance greater than 1.5 m from heavily charged (ANFO) 57 mm blast holes, corresponding to vibration levels ranging from 850-1000 mm/s. The extension of fractures, which pertain to both the extension and the opening of previously existing discontinuities were typically observed at distances no grater than 4.5 m away from the 57 mm blast holes. These results indicate that there normally should not be expected any harmful loadings on the bolts which is installed in full contact or embedded in the rock mass.

To calculate and design a charge that would achieve these vibrations, a test blasting was done at the site to find an estimate of the rock transmission factor (K). Vibrations were measured in varying distances from the detonation. Several blasts with two different charge weights were carried out. The charge weights were 0.6 and 1.1 kg (2 and 4 dynamite 25x400 mm cartridges). The dynamite cartridges were loaded in 34 mm horizontal holes drilled in the wall of the exploration drive. Each charge was placed in one hole, and only one hole was detonated for each trial. There was no free breakage from the test blastings, as the charges were too small compared with the burden. This method made it possible to get a vibration level which could be measured some distance from the detonation, giving a better basis for calculation of the rock transmission factor (K).

Geophones were mounted 4, 8 and 16 m from the detonation point, and the peak particle velocity (PPV) of the vibrations was measured. The geophones were connected to an UVS 1608 (Nitro Nobel) recording instrument, which records the complete time history sequences

of the vibration transients. To calculate the rock transmission factor, the following equation was used.

$$K = \frac{v \cdot d}{\sqrt{Q}}$$

Q = charge weight in kg
v = peak particle velocity (PPV)
d = distance from charge point
K = rock transmission factor

Figure 3 show the results from the test blastings and the calculated rock transmission factor (K). As seen in the figure the rock transmission factor is slightly reduced with the distance from the blast point. The rock transmission factor is reduced because of the influence from an increasing number of joints and cracks with increased distance from the blast. Best fit curve calculations gave an exponential function as follows;

$$K = 541{,}6 \cdot e^{-0.0186 \cdot d}$$

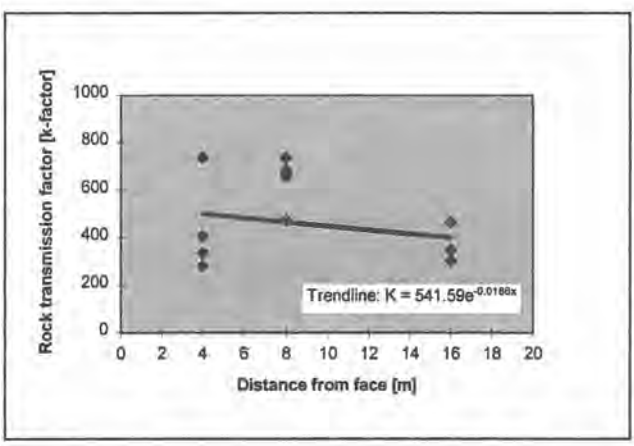


Figure 3. Measured vibrations versus distance and calculated trendline for K

Calculation of the main charge

Calculation of the necessary charge was done by using the same equation solved for Q, as follows;

$$Q = \left(\frac{v \cdot d}{K}\right)^2$$

Calculations with the rock transmission factor of 541,0 and a vibration level of 1000 mm/s for the closest bolts gave a necessary charge weight of 32 kg (dynamite). This coincides well with the largest charge weight per detonator period, that can be expected from a normal tunnel blast. The charge was loaded into five holes with 7 cartridges (40x400 mm) in each, initiated with electric detonators. Millisec detonators with period number zero were used for all holes. The holes were drilled more or less in a pattern similar to stoping holes for normal blasts, but the holes were drilled with so large burden, that there were no free breakage. For the main trial 10 geophones were mounted on both the rock surface and on adjacent bolts. This was done to evaluate the vibrations in the boltshank compared to those registered in the rock. Figure 4 shows the geophones mounted on both the rock surface and on an adjacent bolt. The geophones were placed as follows; 2 geophones at the A-group (3.4 m), 4 geophones at the B-group (6.8 m), 2 geophones at the C-group (13.6 m) and finally 2 geophones at the D-group (22.0 m). Figure 5 shows the calculated (expected) peak particle velocities compared with actually registered peak particle velocities. As seen on the figure the vibrations measured in the bolts coincide well with the rock vibrations.
Monitoring of blast vibrations from the geophones closest to the blast, failed because the horizontal vibrations exceeded the maximum level these geophones were designed for. The readings showed low PPV values and the curves did not oscillate symmetric across zero. One of the geophones, placed 6.8 m away from the blast, showed normal waveforms but the PPV exceeded the maximum peak capacity (without a damping shunt) of the geophone which resulted in a flat curve at 250 mm/s in the beginning of the curve. Extrapolation of the tangents on both sides of the flat part of the curve indicate a vibration level of 500-600 mm/s. However, the registered PPV's indicate that the charge was sufficient to give the expected vibration of 1000 mm/s for the bolts closest to the blast.

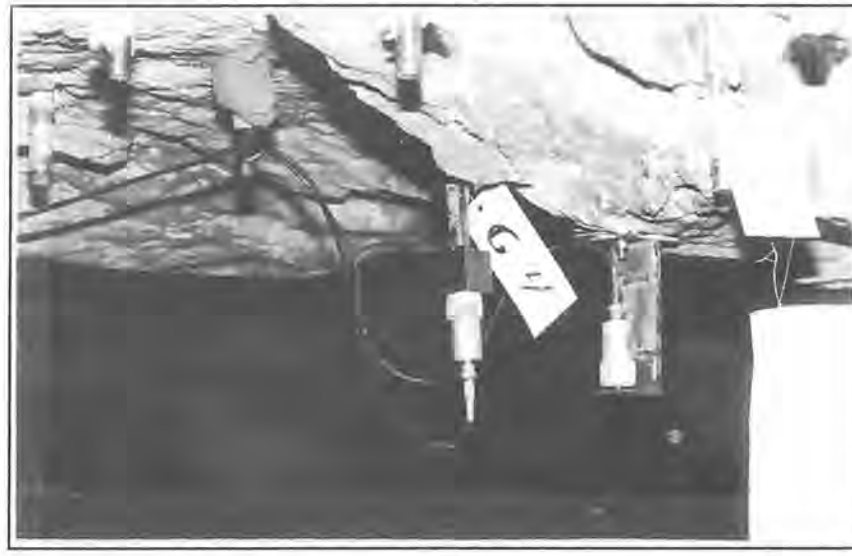


Figure 4. Geophones mounted on the rock surface and on a adjacent bolt.

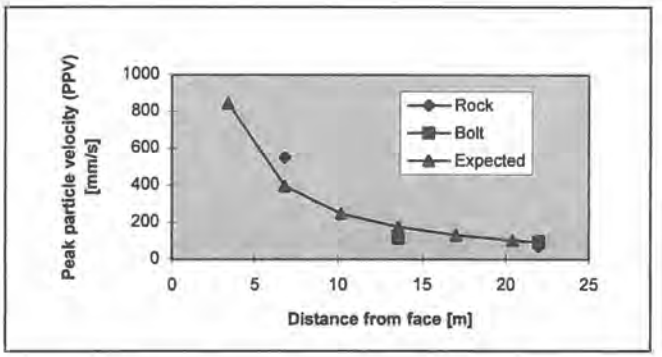


Figure 5. Expected and measured vibrations from the main trial.

Preliminary Pulltests

Before installation of the roof-bolt for the actual trial 40 bolts identical with the roof bolts (described later) were installed in the wall. These bolts were installed using the same procedure as with the roof-bolts. Pulltesting of the bolts were used as a measure of the curing. Two and two bolts were tested at the same time, and the pull-out load was expressed as a function of time. As seen in Figure 6 there is no registered anchorage capacity in the grout before 7 hours. From 7 hours onwards there is a linear increasing anchorage capacity until about 60 hours, when the anchorage capacity level out. The installation time of the roof bolts were determined from these results.

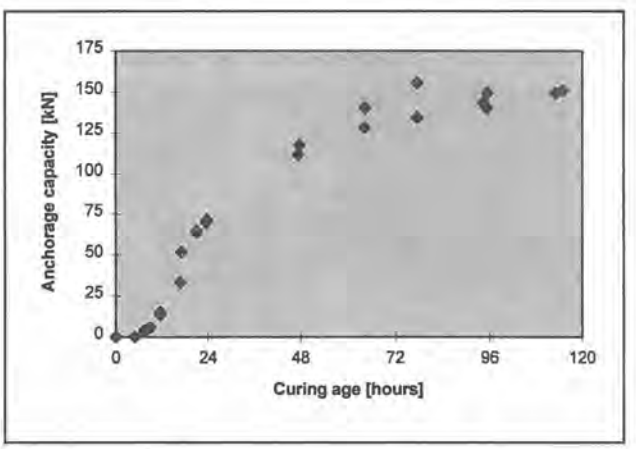


Figure 6. Anchorage capacity for bolts at different grout curing ages.

Grout testing

Three RILEM grout specimens (40 mm x 40 mm x 160 mm) were made from each batch. The moulds were sealed in plastic and left on the sites for 72 hours before taken to the laboratory, where further storing to total 28 days was committed. After 28 days the specimens were tested for flexural and compressive strength according to European standard (EN 196-1, 1992). As seen in Figure 7 the 28 days compressive strength varies between 55 MPa and 70 MPa. Normal compressive strength according to the grout mix producer is 60 MPa.

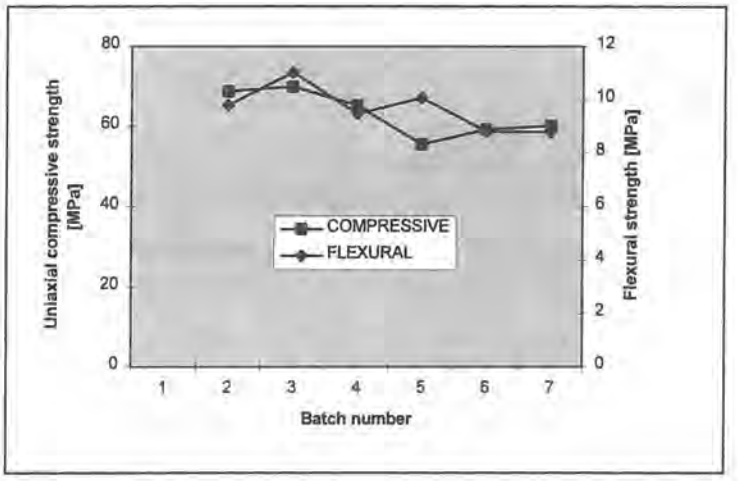


Figure 7. Grout flexural and uniaxial compressive strength.

Pulltesting

After the blast the bolts were pull-tested to find the anchorage capacity. Curing age of the grout when subjected to the tests was about 72 hours. The grouted length of the rebar bolts were 1.0 m, with an additional 150 mm of threads outside the rock. The rebars used have a diameter of 20 mm, and the steel does not have any layer of corrosion protection (black bolts). The steel is a 500 TE steel, with a minimum yielding load of 150 kN and a ultimate tensile load of 180 kN. Bolts for overcoring were plain rebars while the bolts for pull-testing were prepared to get a total anchorage length of 125 mm. The anchorage length was chosen to 125 mm to keep the anchorage load below the yielding load of the bolts. See Figure 8. The rest of the bolt were debonded from the grout with a plastic tube. A thin layer of grease was put outside the plastic tube, wrapped in a thin plastic film (Glad-pack). The grease layer prevented undesirable bond along the debonded length. The contact zone or anchorage length of the bolt started 150 mm from the toe end of the bolt. The inner 150 mm of the bolt shank were decoupled with a plastic tube outside the bolt. This tube was attached to avoid likely remaining air pockets at the toe end of the hole. The tube was plugged at the end while the other open end was sealed with tape to prevent grout penetration between the bolt and the tube. During pull-testing the bolt slid out of the tube while it was retained by the grout.

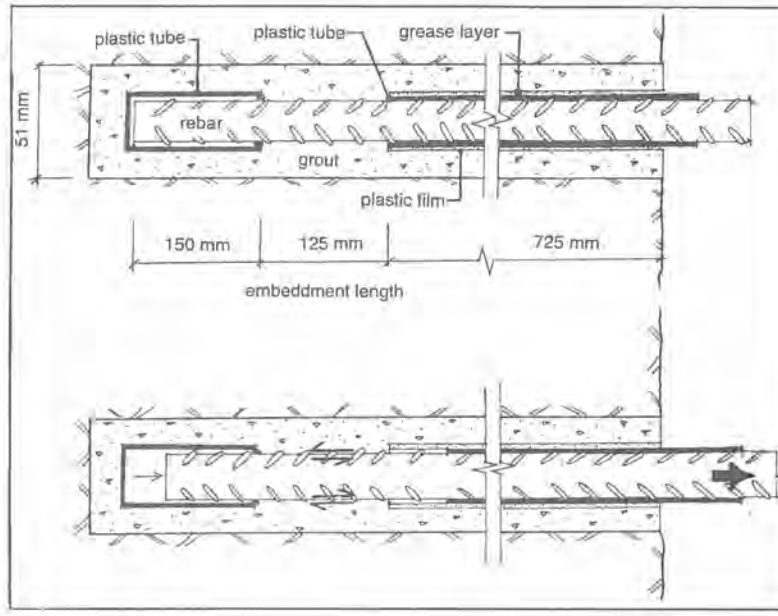


Figure 8. Principle of the bolts installed for pull-testing.

The equipment used for pull-testing was made in house. It consists of a hollow cylinder mounted to a steel cylinder with tri-pod legs as shown in Figure 9. The tri-pod legs make it possible to pull bolts which are not installed perpendicular to the rock surface. The steel cylinder permits pulling for a total length of 200 mm. A pressure transducer register the pressure, while the displacement is recorded by a wire potentiometer. These two gauges are connected to a portable PC were the data were stored and calculated.

Technical data for the different components are presented below:

Hydraulic pump:	Enerpac electric powered pump "Baby Hush", with maximum pressure of 700 bar.
Hydraulic Cylinder:	Enerpac hollow cylinder RCH-206, maximum force 213.5 kN at 700 bar.
Pressure transducer:	HBM P3A
Wire potentiometer:	Houston Scientific 1850-

Due to limited time both load and displacement were recorded only for 20 of the 80 pulled bolts. For the remaining 60 bolts only the maximum load were recorded manually on a manometer.

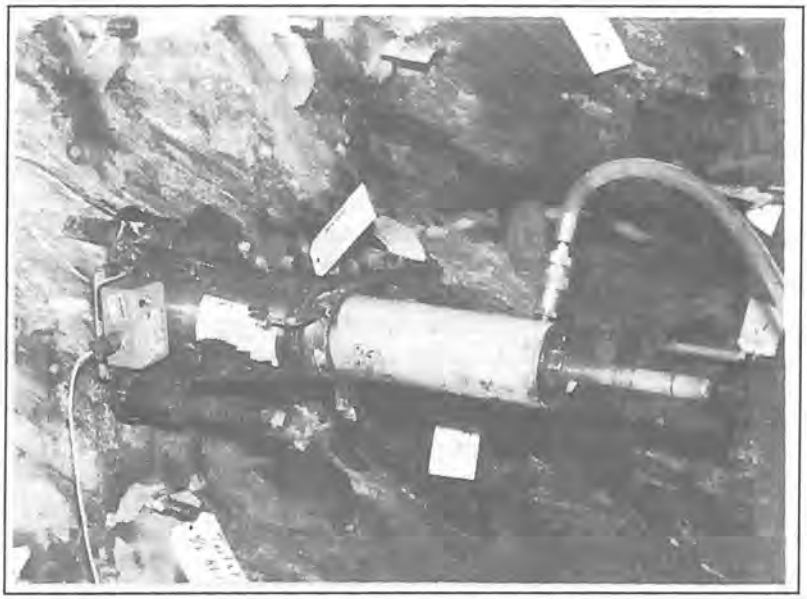


Figure 9. Pull-testing gear during preliminary tests of wall bolts.

Figure 10. shows the results from the pull-testing of the roof bolts. The results are expressed as mean values and a confidential interval of ± 1 standard deviation for each location or distance to the face (3x7=21 bolts). As seen on the figure there is no reduction of anchorage capacity for the bolts closest to the blast source compared to the more distant bolts. There is a small reduction in anchorage capacity for the bolts installed 13.6 m from the face. The reason for this could be varying geological conditions, and hence different confinement on the grout annulus compared to the other areas. However, there was not observed any changes either in rock type or foliation in the area. The anchorage capacity is almost equal to the yielding load of the rebars, even for this short embedment length of 125 mm.

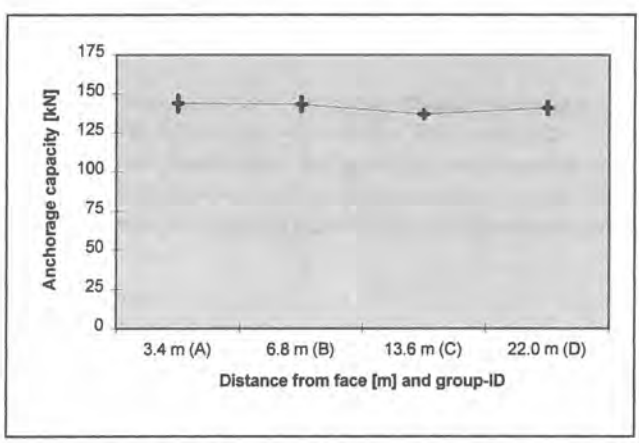


Figure 10. Anchorage capacity as a function of distance from blast source (face).

Figure 11 shows the pull-testing results expressed as a function of batch number or grout age when subjected to blast vibrations. The results are expressed with mean value for each batch regardless of distance from the face. In addition the confidential interval of ± 1 standard deviation is shown for each batch. As seen in the figure the results between each batch vary more than results between each location. This is explained by several practical factors that will influence on the final strength of the grout. When water was allowed in the mixing drum some water leaked through the sealing into the pumping drum. This water was not lost, but when the mix was let into the pumping drum the water was floating on top of the mix. Another factor is varying staying time in the pumping drum. The time consumption for grouting was dependent on factors like vehicle moving time and practical problems such as tube breakage. During grouting of batch number 1 there were several tube breakage which delayed the job for more than one hour. As seen in the figure the lowest anchorage capacity is registered for batch number 1. Delays in the grouting procedure make the grout stiffer, which may cause improper embedment of the steel.

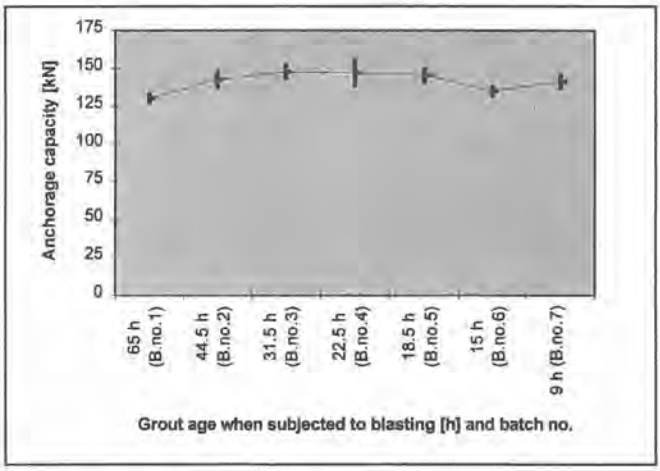


Figure 11. Anchorage capacity as a function of grout age and batch number.

Figure 12 shows the anchorage capacity compared with the uniaxial compressive strength of the grout batches. The laboratory tests indicate varying strength of the different batches. The RILEM moulds were filled after the grouting was commenced. As seen on the figure the results coincide well, with almost equal shape of the curves, even if the anchorage capacity and uniaxial compressive strength are not directly comparable parameters.

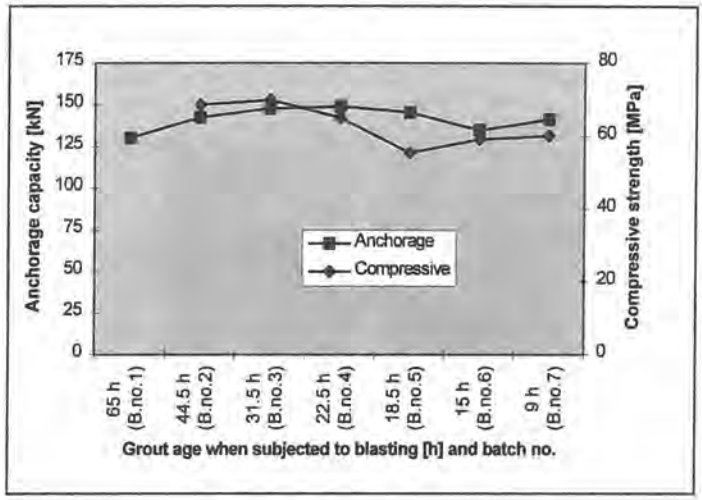


Figure 12. Anchorage capacity compared with uniaxial compressive strength of the different grout batches.

Re-pulling of previously tested bolts

From a safety point of view there is of interest to know how fresh grout acts after it has been subjected to large deformations and failure in the grout. Does the grout re-establish the curing and increase the anchorage capacity as before the grout failed , or is the anchorage capacity reduced permanently? To evaluate this effect, some of the bolts from the previous pull-testing programme were pull-tested once more about 110 hours after installation. Figure 13 shows the anchorage capacity of bolts when pull tested two times. Each line represents one bolt. The left end point shows the time and anchorage capacity for the first testing, and the right point shows the results from the second test. All bolts show an increase in anchorage capacity in the second testing compared to the first. Bolts with the freshest grout when tested first time show the greatest increase in anchorage capacity. But also bolts tested first time at an age of 48 hours show an increase in anchorage capacity. However, the rate in this case is lower.

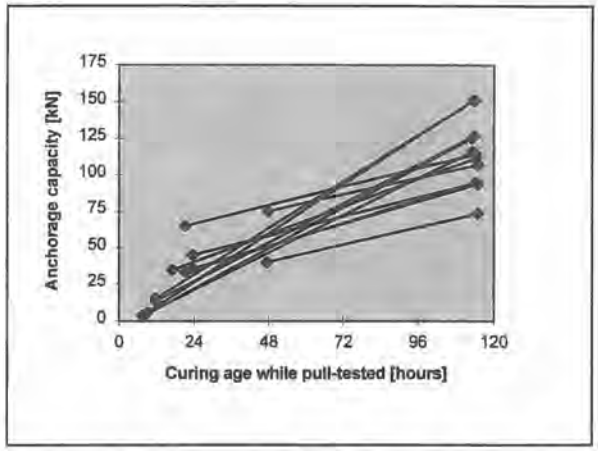


Figure 13. Results from re-pulling of previously pulled bolts.

Analysis of polished thin sections

To investigate the influence of the blast on the grout in detail, polished section of the core samples were made. One core sample were gathered from each bolt group, 28 cores all together (4 of these were destroyed by the drilling). The cores were prepared in the laboratory where 100 mm long specimens were cut off at a distance 600 - 700 mm from the rock surface. The specimens were split close to the rebar, followed by a grinding of the surface until the ribs on the rebar was shown through the grout. The polished section, containing both the grout/rock - and the rebar/grout interface, was impregnated with a fluorescent liquid. The fluorescent liquid is applied in vacuum, and it penetrates into pores and joints when the sample is brought back to normal atmospheric conditions. After the impregnation the surfaces were polished once more to get a planar and even surface. The specimens were visually inspected and photographs were taken when illuminated in both normal and UV-light. See Figure 14. Cracks and pores with a magnitude down to 0.05 mm can be distinguished with this method.

Observation of the samples show that the grout is intersected by a lot of cracks. These cracks are more or less evenly distributed over the grout surface, with a pattern of radially cracks (mean distance of 25-30 mm) and axially cracks following the rebar. In addition there are observed cracks along the grout/rock interface. These cracks seem to develop due to shrinkage when water is used to hydratizate the grout. It is possible that these cracks have grown larger during the preparation of the polished sections because drying of the specimens. This is not likely to occur under in-situ conditions because water saturated conditions in the rock would be expected. Anyway, if the cracks and joints were a result of blasting, they should been more irregular and possible in a 45° pattern, caused by deformations and shear failures in the grout. If the cracks were caused by deformations or vibrations, some cracks should also be propagating into the rock, which never was observed. The direction of the cracks are not coinciding with the bedding planes in the rock either (running almost 45° to the bolt axis),which are the presumed weakest planes and thus should have caused cracks.

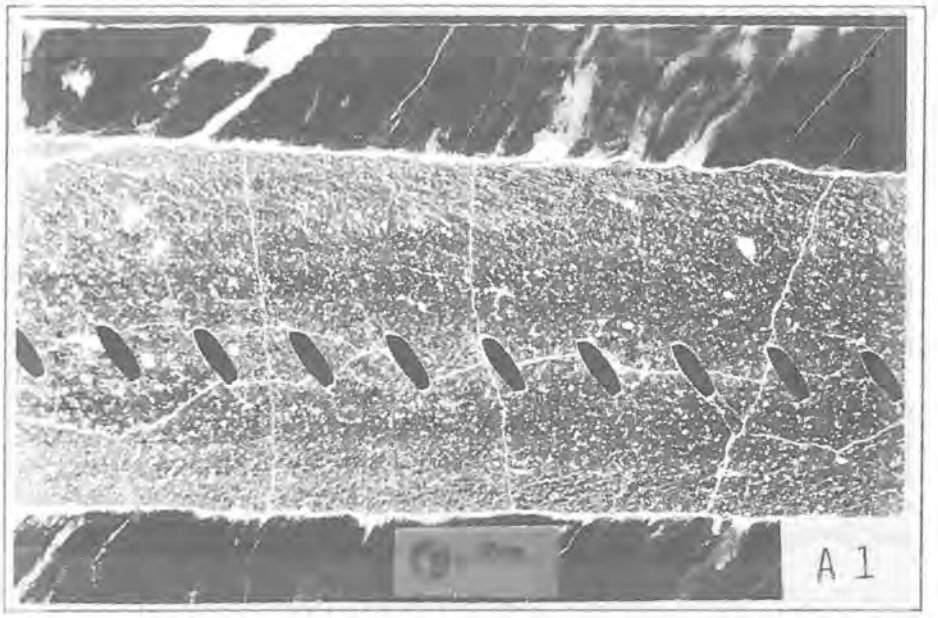


Figure 14. Polished section illuminated in UV-light.

Grout is regarded both as an anchorage material and a corrosion protection layer of a rock bolt . The anchorage capacity is sufficient when results from pull-testing is accounted, in addition analysis of the polished sections indicate is a good mechanical interlock in the rock/grout interface caused by the undulating surface of the borehole walls. Corrosion protection is taken care of by the alcalic conditions caused by the cement around the steel and also that the grout will prevent water transportation along the bolt. However, studies of the thin sections indicate that the grout is less impermeable as previous assumed. Cracks both along the grout/rock interface and cracks running radially towards the bolt will facilitate waterflow around the steel. Previous in-situ investigations and also the cores from these trials show that the bolt is placed more or less eccentric in the borehole: Eccentric placement in the hole make the protective layer even thinner with shorter transportation distance for the water as a result. This may arise questions about the corrosion protective ability of the grout for rock bolts in general. In addition the alcalic conditions in the grout will be leached out over time and the protection will be further reduced.

CONCLUSIONS

The results show that the performance of fully grouted bolts subjected to close proximity blastings are not significantly influenced by the vibration level. Bolts close to the blast (face) show no reduction in anchorage capacity compared to more distant installed ones. This leads to the conclusion that fully grouted bolts can be used on or close to the face in connection with normal tunnel blasting. The magnitude of the vibrations and also the charge weights per detonator period are similar to normal tunnel blastings. However, fully grouted bolts can not be used as temporary support on face to retain loose blocks or wedges that are considered unstable, as the grout normally needs several hours for setting.

The pull-out results show that the curing level of the grout when subjected to dynamic loading from the blast, no *not* show any variation between fresh grout (9 h) and cured grout (64 h). There is not observed any stages during curing where the grout is more sensitive to loadings than others.

Repulling of previous pull-tested bolts show an healing effect of the grout even when large deformations have taken place the first time. This healing effect is also observed for grouts with an age of 48 hours. In practice this means that if failures have occurred due to blasting or other stresses during the initial curing, the grout will re-establish much of the anchorage capacity over time.

Analysis of polished sections show no fractures likely to have been caused by blasting or other stresses. The grout is intersected by shrinkage cracks more or less even distributed in the grout. The shrinkage cracks forms a pattern of radially and axially cracks to the bolt shank. These extensive cracks and the fact that the bolt shank is placed more or less eccentric in the borehole arise questions about the corrosion protection by the grout, due to the possibilities of water inflow through the cracks.

Implications: None of the tests undertaken show any reduction in anchorage capacity of the grout, or variation in crack pattern, which could indicate any harmful effect on the grout by the blast induced loadings. It is concluded with; *fully grouted bolts can be installed on or close to the face in connection with normal tunnelling.*

ACKNOWLEDGEMENTS

The author acknowledge the contributions of Paul Myklestad and Leif Fagerli in their work both during the field test and the laboratory work. The help from the Grong Gruber A/S with vehicles, rigging and core drilling is greatly appreciated. The help from DYNO Consult with instrumentation and interpreting of the vibration data were also of invulnerably help. Thanks to Trondheim Mørtelverk A/S for delivery and help with grouting, and to A/S Galvanostans who has produced the special rebar bolts for pull-testing. This work was sponsored by the Norwegian Defence Construction Service.

REFERENCES

Stillborg B. 1984. "Experimental investigation of steel cables for rock reinforcement in hard rock". Doctoral thesis. Luleå University, Sweden.

Littlejohn G.S, Rodger, A.A., Mothersville, D.K.V., Holland, D.C., 1987. Monitoring the influence of blasting on the performance of rock bolts at Penmaenbach tunnel. Int. Conf. on Foundations & Tunnels. Vol 2. p 99-106.

EN 196-1, 1992. European Standard "Methods of testing Cement - part 1: Determination of strength". CEN, European Committee for Standardisation, Brussels, Belgium.

Andrieux, P., Mc. Kenzie, C., Heilig, J., Drolet, A., 1994. The impact of Blasting on Excavation Design - A Geomechanic Approach. ISEE-AGM, Austin, Texas, 1994.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

SPRENGSTOFFENE OG BORHULLSDIAMETERENS BETYDNING FOR FRAGMENTERING OG KVALITET AV RØYSA

The explosives and the borhole diameters influence on the fragmentation and quality of the muck pile

Cand.scient. Jan Kristiansen
NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT
Avd. Bergteknikk & Reservoarmekanikk

SAMMENDRAG

Denne artikkelen omhandler de forsøk og resultater som er nådd i forskningsprosjektet "Sprengbarhet av Berg" per 15 oktober 1994. Forsøkene har bestått av småskala blokksprengninger i fire bergarter og fullskala sprengninger i en gneiss. Resultatene av både blokksprengningene og fullskalaforsøkene har vist at fragmenteringen er avhengig av detonasjonshastigheten til sprengstoffet. Resultatene fra småskalaforsøkene har også påvist at sprengstoffenes egenskaper er avgjørende for kvaliteten av fragmentene i røysa, målt som sprøhet og flisighet. Fullskalaforsøkene indikerer at de "unødvendige skader" en påfører berget i form av dårlig tilpasset sprengstoff, ikke rettes opp i knusing og sikteprosessen i pukkverket.
Det er i prosjektet også planlagt fullskalaforsøk der borhullsdimensjonen varierer fra salve til salve. Det foreligger ikke resultater fra disse forsøkene per 15 oktober 1994. I artikkelen presenteres derfor kun arbeidshypotesene som er grunnlag for disse forsøkene.

SUMMARY

This paper describes the tests and results that has been achieved in the project "Blastability of Rock" during 1993 and 1994. It has been carried out small scale tests in rock cubes, and full scale tests in an open pit quarry. Both the small scale and the full scale tests have shown that the velocity of detonation are important in the fragmentation process. The small scale tests have shown that the quality of the fragments in the muck are dependent of the explosive parameters. The full scale test indicate that "unnecessary damage" in the fragments created during the blasting, is difficult to fully repair during the crossing and sieving.

INNLEDNING

Dagens sprengningsteknikk utvikler seg til å bli mere bulkladede sprengstoffer og ett-hullsskytninger med Nonel Unidet. Vi tror at dette forenkler forståelsen av sprengningen. Dette pga. at vi kan konsentrere oss om å forstå hva som skjer når sprengstoffet har 100 % kobbling til borhullet, og at vi kan i større grad eliminere samvirkningen mellom ladningene, når det gjelder fragmentering og kvalitet av produktet.

Et problem vi aldri vil få full kontroll over er geologien. Vi mener det derfor er viktig å lære av skytinger i tilnærmet homogene masser for så å overføre disse kunnskaper til bergmasser, og se at vi får de samme effektene i mer eller mindre grad.

Prosjektet bygger på de resultater som ble oppnådd i NTNF-programmet "Tunneler & Undergrunnsanlegg"(Kristiansen et al 1991 [ref.1]). I det prosjektet ble det gjennomført en rekke småskalasprengninger der betongterninger var prøvematerialet og sprengstoffenes egenskaper ble variert.

Prosjektets hovedmål er å finne sammenhengen mellom bergartens egenskaper og sprengstoffets egenskaper. Kjenner en sammenhengen mellom sprengstoffparameterene og bergartsparameterene kan en utnytte effekten av sprengstoffet optimalt.

I praksis vil dette medføre at man til en viss grad kan styre fragmenteringen mot det ønskede sluttresultat, når en vet egenskapene til berget og sprengstoffet.

En vil også kunne redusere de uønskede effekter et sprengstoff har på det kvalitetsprodukt som bergarten er i utgangspunktet.

Det har også vært et mål å utvikle en målemetode for å kunne registrere forskjeller i salveresultat når sprengningsopplegget varierer.

Prosjektet er gjennomført i samarbeid mellom Pukk- og Grusleverandørenes Landssammenslutning (PGL), enkelte medlemmer i PGL og NGI. Storskalaforsøkene er utført i Korsbrekke og Lorck AS sitt brudd i Åndalen. Dyno Nobel har bidratt med en betydelig egeninnsats i form av varer og tjenester. Prosjektet er organisert av Norges forskningsråd gjennom NORMIN-programmet.

SMÅSKALAFORSØK

Bergartsbeskrivelse

Det er i småskalaforsøkene til nå testet ut to av fire forskjellige bergarter. Disse er saget til i størrelsen 500x500x500 mm. Det er målt lydhastighet (P-bølge) i alle terningene. Under er de to bergartene beskrevet.

Larvikit er en dypbergart og klassifiseres som syenitt. Hovedmineralene er en antipertittisk feltspat med omtrent like mengder alkalifeltspat og plagioklas. Den inneholder pyroksen, og mindre mengder av nefelin, olivin og andre mineraler. Blokkene er levert fra Hedrum Pukkverk A/S.

Granitten er en dypbergart med hovedmineraler plagioklas, alkalifeltspat, kvarts og biotitt.

Granitten er intrusiv og er svært massiv. Blokkene er levert av Brødrene Skolt A/S, Sarpsborg Pukkverk.

Forsøksbeskrivelse
De ferdige sagede bergartsprøvene blir boret opp med et 25 mm bor. Hullet sentreres og bores til 320 mm dybde. Terningen blir så snudd og et 10 mm hull blir boret fra motsatt side og inn til det store hullet.

25 mm hullet er for å lade sprengstoffet i, mens 10 mm hullet er til å føre måleledningene fra detonasjonshastighets(VOD)-målingene gjennom. Blokkene sprenges under en stålklokke slik at man tar vare på fragmentene etter sprengning. Fragmentene blir siktet og veid.

Sprengstoffene
Det er brukt to forskjellige sprengstoffer i testene. Sprengstoffene som ble valgt var Extra Dynamit og Dynamit. Parameterene for disse er gitt i tabell 1. Ladefaktoren for testene er 0,6 kg/m^3.

Hensikten med å bruke to forskjellige sprengstoffer var å se hvordan fragmenteringen forandret seg når man hadde en forventet stor VOD forandring. Det er tilstrebet å holde de andre parameterene så konstant som mulig.

Tabell 1. Sprengstoffparametere hentet fra Produktkatalogen, 1993, Dyno Nobel.

Sprengstoff		Densitet g/cm^3	Gassvolum l/kg	Energi MJ/kg	VOD m/s
Dynamit	Dyn.	1.45	890	4.5	3000
Extra Dynamit	XD	1.50	600	4.9	6000

Ut fra tabell 1 ser man at det 3 % forskjell i densitet og 8 % forskjell i teoretisk energi. Dette er relativt små variasjoner. Derimot er forskjellen i gassvolum på ca. 30 %. Resultatene vil vise at denne forskjellen ikke har hatt avgjørende betydning.

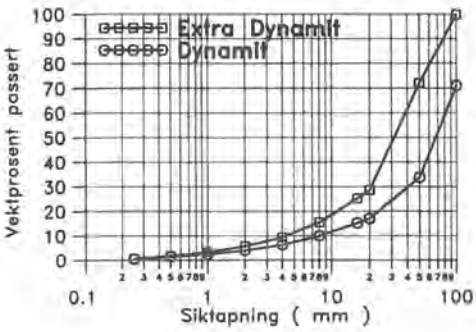
Fragmentering
Det er ved tidligere sprengningsforsøk (Kristiansen et al 1991) funnet en sammenheng mellom sprengstoffets impedans (produktet av densitet og VOD) og materialets impedans (produktet av materialets densitet og seismisk hastighet). Disse forsøkene ble utført i betong. Forsøkene viste at når forholdet mellom sprengstoffets impedans og betongens impedans går mot 1, ble fragmenteringen bedre. Den beste fragmenteringen (mest nedknust) fikk man når forholdet var 1.

Forsøk med Larvikit og granitt, figur 1 og 2, viser at dette også å gjelder for disse bergartene. Tabell 2 viser at en ikke kan benytte det akustiske impedans forholdet direkte

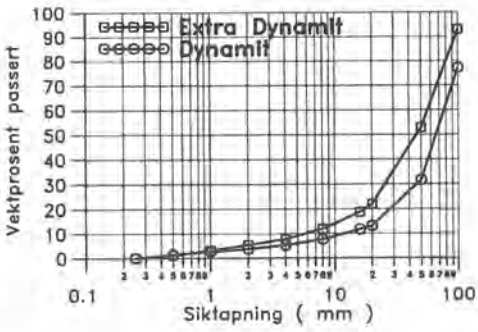
mellom bergartene. Med dette menes at en ikke kan forutsi fragmenteringen i en bergart ved kun å benytte impedans forholdet og fragmenteringsresultatet fra en annen bergart. Det er altså andre bergartsparametere, for uten impedans forholdet, som er avgjørende for sluttresultatet. En kan derimot benytte det akustiske impedans forholdet til å styre fragmenteringen innenfor en og samme bergart.

Tabell 2. Tabellen viser det akustiske impedansforholdet mellom sprengstoffet og bergarten, og k_{50} og k_{80} fragmentstørrelsen etter sprengningen.

Bergart	Sprengstoff	I_{sp}/I_{ba}	k_{50}	k_{80}
Syenitt	Dynamit	0.29	73.0 mm	>100 mm
Syenitt	Extra Dynamit	0.48	34.5 mm	65.5 mm
Granitt	Dynamit	0.24	66.0 mm	>100 mm
Granitt	Extra Dynamit	0.65	48.0 mm	85.5 mm



Figur 1. Siktekurvene for blokker av Larvikit skutt med Extra Dynamit og Dynamit.

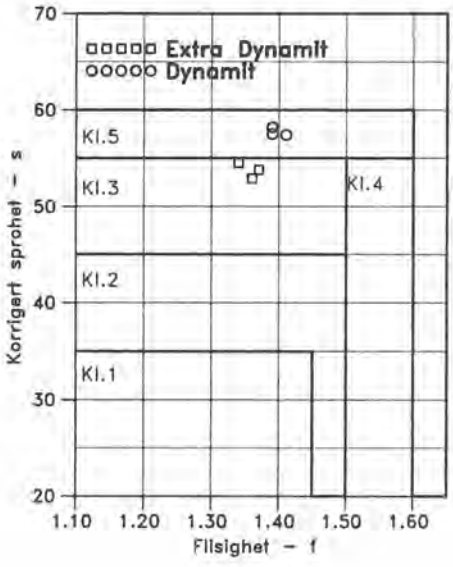


Figur 2. Siktekurver for blokker av granitt skutt med Extra Dynamit og Dynamit.

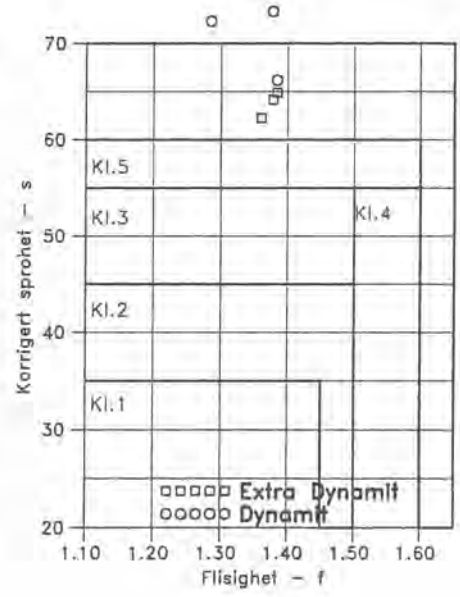
Kvalitetstester av fragmenter

Det er utført rutinemessige kvalitetstester på syenitten (Larvikit) og granitten (Østfoldgranitt). Figur 3 og 4 viser at det er kvalitetsforskjell på fragmentene i røysa avhengig av hvilket sprengstoff som er brukt. Figur 3 og delvis 4 viser at blokkene skutt med høyhastighets sprengstoff kommer ut med laveste verdier etter sprøhet- og flisighetstest. I denne måten å klassifisere bergartsmateriale på, er kvaliteten på produktet bedre jo lavere verdier man har for sprøhet og flisighet.

En forklaring på disse litt uventede resultatene kan være at høyhastighets sprengstoffet ikke bare genererer flere brudd og riss i blokken, men at det også er i stand til å bryte opp disse. Dette gjør at det er færre latente riss i fragmentene i røysa. Man må ta med i denne diskusjonen at testene kun er utført på fraksjonene mellom 8 - 16 mm.



Figur 3. Kvalitetstester på 8-11,2 mm fragmenter fra røysa av syenitt.



Figur 4. Kvalitetstester på 11,2-16 mm fragmenter fra røysa av granitt.

FULLSKALA PALLSPRENGNING

Forsøksbeskrivelse

Det er til sammen gjennomført 6 fullskala salver i prosjektet. Salvene har bestått av fra 22 til 30 hull. Hullene er boret med 76 mm diameter borkrone i fire raster. Hver salve er påbegynt med en ny borkrone. Det er brukt styrestang under boringen for å oppnå så rette hull som mulig. I flere av salvene er borhullene avviksmålt av Dyno Nobel. Bormønsteret har vært V * E = 2,0 * 3,5 meter. Pallhøyden har variert mellom 17 - 19 meter. Alle hull er prøvd boret 7° på kast. Det er i alle salvene brukt Nonel Unidet som tennsystem. Salvene er stort sett åpnet fra midten eller fra hullet ved siden av. Det er brukt 17 ms forsinkelse sideveis og 42 ms forsinkelse bakover mellom rastene. I noen av salvene er det

brukt 25 ms forsinkelse mot ytterste hull i rasta. Det er brukt tre forskjellige sprengstoffer i salvene.

Det var i utgangspunktet ment å bruke to sprengstofftyper der man kun hadde variasjon i detonasjonshastighet. Dette viste seg å være vanskelig å få til. Det ble derfor valgt å bruke de tre sprengstofftypene som her er omtalt. De tre typene har vært Slurrit 50-10 (salve 1 og 2), Anolit (salve 3 og 4) og Slurrit 510 (salve 5 og 6). I tabell 3 er nøkkeltallene for de tre sprengstoffene gitt.

Tabell 3. Nøkkeltall for de tre sprengstofftypene brukt i forsøkene.

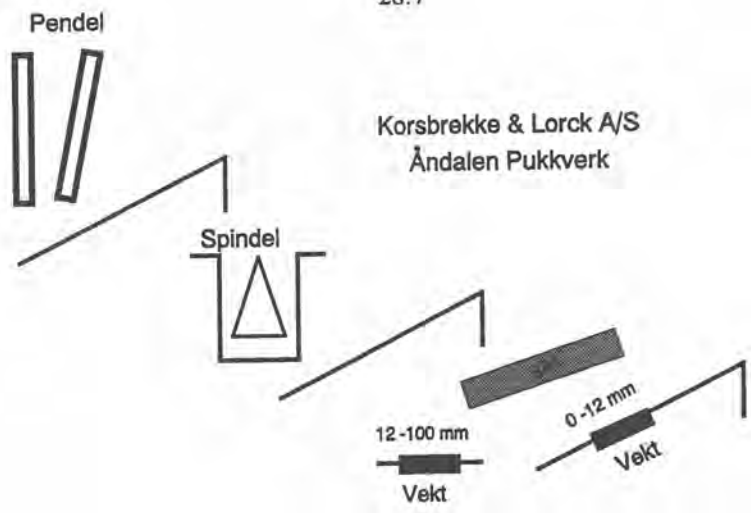
Sprengstoff	Densitet g/cm³	Energi MJ/kg	Gass volum l/kg	Teoretisk det.hastighet
Slurrit 50-10	1,25 (1)	3,1	910	4000-4500 m/s (2)
Anolit	0,85	4,0	970	2200 m/s (2)
Slurrit 510	1,25 (1)	2,9	890	5000 m/s (3)

[1]Varierer med dybden av borhullet
[2]Målt innspent i stålrør
[3]Målt i 45 mm stålrør og densitet ca. 1,20 g/cm³

Bormønsteret er holdt konstant i alle salvene. Dette gjør at ladefaktoren mellom salvene skutt med Slurrit og Anolit har variert fra ca. 0,8 kg/m³ til 0,5 kg/m³. Dette forhold gjør at man ikke kan sammenlikne disse salvene direkte med hensyn på fragmentering, men man forventet at forskjellen i ladefaktor og teoretisk energi skulle gi godt registrerbare forskjeller i resultat når det gjelder måleopplegget med båndvekter og fotoanalyse. Forskjellen i detonasjonshastighet skulle også gi forskjeller når det gjelder finstoffdannelse.

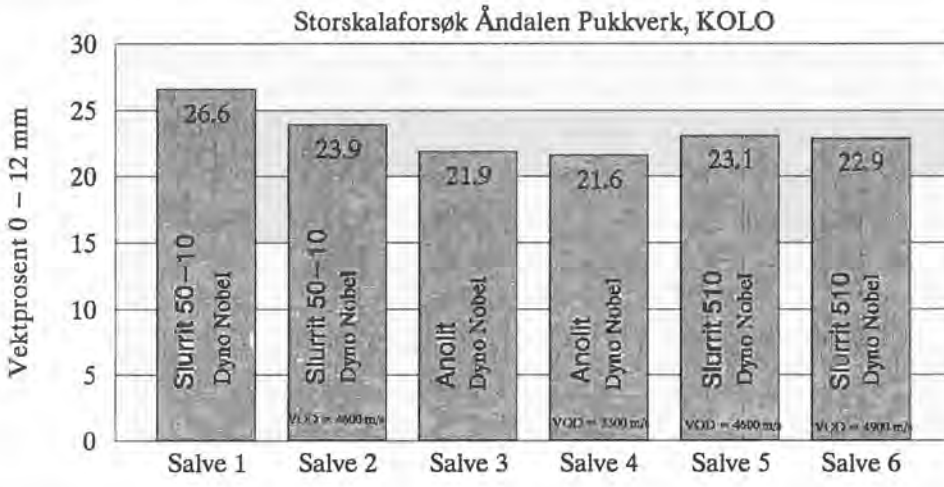
Måleopplegg for å registrere resultatene
Det er alltid vanskelig å evaluere sprengningsresultatet med hensyn på fragmentering når man ikke sikter røysa helt eller delvis. I disse forsøkene er det brukt to forskjellige målemetoder for å vurdere fragmenterings forskjeller. Det er montert to båndvekter på transportbåndene, etter første siktetrinn, så nærme grovknuseren som mulig, og salverøysene er videofilmet for senere fotoanalyse. Etter at salven er sprengt, blir røysa lastet. Fragmentene går først inn i en grovknuser. I Åndalen pukkverk er dette en Svedala pendel knuser med åpning 90-120 cm. Fragmentene blir så transportert på bånd over i en Svedala spindel knuser. Åpningen på denne er 13-36 cm. Fragmentene blir så transportert videre på bånd til et sikt. Maskeåpningen på dette siktet er 12 mm. Båndvektene er montert på båndene etter denne siktingen. Fraksjonene som blir veid, er dermed 0-12 mm og + 12 mm. Figur 5 viser flytskjemaet fram til der båndvektene er montert.

Resultater av sprengningene
En del av prosjektets målsetting var å utvikle en enkel metode for å kunne registrere forskjeller i fragmentering salvene i mellom. Resultatene av de registreringene vi fikk på båndvektene er gitt i figur 6. Det er her gitt prosentvis andel 0-12 mm av den totale mengden som er lastet inn. I figur 7 er andelen 0-12 mm siktet ned til 2 mm.

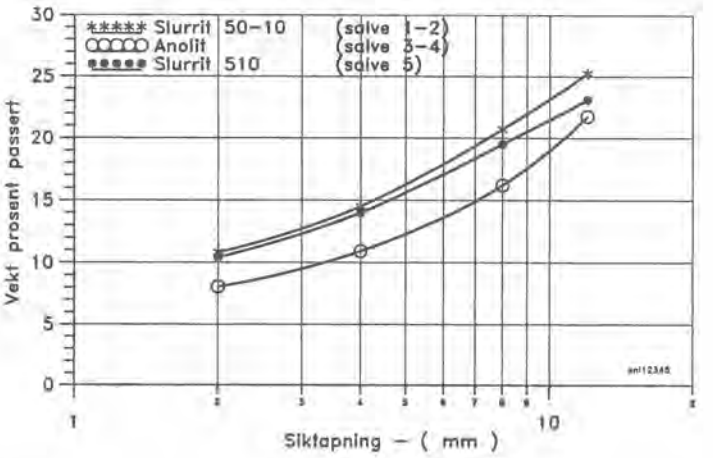


Figur 5. Flytskjema over knuse- og sikteanlegg fram til båndvekter.

Resultater av fragmenttester
Sluttproduktet i fraksjonen mellom 8-16 mm er testet med hensyn på sprøhet, flisighet og abrasjon for hver salve. Dette er den måten kvaliteten av det ferdige produkt blir testet og klassifisert. De fraksjonene som her er testet er altså fra det ferdige produkt etter sprengning, knusing og sikting. Prosedyren i knuse- og sikteanlegget er tilstrebet holdt konstant fra salve til salve, slik at det eventuelt er sprengningen og lokale geologiske forhold som gir kvalitets forskjeller. Tabell 4 gir resultatene fra de prøvene som er tatt av ferdig produkt. Verdiene som er gitt i tabellen er et gjennomsnitt på tre prøver for hver analyse.



Figur 6. Andelen 0-12 mm i prosent av totalt innlastet masse målt på båndvekter.



Figur 7. Siktekurvene for andelen 0-12 mm. Den registrerte andelen 0-12 mm på båndvekta er satt som sluttpunkt for kurvene.

Tabell 4. Analyseresultater på steinmateriale som sluttprodukt fra salvene i fraksjonen 8-11 mm. Abrasjonsverdi er tatt på fraksjonen 11-16 mm.

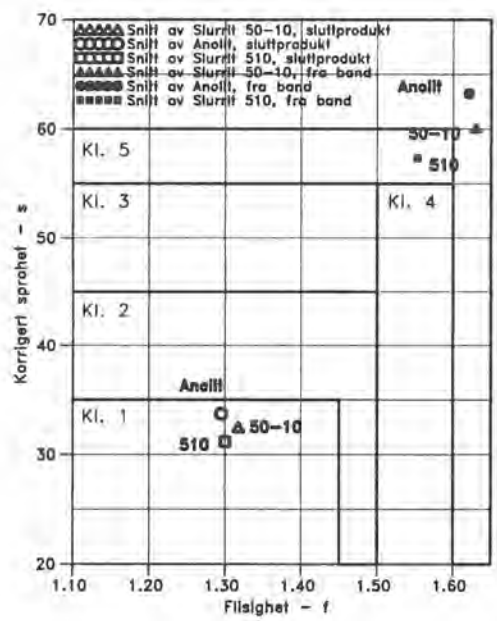
Salve nr.	Sp.stoff	Densitet ρ_s	Flisighet f	Sprøhet s	Abrasjon Abr.	Abr./s²	Klasse
1	Sl.50-10	2,880	1,31	31,1	0,45	2,50	1
2	Sl.50-10	2,760 2,760	1,32 1,33	33,4 34,4	0,43 0,38	2,48 2,22	1 1
3	Anolit	2,790 2,790	1,31 1,37	35,8 36,1	0,44 0,44	2,53 2,64	2 2
4	Anolit	2,770 2,770	1,27 1,23	31,9 31,1	0,44 0,39	2,48 2,17	1 1
5	Sl.510	2,840 2,780	1,37 1,29	27,6 28,0	0,43 0,42	2,25 2,22	1 1
6	Sl.510	2,800 2,800	1,28 1,25	35,1 35,6	0,53 0,52	3,13 3,10	2 2

Det ble også tatt ut fragmentprøver fra båndene over båndvektene. Båndene ble da stoppet og en meter av massen ble spadd av båndet og opp i sekker. Resultatene fra disse testene er gitt i tabell 5. Disse fragmentene er mindre maskinpåvirket enn det ferdige produktet. De skulle da i enda større grad gjenspeile den sprengstoffmessige påvirkningen.

Tabell 5. Analyseresultater på steinmateriale tatt av båndet fra salvene i fraksjonen 8-11 mm

Salve nr.	Sprengstoff	Flisighet f	Sprøhet s	Gjennomsnitt f s
1	Slurrit 50-10	1,62 1,59	59,64 58,85	1,60 59,24
2	Slurrit 50-10	1,69 1,62	63,84 60,58	1,66 62,21
3	Anolit	1,62 1,64	66,44 66,78	1,63 66,61
4	Anolit	1,63 1,60	61,95 57,85	1,62 59,90
5	Slurrit 510	1,56 1,55	57,12 57,54	1,55 57,33

Figur 8 gjengir hvordan fragmentene som sluttprodukt og fragmenter tatt av båndet over vekta, blir klassifisert. Figur 7 viser siktekurvene for gjennomsnittet av de to salvene med hvert enkelt sprengstoff. Kurvene er laget slik at 12 mm tilsvarer den prosentandelen som ble funnet på båndvektene.



Figur 8. Resultatene av kvalitetstestene på fragmentene. I figuren er både kvaliteten på fragmentene spadd av transportbåndet og som sluttprodukt tatt med.

DISKUSJON

Salver og sprengstoff
Utgangspunktet for salvene var at en skulle skyte 6 salver med to forskjellige sprengstoffer. Den eneste variable i sprengstoffene skulle være detonasjonshastigheten. Dette viste det seg svært vanskelig å få til.

Det ble derfor bestemt at forsøkene skulle gjøres med de vanligste sprengstoffene. Det ble brukt Anolit og Slurrit i det samme borhullsmønstret. Dette gjør at ladefaktoren blir forskjellig. Fordelen med et slikt opplegg er at man vet på forhånd at fragmenteringen salvene i mellom vil variere. Arbeidshypotesen var at slurriten med en høyere detonasjonshastighet ville gi en bedre fragmentering. Fragmenteringen blir diskutert senere.

Måleopplegg med båndvekter
Bruken av båndvekter for å få et bilde av forskjellene i fragmentering har vist seg svært vellykket. Ved systematisk å registrere vekten av fragmentene som siktes ut i fraksjonene 0-12 mm og + 12 mm får bruddet et mål på de forskjeller salvene gir mhp. fragmentering, samt at man til en hver tid har oversikt over hvilke mengder masser en har i anlegget.

Båndvektene har registrert de forventede forskjeller i fragmentering mellom Slurrit og Anolit salvene. Sett alle salvene under ett er denne forskjellen på ca. 2,5 prosent poeng i andelen 0-12 mm fra Anolit til Slurrit, eller en reduksjon i andelen 0-12 mm med 10 %. Båndvektene har vist at det går ann å registrere relative forskjeller mellom salver ved å være systematiske i lasting og registrering.

Resultatene med bruk av båndvekter ser ut å være pålitelige og gi grunnlag for å registrere de forskjeller man kan vente fra salver skutt med to forskjellige sprengstoffer som Slurrit og Anolit.

Fragmentering
Resultatene fra båndvektene viser at det er oppnådd fragmenteringsforskjeller mellom salvene. I de salvene der det ble brukt Slurrit (50-10 eller 510) har fragmenteringen blitt bedre. Usikkerheten blir om det er forskjellen i detonasjonshastighet og/eller ladefaktor som er årsaken til forskjellen.

Sammenlikner man forskjellen målt med båndvekter så er den på ca. 2,5 vektprosent mer 0-12 mm (figur 6) for salvene skutt med Slurrit. Tolker man resultatene dit at finstoffandelen i hovedsak stammer fra området rundt borhullet, så er det detonasjonshastigheten som er mest avgjørende for den fragmenteringsforskjellen vi har nådd i dette området.

Ser man på tilsvarende forsøk utført i Sverige, der salvene er siktet, har man der oppnådd ca. 1 % forskjell i fraksjonen 0-8 mm. I disse forsøkene er det kun detonasjonshastighetenn som har variert.

For de grovere fraksjonene er forskjellen større tolket ut fra fotoanalyse. Dette skyldes nok i hovedsak forskjellen i ladefaktor (0,8 kg/m^3 for Slurrit og 0,5 kg/m^3 for Anolit).

Fotoanalyse viser allikevel at andelen storstein ikke er så forskjellig i salvene for de sprengstoffene som ble brukt.

Forsøkene har vist at ved bruk av båndvekter eller fotoanalyse så kan man registrere forskjeller i fragmentering salvene i mellom. Resultatene fra båndvektene ser ut til å gi pålitligere resultater fra salve til salve, mens fotoanalysen gir mer spredning og bør utføres over et lengere tidsintervall (flere salver).

Kvalitetstester av fragmenter
I småskalaforsøkene fant man at både sprøhetstallet og flisighetstallet ble bedre for bergartsblokker av syenitt og granitt skutt med høy-hastighetssprengstoff.

Noe av målsetningen med storskalaforsøkene var å se om vi kunne kjenne igjen disse tendensene.

I figur 8 ser vi at kvaliteten av fragmentene målt som **flisighet**, både som sluttprodukt og tatt av båndet etter to knuser trinn, ikke er entydig bedret for denne bergarten. Flisigheten gjennspeiler formen av fragmentene. Vi tror at dette for en stor del er bestemt av foliasjonen i gneisen, og dermed ikke i så stor grad påvirket av sprengstoffet.

Sprøhets-tallet derimot gjenspeiler i hvilken grad fragmentene kan motstå slagpåvirkning. Dette vil gi et mål for den indre styrke og dermed etter vår mening i større grad gjenspeile sprengstoffenes virkning. Den indre styrken av fragmentene er avhengig av geologien og i hvilken grad sprengningen har tilført mikroriss som ikke er brutt i stykker. I figur 8 kan vi se at begge Slurry sprengstoffene gir bedre sprøhetstall enn Anolit, både for sluttproduktet og fragmentene tatt av båndet over vektene.

Det kanskje mest interessante ved å sammenlikne resultatene av sprøhets-tallene fra transportbåndet og sluttproduktet er at de forskjeller i sprøhet man har tidlig i sikteprosessen vedvarer også til sluttproduktet. Ser man på sprøhetstallet for Slurrit 50-10 fragmentene tatt av båndet og Anolit fragmentene så er de hhv. $S_{50\text{-}10} = 60{,}07$, og $S_{AN} = 63{,}26$. Det vil si at Slurrit 50-10 ga 5 % bedre verdier. Tilsvarende mellom Slurrit 510 og Anolit er $S_{510} = 57{,}33$ og $S_{AN} = 63{,}26$. Det vil si 9 % bedre verdier for Slurrit 510.

Tilsvarende forhold for sluttproduktet er $S_{50\text{-}10} = 32{,}50$, og $S_{AN} = 33{,}72$. Det vil si at Slurrit 50-10 gir 4 % bedre sprøhetstall. For S_{510} og S_{AN} som sluttprodukt er forholdet 8 % bedre sprøhetstall for Slurrit 510.

Til tross for at de rutinemessige testene som tas representerer kun få tilfeldige fragmenter, ser det ut som om tendensene fra småskalaforsøkene, når det gjelder sprøhet, kan gjennkjennes i denne bergarten.

BORHULLSDIAMETERENS BETYDNING FOR FINSTOFFDANNELSE

Arbeidshypotese

Finstoffproduksjonen ved sprengning i dagbrudd er ofte et problem. Det er ikke alle brudd som har full omsetning på f.eks. fraksjonen 0-4 mm. Dette gjør at denne fraksjonen kan bli et lagrings problem. I dette kapitel diskuteres finstoffdannelsens avhengighet av

borhullsdiameteren. Finstoffdannelsen relateres til den slagpåvirkning som borhullet utsettes for og dermed til hvilken mengde sprengstoff som omsettes pr. innvendig borhullsareal. De beregningene som her er gjort viser at en kan **redusere finstoffdannelsen (mellom 0-4 mm) i røysa med 2 % for hver halve tomme borhullsdiameter reduksjon.** Beregningene baserer seg på småskalforsøk.

Detonasjonsstøtet

Detonasjonsstøtet er sjokksonen foran bølgefronten. Størrelsen på detonasjonsstøtet er et godt mål for et sprengstoffs evne til å fragmentere berg [ref. 2]. Formelen for å beregne detonasjonsstøtet av en enhetsladning på et enhetsareal er:

$$DS = \rho * VOD * pv \qquad [ref.2]$$

der

DS	= detonasjonsstøtet	N/m^2	
ρ	= densitet		kg/m^3
VOD	= detonasjonshastighet		m/s
pv	= partikkelhastighet	m/s	

Detonasjonsstøtet er en kraft pr areal. Kraften som tilføres kan beskrives med Newton's 2. lov som sier at:

$$F = m * a$$

der

F	= kraft	N
m	= masse	kg
a	= akselerasjon	m/s^2

I følge Newton er kraften proporsjonal med massen. Tilsvarende blir størrelsen på detonasjonsstøtet proposjonalt med massen sprengstoff som omsettes pr. enhetsarealet.

Kaller vi detonasjonsstøtet for en spenning eller trykk (σ) får vi:

$$\sigma = F/A$$

der

A	= arealet	m^2

Man kan dermed se at detonasjonsstøtet for et bestemt sprengstoff vil være avhengig av mengden sprengstoff som omsettes på enhetsarealet. Dette vil vi senere benytte for å forklare hvordan finstoffdannelsen avhenger av borhullsdiameteren.

Ut fra ligningen om detonasjonsstøtet betyr dette at for en sprengstofftype med lik densitet, detonasjonshastighet og partikkelhastighet, vil detonasjonsstøtet øke proporsjonalt

med massen (Newton 2. lov) som omsettes pr. areal innvendig borhullsvegg.

Soner rundt borhullet
Innen sprengningsteknikken deler vi gjerne områdene rundt borhullet i soner ut fra graden av oppsprekning. Sonen nærmest borhullet kalles for knusningssonen. I denne sonen er trykket fra detonasjonen så høyt at bergartens trykkstyrke er overskredet og vi får knusning. Det er i denne sonen at de fineste fraksjonene i røysa dannes.

Størrelsen på knusningssonen i en bergart er avhengig av bergartens egen styrke samt størrelsen på det detonasjonsstøtet det utsettes for. Vi har ved NGI utført forsøkssprengninger der vi har variert diameteren på borhullet under ellers sammenliknbare forhold.

Tidligere arbeider som hypotesen bygger på
Det er i tidligere forsøk sprengt betongterninger i tre forskjellige størrelser. De tre størrelesene har hatt kantlengder på hhv. 240 mm, 500 mm og 750 mm. I tabell 6 er målene for terningene oppgitt. Som en ser av tabellen er disse terningene innbyrdes sammenliknbare når det gjelder forholdet mellom borhullsdiameter, forsetning og kantlengder.

Tabell 6. Mål på forsøksterningene fra tidligere forsøk.

Kantlengde	Borhullsdiameter	Forsetning	Ladnings-lengde	Ladefaktor
240 mm	10 mm	115 mm	75 mm	0.623 kg/m^3
500 mm	22 mm	240 mm	141 mm	0.623 kg/m^3
750 mm	29 mm	360 mm	274 mm	0.623 kg/m^3

De tre prøvestørrelsene ble skutt med to sprengstofftyper. Sprengstoffene var Dynamit og Comp C-4 (militært sprengstoff).

Tabell 7 gir nøkkeltallene for de to sprengstofftypene.

Tabell 7. Nøkkeltall for de to sprengstofftypene.

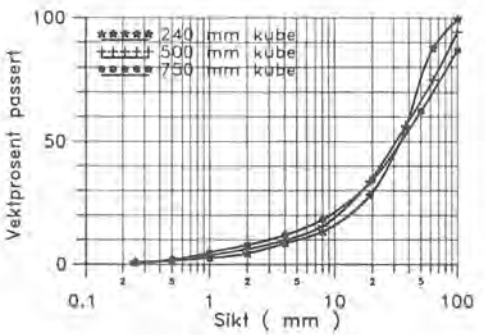
Sprengstoff	Densitet	VOD	Gass	Energi
Dynamit	1.45 g/cm^3	ca. 2800 m/s	854 l/kg	4.47 MJ/kg
Comp C-4	1.42 g/cm^3	ca. 7500 m/s	1075 l/kg	5.43 MJ/kg

I tabell 8 er ladefaktoren i antall gram sprengstoff som omsettes pr. innvendig areal borhull, gitt. Dette er tilnærmet likt for de to sprengstofftypene, da densiteten er tilnærmet lik.

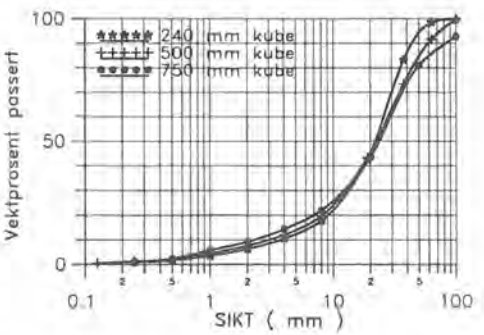
Tabell 8. Mengde sprengstoff pr. areal borhull for de tre testede størrelser. Det er også gitt tilsvarende verdier for et 76 mm borhull.

Diameter	Gram sprengstoff i borhullet	Gram/cm²
10 mm	8.5 g	0.36 g/cm²
22 mm	77.88 g	0.80 g/cm²
29 mm	262.83 g	1.05 g/cm²
76 mm	6578 g/m	2.76 g/cm²

Figur 9 viser siktekurvene for tre størrelser av betongterninger skutt med Dynamit, tilsvarende viser figur 10 resultatene for Comp C-4. Figur 11 viser sammenhengen mellom antall gram sprengstoff pr. innvendig borhullsareal og dannelse av finstoffandel 0-4 mm.



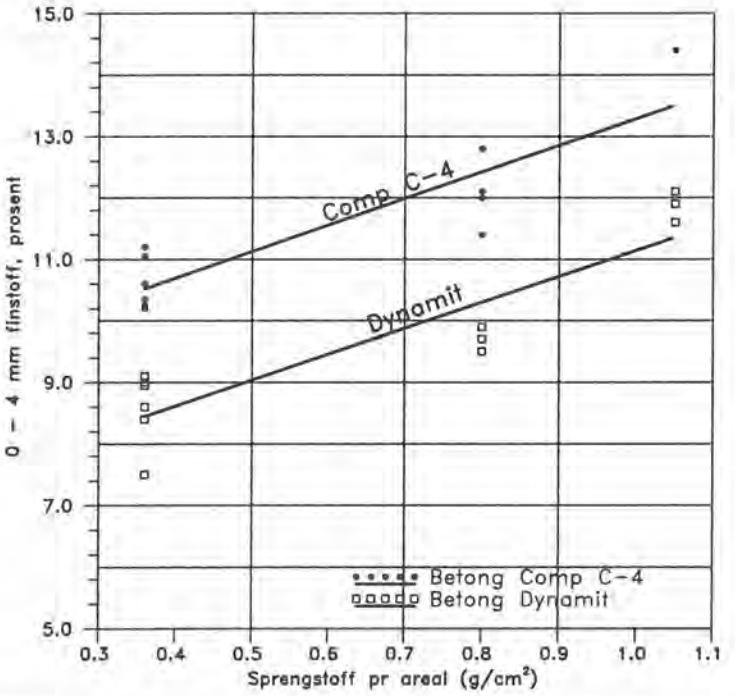
Figur 9. Siktekurvene for de tre størrelsene av betongblokker skutt med **Dynamit**.



Figur 10. Siktekurvene for de tre størrelsene av betongblokker skutt med **Comp C-4**.

De statistiske lineære tilpasningskurvene er basert på de tre testede diameterene. Det er for de tidligere forsøkene produsert relativt mye finstoff. Dette skyldes at betongen har en lavere trykkfasthet enn berg.

Vi vil her prøve å overføre disse resultatene til pallsprengning med varierende borhullsdiameter.



Figur 11. Kurvene viser prosenandel finstoff (0-4 mm) for de tre blokkstørrelser skutt med hhv. Dynamit og Comp C-4. Det er lagt inn en lineær tilpassning til punktene.

Dannelse av finstoff (0 - 4 mm) som funksjon av borhullsdiameteren
Påstand
Finstoffdannelsen er avhengig av:

1. Sprengstoffet som brukes (detonasjonshastighet og densitet)
2. Borhullsdiameteren gjennom mengde sprengstoff som omsettes pr. areal borhull, g/cm².
3. Kobling mellom sprengstoffet og borhullet

De beregninger som følger baserer seg på forsøkene omtalt foran samt argumentasjonen i de innledende kappitler. Det ble i forsøkene funnet et lineært forhold mellom sprengstoffmengden pr. areal borhull (g/cm²) og prosent
(0 - 4 mm) finstoff dannet fra sprengningen:

$$y = a\,x + b_{berg} + b_{sp.stoff} \qquad [1]$$

y = prosent finstoff 0 - 4 mm som dannes
x = sprengstoff pr. areal (g/cm²), borhulls avhengig varierende med diameteren
a = konstant (4.8 for forsøkene over)
b_{berg} = avhengig av trykkfasthet og mineralbinding
$b_{sp.stoff}$ = detonasjonshastighet og densitet

I beregningene under bruker vi sprengstoffet Slurritt 50-10, dvs. g/cm^2 variere med borhullsdiameteren som følgende:

64 mm	2.01 g/cm^2
76 mm	2.36 g/cm^2
89 mm	2.78 g/cm^2
102 mm	3.19 g/cm^2

b_{berg} og $b_{sp.stoff}$ settes konstant da vi antar at vi skyter i samme bergart og lik detonasjonshastighet og densitet.

Merknad: Detonasjonshastigheten kan variere med borhullsdiameteren, den øker gjerne med økende diameter. Dette skulle i så fall innebære at differansene mellom diameterene ble enda større når det gjelder finstoff produksjonen.

Beregningene for de fire borhullsdimensjonene blir som følger:

Vi skal ta ut 100 000 fm^3. Pallhøyde og areal pr. borhull varieres med diameter. Tabell 9 viser hvordan pallhøyde og areal pr. borhull justeres med borhullsdiameteren.

Tabell 9. Tabellen viser hvordan pallhøyde, areal, sprengstoffmengde pr. areal og antall hull variere med borhullsdiameteren.

Borhullsdiameter	Pallhøyde	Areal pr. hull	Spr.stoff pr. areal	Antall hull
64 mm	9 m	6.6 m^2	2,01 g/cm^2	1684
76 mm	11 m	8,7 m^2	2,36 g/cm^2	1045
89 mm	13 m	10,9 m^2	2,78 g/cm^2	706
102 mm	15 m	12,0 m^2	3,19 g/cm^2	556

Bruker vi likning [1] over med en stigningskoefisient som i småskalaforsøkene får vi følgende verdier for finstoffdannelsen avhengig av borhullsdiameteren:

64 mm =>	9,65 %	eller 26000 tonn 0-4 mm
76 mm =>	11,33 %	eller 30591 tonn 0-4 mm
89 mm =>	13,34 %	eller 36000 tonn 0-4 mm
102 mm =>	15,31 %	eller 41000 tonn 0-4 mm

Merknad: b er satt lik 0. b kan variere etter som hvilken bergart vi skyter i og hvilket sprengstoff vi bruker. Påstanden er at en forandring av b kun vil paralellforskyve kurvene i figur 3.

Arbeidshypotese
Beregningene og forsøkene har vist at finstoffdannelsen er avhengig av borhullsdiameteren. Dersom dette forholdet mellom finstoffdannelsen og diameteren er lineært får vi en total reduksjon av finstoff 0-4 mm på 2 % pr. halve tomme

borhullsdiameter. Dersom forholdet er eksponensielt vil finstoffdannelsen øke enda mere ved større borhullsdimensjoner.

KONKLUSJON

Småskalasprengninger har vist at en kan bruke impedans forholdet mellom sprengstoffet og den bergarten en skyter i for å styre fragmenteringen.
Impedans forholdet kan ikke brukes alene for å overføre erfaringene fra en bergart til en annen og derigjennom forutsi sluttresultatet.
Kvaliteten av fragmentene innen fraksjonen 8 - 16 mm, er bedre for Larvikit blokkene og delvis granitt blokkene skutt med Extra Dynamit enn for de skutt med Dynamit. Sprøhet og flisighet er brukt som mål for kvalitet.

Storskalforsøkene har vist at både bruken av båndvekter og fotoanalyse er nyttige redskaper for å registrere forskjeller når det gjelder fragmenteringen av røysa etter sprengning. En forskjell i detonasjonshastighet på 1300 m/s og en ladefaktor forskjell på 0,3 kg/m^3, har gitt en forskjell i andel 0-12 mm på 2,5 prosent poeng mellom Slurrit og Anolit, eller en reduksjon i andel 0-12 mm på 10 % ved lavere detonasjonshastighet.

Både forskjellen i ladefaktoren mellom Slurrit (0,8 kg/m^3) og Anolit (0,5 kg/m^3) og borhullsavviket gir noe usikkerheter i tolkningen av resultatene.

Flisigheten av de kvalitetstestede fragmentene ser ut til å styres i hovedsak av foliasjonsplan i denne bergarten. Det er derfor ikke oppnådd forskjeller når det gjelder flisighets-tall mellom salvene skutt med Slurrit og salvene skutt med Anolit.

Sprøhets-tallet for de testede fragmentene er i gjennomsnitt blitt bedre for salvene skutt med Slurrit sammenliknet med salvene skutt med Anolit. Det ser ut som de forhold i kvalitetsforskjeller man eventuelt oppnår i sprengningen fortsatt er tilstede i sluttproduktet. Man kan altså gjennkjenne tendensene fra småskalaforsøk med Larvikit når det gjelder sprøhet.

ANERKJENNELSE
En stor takk til Paul Glamo, Feiring Bruk, for
pålitelig utførte kvalitetstester på fragmenter.

REFERANSER

Kristiansen,J., Kure,K., Vestre,J. and Bergqvist,I.,1990
"An Investigation of Heave and Fragmentation Related to Explosive Properties", Third Int. Symp. on Rock Fragmentation by Blasting, Fragblast'90, Brisbane, Australia.

Atlas Powder Company, 1987
"Explosives and Rock Blasting"

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

BERGTEKNIKK DOWN UNDER
ROCK TECHNOLOGY DOWN UNDER

Professor Arne Myrvang. Inst. for geologi og bergteknikk. NTH

SAMMENDRAG

Foredraget gir inntrykk fra et studieår ved Julius Kruttschnitt Mineral Research Centre, University of Queensland, Brisbane, Australia. Området bergteknikk preges sterkt av at mineralindustri er Australias viktigste eksportnæring. Bruk av undergrunnen begynner imidlertid å få større oppmerksomhet, og det foreligger planer om et Underground Space Centre ved University of Queensland. Geologisk ligger forholdene godt til rette for en mer omfattende aktivitet på området, og på noe sikt bør det være rom for norsk ekspertise.

SUMMARY

This papers present some impression from a sabbatical year at the Julius Kruttschnitt Mineral Research Centre, the University of Queensland, Brisbane, Australia. The rock engineering field is strongly influenced by the fact that minerals are Austrlia's biggest export earner. However, the use of the underground for public purposes is getting an increasing attention, and plans exist for an Underground Space Centre at the University of Queensland. From a geological point of view the conditions should be reasonably favourable for a more extended use of the undergrouns.

INNLEDNING

Bakgrunnen for dette innlegget er et studieår ved Julius Kruttschnitt Research Centre (JKMRC), Brisbane, Australia. JKMRC er formelt en del av University of Queensland, Department of Mining and Metallurgy, men er geografisk plassert ved en nedlagt sølvgruve ca. 5 km fra hovedcampusen. Senteret finansieres i sin helhet gjennom industriprosjekter, og ble også i sin tid (1970) startet opp ved hjelp av en donasjon fra industrien. En grunnfilosofi for forskningen er at den i størst mulig grad skal foregå med gruvene selv som laboratorium koplet sammen med utstrakt bruk av datamaskinsimulering. JKMRC var opprinnelig et senter for mineralteknikk (oppredning), men ganske snart ble sprengningsteknikk tatt opp, idet sprengning kan betraktes som det første knusertrinnet. Etter hvert blir mer og mer av Australias metaller utvunnet fra dype underjordsgruver med store spennings

problemer. Dette har betydning for sprengningsopplegget og for hvilken skade berget utsettes for i forbindelse med sprengning. Derfor er bergmekanikk etter hvert blitt tatt opp som et viktig område.

Selv om JKMRC er oppdragsforskningsinstitutt er det også en "postgraduate school" ved universitetet. Til enhver tid har senteret ca. 40 Ph.D. og M-Sc. studenter som nesten uten unntak er lønnet over industriprosjekter. Som nevnt ligger JKMRC ved en nedlagt sølvgruve. Deler av gruva holdes fortsatt intakt og er mye brukt som øvingssted for studenter ved universitetet. Alle gruvestudenter har f.eks. praktiske øvinger med boring (knematerboring!) og sprengning.

BERGTEKNIKK GENERELT

Over 50% av Australias eksport kommer fra mineraler. Den største enkelteksporten utgjøres av kull, og Australia er verdens største kulleksportør. Ellers har landet det meste av metaller og mineraler, som gull, sølv, kopper, bly, zink etc. Det er derfor klart at svært mye av det som foregår innen bergteknikk er relatert til dette feltet. For tiden er det beskjeden aktivitet innen "civil engineering", men interessen for å bruke undergrunnen mer intensivt enn før er definitivt til stede og økende. Spesielt ved University of Queensland er det en betydelig aktivitet for å fremme kunnskap om hvordan berggrunnen kan brukes til en rekke formål, og en kandidat er nesten ferdig med en M.Sc.-avhandling som går på dette emnet. Personlig holdt jeg to foredrag om norsk bruk av undergrunnen med hovedvekt på Gjøvikhallen (på universitetet og ved Institution of Engineers of Australia) med meget stor oppslutning. For øvrig vakte Vinterolympiaden kolossal oppmerksomhet og må vel kunne karakteriseres som historiens beste Norgesreklame. Dette inkluderer også vår bruk av undergrunnen gjennom en instruktiv TV-reportasje fra Gjøvikhallen.

Som nevnt peker University of Queensland seg ut som det mest aktive miljø innen utnyttelse av undergrunnen. En meget viktig årsak til dette er to viktige personer:

Professor E.T. Brown, ("Hoek & Brown") en av verdens fremste bergmekanikere. Han er nå pro-rektor for hele University of Queensland, men følger fortsatt godt med innen faget. Dette skjer bl.a. ved at han har en halv dag pr. uke på JKMRC, hvor han er mye brukt som rådgiver og studentveileder. Professor B. Brady er nylig tiltrådt som professor i gruvedrift. Han er også verdenskjent i bergmekanikkretser og har i mange år arbeidet i USA, bl.a. ved University of Minnesota med sitt "Underground Space Centre".

I løpet av de siste 3-4 måneder har de jobbet med en eventuell opprettelse av et "Underground Space Centre" etter modell fra Minnesota, og de planlegger faktisk å engasjere en person på heltid i 6 måneder for å utarbeide mer detaljerte planer. Ideen har fått betydelig oppmerksomhet i den lokale storavisa,

og Gjøvikhallen er avbildet og brukt som eksempel.

I Brisbane og større deler av det omgivende området ligger de geologiske forholdene rimelig godt til rette for underjordsanlegg. Problemet er at de bestemmende myndigheter og også toneangivende konsulenter har lite kunnskap om mulighetene, og har dessuten blitt skremt av enorme kostnader i forbindelse med mindre lokale tunnelanlegg. Disse er drevet på det mest bastante vis med kolossale sikringsarbeider i et berg som etter min oppfatning er rimelig bra og "oppegående".

FORSKNING VED JKMRC

Så å si all forskning ved JKMRC er relatert til bergverksindustrien. Senterets varemerke har i alle år vært brukt av anleggene som laboratorium sammen med utstrakt bruk av monitoring og datamaskinmodellering. I forbindelse med sprengning har senteret etter hvert utviklet en portefølje av programvare som synes å kunne anvendes for å løse praktiske oppgaver. Det som forskningen bl.a. har vist er den nære sammenhengen mellom bergmekaniske forhold og sprengningsresultat. Dette er spesielt viktig i forbindelse med storskala sprengning under jord hvor en har med høye spenninger å gjøre, og hvor skader på gjenstående berg kan ha avgjørende betydning for stabiliteten av sidevegger og bergpilarer. I mange gruver både i Australia og ellers i verden går brytningen mot stadig større dyp med tilhørende høye spenninger, og hvor bergsikring og stabilitetsproblemer medfører store kostnader. Dette er bakgrunnen for et nytt forskningsprogram som går under navnet BART-Blasting and Reinforcement Technology med oppstart på nyåret. Programmet kjøres i samarbeid med CSIRO-Commonwealth Scientific and Industrial Research Organisation, Australias føderale forskningsorganisasjon. Innen bergmekanikk er CSIRO velkjent for sin utvikling av instrumentering for bergspenningsmålinger (CSIRO-Hollow Inclusion Cell og utstyr for hydraulisk splitting). Programmet støttes av en rekke industribedrifter i flere land.

Som nevnt vil det i programmet bli lagt stor vekt på stabilitet og "rock damage". Tendensen i storskala underjordsdrift over hele verden har i mange år gått mot stadig lengre og grovere borhull ved sprengning. Det kan i noen tilfeller dreie seg om 6"-7" hull med lengde opp til 100 m. Dette gir tilsynelatende svært billig sprengning. I mange tilfeller viser det seg imidlertid at vinningen går opp i spinningen på grunn av følgende:

- Borhullsavvik gir mye store blokker som blokkerer lastesystemer og gir mye spretting.

- Gruve hull gir stor skade på gjenstående berg med store stabilitetsproblemer som resultat, hvilket i sin tur gir store sikringskostnader og problemer med stor blokker og eventuelt også gråbergstilblanding.

- Grensen mellom malm og sideberg kan være uregelmessig. Lange borhull/stor etasjeavstand er et "stivt" system som kan medføre at en enten taper malm eller får mer gråberg.

- Grove borhull gir mer fingods.

Derfor ser en nå en tydelig tendens til at det gås tilbake til mindre borhullsdiametere og kanskje også kortere hull.

Et hovedmål med programmet er å komme frem til en optimal balanse mellom et effektivt sprengningsopplegg og bergmekaniske begrensninger mot skader på gjenstående berg og sikringsbehov. I den forbindelse er det vesentlig å finne ut hvilke skader som skyldes sprengningen som sådan og hva som skyldes bergmekaniske "iboende" faktorer som f.eks. høye bergspenninger. Dette har ikke minst stor interesse i etter hvert mange gruver som har til dels store og farlige problemer med det fenomenet som heter "rock bursts". Dette har noe misvisende blitt oversatt til bergslag eller spraking på norsk. I engelsk gruvespråk brukes imidlertid rock bursts om et voldsomt brudd som er av slik størrelse at det kan betraktes som en seismisk hendelse. Eventuelt kan bruddet være utløst av en seismisk hendelse. Rystelser opp til 4 på Richterskalaen er registrert i forbindelse med rock bursts. En rock burst kan medføre til dels store tap av menneskeliv, og store materielle skader. Store områder kan faktisk mer eller mindre pulveriseres. Fenomenet er velkjent fra de dype gruvene i Sør-Afrika, i Chile og Canada, og det begynner så smått å dukke opp også i Australia etter hvert som driften går mot større dyp og/eller mot områder som ellers har høye bergspenninger. For fenomenet er klart spenningsrelatert men kan utløses av sprengning.

LITT OM GRUVERELATERT BERGMEKANIKK

Som det vil fremgå av det foregående opplever etter hvert mange gruver bergmekaniske problemer på grunn av høye spenninger og delvis også dårlig berg. Typisk for det australske kontinent er at det svært ofte forekommer store horisontalspenninger. Gruverommene har ofte store dimensjoner, og dette betinger store stabiliseringstiltak. I svært mange gruver benyttes en eller annen form for gjenfylling av strossene. Dette kan være avgang fra oppredningsprosessen, gråberg fra oppfaringsdrifter eller også grusmasser som tas fra dagen. Svært ofte blir fyllmassen stabilisert med sement eller slaggmaterialer. Fyllmassen støtter opp veggene slik at en unngår totalkollaps av store områder. Fyllmassen er imidlertid svært lite stiv sammenlignet med det omgivende berget. Derfor vil massen bare i meget begrenset grad ta opp spenninger, og derfor ha liten betydning for spenningsnivået i gjenstående berg og pilarer. Derfor vil spenningene i en pilar være like høye som hvis strossen ikke var gjenfylt. I kortere eller lengre tid vil uansett store rom stå åpne før fyllmassen er kommet på plass. For å unngå innrasing fra sideveggene av

gråberg vil det derfor være behov for sikringstiltak. Dette gjøres svært ofte ved hjelp av kabelbolting. Australia har vært et foregangsland på området kabelbolting. Svært mye av utviklingsarbeidet har foregått ved Mount Isa Mines i det sentrale Queensland. Det er gjennom de siste 20 år utviklet en rekke forskjellige typer og konsepter på design og utførelse. MIM har ellers også vært et foregangsselskap når det gjelder anvendt bergmekanikk. Dette gjelder bl.a. aktiv bruk av numerisk modellering for driftsoppfølging og planlegging.

Som nevnt innledningsvis er kull Australias viktigste eksportvare. Årlig produksjon ligger på i overkant av 200 mill. tonn hvorav 70% eksporteres. I en lang periode har store deler av dette kommet fra store dagbrudd, men etter hvert som overdekningen øker blir underjordsdrift stadig viktigere, og i dag kommer ca. 30% av produksjonen fra underjordsgruver. Mesteparten av dette kommer fra såkalt longwallbrytning. En moderne longwallstrosse er en fantastisk teknisk operasjon, med komplisert høyteknologisk utstyr både når det gjelder selve produksjonen og den etterfølgende uttransporten. Typisk mektighet på mange fløtser (kullag) er 3-4 m, hvilket med dagens teknologi anses som optimalt med hensyn på produktivitet og sikkerhet. Med en årlig produksjon på 2-3 mill. tonn pr. strosse tas det ut store arealer, og typisk for underjords kullgruver er de lange avstandene. En effektiv transport kan derfor bare skje med belter, og i hver gruve er det milevis med belter. Longwallbrytning er fra en bergmekanisk synsvinkel anvendt bruddmekanikk i den forstand at metoden er basert på at hengberget går i ras etter hvert som strossen avanserer. Også i mange australske kullgruver finnes til dels meget høye og anisotrope horisontalspenninger. Dette gir problemer på flere måter. Stoller orientert normalt på største horisontale spenning får sprakeproblemer i hengen og av og til også liggheving. Videre kan rasutviklingen i strossen hindres på grunn av innspenning av hengen. Ved planlegging av nye brytningsområder blir det derfor i dag gjort omfattende bergmekaniske undersøkelser for å kartlegge spenningsfeltet. Deretter blir hovedstollsystemer og strosser orientert på en slik måte at det gir minst mulig problemer.

TUNNELANLEGG

Som nevnt er det for tiden liten aktivitet utenom gruverelaterte prosjekter. I Brisbane drives det imidlertid for tiden en dobbel jernbanetunnel med lengde 2 x 725 m. Bergarten er fyllitt med en god del kvartsårer, og kan karakteriseres som rimelig godt berg. Tunnelene drives med 2 stk. Mitsui roadheaders. På grunn av kvartsårene har en hatt til dels store problemer med inndrift og slitasje. Årsaken til at roadheaders ble valgt skyldes ekstreme krav til rystelsesnivå. Maksimalt tillatte svingehastighet er 5 mm/s. Dette er uansett et ekstremt krav som det i praksis er umulig å oppfylle ved bruk av sprengning. Også i forbindelse med andre prosjekter i urbane strøk vil en møte de samme kravene, og vil kunne sette en stopper for ellers gode prosjekter. I følge professor Brown

skyldes de strenge kravene manglende kunnskaper og dokumentasjon på hvordan rystelser opptrer og når det virkelig oppstår skade. Han sier også at det i forbindelse med Gjøvik-prosjektet er meget viktig å få frem dokumentasjon på at det ikke oppstår skader ved de rystelser som er registrert der, og dette må publiseres i de rette internasjonale tidsskriftene.

Som nevnt drives disse tunnelene i rimelig godt berg med god stabilitet, hvor bolting etter behov og fiberarmert sprøyte-betong ville ha vært en utmerket permanent sikring. Men se på disse tallene:

- Tunnellengde: 1450 m
- Tverrsnitt: 6,4 x 6,0 m
- Uttatt volum: 55000
- Antall bolter: 21000
- Sprøytebetong: 4000 m^3
- Betong: 16000 m^3

Så det er definitivt behov for norsk tankegang og ekspertise hvis det skal være noe håp om at undergrunnen i denne delen av verden skal fremstå som en konkurransedyktig løsning!

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1994
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

REHABILITERING AV GAMLE JERNBANETUNNELER - KLASSIFISERING AV TILSTAND OG TILTAK

Upgrading of old rail tunnels - classification of conditions and enterprises

Foredragsholder: Sivilingeniør Brede Nermoen, NSB Bane region Nord
Medforfatter: Sivilingeniør Karl Gunnar Holter, O.T. Blindheim AS

SAMMENDRAG

Nordlandsbanen har 150 tunneler med samlet lengde på ca 45 km. Tunnelene som ble kartlagt gjennom dette prosjektet ble stort sett bygd mellom 1935 og 1942, med varierende kvalitet på utførelsen. Liten kompetanse innen ingeniørgeologi og anleggsteknikk i mange år ledet til at man på en tunneltett strekning av banen ønsket utført en oversiktskartlegging som grovt beskrev tiltak, gav en klar prioritering av hvor man burde sette inn ressursene, og gav kostnadsoverslag med usikkerhetsvurdering.

For å oppnå ønsket effektivitet ble det definert tiltaksklasser for fjellsikring og vann/ frostsikring, samt etablert prioritetsklasser. I tunnelene ble arbeidet utført av to erfarne ingeniørgeologer som på hvert sitt registreringsskjema påførte tiltak og prioritet for hver 10. meter. Registreringene ble sammenholdt og presentert i form av enkle sammendragstabbeller og oversiktlig grafikk.

Materialet har vært svært nyttig som grunnlag for etablering av vedlikeholdsprosjekter og prioritering av budsjettmidler.

SUMMARY

The Nordlandsbanen is a single traced railway between Trondheim and Bodø. It consists of 150 tunnels of a total length of 45 km. The tunnels are about 50 years old, and the State Railways wished an estimate on lack of reinforcement, costs for installation and proposals for work priority.

The article describes an efficient classification system based on functional requirements of the support level, current reinforcement and mapped conditions in the tunnels. A system of reinforcement and priority classes is suggested in order to form a basis for budget planning and decisions on necessary support works.

1 BAKGRUNN

Nordlandsbanen er anlagt over en periode på nesten 80 år og består av blant annet 150 tunneler med en samlet lengde på ca 45 km. Tunnelene representerer hele utviklingen i tunnelteknologi fram til tidlig 60 tall. Banen har i tillegg et ukjent antall km med fjellskjæringer og rasutsatte dalsider.

Sikringen av tunnelene har tradisjonelt bestått av rensking og utmuringer/ utstøpinger. Bare sjeldent påtreffes det fjellbolter, og da av nyere type montert de seneste årene. Vedlikeholdet har bestått i mer eller mindre systematisk rensk med ulike intervaller. Tradisjonelt fortelles det at kompetansen på tunneler kom til Nordlandsbanen ved at anleggsarbeidere slo seg ned langs banen og fikk arbeid på denne. I dag er det ofte sønnesønnene til disse rallarene som er linjearbeidere, og deres kompetanse og erfaring med fjellarbeide er ofte bare det de har lært ved å arbeide sammen med sine fedre. Slik sett er det klart at tunnelene var i meget gode hender de første 10-årene etter bygging. Tunnelerfaringen blant arbeiderne ble eldre og lite slik kompetanse har blitt tilført. Man var derfor interessert i å få vurdert tilstand og sikringsbehov ut fra dagens funksjonskrav og tilgjengelig teknologi.

Det ble valgt en strekning av Nordlandsbanen med mange tunneler, nærmere bestemt mellom Trofors og Mo i Rana. Denne strekningen krever i dag hyppige visitasjoner på grunn av enkelte nedfall av stein, og ikke minst på grunn av is om vinteren. Dette er ressurskrevende og man ønsket et anslag over tiltak og kostnader for å kunne redusere behovet for visitasjon. Det er ikke registrert mange alvorlige ulykker som kan tilskrives blokkfall i disse tunnelene. Et registreringssystem ble utarbeidet spesielt for denne oppgaven.

Kravet til registreringssystemet var at det måtte være effektivt, komme med klare prioriteringer, skissere tiltak og anslå kostnader.

Resultatet fra registreringen skulle brukes til planlegging og prioritering av tiltak i drift og vedlikehold, herunder også budsjettering.

2 REGISTRERINGSSYSTEM

Registreringssystemet er ingen ny oppfinnelse, men heller en systematisering av kjente prinsipper og teknikker. Det er basert på at det skal brukes av ingeniørgeologer med solid erfaring i tunnelkartlegging, og går i mindre grad ut på å registrere parametre.

De viktigste parametrene som påvirker vedlikeholdsbehovet og faren for stopp i togframføringen på denne strekningen ble vurdert å være:

* *Bergkvalitet (oppsprekkingsforhold, slepper, forvitring, bergartstype mm.)*
* *Sprengningsarbeidets kvalitet, konturens ruhet.*
* *Konturens geometri/beliggenhet i forhold til linja (f.eks. tranghet i skjæringer)*
* *Vannforhold, tilsig/drenasje, isdannelse*
* *Evt. utført sikring*

Det ble tatt utgangspunkt i de to nøkkelverdiene prioritet og tiltak. Etter en befaring i området og litt prøving og feiling ble det bestemt å skille mellom tiltaksklasser og prioritering for fjellsikring og vann/ frostsikring.

2.1 Tiltaksklasser

Inndeling i tiltaksklasser for fjellsikring baserte seg på registrering av bergforhold og en direkte vurdering av hvilken sikring som var nødvendig. Man valgte å bruke 4 tiltaksklasser. Nedenfor er tiltaksklassene stilt opp.

Tiltaksklasse	*Typiske bergforhold*	*Type og omfang av sikring*
0	Liten grad av oppsprekking. God kontur.	Ingen sikring nødvendig
1	Blokkig fjell med lite til middels gjennomsettende sprekker *eller* tett oppsprekking med gunstig orientering. Ikke leire.	Lett til middels tung sikring med bolting som hovedelement.
2	Berg med tett oppsprekking, skifrig/blokkig berg med ugunstig orienterte sprekker. Leire på sprekker kan forekomme.	Middels tung til tung sikring med sprøytebetong evt. i kombinasjon med bolting og fjellbånd.
3	Spesielt dårlige stabilitetsforhold ved påhugg, høye skjæringer, store utfall i tunnel mm.	Tung sikring som må prosjekteres spesielt i hvert enkelt tilfelle.

Inndeling av tiltaksklasser for vann/frostsikring er foretatt etter vannlekkasjenes utstrekning, ettersom dette vil være mest avgjørende for omfanget og løpemeterkostnaden. Nedenfor er tiltaksklassene for vann/frostsikring stilt opp.

Tiltaksklasse	*Lekkasjeforhold*	*Type og omfang av sikring*
0	Tørt eller sporadisk fukt/drypp	Ingen vannsikring nødvendig
1	Punktlekkasje eller flere lekkasjer med lokal utbredelse, innenfor 7 m lengdeutstrekning.	Spredt/selektiv isolering/drenasje med mindre enn 7 m lengde-utstrekning. (PE-skummatter)
2	Flere lekkasjer som opptrer med liten innbyrdes avstand over et større sammenhengende område.	Sammenhengende drenasje/ isolering over større område. (større enn 7 m lengdeutstrekning)

2.2 Prioriteter

Prioriteter for utførelse av sikring angir når man anbefalte at sikring burde utføres. Kriteriene for angivelse av prioriteter baserte seg i hovedsak på følgende forhold:

* *konsekvens av nedfall*
* *ressursforbruk til vedlikehold*
* *konturens "tranghet"*
* *tegn til deformasjon eller nylig nedfall*

For fjellsikring er det vanskelig å eksakt angi et anbefalt tidspunkt for utførelse av sikring basert på alminnelig erfaring fra mange andre typer anlegg. Tunnelene og skjæringene som ble undersøkt i dette prosjektet er ca 50 år gamle, hvilket gjør betraktningen om optimalt tidspunkt for sikring vanskelig. På stedene med dårligst bergkontur var det mye som tyder på at man hadde hatt utfall under tunneldriften, og at stabiliteten av den gjenstående usikrede bergkontur flere steder hadde en sikkerhetsfaktor mot videre utrasning på litt over 1,0. Åpenbart hadde man også flere steder en situasjon med avløsning av nye blokker og småstein over tid, hvilket medførte jevnlig behov for rensk og rydding av stein.

Man valgte å dele inn prioritetsklassene for utførelse av sikring både etter en vurdering av stabilitet over tid og langtids strategiske betraktninger for hele strekninger. Stabilitet over tid ble ført og fremst vurdert i prioritetene med høyest fareklasse (0 og 1). De lavere prioritetene skilte først og fremst mellom sikring som på lang sikt har til hensikt å eliminere hyppig visitasjon og redusere deler av vedlikeholdet. Klassene for prioritet for utførelse av sikring gjelder for både fjellsikring og vann/frostsikring i tunneler og skjæringer. Prioritetsklassene som ble benyttet er stilt opp nedenfor.

Prioritetsklasse	*"Fareklasse"*	*Anbefalt tidspunkt for utførelse av sikring*
0	Stor fare for nedfall Sikkerheten er dårligere enn NSB antas å akseptere	Snarest
1	Fare for nedfall Hyppig visitasjon/tilsyn nødvendig	I løpet av 1 - 2 år
2	Moderat til liten fare for nedfall. Fare for utvikling av rasfare på sprekker over tid.	Tidspunkt for sikring vurderes i forhold til eventuelt tidspunkt for ny eller oppgradert trasé. Sikring kan utstå dersom oppgradering besluttes, tilsyn nødvendig. Sikring bør utføres innen 5-10 år.
3	Liten fare for nedfall	Sikring må utføres for at visitasjon på lang sikt skal kunne reduseres til ukentlige befaringer.

3 SIKRING I TUNNELER

3.1 Utført sikring

Tunnelene syd for Mosjøen (Trofors - Mosjøen) var ferdige rett før krigsutbruddet i 1940, tunnelene på strekningen Drevvatn - Bjerka ble bygd i tiden 1941-42. Sprengningsmåten har i hovedsak vært grytesprengning, hvilket har gitt en meget ujevn tunnelkontur. Markerte hakk og ujevnheter i meters størrelsesorden er vanlig. I hovedsak er det benyttet tre kategorier fjellsikring i tunnelene:

* *Utmuring eller utstøpning i kontakt med berget (flere typer)*
* *Lamellhvelv (flere generasjoner)*
* *Råsprengt, rensket fjellflate, ingen sikring installert*

For vann/frost-sikring er det i tillegg til lamellhvelvene i senere år montert PE-skummatter enkelte steder.

3.2 Vedlikehold

Vedlikeholdet som utføres i dag består i hovedsak av en overvåkning av antatt farlige partier i form av daglig visitasjon. På vinterstid utføres tildels omfattende fjerning av is som "vokser" inn i profilet. I tillegg utføres også en del rensk på utvalgte partier og noe selektivt sikringsarbeid i lite omfang i form av bolting, nisjesprengning for is, og drenasje med PE-skummatter.

3.3 Ny fjellsikring

Inndeling av sikringsarbeidet i tiltaksklasser baserer seg på moderne teknologi for sikring av nye fjellanlegg. Det finnes lite erfaringsmateriale fra denne type sikringsarbeid i gamle tunneler, og i jernbanetunneler i særdeleshet. Spesielt for sikringsarbeid på en trafikkert jernbanelinje er at man ikke oppnår jevn drift og produksjon. Avbrudd p.g.a. toggang gir andre forutsetninger for vurdering av tidsforbruk og kostnader.

Det ble forutsatt bruk av konvensjonell fjellsikring med bolter, bånd og sprøytebetong. Elementhvelv kan være aktuelle ved påhugg der det mangler portal.

Forutsetningene for kostnader ble basert på erfaringene fra sikringsarbeidet utført i Bjerka og Finneng tunneler i 1993.

3.4 Ny vann- og frostsikring

For vann- og frostsikring i tunneler ble det forutsatt drenasje og isolasjon med matter av polyetylenskum (PE-skum).

Ved tidligere utført vann- og frostsikring har man også brukt lamellhvelv i betong, som også dels har vært ment som fjellsikring.

4 SIKRING I FJELLSKJÆRINGER

4.1 Ny fjellsikring

I prinsippet ble det brukt samme tiltaksklasser for stabilitetssikring i fjellskjæringer som i tunneler. Omfanget av rensk og medgåtte materialer som bolter, nett og sprøytebetong vil være vesentlig forskjellig fra tunnelene. Det ble derfor laget egne kostnadsoverslag for tiltaksklassene for fjellskjæringer. Det ble også differensiert kostnadsmessig mellom lave og høye skjæringer med tanke på hva slags utstyr som må brukes for å komme til. Basert på rekkevidden av vanlig hjulgående lasteutstyr, ble grensen mellom høy og lav skjæring satt til 7 m.

4.2 Vann- og frostsikring

Omfanget av nødvendig vann- og frostsikring i skjæringer var ikke mulig å vurdere i detalj ettersom registreringsarbeidet ikke foregikk i frostperioder.

Problemet mange steder var at jevnt tilsig av vann fører til dannelse av issvuller som "vokser" inn i profilet. Isen må dermed hugges ned manuelt eller sprenges bort.

Et annet problem er når isen smelter om våren og løsner fra fjellflaten. Større isblokker kan da falle ned på sporet.

Sikring mot denne problematikk kan deles inn på denne måten:

a) redusere tilsiget av vann til skjæringen
b) drenere og isolere vann i selve skjæringen
c) is som dannes i skjæringen hindres i falle ned
d) is som faller ned fra skjæringen hindres i å nå sporet

Valg av tiltakstypene ovenfor vil nødvendigvis måtte bli spesielt for hver skjæring. Tiltakene som er utført hittil er stort sett av kategoriene c og d, i form av isnett/isbolter strossing/utvidelse eller nisjesprengning. Ved noen få påhugg har man med godt resultat bygd portal for å skjerme mot isvekst og drypp på skinner.

5 GJENNOMFØRING

Til kartleggingen ble det benyttet enkle skjema som vist nedenfor. I hovedsak ble kartleggingen/ registreringen gjort med en registrering for hver 10 m tunnel eller skjæring. Begrunnelsen for en såpass grov inndeling var at dette var en oversiktskartlegging, og at registreringene ikke skulle danne grunnlag for arbeidsbeskrivelser. Unntak ble gjort når det ble avdekket forhold som fikk prioritet 0. Forøvrig ble all posisjonering basert på km merking langs sporet hvor hver 10 m er påmerket skinnene.

Kartlegging i skjæringer ble utført av en ingeniørgeolog i følge med en sikkerhetsmann/ kjentmann fra NSB. For kartlegging i tunnelene fant vi etter vært ut at den mest rasjonelle metoden var å bruke en skinnegående renskebukk, hvor en ingeniørgeolog sto oppe på denne

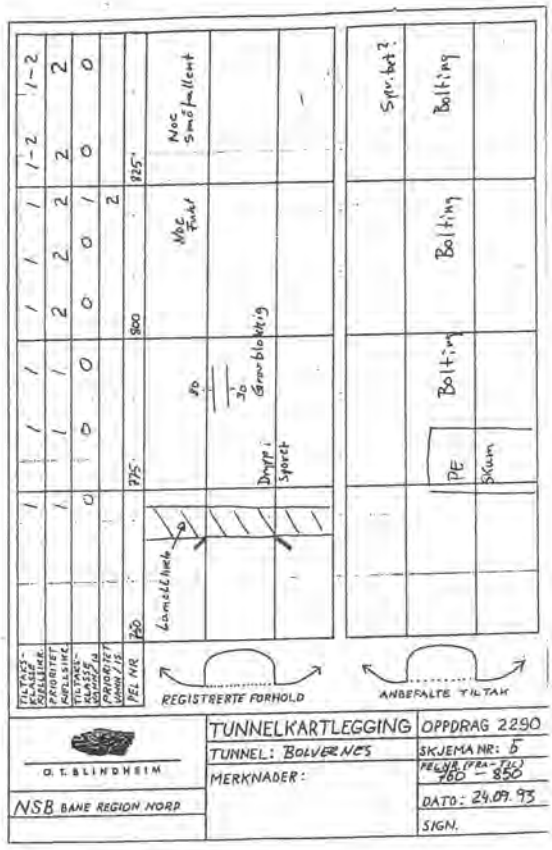
og inspiserte heng og vederlag, mens den andre gikk på sålen og inspiserte veggene og passet på km merkingen.

Med litt trening og ikke alt for dårlige fjellforhold var kapasiteten på effektiv tunnelkartlegging 6 - 800 m pr. time. På grunn av toggangen var det mest effektivt å gjøre tunnelkartleggingen på kveld og natt i helgene.

Registreringene ble etter enkel bearbeiding presentert på grafisk form i tillegg til sammendrags tabeller.

Tilsammen ble 32 tunneler kartlagt. Det viste seg at det flekkvis var var stort behov for tiltak, og at man på sikt må regne med betydelige kostnader for å oppgradere alle tunnelene til en slik standard at visitasjon bare trengs ukentlig.

Allerede i sommer ble to lengere tunneler oppgradert.



Eksempel på registreringsskjema og bruken av dette.

SVAKE BERGARTER - LABORATORIEBESTEMMELSE AV GEOTEKNISKE EGENSKAPER MED RESULTATER FOR LEIRSKIFER

Soft Rocks - Laboratory Methods for Determining Geotechnical Properties and Results for Clay-Shales

Toralv Berre, Kaare Høeg og Axel Makurat
Norges Geotekniske Institutt (NGI)

SAMMENDRAG

I forbindelse med petroleumsutvinning og reservoarmekanikk har Norges Geotekniske Institutt (NGI) de senere år vært sterkt involvert i bestemmelsen av geotekniske egenskaper av "svake" bergarter som leirskifer, sandstein og kritt. Artikkelen beskriver laboratorieutstyr, teknikker og prosedyrer som NGI har utviklet for formålet. Det legges vekt på betydningen av riss og sprekker i materialet, prøveforstyrrelse, svelletrykk, vannmetning og påførte spenningsstier. Videre er det gitt sammenstillinger som viser noen karakteristiske geotekniske egenskaper for henholdsvis sterkt sementert og ikke-sementert leirskifer. Resultater fra treaksialforsøk viser betydningen av påført spenningssti på udrenert skjærstyrke.

SUMMARY

In connection with petroleum exploration and reservoir mechanics, the Norwegian Geotechnical Institute (NGI) has been engaged in the determination of geotechnical properties and behaviour of soft (weak) rocks like clay-shale, sandstone and chalk. The paper contains descriptions of the laboratory equipment, techniques and procedures that NGI has developed for this purpose. The effects of fissures and cracks in the recovered samples are emphasized as well as sample disturbance, swelling pressure, water saturation and different stress paths during strength testing. Furthermore, characteristic properties determined from laboratory tests on strongly cemented and non-cemented clay-shales are presented. Results from a series of triaxial tests show the effects of different total stress paths on undrained shear strength.

1. INNLEDNING

Det er behov for mer kunnskap om geologiske materialer som befinner seg i grenselandet mellom jord (løsmasser) og berg (bergmasser). Deres geotekniske egenskaper og oppførsel faller i et område som ligger mellom dem som tradisjonelt behandles innenfor henholdsvis jordmekanikk og bergmekanikk. I løpet av de senere år har derfor slike materialer blitt vist langt større interesse innenfor fagfeltet geoteknikk (jordmekanikk + bergmekanikk). Dette er beskrevet i de nye publikasjonene av Cripps et al. (1990) og Anagnostopoulos et al. (1993). Sistnevnte referanse er basert på en stor internasjonal konferanse om "hard soils" og "soft rocks" og gir eksempler på utfordringer i forbindelse med fundamentering av bygg og anlegg, skjæringer og naturlige skråninger, tunneler og gruver, såvel som petroleumsreservoarer, borhullstabilitet og innsynkning forårsaket av oljeutvinning.

Det er spesielt i forbindelse med petroleumsteknologi og reservoarmekanikk at Norges Geotekniske Institutt (NGI) har møtt utfordringene med å bestemme geotekniske (mekaniske) egenskaper av svake bergarter som sterkt overkonsoliderte leirer, leirskifer, sandstein og kritt. De sterkt overkonsoliderte leirene har blitt utforsket i forbindelse med fundamentering av plattforminstallasjoner, leirskifer i forbindelse med deres funksjon som takbergarter over petroleumsreservoarer, og sandstein og kritt som reservoarbergarter. Egenskapene av kritt har vært sterkt i fokus pga. den dramatisk store reservoar-kompaksjonen og innsynkningen på Ekofisk-feltet og brønnproblemer i den forbindelse (Åm, 1988, Sulak et al., 1991).

Det finnes mange varianter av såkalt "svake" bergarter som ikke er noen entydig klassifisering. Flere faller innenfor kategorien sementerte ("bonded") materialer, men årsaken til og graden av "bonding" kan være svært forskjellig. Noen av disse materialene er "svake" fordi de aldri ble sterke ved hjelp av stor overlagring eller geologiske/kjemiske/diagenetiske prosesser. Andre av disse materialene er blitt svake over tid pga. forvitring og oppsprekking av en opprinnelig mye sterkere bergart. Det er svært viktig å kjenne til mineralogien og den geologiske utviklingen når materialenes geotekniske egenskaper skal bestemmes og tolkes, enten problemet ligger på flere tusen meters dyp i forbindelse med oljeutvinning eller i en ustabil skråning på land.

Riss og sprekker i disse materialene kan ha sterk påvirkning på deres geotekniske egenskaper og representerer en spesiell utfordring. Sprekkene kan eksistere in-situ, oppstå under prøvetaking og utvides (forlenges) under laboratorieforsøkene. De utledede egenskapene basert på laboratorieforsøk kan være svært avhengige av prøvestørrelsen, og dette krever tolkning av resultatene og innsikt for å bestemme parametre som er realistiske for beregninger av in-situ oppførsel. De geotekniske egenskapene av størst interesse for de ulike problemstillingene listet ovenfor er: skjærstyrke ("peak" og "residual"), deformasjonsegenskaper, permeabilitet av matriksmaterialet og konduktivitet langs interne sprekker. Ved undersøkelsen av faste bergarter legges hovedvekten på å bestemme sprekkenes (svakhetsplanenes) egenskaper (Barton, 1988, Barton og Bandis, 1990). Generelt er det slik at jo mindre sementert et sediment er og jo høyere de effektive in-situ spenningene, jo viktigere er egenskapene av det intakte matriksmaterialet. Berre og Bjerrum (1973), Berre (1982) og Sandbækken et al. (1986) presenterer laboratoriemetoder for studier av løsmasser.

Nedenfor er gitt en beskrivelse av hvorledes de geotekniske egenskaper av svake bergarter med og uten sprekker bestemmes i NGIs laboratorium. Videre er det gitt sammenstillinger som viser noen karakteristiske egenskaper for leirskifer (leirstein) bestemt ved laboratorieforsøk.

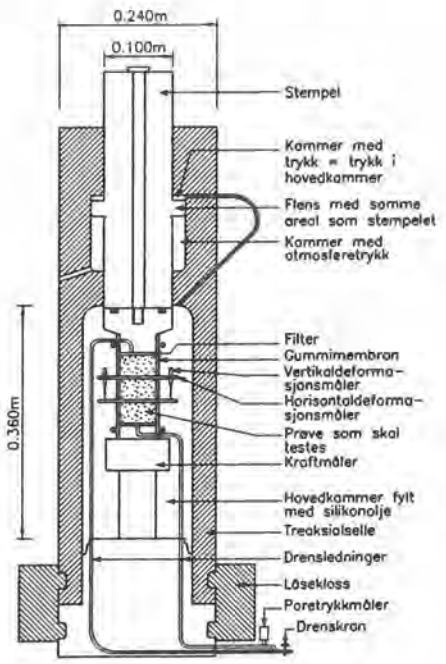
2. LABORATORIEMETODER FOR PRØVER UTEN GJENNOMGÅENDE SPREKKER

2.1 Forsøksutstyr

Følgende forsøkstyper benyttes for bestemmelse av geotekniske egenskaper for bergprøver uten gjennomgående sprekker:

- Enkle trykkforsøk på sylindriske prøver uten trykk-kammer og påført sidespenning (unconfined compression test). Forsøket er meget benyttet for sterke (faste) bergarter. Prøvene har en høyde lik to ganger diameteren som er minimum 38 mm.

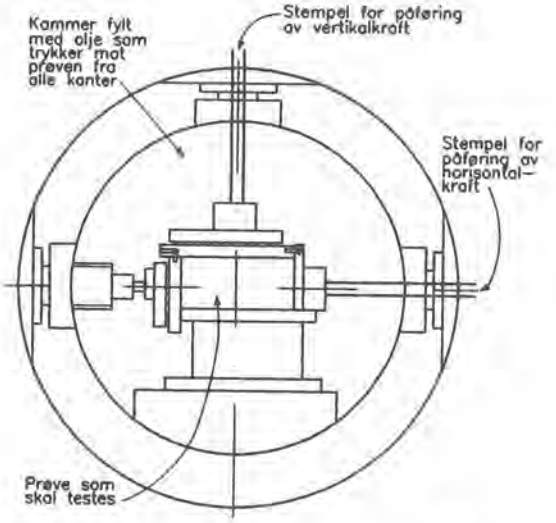
- Ødometerforsøk tillater bare aksielle og ingen radielle tøyninger. NGIs ødometerselle er konstruert for påføring av baktrykk og for å kunne varme opp prøven til +200°C, som er viktig i forbindelse med reservoarundersøkelser. Diameteren på prøven er 50 mm og høyden 20 mm.



Figur 1: Skjematisk tegning av treaksialselle. Innredningen i hovedtrykk-kammeret rundt prøven er utført ved NGI, mens selve sellen er innkjøpt fra firmaet Wykham Farrance i England.

Konvensjonelle treaksialforsøk på sylindriske prøver deformeres aksialsymmetrisk (Fig. 1). Vanligvis lastes prøven til brudd ved å øke vertikalspenningen (aksialspenningen) og holde horisontalspenningen (radialspenningen) konstant.

Mere avanserte varianter av denne forsøkstypen kan utføres ved at vertikal- og horisontalspenningene økes i et slikt forhold at horisontaldeformasjonen forblir lik null (K_o-forsøk, ødotreaks) eller ved at vertikalspenningen holdes konstant og horisontalspenningen enten reduseres eller økes. Begge disse forsøkstypene krever automatisk reguleringsutstyr for å kunne utføres med rimelig forbruk av arbeidstimer. Med slikt utstyr kan enhver form for spenningssti påføres prøven. Ved de treaksialsellene man har ved NGI monteres prøven inn i trykk-kammeret med fire deformasjonsmålere, to for måling av vertikalsammentrykning over midtre tredjedel av prøvehøyden og to for måling av horisontaldeformasjon ved topp og bunn av midtre tredjedel av prøven (Fig. 1). Deformasjonsmålerne er festet til metallknaster (montert direkte på prøven) som går gjennom gummimembranen som omslutter prøven. Vertikaldeformasjonen av prøven måles også ved å registrere bevegelsen av stemplet med en deformasjonsmåler plassert utenfor treaksialsella. Oppløsligheten for de innvendige deformasjonsmålerne er 0.0001 mm. Maksimalt kammertrykk for treaksialsellene ved NGI er 140 MPa. Hittil har man bare operert med trykk opp til 70 MPa. Maksimal stempelkraft som kan påføres er 1000 kN og maksimal prøvediameter er 100 mm.



Figur 2: Skjematisk vertikalsnitt gjennom NGI's selle for sanne treaksialforsøk, det vil si forsøk hvor alle tre hovedspenninger kan være forskjellige. Prøven, som er omgitt av en tett gummi-membran, har dimensjoner 50x50x100mm. På de to flatene som er parallelle med papir-planet virker bare kammertrykket. Maksimalt kammertrykk for dette apparatet er 2,5 MPa.

- Det utføres også treaksialforsøk på prismatiske prøver hvor alle tre hovedspenninger kan være forskjellige ("sanne" treaksialforsøk). Svært ofte holdes deformasjonen konstant i en av hovedspenningsretningene. Slike tester betegnes da som forsøk med plan derformasjonstilstand. I Figur 2 er vist en skjematisk tegning av NGIs apparat for treaksialforsøk på prismatiske prøver. Maksimalt kammertrykk er 2.5 MPa. Det er imidlertid også utviklet tilleggsutstyr til de vanlige treaksialsellene med maksimaltrykk på 140 MPa hvor noen typer "sanne" treaksialforsøk, f.eks. forsøk med plan deformasjonstilstand, kan utføres.

2.2 Forsøkstekniske metoder

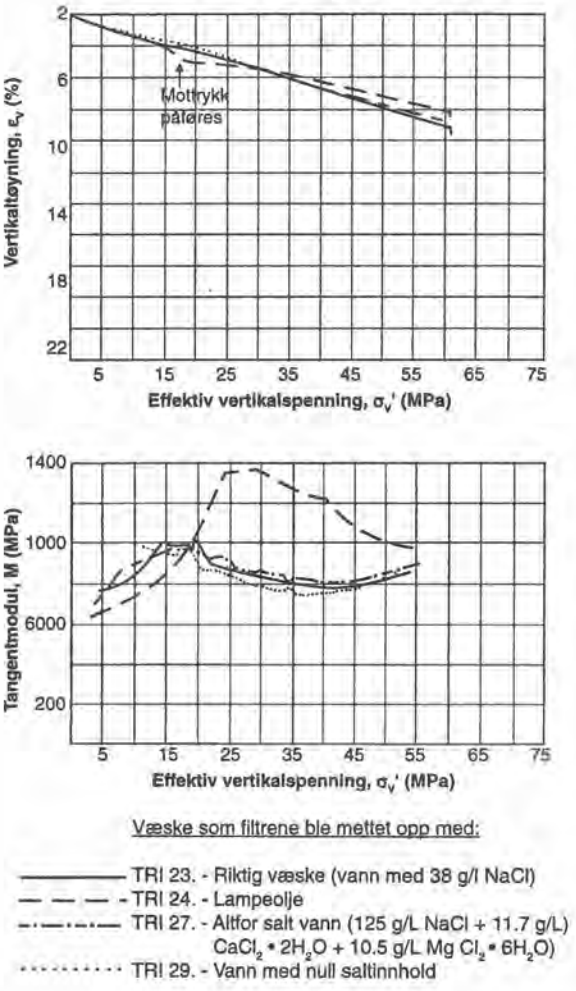
Nedenfor er gitt en beskrivelse av aksialsymmetriske treaksialforsøk på lavpermeable bergarter med svelle-egenskaper slik som leirstein og leirskifer. En får derved dekket de fleste eksperimentelle aspekter ved treaksialforsøk på svake bergarter. De andre forsøkstypene som er nevnt ovenfor utføres etter tilsvarende prinsipper.

Siden leirstein og leirskifers egenskaper forandrer seg med endringer i vanninnholdet, må de, under lagring og tilberedning, beskyttes mot uttørring og ikke utsettes for fritt vann. Skifrige prøver med sterk tendens til oppsprekking mellom lagene lagres med et svakt fjærtrykk normalt lagplanene.

Ved utboring av prøver normalt lagplanene i skifrige bergarter, har fjærtrykk på borkjernen på opp til 10% av materialets trykkstyrke vært anvendt. Borkaksen fjernes ved gjennomstrømning av luft, hvilket betyr at utboringstiden må reduseres til et minimum for å begrense uttørring mest mulig. Prøven monteres inn i treaksialsella eller trykkammeret med tørre filtere. Etter påføring av et kammertrykk høyt nok til å forhindre øyeblikkelig svelling av prøven, mettes filtrene med vann med saltinnhold nært opp til saltinnholdet i prøvens porevann. Deretter økes kammertrykket akkurat raskt nok til å forhindre svelling. Tendensen til svelling vil etterhvert opphøre, og man kommer frem til et stabilt kammertrykk som, under forutsetning av at volumtøyningen er tilnærmet lik null, vil være tilnærmet lik det negative porevannestrykket i prøven før den ble satt inn i treaksialsella. Dette trykket kalles svelletrykket.

Deretter påføres et mottrykk for å øke prøvens vannmetningsgrad, som regel til 100%. Mottrykket påføres så langsomt at tøyningsendringene i denne fasen av forsøket er svært små. Dernest påføres konsolideringsspenningene. Størrelsen av disse velges ofte slik at prøven etter ferdig konsolidering får tilnærmet de samme effektivspenninger i laboratoriet som i marka.

Det kan i noen tilfeller være vanskelig å få bestemt saltinnholdet av prøvens porevann nøyaktig. Det har derfor vært en del brukt å mette opp filtrene for leirskiferprøver med lampeolje fordi denne væsken ikke trenger inn i tette prøver selv ved null kammertrykk. Ulempen med denne prosedyren er imidlertid at oljen heller ikke trenger særlig inn i prøven ved påføring av mottrykket. Poretrykket i prøven blir således lavere enn det påførte mottrykk og effektivspenningene derved høyere enn de skal være. I Fig. 3 er vist resultatene av fire K_o-treaksialforsøk på kunstig leirskifer med forskjellige væsker i filtrene. Det fremgår at lampeolje fører til ekstra komprimering av prøven og derved for høye modulverdier etter påføring av mottrykket. Feil saltinnhold i vannet i filtrene synes derimot å ha lite å si for de målte modulverdiene.



Figur 3. Effekt av å mette opp filtrene for Ko-treaksialforsøk på kunstig leirskifer med forskjellige typer væske.

Hvis prøven skal lastes til brudd udrenert, stenges først drenasjen fra prøven for å sjekke at poretrykket holder seg rimelig konstant når de ytre spenninger (kammertrykk og skjærspenning) holdes konstant. Temperaturendringer, mikrolekkasjer og sekundærkompresjon av prøven vil bevirke at poretrykket nesten aldri holder seg helt konstant. Vanlig praksis ved NGI er derfor å måle hvordan trykket endrer seg over tid i denne fasen av forsøket. Ved etterfølgende måling av B-verdien (udrenert endring i poretrykk delt på endring i kammertrykk) for å sjekke vannmetningsgraden, korrigeres målingene for denne poretrykksendringen.

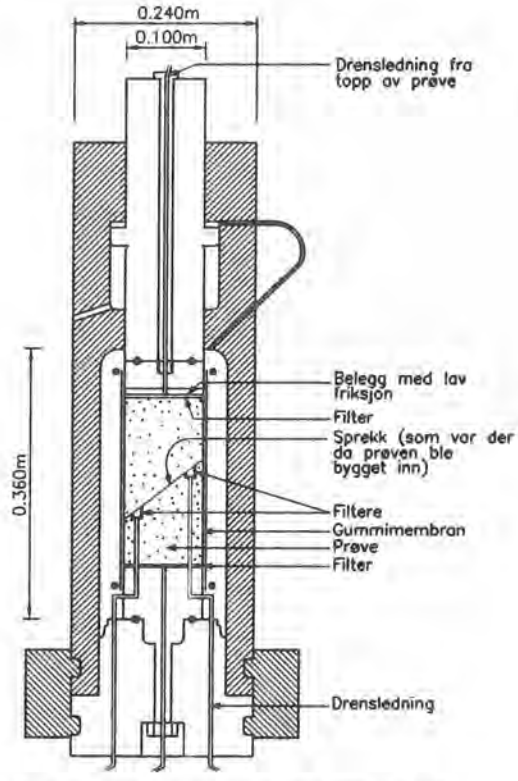
For løsmasser er det vanlig å regne med at B skal være tilnærmet 1.0 for en mettet prøve, mens svake bergarter selv i godt mettet tilstand kan ha en B-verdi ned mot 0.5. Den B-verdi som tilsvarer 100% metning, kan teoretisk regnes ut i hvert enkelt tilfelle og

sammenlignes med målt verdi, for at graden av vannmetning skal kunne vurderes. En annen vei å gå er å øke mottrykket, for eksempel med 50%, og foreta ny B-verdi måling. Hvis de to verdiene er like, kan prøven antas å være fullstendig vannmettet.

Når B for 100% mettede prøver er mindre en 1.0, er det sterkt ønskelig, for forsøk hvor skjæringen skal foregå udrenert, å påføre tilnærmet samme totalspenningsendringer som i marka. For reservoarrelaterte problemstillinger betyr dette ofte at total vertikalspenning holdes konstant mens den horisontale totalspenning enten må reduseres eller økes. Ved NGI har man derfor installert utstyr som automatisk kan påføre alle typer spenninger og tøyninger på en treaksial-prøve med den begrensing at man for vanlig aksialsymmetrisk treaksialutstyr må ha de to horisontale spenningene like. Det er ikke en begrensning i det "sanne" treaksialutstyret (Fig. 2).

3. LABORATORIEMETODER FOR Å BESTEMME EGENSKAPER AV BERGSPREKKER

Man har ved NGI to hovedtyper av laboratorieutstyr for å måle mekaniske egenskaper og væskekonduktivitet langs sprekker:



Figur 4: Skjematisk tegning av treaksialselle (type Wykham Farrance) med NGI's anordninger for å måle mekaniske egenskaper av sprekker og sprekkekonduktivitet.

3.1 Treaksialutstyr

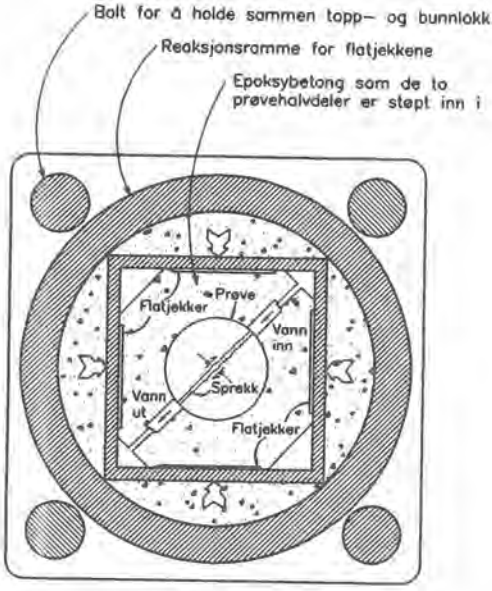
Denne type treaksialutstyr kalles gjerne CSF-treaks (Coupled Shear Flow) og er vist i Fig. 4. Her monteres prøven inn i trykk-kammeret med en hellende sprekk som vanligvis går tvers gjennom hele prøven. På to punkter langs sprekken er montert filtere tilkoblet drensledinger for måling av sprekkekonduktivitet mellom punktene. Videre er det montert målere hvorfra forskyvninger langs sprekkeplanet kan utledes når spenningsendringer påføres. På oversiden av toppfilteret er det lagt inn et belegg med lav friksjon som tillater den delen av prøven som ligger over sprekkeplanet å bevege seg horisontalt, noe som er nødvendig for å få en veldefinert bevegelse langs sprekkeplanet.

3.2 Direkte skjærapparat

Det direkte skjærapparatet ved NGI er slik at man også kan måle konduktivitet langs sprekken i tillegg til dens skjæregenskaper. Maksimal vertikalkraft og maksimal horisontalkraft som kan påføres prøven er henholdsvis 10 og 50 kN, og prøven har et tversnittsareal på ca 100x100 mm^2.

3.3 CSFT-apparatet (Coupled Shear flow Temperature)

CSFT-apparatet beskrevet av Makurat, Barton og Rad (1990) er i prinsippet et direkte skjæreutstyr hvor prøven med sprekken som skal testes, støpes inn i to armerte epoksybetongblokker, en på hver side av sprekken (Fig. 5). Prøven har en diameter på maks. 150 mm. De to blokkene belastes fra fire sider med flatjekker, mens topp og



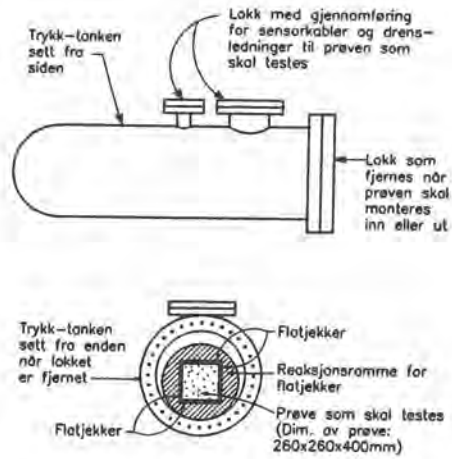
Figur 5: Skjematisk horisontalsnitt gjennom NGI's CSFT–apparat. Prøven, med diameter ca. 150mm, har en gjennomgående sprekk som påføres normal og skjærspenninger via de fire flatjekkene. Konduktiviteten av sprekken måles. Fra Makurat, Barton og Rad (1990).

bunnplate er tilnærmet ubelastet. Normalspenningen mot sprekken varieres ved å variere trykket i flatjekkene. Ved å øke trykket i to motstående flatjekker og redusere det i de to andre, får man en forskyvning langs sprekken. Hver av flatjekkene kan gi en maksimal trykk-kraft på ca. 600 kN. Apparatet tillater konduktivitetsmåling langs sprekken, om nødvendig ved temperaturer opp mot 100°C.

4. BRUK AV POLYAKSIALSELLER TIL MODELLFORSØK

Det utføres spesielle forsøk hvor man eksperimentelt prøver å modellere forholdsvis komplekse tilstander i marka. Ved slike forsøk er ikke hovedformålet å bestemme fundamentale materialparametere, men å undersøke eksperimentelt om komplekse kombinasjoner av spenninger, tøyninger, strømning og temperatur kan forutsies ved hjelp av idealiserte, numeriske regnemodeller.

Man har to apparater, såkalte polyaksialseller, ved NGIs bergtekniske laboratorium, for å utføre slike modellforsøk. Den minste av disse kan ta prismatiske prøver med dimensjoner opp til 260x260x400 mm (Fig. 6), mens det andre kan ta kubiske blokkprøver opp til 500x500x500 mm. Ved begge apparater kan samtlige seks sideflater belastes ved flatjekker. Ved det minste apparatet har man dessuten mulighet til å omslutte hele prøven med en gummimembran og sette den inn i ett trykk-kammer hvor den kan påføres et allsidig trykk opp til 10 MPa. I tillegg kan prøven, mens den er inne i trykk-kammeret, belastes på opp til fire sider med flatjekker mens de to gjenværende sidene (hvor bare kammertrykket virker mot den omsluttende membranen) brukes til innføring av drensledninger til borehull og filtere og til innføring av ledninger til sensorer montert inne i prøven. Forskyvningssensorer kan også monteres på metallknaster montert rett på



Figur 6: Utstyr for polyaksialforsøk på 260x260x400mm prøve. Når lokket i enden av tanken er skrudd fast, fylles tanken med vann som trykker mot prøven fra alle kanter, inklusive de to endeflatene hvor det ikke er flatjekker. Prøven er omgitt av en vanntett gummimembran. Flatjekkene ligger på utsiden av membranen.

prøven. De stikker ut gjennom membranen.

Apparatene har til nå vært anvendt til å modellere følgende problemstillinger i forbindelse med reservoarmekanikk og svake bergarter:

- Deformasjoner og stabilitet av borhull
- Hydraulisk fraksjonering (splitting)
- Injeksjon av varmt vann i porøse bergarter

Polyaksialsellene er også blitt benyttet til å studere betydningen av sprekker i store blokkprøver. Når disse resultatene sammenlignes med tilsvarende resultater fra de langt mindre treaksialprøvene, får man informasjon om skala-effekten, som kan være betydelig i slike materialer.

5. FORSØKSRESULTATER FOR INTAKT LEIRSKIFER

Leirskifer er en sedimentær, skifrig bergart som dannes når en leiravsetning utsettes for meget høye effektivspenninger, og høy temperatur og kjemiske prosesser vil kunne skape bindinger (sementering) mellom partiklene i bergarten. Laboratorieforsøk på NGI på forskjellige leirskifere har gitt følgende geotekniske parametre:

- Permeabilitet for vann ved romtemperatur: 10^{-6} til 10^{-4} m/år
  (tilsvarer $3 \cdot 10^{-6}$ til $3 \cdot 10^{-4}$ millidarcy)
- Modulverdier fra K_o-treaksialforsøk: 100-10000 MPa
- Friksjonsvinkel m.h.p. effektivspenninger: 5-25 grader
- Udrenert skjærstyrke, s_u = 2-30 MPa
- $\frac{s_u\text{-}passiv}{s_u\text{-}aktiv}$ = 0.65-1.0

  I aktive treaksialforsøk er aksiell spenning største hovedspenning, mens i passive forsøk er radiell spenning største hovedspenning.

De store variasjonene i parametrene angitt ovenfor skyldes forskjellig grad av sementering og forbelastning (forkonsolidering) såvel som ulikt effektivspenningsnivå påført under forsøkene. Variasjonene påpeker viktigheten av disse faktorene og behovet for laboratorieforsøk som simulerer in-situ forholdene best mulig.

En svakt sementert leirskifer vil i alt vesentlig oppføre seg som en sterkt overkonsolidert leire. Det viser seg blant annet ved at den sveller sterkt og brytes raskt ned hvis den får tilgang på vann. Vannets saltinnhold ser ut til å ha liten innvirkning på nedbrytingsprosessen, men hvis vannet byttes ut med lampeolje eller silikonolje, stopper svellingen og nedbrytingsprosessen nesten helt opp.

Det er funnet at følgende ligning foreslått av Ladd et al. (1977) for leire og leirige jordarter kan også brukes for ikke-sementert leirskifer:

$$\frac{s_u}{\sigma'_{vc}} = s\ (OCR)^m$$

hvor:

s_u = udrenert skjærstyrke

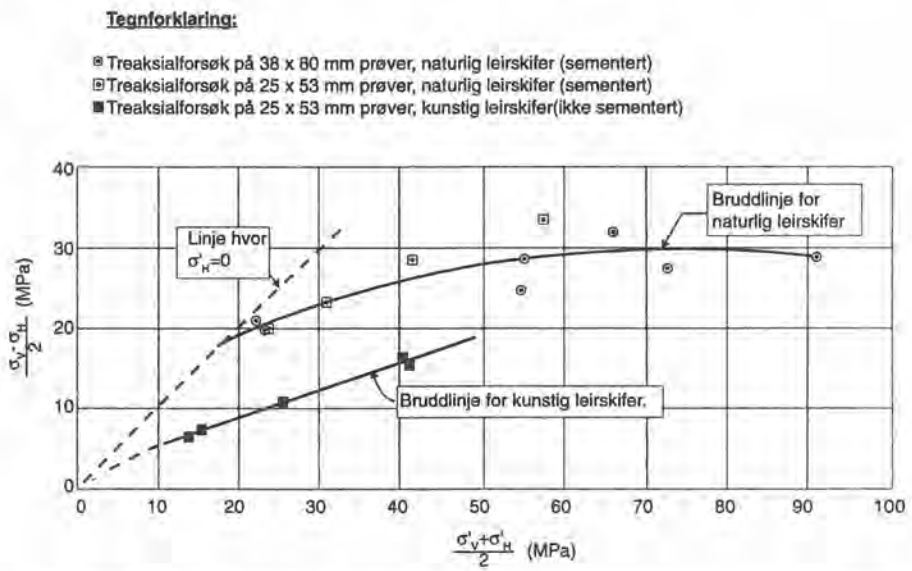
σ_{vc}' = effektiv vertikalspenning ved start av udrenert skjæring

$$OCR = \frac{p_c'}{\sigma'_{vc}}$$

p_c' = vertikal forkonsolideringsspenning

s og m er konstanter ($s = \frac{s_u}{\sigma'_{vc}}$ *når* $OCR = 1$

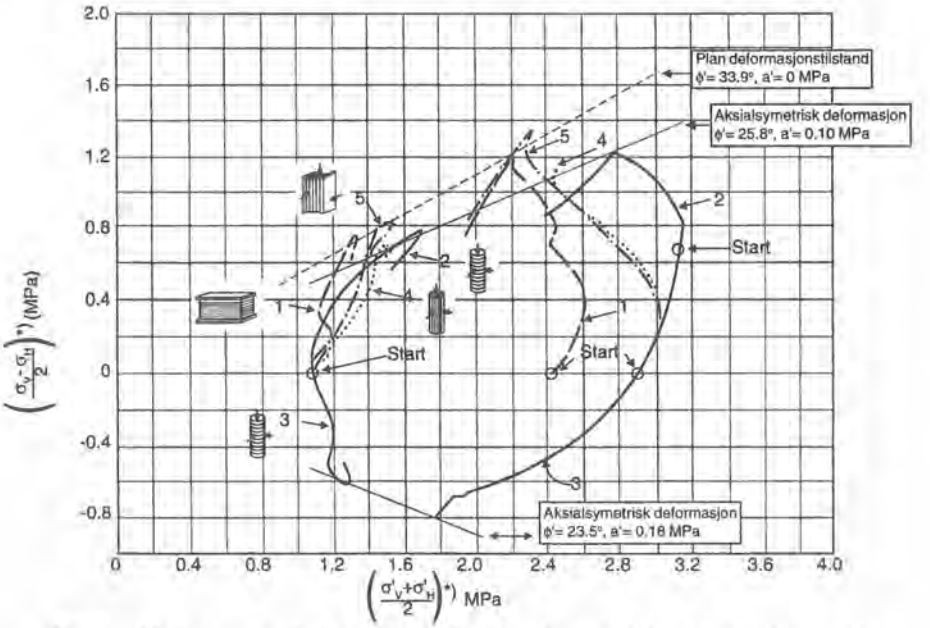
Ligningen forteller hvordan udrenert skjærstyrke forandrer seg (reduseres) for et materiale når effektiv vertikalspenning reduseres fra en maksimal verdi $=p_c'$. Typiske verdier for s og m for leirskifer er funnet å være henholdsvis 0.28 og 0.94. Dataene i NGIs database for svake skifrige bergarter indikerer at ligningen også kan brukes for sterkere sementerte leirskifre. Det betyr at sementeringen øker s_u og målt verdi av p_c' (som da vil være større enn største beregnede vertikalspenning som har virket på sedimentet) på en slik måte at ligningen ovenfor fortsatt kan tilpasses med konstante verdier av s og m, men verdiene vil neppe være lik verdiene for materialet uten sementering.



Figur 7. Bruddlinjer for naturlig og kunstig leirskifer med tilnærmet samme mineralogiske sammensetning.

I Fig. 7 er skjærspenning ved brudd avsatt mot gjennomsnittlig effektiv normalspenning ved brudd for en sterkt sementert leirskifer med tilnærmet samme mineralogiske sammensetning som den ikke-sementerte, kunstige skiferen. Det fremgår at forskjellen i skjærstyrke mellom sementert og ikke-sementert materiale er meget stor. Den stiplede linjen med 45° helning gjennom origo representerer alle spenningstilstander hvor effektiv horisontalspenning, $\sigma_H' = 0$. Det fremgår at skjærstyrken ved $\sigma_H' = 0$ er 18.5 MPa for det sementerte materialet og nær null for det ikke-sementerte materialet. Det betyr at dybden en vannfylt vertikal sprekk kan stå åpen er ca. 3000 m for det sementerte materialet.

I Fig. 8 er vist samme type diagram som i Fig. 7, men nå bare for kunstig, ikke-sementert leirskifer og for forskjellige forsøkstyper som alle er udrenerte. Videre er for hvert forsøk vist effektivspenningsstiene fra start av skjæring til brudd ("peak") er passert (mens i Fig. 7 er bare selve bruddpunktet vist for hvert forsøk). Forsøkstypene 2, 3 og 4 er vanlige aksialsymmetriske treaksialforsøk på sylinderprøver mens typene 1 og 5 er forsøk på prismatiske prøver med såkalt plan deformasjonstilstand, det vil si ingen deformasjon i retning vinkelrett på platene vist i figuren. Figur 8 viser prøvene slik de er orientert i treaksialsella. Lagdelingsplanene som er indikert på figuren, er ikke synlige for dette kunstige materialet. De er tegnet inn i retning vinkelrett vertikalspenningen under produksjon (konsolidering) av materialet som ble utført i en spesiallaget ødometerselle. For forsøkstypene 2, 4 og 5 lastes prøvene til brudd ved å øke vertikalspenningen mens horisontalspenningene holdes konstant (aktive forsøk). For forsøkstype 3 lastes prøven til brudd ved å redusere vertikalspenningen samtidig som horisontalspenningene holdes



Figur 8. Effektivspenningsstier for kunstig leirskifer fra vanlige treaksialforsøk med aksialsymmetrisk deformasjon og fra treaksialforsøk med plan deformasjonstilstand (Type 1 og 5).

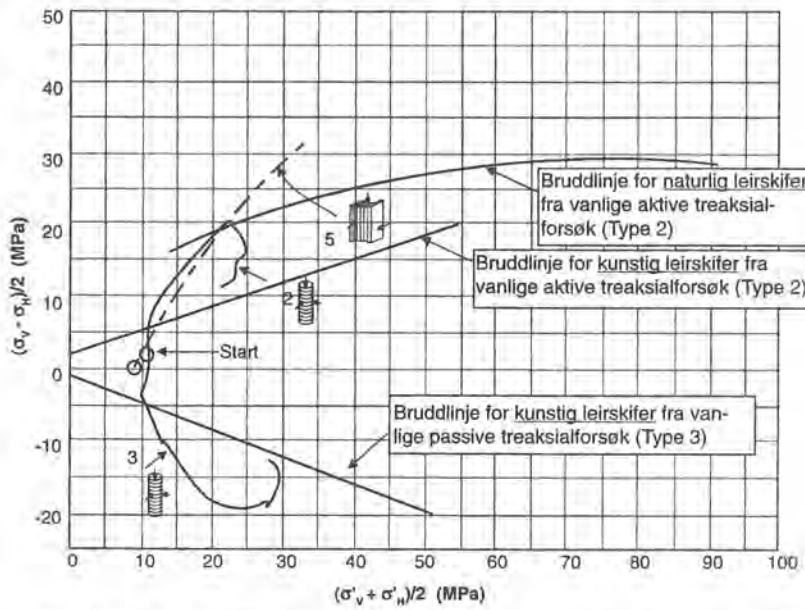
**) Merk: For forsøkstype 1 er $(\sigma_v - \sigma_H)/2$ og $(\sigma_v' + \sigma_H')/2$ erstattet av $(\sigma_{H1} - \sigma_{H2})/2$ og $(\sigma_{h1}' + \sigma_{H2}')/2$ hvor σ_{H1} og σ_{H2} er henholdsvis største og minste horisontalspennning.*

konstant (passivt forsøk). For forsøkstypene 1 og 5 (plan deformasjonstilstand) lastes prøvene til brudd ved å øke den ene av de to spenningene som virker parallelt lagdelingen (den som virker langs den lengste aksen) og holde den andre konstant. Platene sørger for null deformasjon i retningen vinkelrett lagdelingen. Hensikten med de spesielle forsøkstypene 1 og 5 er å kopiere den type belastning en får rundt et borehull. Figur 8 viser følgende:

- Forsøk med plan deformasjonstilstand parallelt lagdelingen (typene 1 og 5), hvor bruddplanene ikke får noen "hjelp" til å utvikle seg av svakhetsplanene mellom lagene, har høyere udrenert styrke og høyere styrke (bruddlinje) med hensyn til effektivspenninger enn de andre forsøkstypene.

- Udrenert styrke for "borhullsforsøkene" (typene 1 og 5) har omtrent samme udrenerte styrke som de konvensjonelle forsøkene av type 2 til tross for at styrken med hensyn til effektivspenninger er høyere for typene 1 og 5. Årsaken til det er at effektivspenningene ved brudd er lavere for typene 1 og 5 fordi den mellomste totalspenningen er høyere, og dette fører til høyere poretrykk.

I Fig. 9 er vist samme type diagram for den sterkt sementerte, naturlige leirskiferen (som har tilnærmet samme mineralogi som den kunstige vist i Fig. 8). Det fremgår at forsøkstype 5 her gir ennå høyere styrke i forhold til forsøkstype 2 enn den observert i Fig. 8. Årsaken til det antas å være at den naturlige leirskiferen har en skifrighet som er mer utpreget enn i den kunstige. Det må imidlertid tilføyes at det er mye vanskeligere å holde deformasjonene vinkelrett sideplatene tilnærmet lik null for den stive, naturlige leirskiferen enn for det kunstige materialet. Det er derfor ønskelig med flere forsøk før man trekker endelige konklusjoner.



Figur 9. Effektivspenningsstier for naturlig leirskifer vist sammen med bruddlinjer for naturlig og kunstig leirskifer.

6. EGENSKAPER AV SPREKKER I LEIRSKIFER

I bergmekanikk uttrykkes den friksjonsvinkelen som kan mobiliseres langs en sprekk, ϕ_{mob}, ved en ligning av følgende type (Barton, 1986, Goodman, 1989):

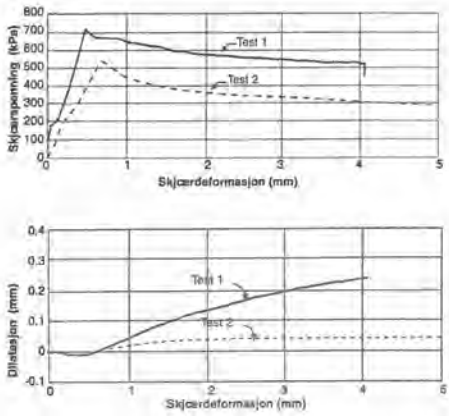
ϕ_{mob} = dilatasjonsledd + ϕ_r
hvor ϕ_r er residual friksjonsvinkel.

I NGIs BB-modell (Barton, Bandis og Bakhtar, 1986) er gitt ligninger og prosedyrer for beregning av dilatasjonsleddet som funksjon av sprekkens ruhet og trykkstyrken av materialet i sprekkeveggene. Disse ligningene fungerer svært godt for harde bergarter. Det er all grunn til å tro at de også vil fungere for den harde, sementerte leirskiferen som er benyttet i denne undersøkelsen da sementeringen er så sterk at prøven kan lagres i formasjonsvann i årevis under null, ytre spenninger uten at styrken forandrer seg.

I jordmekanikk har det, for sterkt overkonsoliderte leirer uten nevneverdig sementering, vært praktisert å neglisjere dilatasjonsleddet fullstendig. Dette er fordi ubelastede flater av slikt materiale sveller og raskt brytes ned når de har fri tilgang på vann. En slik fremgangsmåte gir imidlertid for lav styrkeberegning.

I Fig. 10 er gitt resultatene av to direkte skjærforsøk på prøver av en lite sementert Weald leirskifer hver med en gjennomgående horisontal sprekk. En geologisk beskrivelse av denne leirskiferen er gitt av Gallois og Horton (1981). Prøvene ble valgt ut slik at sprekkene skulle ha mest mulig lik ruhet. Begge forsøkene ble utført med en vertikal normalspenning på 1 MPa. Forsøk nr. 1 ble utført uten at det på noe tidspunkt ble satt vann til prøven, mens det for forsøk nr. 2 ble satt til vann med 30 g/l NaCl etter opplasting til 1 MPa vertikalspenning. Prøven ble gitt tid til å svelle fullstendig ved denne vertikalspenningen.

Av Fig. 10 fremgår det at den prøven som tilsettes vann viser betydelig mindre stivhet, styrke og dilatans enn den andre. Dette kan reflekteres i NGIs BB-modell når den anvendes for svake bergarter som leirskifer.



Figur 10. Resultater av skjærboksforsøk på Weald leirskifer. For test 1 ble prøven ikke på noe tidspunkt tilsatt vann. For test 2 ble prøven tilsatt vann etter opplasting til full vertikalspenning og skjæring ble ikke startet før svellingen som følge av vannutsetningen i all vesentlig hadde opphørt.

KONKLUSJONER

Forskningsinnsatsen for å bestemme geotekniske egenskaper av svake bergarter (skjærstyrke, deformasjonsmoduler, permeabilitet av matriksmaterialet og konduktivitet langs interne sprekker) er økt betydelig i forbindelse med pertroleumsutvinning og reservoarmekanikk. Spesielt har kompaksjonen av Ekofiskreservoaret og den resulterende store innsynkningen av havbunnen ført til omfattende studier.

Svake bergarter befinner seg i grenselandet mellom de materialene som tradisjonelt behandles innenfor henholdsvis jordmekanikk (løsmassemekanikk) og bergmekanikk, og har således falt "mellom to stoler". Noen av de spesielle egenskapene og betydningen av mineralogi og kjemiske/diagenetiske prosesser er beskrevet.

Laboratorieutstyr, teknikker og prosedyrer utviklet og benyttet ved Norges Geotekniske Institutt (NGI) er presentert og belyst ved testing av leirskifer. Betydningen av sprekker og svakhetsplan og riktig håndtering av svelling og vannmetning er påpekt. I litteraturen refereres det til bruk av lampeolje for å mette filtrene for leirskiferprøver. Data presenteres fra NGI-forsøk som viser at denne praksis kan føre til villedende laboratorieresultater.

Selv om en svak bergart er vannmettet, er mineralskjelettet ofte såpass stivt i forhold til kompressibiliteten av porevæsken, at poretrykksparameteren B kan bli vesentlig mindre enn 1.0, som den oftest er for vannmettede løsmasser. Således vil spennings-deformasjonsegenskapene som bestemmes i laboratoriet for svake bergarter være avhengige av den totale spenningssti som påføres selv for helt udrenerte spenningsendringer. Dette stiller strenge krav til laboratorieutstyr og forsøksprosedyrer for best mulig å modellere situasjonen in-situ. Derfor er det utviklet en rekke ulike utstyr benyttet for forskjellige forhold og studier.

Laboratorieforsøk med påførte spenningsstier av ulike typer viser den store forskjellen mellom oppførselen av sterkt sementert og ikke-sementert leirskifer.

Bestemmelsen av egenskapene av sprekker i svake bergarter er spesielt belyst. I tillegg til skjærstyrke og deformasjonsegenskaper er det ofte viktig å kunne bestemme væskekonduktivitet og endring i konduktivitet som funksjon av endringer i normalspenning, skjærspenning, deformasjon og temperatur.

Utpregede sprekker i en Weald leirskifer ble testet i direkte skjæforsøk. For samme effektive normalspenning på sprekkeplanet (1 MPa) og ved drenert skjæring, utviste en våt sprekk betydelig mindre skjærstivhet, dilatans og skjærstyrke ("peak" og "residual") enn en tilsvarende tørr sprekk med samme ruhet. På den annen side har man eksempler på sterkt sementert leirskifer som kan lagres i formasjonsvann i årevis uten at styrken forandrer seg.

REFERANSER

Anagnostopoulus, A., Schlosser, F., Kalteziotis, N and Frank, R. (editors, 1993)
Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks, Balkema.

Barton, N and Bandis, S. (1990)
"Review of Predictive Capabilities of JRC-JCS Model in Engineering Practice", Proc. Int. Symposium on Rock Joints, Loen, Norway. Also in NGI Publ. No. 182.

Barton, N. (1986)
"Deformation Phenomena in Jointed Rock". 8th Laurits Bjerrums Memorial Lecture, Geotechnique 36, No. 2, pp. 147-167. Also in NGI Publ. No. 168.

Barton, N., Bandis, S. and Bakhtar, K. (1985)
"Strength, Deformation and Conductivity Coupling of Rock Joints". Int. Journal of Rock Mechanics and Mineral science, Vol. 22, pp. 121-140. Also in NGI Publ. No. 162.

Berre, T. (1982)
"Triaxial Testing at the Norwegian Geotechnical Institute". Geotechnical Testing Journal, Vol. 5, 1982, No. 1/2, pp. 3-17. Also in NGI Publ. No. 134.

Berre, T and Bjerrum, L. (1973)
"Shear Strength of Normally Consolidated Clays". Proceedings of the 8. International Conference on Soil Mechanics and foundation Engineering, Moscow. Also in NGI Publ. No. 99.

Cripps, J.C., Coulthard, J.M., Culshaw, M.G., Forster, A., Hencher, S.R. and Moon, C.F. (editors) (1990)
The Engineering Geology of Weak Rock, Proc. 26. Annual conference of the Engineering Group of the Geological Society, Leeds, UK, Balkema.

Gallois, R.W. and Horton, A. (1981)
"Field Investigation of British Mesozoic and Tertiary Mudstones", Q.J. Eng. Geology, Vol. 14 pp. 311-323, London.

Goodman, R.E. (1989)
Introduction to Rock Mechanics, Wiley, ISBN 0-471-81200-5

Ladd, C.C., Foot, R., Ishihara, K., Scholsser, F. and Poulos, H.G. (1977)
"Stress-Deformation and Strength Characteristics". Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. State of the art report.

Makurat, A., Barton, N., Rad, N. and Bandis, S. (1990)
"Joint Conductivity Variation due to Normal and Shear Deformation". Proceedings of the International Symposium on Rock Joints. Loen, Norway, 4-6 June, 1990. Also in NGI Publ. No. 182.

Sandbækken, G., Berre, T and Lacasse, S. (1986)

"Oedometer Testing at the Norwegian Geotechnical Institute". Consolidation of Soils: Testing and evaluation. ASTM STP 892, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 329-353. Also in NGI Publ. No. 168.

Sulak, R.M., Thomas, L.K. and Boade, R.R. (1991)
"3D Reservoir Simulation of Ekofisk Compaction Drive". Journal Society of Petroleum Engineers, JPT October, pp. 1272-1278.

ÅM, K. (1988)
"Ekofisk Subsidence: The Problem, the Solution, and the Future". Proc. Int. Conference on Behaviour of Offshore Structures, Trondheim, Vol. 1, pp. 19-40.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

Sivilingeniør Torbjørn Johansen
GeoVita A/S

FORMANNENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

VIBRASJONER FRA JERNBANE - KRAV OG TILTAK
Vibrations from Railways - Acceptance criteria and Countermeasures

Christian Madshus, Bjarni Bessason og Linda Hårvik, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Jernbane på bløte grunnforhold kan skape sjenerende vibrasjoner i bygninger langs banen. Norge har ingen offisielle grenseverdier for akseptable vibrasjoner fra jernbane, men NSB Gardermobanen AS har besluttet å legge verdier i området 4.0 til 1.0 mm/s (15 til 35 mm/s^2) som mål for sin utbygging. Systematiserte måledata og beregningsmodeller viser at disse grensene kan bli overskredet ut til ca. 50 m fra en høyhastighetsbane der grunnen er middels fast silt og leire. På bløt leire kan grensene bli overskredet inntil 150 m og mer fra banen. Det finnes tiltak basert på kalk-/sementpeler eller masseutskifting som kan redusere vibrasjonene med 50% eller mere.

SUMMARY

Railways on soft ground may cause annoying vibrations in buildings along the lines. There are no official Norwegian boundary values for acceptable railway vibrations in buildings. However, NSB Gardermobanen AS have decided to base their design on values in the range 0.4 to 1.0 mm/s (15 to 35 mm/s^2). Systematic measurements and prediction models show that these limits may be exceeded within a distance of about 50 m from high speed lines on medium stiff ground of silt and clay, and up to 150 m or more on soft clay. There exists countermeasures based on chalk-/cement piles or deep replacement of soft soil, that have proven to reduce railway vibrations by 50% or more.

NYE JERNBANER - NYE UTFORDRINGER

Det satses igjen på jernbanen i Norge. Store beløp blir lagt ned i planlegging, nybygging og opprusting av banenettet i prosjekter som Gardermobanen, Vestfoldbanen, Skøyen - Asker,

Ringeriksbanen etc. Dette er alle banestrekninger som går gjennom områder med tett befolkning og dårlige byggegrunn.

Jernbanen ønsker å fremstå som det mest miljøvennlige transportmiddelet. Fordeler som lavt energiforbruk, elektrisk drift, lang levetid på materiell og lite arealbehov er åpenbare fortrinn. Som en del av denne miljøprofilen må jernbanen også sørge for at de som bor eller arbeider langs de nye sporene ikke blir utsatt for sjenerende støy og vibrasjoner. Kombinasjonen av høy hastighet på togene, bløt grunn og bygninger nær banen gir geoteknikerne spesielle utfordringer med å sikre at vibrasjonene holdes på et akseptabelt lavt nivå, uten at kostnadene til vibrasjonsreduserende tiltak blir for høye.

NGI har lang erfaring med geodynamikk og vibrasjoner i grunnen. De siste årene har vi kunnet benytte denne kunnskapen i en rekke oppgaver i forarbeider og prosjektering knyttet til vibrasjoner fra jernbane. Dette foredraget gir en orientering om hvilke kriterier vi har for akseptable vibrasjoner, hva som bestemmer hvor kraftige vibrasjonene blir, og hvilke tiltak som er tilgjengelige for å redusere dem.

VIBRASJONER FRA JERNBANE SOM MILJØFAKTOR

Sjenanse for mennesker er det overveiende problemet

Vibrasjoner fra togtrafiken forplanter seg gjennom bakken og overføres gjennom fundamentene inn i bygninger i nærheten.

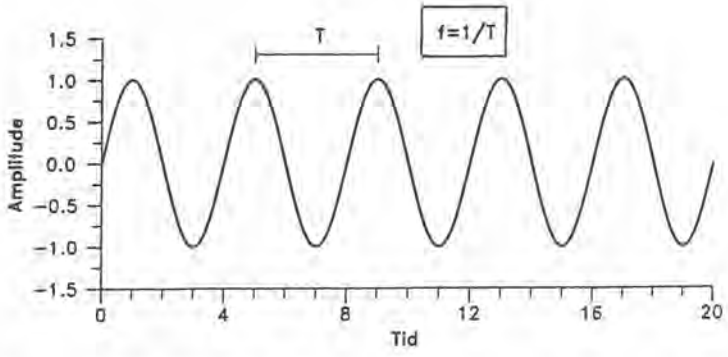
Bortsett fra i helt ekstreme tilfeller, vil vibrasjoner fra jerbane være så svake at bygningsskader er utelukket. Det finnes bedifter med ekstremt vibrasjonsfølsomt utstyr eller prosesser som det må tas hensyn til. Men det helt overveiende problemet knyttet til vibrasjoner fra jernbane er sjenanse for mennesker som bor eller arbeider i bygninger langs banen.

Vibrasjoner er ørsmå svingeninger som måles i mm/s eller mm/s^2

Jernbanevibrasjoner i bygninger er ørsmå svingninger av gulv, vegger, tak og og inventar. Utsvingene er maksimalt noen 100-dels mm. I sin enkleste form, som vist i figur 1, er et vibrasjonsforløp definert ved utsvinget og antall svingninger per sekund (frekvensen) som måles i Hz (1 Hz = 1 periode/sekund). Det er mer vanlig å angi vibrasjonenes styrke ved utsvingets hastighet, i mm/s eller akselerasjon, i mm/s^2, enn å angi dem ved selve utsvinget. Når frekvensen, f, er kjent, er det en grei sammenheng mellom utsving, x, hastighet, v, og akselerasjon, a:

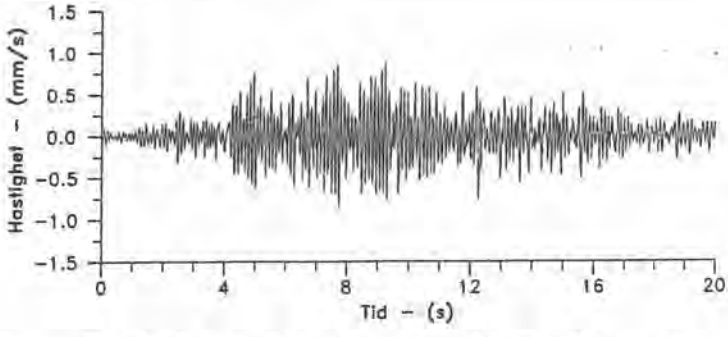
$$v = 2\pi f \cdot x \quad \text{og} \quad a = 4\pi^2 f^2 \cdot x$$

Når det gjelder måle-enheter kan det synes å være en "kulturkløft" mellom folk fra bygg- og anleggsfaget som føler seg mest hjemme når vibrasjonene angis i mm/s, mens folk fra



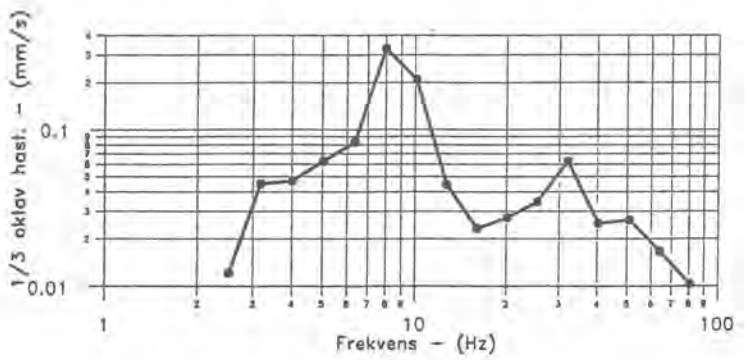
Figur 1 Enkelt vibrasjonsforløp

akustikkmiljøene heller vil måle i mm/s^2. De to målene er likeverdige så lenge en har klart for seg hvordan frekvensen virker inn. Det er heller ikke uvanlig i finne vibrasjoner angitt som dB, på samme måte som for støy. En dB-angivelse må imidlertid være relatert til et referansenivå. Problemet for vibrasjoner er at det ikke finnes noen definert standard referanse. Ofte benyttes 10^{-2} eller 10^{-3} mm/s^2, men en dB angivelse av vibrasjoner er verdiløs dersom ikke referansen er gitt. Man må ikke komme i skade for å anvende sjenanse- eller akseptgrenser ment for støy på vibrasjoner angitt i dB. Dette er to ting som ikke har noe med hverandre å gjøre.



Figur 2 Typisk vibrasjonsforløp fra passerende tog, målt på gulv.

Figur 2 viser et typisk vibrasjonsforløp målt på gulvet i et hus idet et tog passerer. Sammenliknet med forløpet i figur 1 er dette mer komplisert. Styrken varierer over tid etter som toget nærmer seg, passerer og så fjerner seg. Vibrasjonene er dessuten satt sammen av en rekke frekvenser. Ofte er det mulig å ta ut en dominerende frekvens for et slikt forløp, men en mer fullstendig måte å angi frekvenssammensetningen på er gjennom et spektrum. Figur 3 viser ⅓-oktav spektert av vibrasjonsforløpet i figur 2. I andre sammenhenger kan for



Figur 3 ⅓-oktav spektrum av vibrasjonsforløpet i figur 2.

eksempel effektspekteret (power spectrum) være gitt, uten at det gir noen prinsipielt annen informasjon. Av figuren kommer det tydelig frem at den kraftigste komponenten i vibrasjonene har en frekvens omkring 8 Hz, at det også er en betydelig komponent omkring 30 Hz, og at det ellers er bidrag til vibrasjonene ved alle frekvenser i det området som er vist.

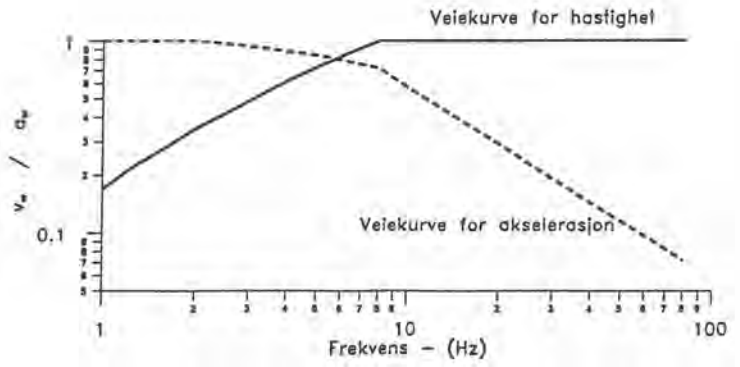
Spekteret i figur 3 er typisk for frekvenssammensetningen av jernbanevibrasjoner i bygninger. Frekvens og amplitude for den dominerende komponeneten vil variere en del med grunnforholdene og med byggets stivhet, høyde og dynamiske egenskaper forøvrig.

Mennesket er følsomt for vibrasjoner i frekvensområdet 1 til 80 Hz.

Menneskekroppen er svært følsom for vibrasjoner. Derfor er det vanlig at selv svake vibrasjoner kan skape frykt for at bygning og inventar kan skades, selvom vibrasjonene objektivt sett kan være mer enn en størrelsesorden lavere enn det som kan gi noen form for skade.

Den typen vibrasjoner som jerbanetrafikk forårsaker oppfattes av muskler og nerver over hele kroppen, og også av balansorganet. Vibrasjoner som oppfattes på denne måten ligger i frekvensområdet fra ca. 1 til 80 Hz, og betegnes som "helkroppsvibrasjoner". Vibrasjoner under 1 Hz opptrer f.eks. i skip, kjøretøyer og offshorekonstruksjoner. De gir sjenanse/plager som sjøsyke, bilsyke og "bevegelsessyke". Vibrasjoner over 80 Hz dempes fort ut i kroppen og vil bregrense seg til de kroppsdelene som direkte utsettes for vibrasjonene, f.eks. hendene som holder et vibrerende verktøy. Dette kalles "hånd/arm vibrasjoner".

Innen frekvensområdet for helkroppsvibrasjoner er kroppen mindre følsom for frekvenser under ca. 6–8 Hz, enn for de høyere frekvensene. Det er derfor nødvendig å korrigere målte vibrasjoner for denne forskjellen i følsomhet før det kan vurderes hvordan de virker på mennesker. Dette skjer gjennom en frekvensveiing. Veiekurver for dette formålet er definert i internasjonale standarder som ISO 2631-2 og ISO 8041. Figur 4 viser disse



Figur 4 Frekvensveiekurver etter ISO2631/8041

veiekurvene for hastighet og akselerasjon. Etter frekvensveiing er det vanlig å betegne hastighet og akselerasjon med henholdsvis; v_w og a_w. Frekvensveiingen er slik at det blir et konstant, frekvensuavhengig forhold mellom v_w og a_w:

$$a_w\,[mm/s^2] = 35.1 \cdot v_w\,[mm/s]$$

Menneskekroppen har også en "treghet" som gjør at den ikke oppfatter raske endringer i vibrasjonsnivået. For å ta hensyn til det, må målte vibrasjoner tidsmidles over ca. 1 s før virkningen på mennesker kan vurderes. Dette kalles en RMS-midling, og de midlede vibrasjonene betegnes, henholdsvis $v_{w,RMS}$ og $a_{w,RMS}$.

Strukturstøy er også vibrasjoner

Vibrasjoner som overføres fra jernbane gjennom grunnen og inn i bygninger har også en støymessig side. For frekvensområdet fra ca. 60 Hz oppover til noen 100 Hz vil de føre til at gulv, vegger og tak stråler ut støy som oppfattes av øret. Dette kalles strukturstøy, til forskjell fra luftstøy som forplanter seg fra banen direkte gjennom luften, og kommer inn i bygninger gjennom fasader, vinduer, ventilasjonsåpninger etc. Strukturstøy måles som annen støy i dB(A), og bidrar til det totale støybildet fra banen. Strukturstøy blir omhandlet i et eget foredrag av Arild Brekke.

Det er stor forskjell på hvordan mennesker oppfatter vibrasjoner

Det er stor individuell forskjell på hvilke toleranser mennesker har for vibrasjoner. Også for den enkelte kan oppfattelsen variere mye. Mest følsomme er vi når vi sitter eller ligger helt

i ro. Både fysiologiske og psykologiske faktorer virker inn. Dersom vibrasjonene er ledsaget av andre sanseinntrykk, som støy, et vindu som rister og så videre, vil vi oppfatte vibrasjonen som kraftigere en ellers. Vi har også større toleranse overfor vibrasjoner som vi er vant med, som vi har et positivt forhold til eller som vi føler vi har kontroll over. Få reagerer negativt på vibrasjonene fra en som går over gulvet, selvom de kan være langt kraftigere enn fra et passerende tog.

Tabell 1 gir en grov oversikt over hvordan vibrasjoner ved forskjellig nivå i gjennomsnitt blir oppfattet. Her er grensen for hva som kan føles satt til ca. 0.3 mm/s (10 mm/s^2). ISO 2631 setter denne grensen helt nede på ca. 0.15 mm/s (5 mm/s^2). Kraftigere vibrasjoner, over ca. 15 mm/s (500 mm/s^2), vil de fleste oppfatte som ubehagelige. Når det gjelder fysiologisk effekt av vibrasjoner fra jernbane, viser NS-ISO 2631/1 at grensen for det som kan ha noen helsemessig effekt (yrkeshygienisk grense) ligger omkring 30−70 mm/s (1−2,5 m/s^2).

Tabell 1 Gjennomsnittlig oppfatning av vibrasjoner. (Etter Griffin, 1990)

Vibrasjonsnivå		Oppfattes som:
$v_{w,RMS}$	$a_{w,RMS}$	
		Ikke følbart
0.30	10	
		Knapt følbart
0.60	20	
		Klart følbart
1.1	40	
		Veldig klart følbart
2.8	100	
		Sterkt følbart

Vibrasjoner i bygninger nær jernbane ligger gjerne i området fra treskelen for det som er følbart og opp til noen mm/s, det er derfor sjenanse/forstyrrelse og de følgene det måtte ha som er problemstillingen. Vibrasjoner fra jernbane er alt for svake til å kunne ha noen direkte fysisk virkning på mennesker.

Det er ikke noe dosebegrep for vibrasjoner slik det er for støy. For jernbanevibrasjoner er det høyeste nivå (frekvensveiet og RMS-midlet) ved hver togpassering som er målgivende. Likevel har togtettheten noe å si for hvilket vibrasjonsnivå som kan ansees akseptabelt.

Grenseverdier

Grenseverdier for vibrasjoner i bygninger skal referere til steder der folk oppholder seg, og der vibrasjonene er kraftigst. Som oftest er det midt på gulv, der spennet er størst. Å referere til vibrasjoner på byggets fundamenter, slik det gjøres for bygningsskader fra sprengninger, er ikke relavant når det gjelder sjenanse for mennesker i bygningene.

Det finnes ingen offisielle norske standarder eller retningslinjer som fastsetter grenseverdier for hva som kan aksepteres av vibrasjoner i boliger og kontorlokaler. Nærmeste referanse er den internasjonale standarden ISO 2631-2, som snart vil være gjeldende norsk standard NS-ISO 2631-2. Tidligere NS 4928 er trukket tilbake. Andre relevante standarder er den tyske DIN 4150-2 og den svenske SS 460 4861.

ISO 2631-2 har bevisst ikke grenseverdier som del av standarden. Begrunnelsen er at det er store naturgitte og "kulturelle" forskjeller mellom hva som ansees akseptabelt i de enkelte land. Standarden har imidlertid et "informativt vedlegg" som gir et eksempel på hvor grenseverdier kan legges. Her er grensen for boliger om natten satt lik grensen for det som kan føles, dvs. ca. 0.15 mm/s (5 mm/s^2). Flere land i Europa (f.eks. Danmark) praktiserer en så streng grense, uten at det synes å skape store problemer. Norge, Sverige, deler av Finnland og områder av enkelte andre europeiske land har imidlertid langt bløtere grunn, der jernbanen genererer kraftigere vibrasjoner og hvor vibrasjonene dempes lite med avstanden. For oss ville en håndheving av så strenge grenser føre til båndlegging av uakseptabelt brede korridorer langs jernbaner og veger gjennom tettbygde strøk, eller påføre utbygger/ samfunnet urimelig høye kostnader til vibrasjonsreduserende tiltak.

I tråd med det som vurderes for andre miljøstandarder, kan det synes fornuftig med to grenseverdier:

(a) En nedre grense som er en målsetting, men som det kan aksepteres at blir overskredet dersom enhetskostnaden for å komme under grensen blir urimelig høy.

(b) En øvre grense som uansett ikke skal overskrides.

NSB Gardermobanen AS har besluttet å prosjektere sine banestrekninger med grenseverdier i området (NSB Gardermobanen AS, 1994:

0.4 - 1.0 mm/s (15 - 35 mm/s^2),

Her er den laveste grensen lagt til grunn som en målsetting. Det er tilstrebet at disse grenseverdiene er "balansert" slik at de skal representere samme "sjenansegrad" som for tilsvarende

støygrenser. Gardermobanens grenseverdier er i samsvar med den svenske standarden SS 460 4861.

Fra "helsemessig" hold trekkes det frem strengere grenser. Miljøetaten i Oslo kommune og bydelsoverleger som er gitt fullmakt i henhold til kommunehelseloven, refereres det ofte til 0,15 mm/s grensen i ISO 2631-1 eller det formuleres at det ikke skal være følbare vibrasjoner", når de har saker til uttalese. Men også her åpnes det for høyere grenser satt i en total kost-/nytte-sammenheng.

Erfaringer viser at det er stor statistisk variasjon i de vibrasjonene tilsynelatende like togpasseringer gir. Det er også stor forskjell på de vibrasjonsmessige egenskapene til bygninger i samme kategori. Grunnens innflytelse på vibrasjonene vil endre seg med årstidene, og variere lokalt innen et område. For å ivareta disse statistiske variasjonene har det i plansammenheng liten verdi å operere med absolutte grenseverdier. For Gardermobanen er grenseverdiene anvendt slik at det skal være 90% sannsynlighet for at de ikke blir overskredet ved dimensjonerende togpassering. Dette betyr at vibrasjonene fra dimensjonerende togpasseringer i 90% av tilfellenen skal ligge under greneseverdiene. For andre togtyper vil sannsynligheten for overskridelse være lavere. Dimensjonerende togpassering refererer til den togtypen som med maksimum tillatt kjørehastighet genererer de største vibrasjonene på et spesifikt sted.

MÅLING AV VIBRASJONER

Måling av vibrasjoner vil være nødvendig for å kontrollere forholdene i en enkelt bygning, for å skaffe stedsspesifike data for prosjektering av en baneutbygging, eller for å få øket forståelse for generering og forplantning av vibrasjoner fra jernbane. Uansett formål er det viktig at målingen utføres på en fagmessig og enhetlig måte, og at i tillegg til selve vibrasjonene også forhold omkring målestedet, banen og togtrafikken, slik som byggets egenskaper, grunnforhold, banens beskaffenhet, togtyper og toghastigheter, registreres.

Noen retningslinjer for målingene er gitt av NORDTEST(1988) og i ISO 8041. I hus må det måles midt på gulv, som tidligere påpekt. Har målingen formål ut over en ren kontroll av nivået, bør det registreres simultant både i bygget, på fundamentene, på bakken mellom bygg og bane, og på banens oppbygging.

Målekjeden må dekke frekvensområdet fra 1 til 80 Hz. 2 til 80 Hz og til og med 4 til 80 Hz kan være tilstrekkelig forutsatt at det kan dokumenters at frekvensene ned mot 1 Hz er uten betydning.

Vibrasjoner måles med hastighetsgivere (geofoner) eller akselerometere. Begge sensortyper er likeverdige. Praktisk erfaring viser imidlertid at geofoner er mere pålitelige for utendørs registrering under dårlige værforhold. Som et minimum må måleutrustningen kunne registrere frevensveide, RMS-midlede verdier. For de fleste formål kreves at ⅓-oktavverdier, eller aller helst at fullstendige tidshistorier blir registrert.

For å ivareta den store statistiske variasjonen det er i vibrasjonene fra jernbane, er det viktig å få med et tilstrekkelig antall, minimum 5 til 10, helst 20 passeringer av hver togtype.

Det kan være fristende å benytte automatiske vibrasjonsovervåkingsinstrumeter til måling av vibrasjoner fra jernbane. Det finnes en rekke typer, egentlig beregnet for sprengningsvibrasjoner. Noen få av instrumentene på markedet kan benyttes til jernbanevibrasjoner, men de aller fleste er ikke egnet: De utfører ikke den foreskrevne frekvensveiingen og RMS-midlingen, og har heller ikke tilstrekkelig følsomhet til pålitelig registrering av så lave vibrasjonsnivåer som det er behov for.

For at innsamlede data skal kunne benyttes til øket kunnskap og sikrere beregningsmetoder i fremtiden er det viktig at de dokumenteres og arkiveres på en systematisk måte slik at de senere enkelt kan søkes i og hentes frem. NGI/NBI arbeider med å definere en databasestruktur for lagring av vibrasjonsdata. Det er et mål at veg- og jernbanemyndighetene i de nordiske landene etter hvert skal arkivere sine vibrasjonsdata på denne måten. Derved blir gjensidig utveksling av data enkelt. Det oppfordres til at norske firmaer som gjør vibrasjonsmålinger, tar i bruk denne datastrukturen når den foreligger.

GENERERING OG FORPLANTING AV VIBRASJONER FRA JERNBANE

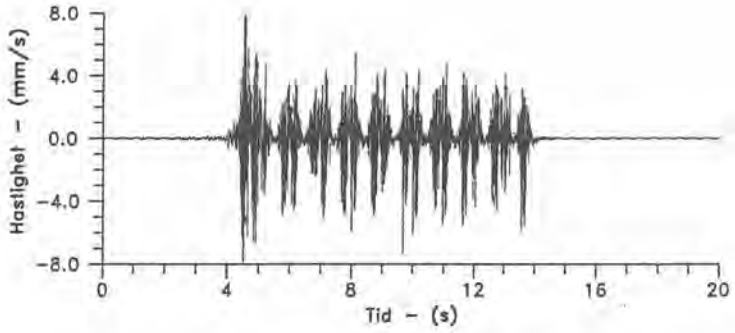
Det er hensiktsmessig å dele problemstillingen i tre:

(1) Generering av vibrasjoner i og under banen
(2) Overføring av vibrasjoner gjennom bakken
(3) Vibrasjonskobling mellom bakken og bygget, og overføring i bygget

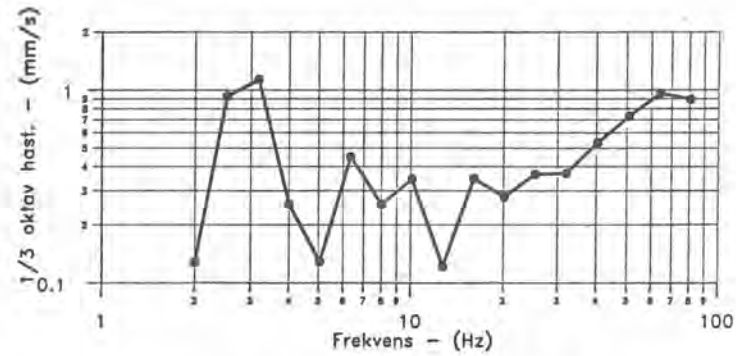
De bevegelige lastene fra toget er hovedkilden til vibrasjonene

Figur 5 viser et vibrasjonsforløp målt på baneoppbyggingen, få meter fra sporet. Det er tydelig å se når hver boggi og vogn i toget passerer. Figur 6 viser ⅓-oktav spekteret av det samme forløpet. Spekteret har en klar topp omkring 3 Hz, og viser at det ellers er mye høyfrekvent innhold i vibrasjonene.

Mekanismen bak genereringen av de lavfrekvente vibrasjonene er ikke fullt ut forstått. Trolig genereres de i det vesentlige direkte som en følge av at den statiske lasten fra hver aksel beveger seg med togets hastighet langs banen. Det er ikke store dynamiske variasjoner i aksellasten i dette lave frekvensområdet. Hver akselpassering gir en nedbøyning av skinnesviller, og ballast som illustrert i figur 7. Banelegemet sørger for å fordele lasten bedre før den overføres til grunnen under, slik figuren også viser. Jo større og skarpere lastvariasjon grunnen utsettes for og jo raskere den beveger seg, jo kraftigere blir de lavfrekvente vibrasjonene. Disse vibrasjonen er derfor stort sett bestemt av aksellasten, kjørehastigheten og av banelegemets langsgående lastfordelende evne. Laterale innhomogeniteter i banelegemet eller store ujevnheter i skinnegangen kan øke de lavfrekvente vibrasjonene betydelig. De lavfrekvente vibrasjonene forsterkes av resonanser i løsmasselagene under



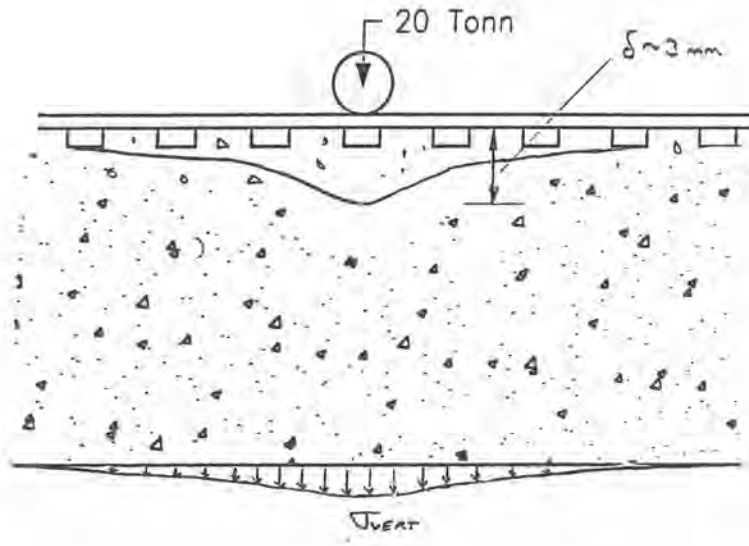
Figur 5 Vibrasjonsforløp målt på baneoppbygging



Figur 6 ⅓-oktav spektrum av vibrasjonsforløpet i figur 5

banelegemet. Grunnens egenskaper under banen har stor innflytese på de lavfrekvente vibrasjonene. Bløt grunn gir betydelige vibrasjoner ved lav frekvens. Stiv grunn eller fjell gir praktisk talt ingen lavfrekvente vibrasjoner.

De høyfrekvente vibrasjonene er generert av dynamiske variasjoner i aksellasten, forårsaket av ujevnheter i skinnegang og hjul, slingring etc. Også disse vibrasjonene kan forsterkes ved resonans i banelegemet.



Figur 7 Deformasjon og spenning under en passerende aksel

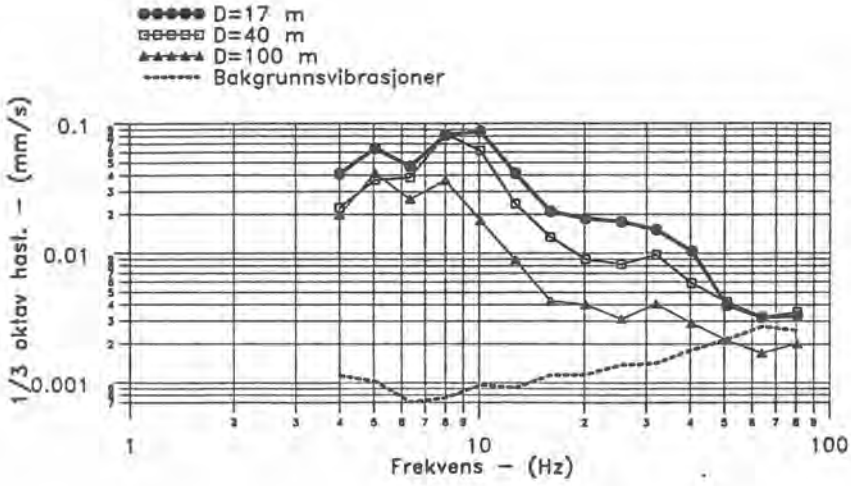
Grunnforholdene bestemmer forplantninge av vibrasjonene fra banen

Ved homogene forhold forplantes det meste av vibrasjonene seg som overflatebølger. Dette er bølger som innvolverer løsmassene fra overflaten og ned til ca. 10 til 15 m dyp. Det er derfor egenskapene av dette toppskiktet som har mest å si for forplantningen av vibrasjonene.

Overføring av vibrasjoner som overflatebølger innebærer en moderat reduksjon med avstand fra banen, dels på grunn av energispredning og dels fra indre dempning i jorda. De høye frekvensene dempes raskest ut. Lagdeling i bakken preferere visse frekvenser fremfor andre. Figur 8 viser ⅓-oktav spektra for vibrasjoner målt på bakken i tre forskjellige avstander fra sporet. Figuren viser også målt bakgrunnsvibrasjon. Reduksjonen med avstand, spesielt for de høye frekvensene er tydelig, helt ned mot bakgrunnsnivået.

Figur 9 viser en sammenstilling av måleresultater som gir reduksjon av vibrasjonsnivået med avstanden. Dataene er normalisert med hensyn til kjørehastighet slik at de representerer togpasseringer på 70 km/t. (Målt på bakken ved vinterforhold.)

Dersom grunnen er innhomogen, med skrånende lag og hellende fjelloverflate, kan vibrasjoner bli reflektert og fokusert. I ugunstige tilfeller kan dette gi vibrasjoner som øker med avstanden innen visse avstandsintervaller.



Figur 8 ⅓-oktav spektra i forskjellig avstand fra banen - homogene grunnforhold

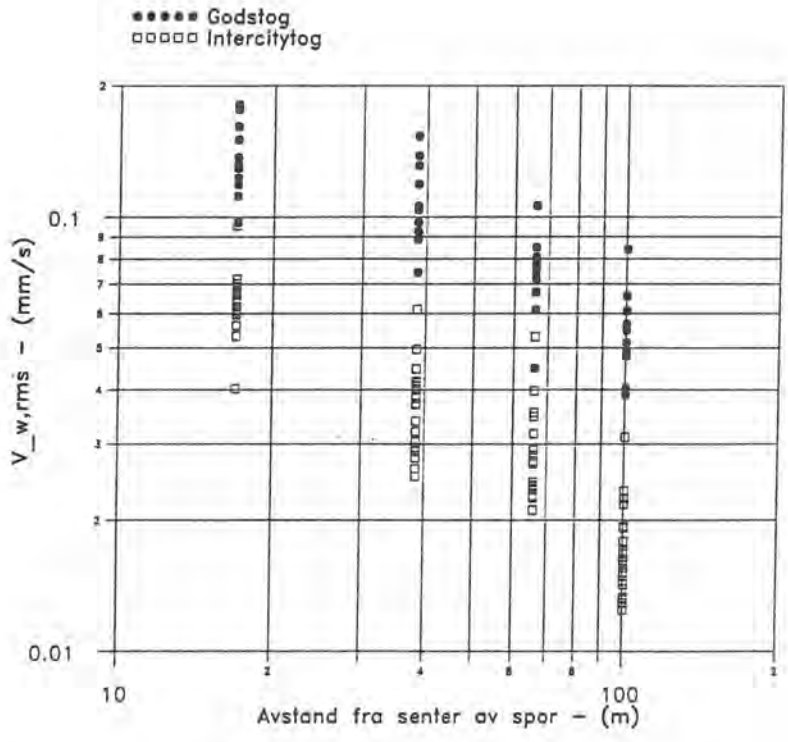
Bløt grunn under banen, mellom bane og bygg og under fundamentene gir de kraftigste lavfrekvente vibrasjonene. Ligger både bane og bygning på faste masser eller fjell, blir de lavfrekvente vibrasjonene neglisjerbare, men overføringen av strukturstøy kan bli betydelig. Dersom banen går på fjell/faste masser og husene ligger på løsmasser, eller visa-versa, blir det hverken vibrasjoner eller strukturstøy av betydning.

Kraftig tele kan redusere vibrasjonsoverføringen, men samtidig øke strukturstøyoverføringen. Vibrasjonen er derfor ofte lavere om vinteren enn vår, høst og sommer, mens strukturstøyen er kraftigst om vinteren. På grunn av at støy forsterker intrykket av vibrasjoner, opplever mange naboer vibrasjonene som mest sjenerende om vinteren, selv om målinger viser at de da er svakest.

Også en tørrskorpe kan ha tendens til å redusere vibrasjonene, men kan øke overføring av strukturstøy, selv om grunnen er bløt.

Bygninger forsterker vibrasjonene

For bygninger med massive fundamenter på bløte masser blir gjerne vibrasjonene lavere i fundamenter/kjeller enn i bakken omkring. Lettere fundamenter følger vibrasjonene i bakken.



Figur 9 Reduksjon av vibrasjonsnivå med avstand - erfaringstall.

Dekker og gulv har ofte egenfrekvenser i området ca. 8 til 15 Hz, og hele bygg har en hoved-egenfrekvens som ofte er ca. 10 dividert med antall etasjer. Egenfrekvensene fører til at lav-frekvente vibrasjoner fra jernbane forsterkes i bygninger. Vanligvis øker forsterkningen opp-over i etasjene. Strukturstøyen derimot dempes ut oppover i bygget. Det er store forskjeller fra bygg til bygg. Det er registrert verdier fra svak reduksjon av vibrasjonene til opp mot 10 gangers forstrekning. Typisk forsterkningsfaktor for for norske en- og to-etasjes hus er 2 til 3.

BEREGNING / ESTIMERING AV VIBRASJONER

Ved prosjektering er det behov for regneverktøy for å kunne estimere forventede vibrasjoner og for å bestemme effekten av eventuelle tiltak.

Tilgjengelige metoder

Enkle betraktninger basert på teori for bølgeforplantning og diskrete svingesystemer kan bidra til fysisk forståelse og til å anslå størrelsesorden på vibrasjoner og virkning av tiltak, men har sin klare begrensning.

Det eksisterer Finite Elemet(FEM) og Boundary Element(BEM) programmer som kan simulere vibrasjonsforplantning gjennom grunnen og opp i bygninger. Se for eksempel Beskos, 1993. Det er en betingelse for at slike programmer skal ha noen verdi at det kan legges inn elemeter i elemetmodellens yttergrenser som slipper vibrasjonsenergi igjennom. Dette betegnes som "Transmitting Boundaries". Mange forenklinger blir nødvendige for å redusere regnetiden, og noen tilfredsstillende formulering av vibrasjonskilden som bevegelig last finnes ikke i dag. Status er derfor at det i dag ikke finnes FEM eller BEM programmer som kan benyttes til å estimere absolutte vibrasjonsnivåer. Metodene er derimot egnet til å estimere effekten av relative endringer som forandring av topografi (skjæringer/fyllinger), avskjermende tiltak eller lignenede.

På dagens stadium er empiriske metoder, eventuelt integrert med enkle teoretiske betraktninger eller FEM/BEM modeller, de eneste som kan benytes til å gi brukbare estimater på forventede vibrasjoner. Slike metoder er imidlertid avhengige av en solid base med erfaringsdata. Det vil også ofte være behov for supplerende målinger for å fastsette representative parametre for det aktuelle stedet der modellen skal benyttes.

På grunn av de spesielle grunnforholdene vi har i Norge og Sverige, kan det føre galt avsted å basere seg på erfaringer fra andre land. Det viser seg også at det i liten grad er tilgjengelig fullstendige modeller for å estimere vibrasjoner fra jernbane.

NGI har derfor utviklet en empirisk regnemodell for norske forhold og brukt den i forbindelse med prosjekteringen av Gardermobanen og andre banestrekninger. Modellen estimerer både forventede vibrasjoner og statistiske usikkerheter.

I det etterfølgende er modellen presentert kortfattet, og den er benyttet til å gi noen holdepunkter for å vurdere omfanget av vibrasjonsproblemer avhengig av grunnforhold og avstand mellom bane og bygning.

Den empiriske beregningsmodell tar vare på følgende faktorer:

- Grunnforhold
- Togtype
- Toghastighet
- Avstand fra banen
- Baneoppbygging og kvalitet
- Dynamisk forsterkning i bygning

Våre erfaringer har vist at effekten av de enkelte faktorene kan antas å være separabel. Forventet vibrasjonsnivå kan da uttrykkes som:

$$v = v_T \cdot f_S \cdot f_D \cdot f_R \cdot f_B$$

Her er v_T et basis vibrasjonsnivå, avhengig av togtype. v_T er definert som vibrasjonene, i mm/s, på bakken; i 15 m avstand fra sporet når den aktuelle togtypen passerer med 70 km/t, på en bane med "standard" oppbygging.

De øvrige faktorene ivaretar:

f_S - toghastighet
f_D - avstand
f_R - bane
f_B - dynamisk forsterkning i bygning

Hele parametersettet er avhengig av grunnforholdene og det er etablert parametersett for ulike grunnforholdskategorier. I sin komplette form er alle parametrene i modellen frekvensavhengige. For estimering av forventede vibrasjoner kan det ofte være tilstrekkelig å operere med en samleparameter som dekker hele frekvensområdet fra 1−80 Hz. For andre formål, som dimensjonering av tiltak, er det avgjørende å ha oversikt over frekvenssammensetningen av vibrasjonene.

De estimerte vibrasjonene etter modellikningen representerer middelerdier (50% konfidens verdier). For å ivareta de statistiske variasjonene har også hver parameter i modellen ikke bare en middelverdi, men også en variasjonskoeffisient. Basert på en statistisk behandling av relasjonen mellom de enkelte parametrene gir modellen estimat på vibrasjonsnivået ved hvilken som helst konfidensverdi. Stort sett estimeres vibrasjonene for 50% og 90% konfidens.

Utarbeidelse av modellen og bestemmelse av parametersettene er basert på et stort antall egne målinger og på måleresultater fra Sverige. Data fra litteraturen er også benyttet.

- v_T er bestemt for typiske norske togtyper som godstog, passasjerekspresstog og intercity/lokaltog (motorvogntog). Godstog har de høyeste verdiene. Stort sett ligger v_T i området 0.1 mm/s til 0.8 mm/s, avhengig av togtype og grunnforhold.

- f_S tar for seg effekt av toghastighet. Denne parameteren er spesielt viktig når vibrasjoner fra de nye høyhastighetsbanene med kjørehastighet over 200 km/t skal estimeres. Det har vist seg vanskelig å få frem pålitelige data for å ekstrapolere fra ca. 120 km/t, der det er mye norske erfaringer, opp til 200 km/t.

  Vi er blitt stående ved følgende uttrykk, som rimelig godt representerer de data som er tilgjengelige:

$$f_s = (S/S_o)^A$$

der S er hastigheten i km/t og S_o = 70 km/t.

De data vi har gir eksponenter A i området 0.5 til 1.5. Trolig er en verdi omkring 1.0 det beste. Det innebærer omtrent en fordobling av vibrasjonene ved en dobling av kjørehastigheten.

Muligens kan et uttrykk av formen:

$$f_S = 10^{\alpha(s-so)}$$

være en vel så godt representasjon av dataene.

- Avstandsavhengigheten, f_D, kan rimelig godt tilnærmes med uttrykket:

$$f_D = (D/D_o)^{-B}$$

der D er avstanden til sporet og D_o = 15 m. Eksponenten B varierer med grunnforholdene. Typiske verdier er i området 0.4 til 0.8.

- Banekvalitetesfaktoren kan variere i området 0.7 til 1.3, avhengig av tykkelsen på baneoppbyggingen, enkeltspor kontra dobbeltspor etc.

- Som tidligere nevnt, er det stor variasjon i den dynamiske bygningsforsterkningsfaktoren f_B. Verdier i området fra 0.7 til 9 er funnet. Typiske verdier for norske en- til treetasjers hus er i området 2 til 3.

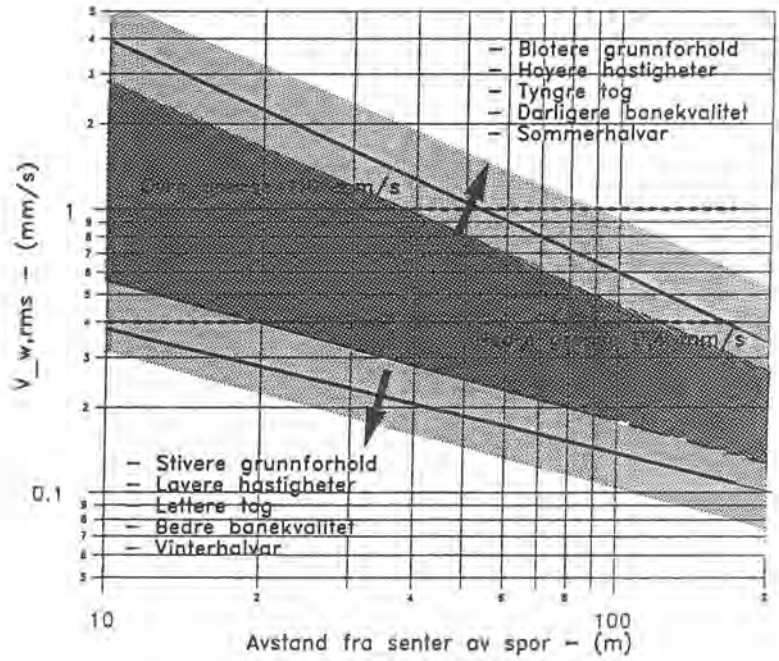
Det er behov for å styrke beregningsmodellen med mer grunnlagsdata for å gjøre estimatene sikrere. Det er et håp om at en annerkjennelse av en enhetlig datastruktur vil øke tilgangen på relevante data.

Med de statistiske variasjoner det viser seg å være for jernbanevibrasjoner, vil 90% konfidens vibrasjonsnivåene være ca. to ganger høyere enn 50% konfidensnivåene.

Estimete vibrasjonsnivåer

Basert på det datagrunnlaget som foreligger har vi satt sammen figur 10. Figuren viser et typisk variasjonsområde for vibrasjoner fra en moderne høyhastighetsjernbane med sammensatt trafikk, bygget på varierende norske grunnforhold. Y-aksen viser vibrasjonsnivåer i bygninger som 90% konfidensverdier i mm/s, plottet mot avstand.

I figuren er det også lagt inn grenseverdiene 0.4 og 1.0 mm/s.



Figur 10 Variasjonsområde for vibrasjoner fra en moderne høyhastighetsjernbane med sammensatt trafikk, bygget på varierende norske grunnforhold.

Figuren viser at det for dårlige grunnforhold kan bli vibrasjoner som overskrider den strengeste grensen til mer enn 150 m fra banen. Vibrasjonene vil være følbare til enda lengre avstand. Blir grunnen fastere, vil denne gensen bli liggende typisk mellom 50 og 100 m. Den øvrige grensen vil sjelden bli overskredet i avstand større enn ca. 50 m fra banen.

Godstog gir i utgangspunktet mer vibrasjoner enn andre tog. De kjører imidlertid ikke så fort, i dag typisk 80 km/t. Ved slike hastigheter tyder våre data på at godstog og høyhastighetstog ved ca. 200 km/t gir omtrent samme vibrasjoner, men dataene er usikre for høyhastighetstogene.

TILTAK MOT JERNBANEVIBRASJONER

Figur 10 viser at der jernbaner bygges eller opprustes gjennom tettbygde strøk i områder med løsmasser, vil det være behov for tiltak som kan redusere vibrasjonene for at de ikke skal overskride vanlig antatte grenseverdier.

Viktig for å holde vibrasjonene nede, er at banen får godt fundament og at god justering opprettholdes. Det er viktig at underbyggingen er homogen i lengderetningen og at overganger til broer, kulverter o.l. gjøres så "myke som mulig".

Når det gjelder spesifikke tiltak, er det reduksjon av de lavfrekvente vibrasjonene som er den største utfordringen. I dette frekvensområdet har matter under ballasten eller svillene, slik de ofte benyttes mot strukturstøy, ingen virkning. De er først effektive fra 20–30 Hz og oppover. Ved lavere frekvenser vil de stort sett forsterke vibrasjonene.

Mot lavfrekvente vibrasjoner er tre kategorier av tiltak aktuelle:

- Tiltak i baneoppgyggingen
- Skjermingstiltak mellom bane og bygninger
- Bygningsmessige tiltak

Der det bygges ny bane langs tett bebyggelse, vil vanligvis tiltak i baneoppbyggingen være kost-/nytte-optimalt. Slike tiltak virker gjennom å øke oppbyggingens langsgående lastfordelende evne og/eller gjøre grunnen under baneoppbyggingen stivere.

De mest aktuelle tiltakene i denne kategorien, er kalksementpeler under banen, eller dyp/tykk masseutskifting med høykvalitets steinfylling. For å være effektiv, må masseutskiftingen være minimum 4 til 5 m dyp. Kalksementpeler må settes med ca. 1,5 m senteravstand og være 10–15 m dype, avhengig av grunnforholdene. Det er lite systematisert erfaringsmateriale for effekten av slike tiltak. Men det som foreligger, viser at det i alle fall kan oppnås 50% reduksjon av vibrasjonene. Dette kan også underbygges av beregninger. Reduksjonen kan bli langt større ved masseutskiftingspeler til fjell eller faste masser. Relativt sett blir effekten av tiltakene størst der grunnen er bløtest.

Det finnes andre tiltak på idéstadiet, som langsgående betongdragere i banelegemet, geonettarmert tykk underbygging, eller tykk underbygging på elastiske matter (Rockwool). Det må skaffes praktisk erfaring og dokumentasjon på effekt og holdbarhet for slike tiltak før de kan benyttes i et baneprosjekt.

Skjerming mellom bane og bygning kan være aktuelt der det er et mindre antall bygg som skal beskyttes, eller der banen ikke nybygges.

Tiltakene innebærer at det etableres en barriere som reduserer vibrasjonsoverføringene i bakken. Siden vibrasjonene overføres mest som overflatebølger som går 10–20 m ned i bakken, må slike skjermer minst gå ned til denne dybden for å være effektive. Skjermen må også ha en stor utstrekning, i begge retninger ut fra de bygningene som skal beskyttes.

Mest aktuelle skjermtype i dag er laget av kalk-/cementpeler satt ned i et tett "stigemønster". Det er dokumentert at slike skjermer i alle fall kan gi 50% reduksjon av vibrasjonene.

Det er under utvikling andre skjermmaterialer, basert på "gassdoblematter". Det står fortsatt noe igjen før de er et praktisk anvendelig, kommersielt produkt. Det må også kreves praktisk dokumentasjon på levetid og effekt.

Der enkeltbygninger får kraftige vibrasjoner på grunn av resonansforsterkning, kan byggetekniske tiltak som avstiving av gulv eller andre bærekonstruksjoner være effektivt

REFERANSER

Beskos, D.E. (1993)
Wave propagation through ground.
Boundary Element Techniques in Geomechanics. Ed.: G.D. Manolis and T.G. Davies. Southampton, Compentational Mechanics Publ. Pp. 359–406.

DIN 4250 Del 2 (1992)
Erschütterungen im Bauwesen. Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden.

Griffin, M.J. (1990)
Handbook of human vibration.
London, Academic Press. 998 p.

ISO 2631-2 (1989)
Evaluation of human exposure to whole-body vibration. Part 2: Continous and shock-induced vibration in buildings (1 to 80 Hz).

ISO 8041 (1990)
Human response to vibration - Measuring instrumentation.

NORDTEST (1988)
Building: Annoyance and shock.
Nordtestremiss nr. 777-88.

NSB Gardermobanen AS (1994)
Program for miljøoppfølging.
4.5.1994.

NS-ISO 2631/1 (1985)
Bedømmelse av hvordan helkroppsvibrasjoner virker inn på mennesker. Generelle krav.

Svensk standard SS 460 4861 (1992)
Vibration och stöt - Mätning och bedömning av komfortstörningar i byggnader.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

STRUKTURSTØY, OVERFØRING AV LYD TIL BYGNINGER GJENNOM GRUNNEN

A. Brekke, Brekke & Strand akustikk as

SAMMENDRAG

I boliger som ligger over tunneler for skinnegående trafikk kan strukturstøyoverføring gi høye støynivåer, og beboere er ofte plaget. Ved planlegging av nye tunneler må man ta hensyn til dette, og i situasjoner der boliger kommer under 50- 60 meter unna sporene kan det bli overskridelser av aktuelle grenseverdier. Også for skinnegående trafikk på dagstrekninger kan strukturstøyoverføring gi overskridelser av grenseverdier. Dette gjelder først og fremst for rom som vender vekk fra bane, både for hus på fjell og på leire.

Det er mulig å gjøre vibrasjonsisolerende tiltak på nye boliger, men man er da avhengig av nøyaktig utførelse og nøye oppfølging. En sikrere løsning vil være å gjøre tiltak ved skinnegangen Mest aktuelt er det å legge vibrasjonsisolerende matter under sviller eller under ballast. Det er her nær sammenheng mellom deformasjon ved togpassering og strukturstøydemping. Krav til deformasjoner setter begrensningen for hvor stor dempning som kan oppnås.

SUMMARY

In dwellings which are situated directly above railway tunnels, structureborne noise is a potensial problem, and in many cases the residents are annoyed. In the planning stage for new tunnels this problem should be focused. Measurements shows that in dwellings nearer than 50-60 meter from the lines, structureborne noise gives noise levels which are higher than recomended limits. Also for ordinary outdoor railway or tram lines structureborne noise may be a problem, this is mainly in rooms which are faced away from the line, founded on clay or on rock.

It is possible to do remedial actions when new dwellings are build, however the accuracy is very important. A more safe solution is to do remedial actions on the line. Vibration isolation mats below the sleepers or below the macadam are the most price worth solutions. High deformation when the trains passes are necessary in order to obtain high noise reduction.

1. FYSIKALSK FORKLARING AV STRUKTURSTØYOVERFØRING

I foredraget er det kun omtalt strukturstøy fra skinnegående trafikk. Vegtrafikk kan også gi høye strukturstøynivåer, men det er først og fremst i lokksituasjoner man kan få overskridelse av grenseverdier. I situasjoner med løsmassekulverter og fjelltunneler er det kun i helt spesielle tilfeller at strukturstøy kan gi problemer.

Når tog passerer i tunneler vil det overføres vibrasjoner fra hjulene ned i skinnene, og videre via sviller og ballast til fjellet. I fjellet vil vibrasjonene forplantes opp til overflaten, og avstråles som støy. Denne støyen kalles strukturstøy, og den vil på grunn av annen støy normalt ikke være hørbar utendørs. Hvis det imidlertid kommer bygninger over tunnelen, vil strukturstøyen forplantes via fundamentene og kjellergulv og inn i bygningen. Strukturstøyen vil forsterkes inne i rommene i forhold til utendørs, og vil i noen tilfeller være godt hørbar og gi sjenanse.

På dagstrekninger vil det normalt være direkte støy fra togene som forplantes i luft og gjennom fasadene som er dominerende støykilde. Men når det ligger boliger nært inn til banene, vil det komme høye støyskjermer som reduserer luftlyden betraktelig. Når i tillegg fasadene gir god støyisolering vil man komme ned på lave luftlydoverførte støynivåer i boligene. I disse situasjonene vil strukturstøy fra skinnegangen gi bidrag som kan være utslagsgivende på det totale støynivået, og tiltak mot strukturstøy må veies opp mot valg av høyere støyskjerm og/eller bedre fasadeisolering. For rom som ligger vekk fra banen vil i de fleste tilfeller strukturstøy være dominerende i boliger som ligger opp til 50 -60 meter fra sporene.

2. GRENSEVERDIER

Strukturstøy omhandles ikke spesielt hverken i i Byggeforskriftene eller i Miljøverndepartementets rundskriv T-8/79, og det vil være kravet om innvendige støynivåer på hhv 30 dBA ekvivalentnivå og 45 dBA maksimalnivå som gjelder. Dette ligger erfaringsmessig betydelig over nivåer som man regner gir sjenanse.

Det vil være en annen situasjon å høre støy fra en tunnel under boligen enn å høre støy gjennom vinduene fra tog som man kan se passerer. Av denne grunn håndhever Miljøetaten i Oslo kommune strengere grenser for denne type strukturstøy enn for tradisjonell jernbanestøy gjennom fasader. Miljøetaten i Oslo kommune stiller vanligvis et krav på 30 dBA i maksimalnivå "slow". Betegnelsen "slow" har med innstillingen på lydmåleren å gjøre, og går på hvor fort viseren greier å følge med på tidsvariasjoner av støyen.

I program for miljøoppfølging for Gardermobanen er det angitt en grense på 35 - 40 dBA i maksimalnivå i boliger i tilfeller der strukturstøy er klart dominerende. Dette var i utgangspunktet ment å gjelde for boligbebyggelse over tunneler, men målinger viser at for dagstrekninger er

strukturstøy oftest klart dominerende i rom med fasader som vender vekk fra banen, og grenseverdien overskrides i mange tilfeller. Det gjenstår å se hvordan dette håndteres for boliger inntil Gardermobanen. For nye trikkelinjer krever Miljøetaten i Oslo Kommune at en grense på 35 dBA tilfredsstilles i rom vekk fra gaten. Dette innebærer at det blir nødvendig å gjennomføre strukturstøyredusrende tiltak for omlegginger som krever reguleringsbehandling

3. BEREGNINGSMETODE FOR STRUKTURSTØYOVERFØRING

3.1 Beregningsgrunnlag

Fysikalsk forklaring om strukturstøyoverføring er gitt i kapittel 1. På tilsvarende måte som ved beregning av luftoverført støy fra tog må man i hovedsak basere seg på empiriske beregningsmetoder også når det gjelder strukturlydoverføring. Den største usikkerheten består i å estimere vibrasjonsnivået ved bygningenes fundamenter. Hvis man har gitt vibrasjonsnivået her kan man med relativt god nøyaktighet beregne støynivået inne i bygningen. I det etterfølgende er gitt hovedprinsippene i vår beregningsmetode. Vi ser i notatet her på situasjonen fjelltunnel, prinsippene blir imidlertid de samme for løsmassetunneler og dagstrekninger.

Vibrasjonsoverføring fra skinnegang i tunnel til fjell i dagen
Det finnes internasjonale empiriske metoder der man kan gå inn i diagrammer og få ut vibrasjonsnivå på fjellet eller støynivå i bygningen. Vi mener imidlertid man får sikrere verdier ved å basere seg på målinger fra Osloområdet med norsk togmateriell og baneoppbygging, samt relevant type fjell.

Vi har gjort en del målinger av vibrasjonsoverføring fra tunneler for T-bane og jernbane. Baneoppbyggingen er i prinsippet den samme med ballast og sviller. Aksellastene er større på NSB´s materiell, man skulle derfor forvente høyere vibrasjonsnivåer enn fra T-bane. Våre målinger tyder imidlertid at forskjellene er små. Det ser ut til å være kvalitet av hjul og skinnegang som har størst betydning. .

Vibrasjonsoverføring fra fjell til bygning
For bygninger som står direkte på fjell regner vi samme vibrasjonsnivå på gulvet som på fjellet utenfor. I tilfeller med uisolerte betonggulv stemmer dette rimelig bra i det aktuelle frekvensområdet der man får strukturlydoverføring . Hvis det er støpt gulv på ekspandert polystyren vil man kunne få en forsterkning av støyen i området omkring 500 Hz, men vi regner ikke dette vil få betydning fordi det meste av strukturstøyen kommer ved lavere frekvenser. Gulv som er støpt på mineralull vil kunne få en forsterkning i frekvensområdet 30 - 50 Hz, og en vibrasjonsisolering ved høyere frekvenser. Dette vil gi en gunstig effekt. Det er imidlertid lite utbredt med mineralull under gulvstøpen i boliger, de få stedene dette måtte forekomme vil våre beregninger gi for høye verdier. Dette kan også gjelde for gulv som er støpt på løs Leca.

Det ligger naturligvis feilkilder her som vil gi spredning av måleresultater. Men som gjennomsnittsverdier for mange bygninger, mener vi det er mest riktig å anta samme vibrasjonsnivå på kjellergulvene som på fjell.

For bygninger som står på løsmasser er situasjonen mer komplisert. Vi har lite data her. Beregningsmessig vil man få betydelig vibrasjonsdemping ved overgangen fra fjell via løsmasser og opp til kjellergulv og fundamenter. Det er imidlertid mye som spiller inn her, blant annet vil grunnvannnstand, tørrskorpetykkelse og særlig teleforhold ha betydning. I våre beregninger korrigerer vi ikke for dempning i løsmasser, i de områdene der en del av bygningene ligger på fjell. Dette vil kunne innebære en ekstra sikkerhet for boligene som ligger på løsmasser.

Avstrålt støy fra vibrerende flate

Støynivå, L_p, i et rom som skyldes avstråling fra gulvet med akselerasjonsnivå L_a (dB re 10^{-6} m/s^2) kan beregnes av uttrykket :

$$L_p = L_a - 20 \log f + 20 \log s + 10 \log T - 10 \log h + 24$$

Her er s gulvets strålingsfaktor, som er et mål for hvor effektivt gulvkonstruksjonen avstråler støy. T er rommets etterklangstid, støynivået blir lavere hvis rommet er godt dempet og dermed har kort etterklangstid. h er rommets høyde, jo større romhøyde jo lavere støynivå. I prosjektet her har vi regnet støynivå til et standard rom med betonggulv, etterklangstid 0.5 sekunder og 2.4 m romhøyde. Betonggulv gir mer effektiv avstråling enn tregulv.

Det vil også avstråles støy fra vegger og tak til rommet, slik at støynivået blir høyere. På grunnlag av erfaringsverdier har vi tatt hensyn til dette ved å legge på 2 dBA til beregnet verdi. Dette gjelder for en normalsituasjon med murte / støpte kjellerytttervegger og etasjeskiller i tre. I rom veggene er lettvegger er dette tillegget ikke relevant.

Beregningene gjelder som nevnt for hus på fjell som ligger rett over tunnelen og hvor gulv og vegger er i betong / mur. Det mest vanlige tilfellet er her boliger i skrått terreng med sokkeletasje. Følgende korreksjoner kan regnes for andre situasjoner :

Kjellerrom med betonggulv og lette innervegger / glassfasade :	- 2 dBA
Rom over kjeller, etasjeskiller og yttervegger i tre :	- 5 til -10 dBA
Hus med kryperom og gulvkonstruksjon i tre :	- 5 til -10 dBA

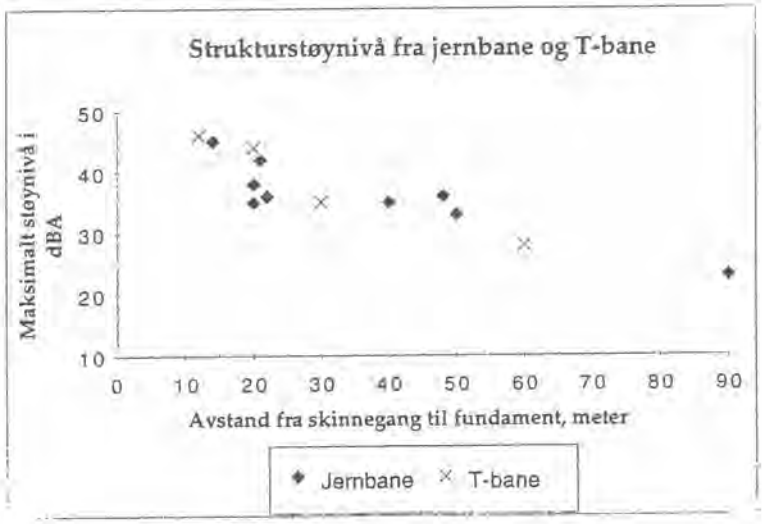
Verdiene som er angitt for rom over kjeller og hus med kryperom er relativt usikre, og er basert på generelle betraktninger. Støyreduksjonen vil avhenge av frekvenssammensetningen på strukturstøyen, romdimensjoner og grad av åpenhet mellom etasjene.

3.2 Målinger av strukturstøy fra tunneler i Osloområdet

Vi har i den senere tid foretatt et betydelig antall målinger av vibrasjoner og strukturstøy fra fjelltunneler. Det er målt både på T-banetunneler og NSB tunneler På de fleste målestedene er det målt 10 til 20 togpasseringer. Det er forholdsvis stor spredning mellom de enkelte passeringer. Mellom tilsynelatende like tog kan det være opp i 8 -10 dBA forskjell i struktur- støynivå. I NSB tunnelene kan de mest støyende lokaltogene gi høyere strukturstøynivåer enn godstogpasseringer. Det ser ut til at kvaliteten på hjulene er det som slår mest ut. Ved passering av noen av de mest støyende togene kunne man høre en mer klaprende lyd enn fra de andre mindre støyende togene.

Vi har ikke registrert hastighet for togene, og har kun de tillatte hastighetene på de aktuelle strekningene å holde oss til. For T-banetogene innebærer dette hastigheter rundt 60 km/t , for NSB togene ca 90 km/t

I figur 1 er sammenstilt måleresultatene fra alle målestedene over jernbanetuneller. I diagrammet er tegnet inn de høyeste maksimalnivåene på målestedene. Vi har ikke tilstrekkelig statistiske data til å kunne angi hva disse maksimalverdiene representerer rent statistisk, men regner i utgangspunktet at dette er verdier som størrelsesorden 90 % av togpasseringene ikke vil overskride. Enkelte måleresultater ligger som nevnt opp til 10 dBA høyere enn det nest høyeste, dette regner vi skyldes betydelig hjulflatt av et eller flere hjul i togsettet. Disse dataene er ikke tatt med i oversikten.



Figur 1. Målte maksimale støynivåer som funksjon av avstand.

Man ser at strukturstøynivåene fra jernbane (NSB) og T-bane er forholdsvis like. Det kan se ut

som at T-banen har noe høyere nivåer ved små avstander og lavere nivåer ved stor avstand, men vi har for lite data til å si dette med noe sikkerhet. Ved små avstander er det stor spredning i strukturstøynivåene, dette kan skyldes at betydningen av ganger i fjellet gir store forskjeller i vibrasjonsoverføring.

Vi har i diagrammet ikke gjort inndeling mellom forskjellige typer fjell. Det vi regner først og fremst slår ut her vil være grad av oppsprekning. Stor grad av oppsprekning vil generelt gi større avstandsdempning, men samtidig kan man risikere høye støynivåer på enkeltsteder på grunn av ganger i fjellet som leder vibrasjoner godt. På bakgrunn av begrenset statistiske data og den store spredningen i måleresultater har vi ikke funnet det riktig å dele inn etter fjelltype.

Av diagrammene ser man at man kan få overskridelser av 30 dBA grensen helt opp til 50 meter avstand.

4. STRUKTURSTØYREDUSERENDE TILTAK

4.1 Tiltak på skinnegang

Følgende tiltak anses mest aktuelle :

A Vibrasjonsisolerende matter under ballast, ballastmatter
Mattene legges ut på en avretting med grus, feks 0/30, og ballasten legges rett på mattene. Typiske mattetykkelse er ca 40 - 100 mm. For noen materialer legges det inn et beskyttende skikt mellom matter og ballast.

B Vibrasjonsisolerende matter under sviller, svillematter
Mattene limes til svillene på fabrikk, og svillene legges ut på vanlig måte. Typisk tykkelse på mattene er 20 - 30 mm.

Andre tiltak, som vibrasjonsisolerte betongplater med eller uten ballast, eller spesielle vibrasjonsisolatorer ved hver skinneinnfestning anses uaktuelle på grunn av pris, og fordi det introduserer spesialløsninger som er lite ønskelig driftsmessig.

Teorien bak tiltakene med vibrasjonsisolerende matter under sviller eller ballast er enkel. Mattene har en dynamisk stivhet k , og massen over matten er M. Dette vil gi en resonansfrekvens f_0, som beregnes av uttrykket :

$$f_0 = 1/2\pi \sqrt{k/M} \qquad (1)$$

For frekvenser høyere enn 1.4 f_0 vil man få en forbedring, for lavere frekvenser vil man få en forsterkning av strukturstøyen. Det er ønskelig å få f_0 så lav mulig, slik at man oppnår

forbedring så langt som mulig ned i frekvens. Ved å ha så myke matter som praktisk mulig, oppnår man det beste resultatet. I fig 2 er vist eksempel på teoretisk innskuddsdemping for hhv vanlig skinnegang på ballast, meget myk skinneinnfestning og skinnegang med matter under ballast. Innskuddsdemping er her støyreduksjon i forhold til å feste skinnene stivt til et stivt underlag som fjell eller betong.

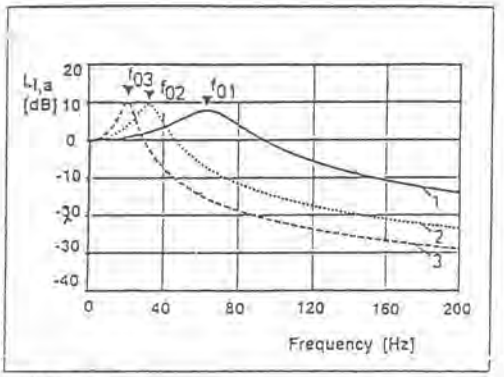


Fig. 10.2.2:
Insertion loss, calculated for different kinds of track beds (vibration reduction for an ideal single-degree-of freedom isolation system)
f_{01} ballast track
f_{02} high resilience direct fixatation
f_{03} floating slab track or ballast track with a mat

Fig. 2 : Teoretisk innskuddsdemping ved ulike utførelser av skinnegang.

Det er tilfelle 3 som er mest aktuell. Ballasten har også en viss mykhet, og gir i seg selv noe vibrasjonsisolering, forenklet kan man si at forbedringen som kan oppnås ved å legge matter under er omtrent differensen mellom kurve 1 og 3.

Det er ønskelig at resonansfrekvensen kommer så langt som mulig ned i frekvens. Hvis man forutsetter at stivheten k i uttrykket for resonansfrekvensen har lineært forløp, dvs at last/deformasjonskurven er en rett linje, kan uttrykket for resonansfrekvensen skrives som :

$$f_O = 16/\sqrt{d} \qquad (2)$$

Her er d lik sammentrykkingen av mattene når de påføres massen M. For ballastmatter inngår massen av ballast, sviller, skinne og uavfjæret masse av hjul og boggi. Mattene under svillene får ikke massen av ballasten med i uttrykket for resonansfrekvensen. Hvis man med disse skal oppnå

like lav resonansfrekvens som ved bruk av ballastmatter må de derfor ha samme sammentrykking med mindre masser, hvilket vil si mindre fjærstivhet k.

Uttrykket (2) forutsetter at statisk stivhet er lik dynamisk stivhet. For alle materialer som er aktuelle for ballastmatter vil dynamisk stivhet være større enn statisk stivhet, med en faktor som ligger i området 1.5 til 3, mest vanlig i området 2 - 2.5. Hvis man forutsetter et forhold på 2.25, blir resonansfrekvensen :

$$fo = 24/\sqrt{d} \qquad (3)$$

Det som bestemmer hvor langt ned det er mulig å legge resonansfrekvensen er den totale sammentrykkingen fra de tyngste togene. Dette gjør at ballastmattene kan være noe mykere enn svillemattene, og kan derfor gi lavere resonansfrekvens. Man regner at svillematter kan gi strukturstøyreduksjon i området 5 - 8 dBA. Ved riktig dimensjonerte ballastmatter kan man få opp i 15 dBA støyreduksjon. Dette gjelder for jernbane med hastigheter opp mot 90 - 100 km/t og store aksellaster. For T - bane regner vi at man kan oppnå 2 - 3 dBA høyere strukturstøydemping, først og fremst på grunn av mindre aksellaster. For høyhastighetsbane er det trolig mindre aktuelt med svillematter, på grunn av krav til stabil skinnegang er ballastmatter mest aktuelt.

De fleste referansene vi har sett går på ballastmatter brukt i betongkulverter i løsmasser. I disse situasjonene har man støybidrag også ved oktavbåndet 31.5 Hz, Dette er trolig årsaken til at mattene som er vist i fig 4 gir 15 dBA støyreduksjon, mens det er målt betydelig høyere støyreduksjon fra 63 Hz og oppover. Ved våre målinger over fjelltunneler har vi stort sett kun små bidrag i 31.5 Hz - båndet, hovedtyngden av støyspekteret starter ved 63 Hz. Dette gjør at man sannsynligvis kan oppnå høyere strukturstøydempning i fjelltunneler.

4.2 Tiltak på boliger

Det vil være mulig å gjøre støyreduserende tiltak ved bygging av nye boliger. Hovedprinsippet er at det velges løsninger som gir vibrasjonsisolering av gulv og/eller kjellerytteregger. Det er imidlertid nødvendig med meget nøyaktig utførelse og nøye oppfølging i byggefasen.

Det vil være nødvendig med andre typer løsninger for boliger som bygges over betongkulverter enn for boliger som bygges over fjelltunneler. Årsaken er at strukturstøyen fra betongkulvertene har mer innhold av lavfrekvent støy, i området rundt oktavbåndet 31.5 Hz. Dette gjør det nødvendig med fullstendig vibrasjonsisolering av husene på gummibaserte dempere, og dekket i underetasjen må være frittbærende. Ved vibrasjonsisolering av bygninger over fjelltunneler er situasjonen enklere, fordi det er lite støybidrag i frekvensområdet under 63 Hz, og man kan for eksempel oppnå god støyreduksjon uten å ha frittbærende dekker i kjeller. Vibrasjonsisolering av ringmur med gummidempere, og betonggulv på mineralull kan da gi stor strukturstøydemping.

FJELLSPRENINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

EUROPIPE-TUNNELEN

Rolf Lauritzsen, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Ved ilandføringen av gassledningen EUROPIPE i Tyskland har verdens lengste rørpressingstunnel uten mellomliggende adkomstsjakter blitt utført. Av miljøhensyn har Statoil måttet konstruere en 2535 m lang tunnel fra innsiden av hoveddiket, under en nasjonalpart med våtmarksområder og ut til sjøen.

Hele tunnelstrekningen ligger i løsmasser avsatt etter siste istid. Disse består av løs til middels fast lagret finsand, silt, bløt til middels fast leire og torv. Jekkekrefter ble beregnet ved hjelp av en standard tysk metode og sammenlignet med erfaringstall fra microtunneler i tilsvarende grunnforhold.

En hovedjekkestasjon ble bygget nær inntil vinterdiket og tunnelen ble utrustet med mellomjekkestasjoner for hver 100 m. Tunnelen har en utvendig diameter på 3,8 m og hvert betongrør er 40 cm tykt, 4 meter langt og veier 45 tonn.

Av sikkerhetsgrunner var tunnelen ubemannet under jekkeoperasjoner, og tunnelmaskinen ble fjernstyrt fra et kontrollpanel i startsjakten. Et nyutvikleet avansert system av automatiske teodolitter og selvjusterende laserstasjoner ble brukt for å styre maskinen.

Den kanskje største utfordringen i prosjektet var tidsfaktoren, dette førte til at Statoil innførte sitt eget kontroll- og verifikasjonssystem for produksjon av alt utstyr og for bygging av tunnelboremaskinen.

Tunneldriften ble startet i februar i år og 14. februar ble en artikkel sendt til NO-DIG 94 konferansen i København. Tunnelen var ferdig i juni og den 2. juni ble prosjektet med erfaringen så langt presentert på NO-DIG 94. Kopi av artikkelen og presentasjonen følger vedlagt på engelsk.

EUROPIPE LANDFALL TUNNEL

Rolf Lauritzsen, Civil Eng., Norwegian Geotechnical Institute
Odd Kr. Sande, Civil Eng., Statoil
Arvid Slåtten, Civil Eng., Staoil, Eng. Manager, EDP.

(The written paper delivered for publishing 14.02.1994)

SYNOPSIS

Construction of the worlds longest tunnel, without intermediate shafts, using the principle of pipe jacking is in progress in connection to the Europipe project in northern Germany. A 2535 m long tunnel will cross under a National park from the sea to the inside of the main dike. The tunnel has an outside diameter of 3.8 m, the main jacking station is located inside the dike and intermediate jacking stations are planned every 100 m.

The entire tunnel profile is located in weak layers from the Holocene period, consisting of fine sand, silt, clay and peat. External friction forces are calculated using standard German methods and compared to experience from microtunnelling under similar soil conditions.

For safety reasons, the tunnel is unmanned during operations. The TBM and all related equipment are remotely controlled from the start pit inside the dike. An advanced positioning system comprising automatic theodolites and self adjustable laser stations is used for steering of the TBM.

Workers have access to the tunnel via a small battery operated railway for repair and maintenance during work close down periods.

Progress as of the 14th February 1994 is 100 m which is ahead of schedule, but in order to reach completion by 18th October an average progress of 70 meters per week for the next 35 weeks will be necessary.

EUROPIPE LANDFALL TUNNEL

Europipe is the third large pipeline from the Norwegian gas- and oil-fields in the North Sea to Central Europe. The final part running from block 16/11E to Emden is 630 km long and has a diameter of 40". This paper deals with the landfall at the northern coastline of Germany, where the pipeline crosses under a National Park close to a village called Dornumersiel.

If any project should deserve the term NO DIG, this is it. For environmental reasons, construction activities were not allowed in the National Park areas above

low tide level. As a result, a 2535 m pipe-jacking tunnel is now in progress, starting behind the main dike in the area advancing the sea.

The political difficulties resulted in evaluation of 10 different landfall locations and 12 different modifications of these. The environmental organizations have been heavily involved in the process. The political acceptance of the landfall location was given in November 1992, and the legal acceptance of technical solutions, environmental impact statement and the start pit was given the 27th of October 1993.

Between these two dates, a large number of parties have been involved in the problem of crossing the German "Wattenmeer". Among them a German consulting firm in Hannover, introduced the Telescope Method in spring 1993.
The method, in its original form, consisted of 5-6 steel casings of consecutively decreasing diameter, each equipped with a retractable tunnel boring machine, TBM. The concept was to operate each of these machines to its capacity limit, inject the tunnel face with concrete and then retract the TBM. The process would then be repeated with a smaller machine and pipe inside the one previously installed.

A joint German/Norwegian research team was engaged to evaluate the method. Although the team concluded that the method in its original form contained too many uncertainties, it was already "accepted" by the local German politicians. Therefore the name has been retained in the final solution, but is is believed that it will only be necesary to use the first pipe of the "telescope". This pipe is made of concrete with an inner diameter of 3 m and a wall thickness of 40 cm.

The Europipe Landfall consists of a buried pipeline, tie-in chamber, tunnel and start-pit. The pipeline passes through the Tidal Channel between the two islands Baltrum and Langeoog. The pipeline then follows the Accumersieler Balje to the Tunnel Tie-In Point. The tunnel route passes under the Tidal Flat and the National Park Zone 1, crosses under the Summer dike, the "Sommerpolder" and is terminated at the start pit located in the "Münsterpolder" behind the main dike.

In January 1993 a comprehensive soil investigation was carried out with 8 soil-sample borings and approximately 100 Cone Penetration Tests. In the national park area only CPT's were permitted, but due to extensive experience from interpretation of CPT's in the North Sea, the soil investigation was considered sufficient.

A soil profile along the tunnel shows a complicated picture of loose fine sand and soft clay layers overlying dense sand. The overlying soft layers are from the Holocene period, i.e. deposited after the last ice age, and extend down to depths between 5 and 23 m. The dense sand below is from the Pleistocene period, i.e. deposited before the last ice age. At the transition between the two layers there is an erosion flat showing large erosion channels. This flat represents the area where stones are most likely to occur.

Typical geotechnical data for the Holocene layer are:

undrained shear strength of clay	s_u = 15-40 KN/m^2
total unit weight of clay	γ = 16-18 KN/m^3
internal friction angle in sand	ϕ = 28-35°
total unit weight of sand	γ = 18-19 KN/m^3

The soil profile and the tunnel route are shown in Fig. 1. The basis for the choice of route has been:

1. The Pleistocene layer must be avoided, especially the transition zone where the probability of encountering stones is at the greatest.

2. The pipeline will be installed by flotation, hence the main part of the tunnel must be almost horizontal.

3. The tunnel must have sufficient cover under the Balje.

4. One should avoid a deep and expensive start-pit and take advantage of an inclined tunnel to bring the pipeline up to the surface.

One of the most important geotechnical issues in the project is the calculation of jacking forces. The calculations are performed according to the German ATV-method, Ref. 1, and the parameters are chosen on the basis of experience from case records. Appendix 1 contains a summary of the ATV-method, an example of the calculation and the resulting friction forces for the first 800 m of the tunnel. Since the tunnel is made of rigid concrete pipes the only two soil parameters to be chosen for calculation of friction forces in sand are μ, friction ratio and ϕ, internal friction angle (in the example $\mu = 0.2$ and $\phi = 34.2°$ are chosen). Resulting jacking forces are based on intermediate jacking stations every 100 m. These forces are 16500 KN for the start pit and 19000 KN for the first intermediate jacking station after the start pit. Maximum jacking force occurs under the main dike, where the soil overburden is greatest.

To verify these calculations, all available case records from tunneling in sand were backcalculated using the ATV-method. The observed and calculated side friction was then compared, see Fig. 2. In addition, the ratio of start-up values after stopping, and sliding values under continuous jacking have been listed and compared, see Table 1. It should be noted that the most extensive and reliable data in this study came from the Drammen project, Ref. 2.

Resulting recommendations for calculation of design jacking forces are:

1. Basic shear force for sliding under continuous jacking is calculated according to ATV A161 using $\mu = 0.2$, $K_1 = 0.5$ and $K_2 = 0.4$ (as suggested by ATV) and ϕ-angle at actual place and depth

$$F_{ATV} = \int_0^{} \tau_{ATV} \cdot dx$$

2. Design value for first 100 m behind TBM:

$$1.2 \cdot F_{ATV}$$

3. Design value for rest of the tunnel:

$$1.0 \cdot F_{ATV}$$

4. Design value for start-up after stopping over week-end:

$$1.5 \cdot F_{ATV}$$

Based on these recommendations, the jacking capacity at the intermediate jacking stations will be too low if the center to center distance is 100 m. The contractor will, however, have the opportunity to adjust this distance after the first section of the tunnel is pressed.

Some design aspects of the start pit are of special interest. The pit is 11 x 20 m wide and 7.5 m deep. The jacking wall is a rigid 1.6 m thick concrete wall. The exchange of top soil for imported gravel and backfill is necessary to provide the 2800 tons of passive earth pressure required for jacking. The jacking wall is only partially connected to the bottom slab. Estimated deformation of the jacking wall is $\approx$ 10 cm under full working load, while the front part of the start pit should stand still. Movements in the start pit could lead to error in the positioning system. Performance of the sheet pile corners combined with measurements of load and deformation of the back wall can give valuable experience for future design of start pits.

The main jacking station has a stroke of 2 x 4 m allowing two concrete elements of 4 m length and 45 tonnes weight to be jacked in one working operation. This saves time because the cables and pipes inside the tunnel need connections only at every second element. The intermediate jacking stations have a capacity of 2500 tonnes and a stroke of 1 m, as compared to 0.3 m usually. The jacking speed is also increased compared to standard jacks. Every fourth concrete pipe is provided with 4 small openings for outside bentonite lubrication during jacking.

The TBM is manufactured in Germany. It is a hydroshield boring machine with a combined slurry and air pressure face support. The machine is designed for clay and sand below the water table. It can handle wood and sticky clay and it is equipped with a 50 cm stonecrusher. Excavated soil is transported by pipes and pumps using water and bentonite. Repair work is carried out using a small battery operated railway inside the pipe. Workers are only allowed to enter the tunnel for repair and maintenance work, during which time the main tunnelling work is closed down.

The tunnelling operation is remotely controlled, operated from a container located in the start pit. From the container the TBM-operator also controls all related equipment, such as extender stations, pipe lubrication, slurry circuit etc.

An advanced positioning system is developed to ensure connection to the tie-in chamber after a tunnel length of 2535 m. The system has an accuracy of $\pm$ 10 cm in the horizontal and vertical directions. The system consists of units with an automatic theodolite and a self adjustable laser station for every 200 m of the tunnel. Data from these units are fed into a computer every 2 minutes. The required TBM direction is then updated and the TBM is automatically steered accordingly.

The greatest challenge in this tunnel project is the time schedule, because the gas is already sold and the delivery date is set. The jacking started in week 5 this year and completion is planned by 18th October. That gives 36 weeks with an average progress of 70 meters per week. Compared to 81 case records reported in Ref. 3 with advance rates ranging from 25 to 55 meters per week, the planned advance rate of 70 meters per week is rather bold. The project has, however, had a promising start and as of 14h February 1994 the progress is 100 m with a maximum advance rate of $\sim$30 m per day.

No traces of pipeline or jacking will be visible above the sea bed, in the tidal flat or between the dikes. Behind the main dike the sheet piles will be cut 2 m below surface and the land will be ploughed, harrowed and seeded in 1996 after the gas delivery has begun 1st October 1995!

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors wish to express their appreciation for the valuable information made available by the local authorities in Drammen, the German firm Hochtief, Dipl.ing. Rolf Bielecki in Hamburg and Dipl.ing. Roman Höse at Ruhr-Universität Bochum.

REFERENCES

1. ATV A 161 (1990)
Statische Berechnung von Vortriebsrohren. Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.v. (GFA).

2. H. Midtun, R. Lauritzsen
Practical experience from microtunnelling project in soft clay (Drammen). NO DIG 94, Copenhagen.

3. International Tunnelling Association (1989)
Applicability of the shield method to urban tunnelling. ITA working group on Research. Prepared by the Japan Tunnelling Association. Tunnel and Underground Space Technology, b. 4, No. 1, pp. 53-81.

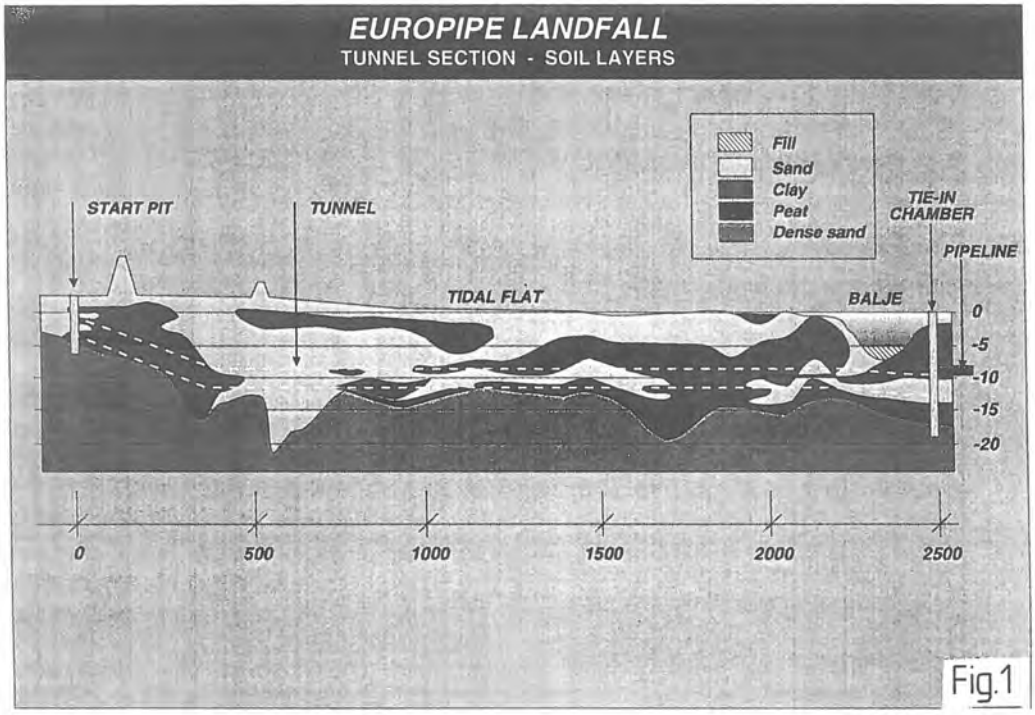


Fig.1

Comparison of back calculated shear stress, τ versus calculated values, τ_{ATV}

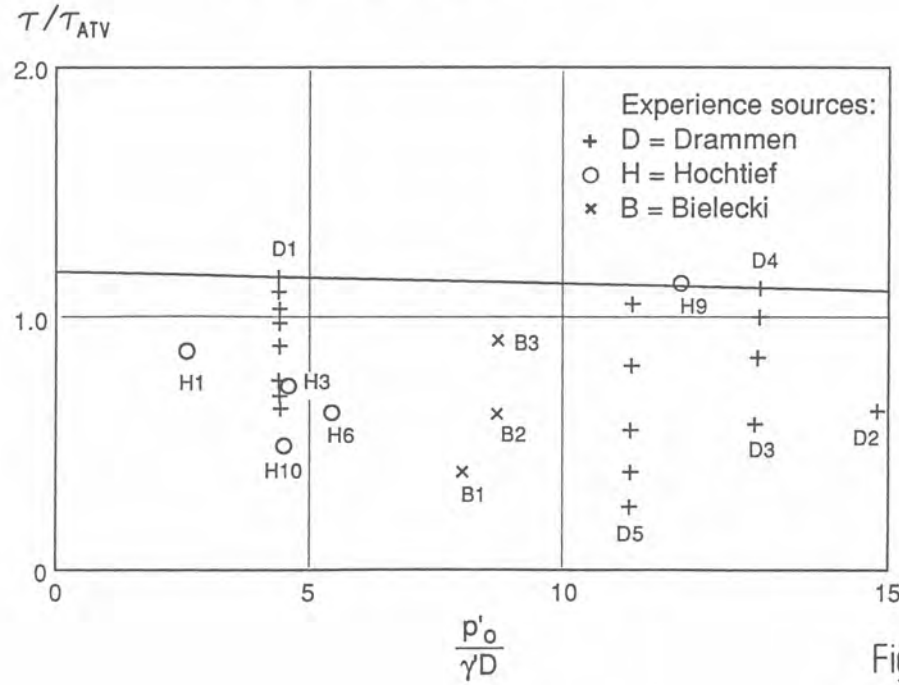


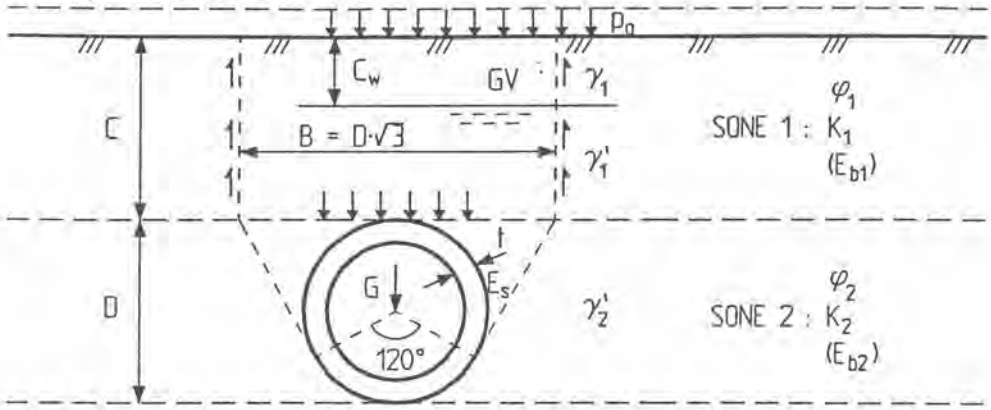
Fig.2

CASE RECORDS
MICROTUNNELING IN SAND

	OBSERVATIONS							CALCULATIONS		
CASE	PLACE	SOIL TYPE	DIAMETER D m	LENGTH/ DIAM. L/D m	JACKING FORCE SLIDING J	JACKING FORCE START S	AVERAGE SHEAR STRESS τ kN/m²	CALCULATED SHEAR STRESS τ_{adv} kN/m²	RATIO τ/τ_{adv}	RATIO S/J
D1.0	DRAMMEN RUNDTOM-MOTORVEI-BRUA	SILT, SAND AND SILTY CLAY	1.22	100	369		7.74	6.66	1.16	
.1			"	85.2	278		6.84	"	1.03	
.1			"	85.2		459	11.30	"		1.65
.2			"	42.6	120		5.91	"	0.89	
.2			"	42.6		180	8.86	"		1.5
.3			"	42.6	132		6.50	"	0.98	
.4			"	70.3	152		4.53	"	0.68	
.4			"	70.3		210	6.26	"		1.38
.5			"	72.5	172		4.98	"	0.75	
.5			"	72.5		247	7.15	"		1.44
.6			"	57.5	205		7.47	"	1.12	
.6			"	57.5		295	10.76	"		1.44
.7			"	95.9	312		6.83	"	1.03	
.7			"	95.9		447	9.78	"		1.43
.8			"	106.6	389		7.48	"	1.12	
D2.1	HAVNEGATA	-"-	0.412	170.0	35		3.79	5.89	0.64	
D3.1	LANDFALL-ØVRE SUND	SAND	0.412	148.1		35	4.35	5.23		1.44
.1			"	194.2	32		3.03	"	0.58	
.3			"	218.4	53		4.46	"	0.85	
D4.1	JERNBANEGT.-STRØMSØ TORG	SAND	0.412	194.2	55		5.21	4.65	0.89	
.1			"	169.9		53	5.96	"		1.14
.2			"	169.9	44		4.76	"	1.02	
.2			"	169.9		51	5.52	"		1.16
D5.1	STRØMSØ-GULSKOGEN	SAND, SILT	0.874	137.3	113		3.42	8.69	0.39	
.2			"	137.3	162		4.82	"	0.55	
.3			"	80.1	180		9.19	"	1.06	
.4			"	125.9	220		7.14	"	0.82	
.5			"	114.4	53		1.97	"	0.23	
B1	HAMBURG FIESBARG	SAND	0.50	90.0	17.3		2.40	6.32	0.38	
B2.1	WULKSFELDER WEG	SAND	0.752	87.8	106.5		6.70	7.28	0.92	
.2			"	240.7	196.2		4.50	"	0.62	
H1	SAYREVILLE USA	Mixed fine grained mat.	4.16	24.9	1507		10.91	12.57	0.87	
.1			"	24.9		2512	18.18	"		1.67
.2	RHEINTUNNEL KØLN	GRAVEL AND SAND (KIES)	3.6	31.2	1507		11.65	7.92	-	
.2			"	31.2		2072	16.02	"		1.37
.3	LUDWIGS-HAF.-MANNHEIM	GRAVEL AND SAND (KIES)	3.6	20.2	1256		15.0	20.48	0.73	
.3			"	20.2		2512	30.0	"		2.0
.6	BAYER AG	SAND AND GRAVEL	3.0	22.0	800		12.62	20.36	0.62	
.6			"	22.0		1200	18.93	"		1.5
.9	HOLWEIDE	SAND AND GRAVEL	0.76	65.8	165		13.56	11.83	1.15	
.10	KIELER FÖRDE	SAND AND GRAVEL	5.0	34.4	3382		12.28	25.69	0.48	

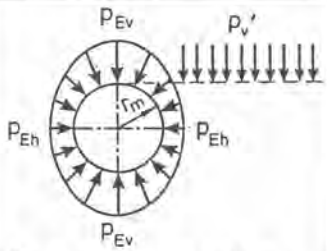
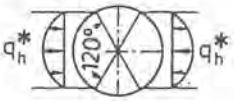
APPENDIX 1 Side friction calculated according to ATV A 161

Geometry and parameters:



Soil Pressure Ratio recommended:

Above pipe crown		K_1	= 0,5
Below pipe crown	with grouting	K_2	= 0,4
	without grouting	K_2	= 0,3

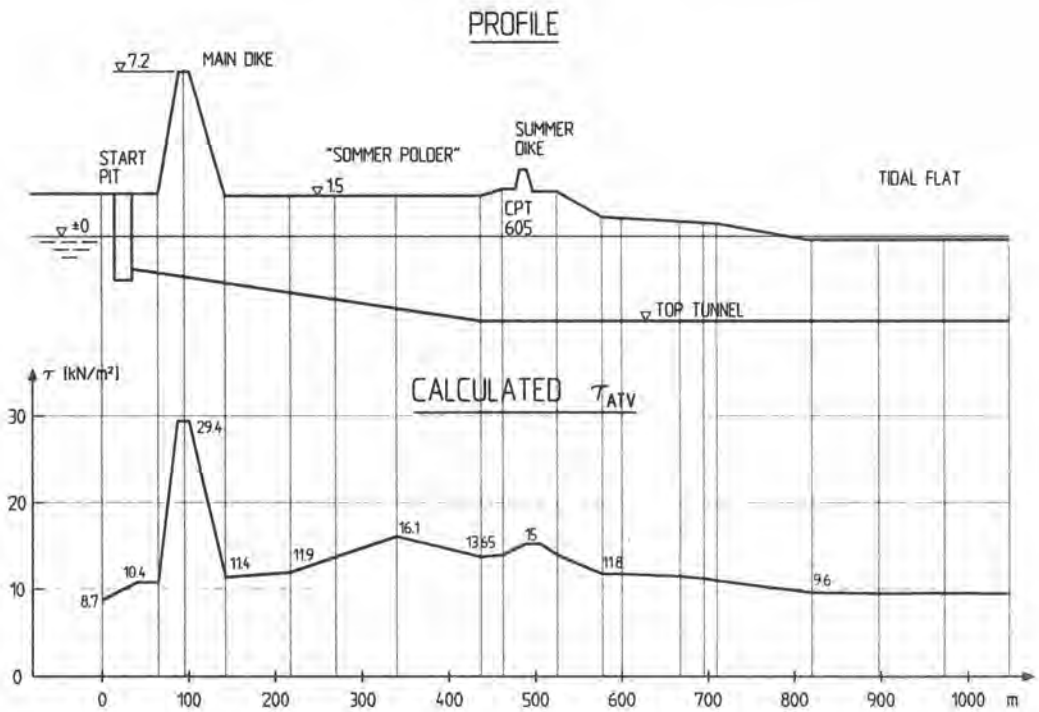
Soil load	Bedding reaction (flexible pipes)	Dead weight reaction
		
$p_v' = C_w\gamma_1 + (C - C_w)\gamma_1' + p_o$	$q_h^* = (p_{Ev} - p_{Eh}) \cdot K^*$	$W = 2\pi r_m t \gamma_p \cdot 1{,}0$
$p_{Ev} = \kappa \cdot p_v'$	$K^* = \dfrac{0{,}0833}{V_{RB} - 0{,}066}$	S
$p_{Eh} = \left(p_{Eh} + \dfrac{D}{2}\gamma_2'\right) \cdot K_2$	$V_{RB} = 0{,}14\,\dfrac{E_s}{E_{b2}}\left(\dfrac{t}{r_m}\right)^3$	$G = W + S$
$\kappa = \dfrac{1 - e^{-2K_1 \tan(\frac{1}{2}\varphi_1)\frac{C}{D\sqrt{3}}}}{2K_1 \tan(\frac{1}{2}\varphi_1)\dfrac{C}{D\sqrt{3}}}$	$r_m = \dfrac{D - t}{2}$	$U = \pi \dfrac{D^2}{4} \cdot 1 \cdot 10$
$P_S = p_{Eh} \cdot (\pi - 2) \cdot D + p_{Ev} \cdot 2D$	$P_R = (p_{Ev} - p_{Eh}) K^* \cdot D \cdot 1{,}155$	$P_D = \lvert G - U \rvert$

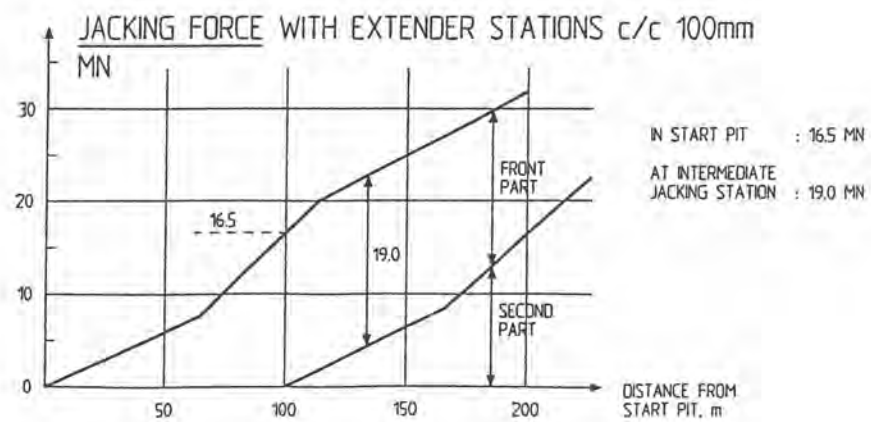
Total friction force: $F = [P_S + P_R + P_D] \cdot \mu$

Average shear stress: $\tau_{ATV} = \dfrac{F}{\pi D}$

EXAMPLE OF CALCULATION OF SIDE FRICTION ACCORDING TO ATV A 161 AT CPT 605

p_o	=	0	φ_1	=	34,2 °	p_v'	=	$1{,}8 \cdot 18{,}8 + 8{,}1 \cdot 8{,}8 = 105{,}1$ KPa
						κ	=	0,8
D	=	3,8 m	γ_1'	=	7,9 KN/m³	p_{Ev}	=	$0{,}8 \cdot 105{,}1 = 84{,}1$ KPa
t	=	0,4 m	φ_2	=	34,2 °	p_{Eh}	=	$(84{,}1 + 1{,}9 \cdot 7{,}9) \cdot 0{,}4 = 39{,}6$ KPa
C	=	9,9 m	K_1	=	0,5	P_s	=	$[39{,}6 \cdot 1{,}1416 + 84{,}1 \cdot 2]\ 3{,}8 = 811{,}1$ KN/m
C_w	=	1,8 m	K_2	=	0,4	U	=	113,4 KN/m
γ_1	=	18,8 KN/m³	G	=	116,8 KN/m	P_p	=	116,8 - 113,4 = 3,4 KN/m
γ_1'	=	8,8 KN/m³	μ	=	0,2	F	=	$(811{,}1 + 3{,}4) \cdot 0{,}2 = 162{,}9$ KN/m
						τ_{ATV}	=	$162{,}9/\pi \cdot 3{,}8 = 13{,}65$ KN/m²





EUROPIPE LANDFALL TUNNEL

Rolf Lauritzsen, Norwegian Geotechnidal Institute

(The oral presentation at NO DIG 94 in Copenhagen, 2 June 1994)

EUROPIPE LANDFALL TUNNEL

Ladies and gentlemen, in this presentation I will first give a short summary of facts regarding the EUROPIPE LANDFALL TUNNEL, then I will concentrate on the experience gained during pipe jacking of the first 90% of the tunnel length.

The tunnel is not exactly a microtunnel with its inner diameter of 3 m and a wall thickness of 40 cm, but if any project should deserve the term NO DIG, this is it. For purely environmental reasons, the oil- and gas-company has been forced to construct the world's longest tunnel, without intermediate shafts, using the principle of pipe jacking, because the pipeline crosses a National Park in Northern Germany.

The 2535 m long tunnel represents the connection between the offshore and onshore part of the third large pipeline from the Norwegian gas- and oil-fields in the North Sea to Central Europe.

The main jacking station is located in a start pit just inside the Winther dike, and intermediate jacking stations were planned every 100 m.

The entire tunnel profile is located in weak layers from the Holocene period, consisting of fine sand, silt, clay and peat. External friction forces were calculated using standard German methods and compared to experience from microtunnelling under similar soil conditions.

For safety reasons, the tunnel is unmanned during operations. The TBM and all related equipment are remotely controlled from the start pit inside the dike. An advanced positioning system comprising automatic theodolites and self adjustable laser stations is used for steering of the TBM.

Workers have access to the tunnel, and equipment can be brought in via a small battery operated railway for repair and maintenance during work close-down periods.

Since the greatest challenge in this tunnel project was the time schedule, the oil- and gas-company has implemented their own control and verification system for the production of equipment and the TBM.

The TBM in itself was a challenge. It was manufactured in Germany and comprises a hydroshield boring machine with a combined slurry and air-pressure face support. It was designed for tunnelling in clay and sand below the water table, and to handle wood as well as sticky clay and stones up to ½ m.

Every single component of the TBM has been tested before it was built into the machine. The result is a tunnelling system without starting difficulties, and with a nearly 100% performance record from day no. 1.

The rate of tunnelling has improved each week, starting from an average of 7 m per day increasing to an average of 22 m per day. Maximum production has been: 52 m in 24 hours, 223 m in one week and 688 m in one month, which must be quite extraordinary for a 7 m^2 tunnel in soft soil.

Another important issue was the prediction of the jacking forces. After using the German ATV-method, and after due consideration of the available case records, maximum average side friction for a 100 m long tunnel section under the dike was estimated to be 20 kN/m^2. Furthermore the friction force was estimated to decrease and finally reach a value of approximaltely 10 kN/m^2. Of course these values were supposed to be upper limit values.

The actual measured jacking forces and back-calculated friction values are most surprising. The maximum calculated outer friction was 6 kN/m^2 decreasing to a value below 1 kN/m^2 for start-up values after stopping, and the minimum sliding values under continuous jacking varied from 3 kN/m^2 to 0.7 kN/m^2.

This has lead to a very simple pushing procedure for the contractor. After using from zero up to 3 intermediate jacking stations to get the movement started, the whole tunnel has been pushed by the main jacking station in the start pit. Until the 1st of June the maximum length in one push had been 2400 m corresponding to a total tunnel concrete weight of 27,000 metric tons.

Another worry from the design phase was the wear and tear of the rubber sealing in the intermediate jacking stations. This has, of course, not caused any problems.

The soil profile for the tunnel was based on a few soil sample borings at each tunnel end, and Cone Penetration Tests at every 75 m along the route. So far the predictions of soil type and distribution between fine sand, clay and peat has been extremely reliable, allowing the staff to make careful planning of the production.

The limiting factors in the tunnel advance have been the capacity of the sedimentation for clay particles, and the production of concrete elements.

One of the great concerns of the TBM manufacturer was all the possible obstacles that might occur in the soil, but the only objects found in the soil so far are a few stones of the size of a fist and some hard and well preserved wood fragments.

The wear and tear of the rotating shield in the front of the TBM was also of great concern to the manufacturer, but not so much to the soils engineer. After 1300 m of tunnelling, the workers removed one of the teeth in the front shield and replaced it with a new tooth. The old tooth was nicely polished on one side, but on the back side some of the original painting was still intact.

To strengthen the back wall in the start pit, the soil outside was excavated down to 6 m depth and substituted by Olivin, with a total unit weight of 32 kN/m³. The same material was used in a backfill up to 4 m above ground level.

Maximum jacking force has been about 3000 metric tons, and the displacement of the back wall does not seem to have exceeded 5 cm. No problems in sheet pile corners or movements leading to error in the positioning system have occurred.

The positioning system with the automatic theodolites and self adjustable laser stations, together with the computer and steering system, has functioned satisfactorily. The TBM is heavy and has a tendency to sink in the soft soil. The largest deviation from the theoretical line along the tunnel route so far is 17 cm downwards.

During the first 200 meters of the tunnel drive the contractor had difficulties with the bentonite smearing. On four occasions, blow outs to the surface between the two dikes occurred before the contractor found a suitable procedure.

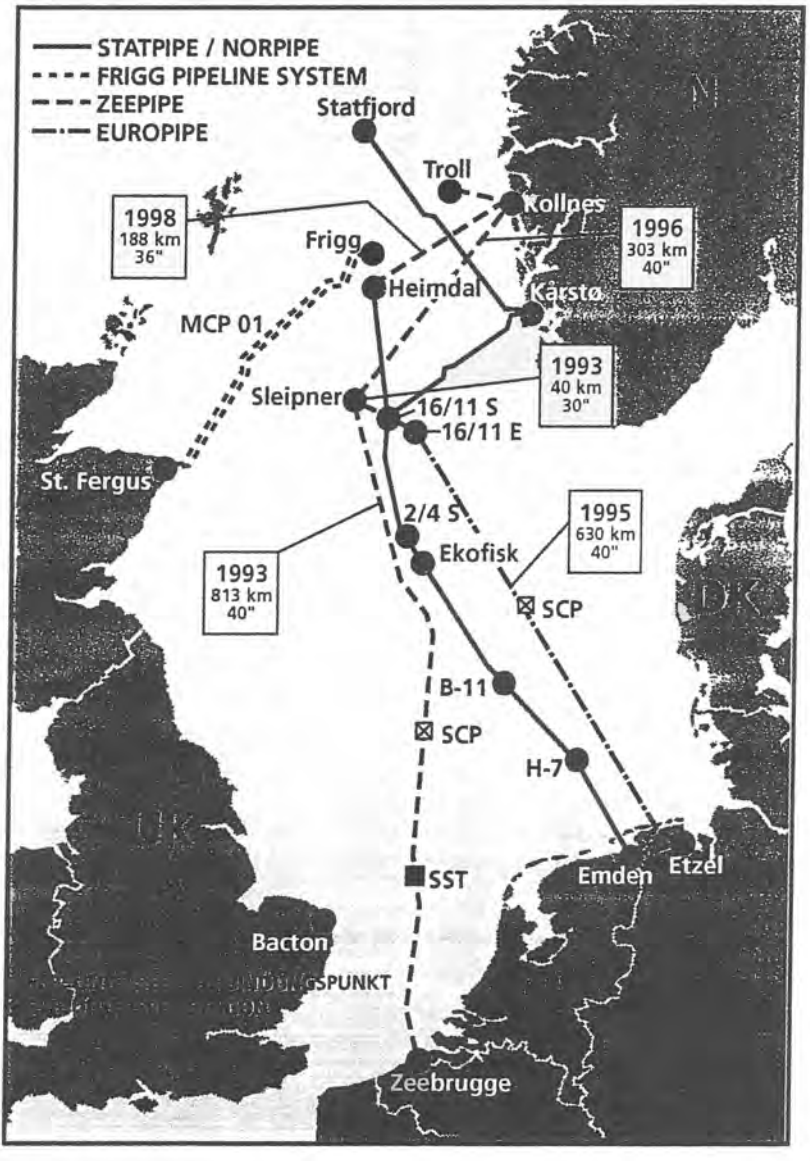
The total consumption of bentonite for smearing has been approximately 1400 m³ for the first 1700 m of tunnel. This corresponds to 3 to 4 times the tailvoid loss.

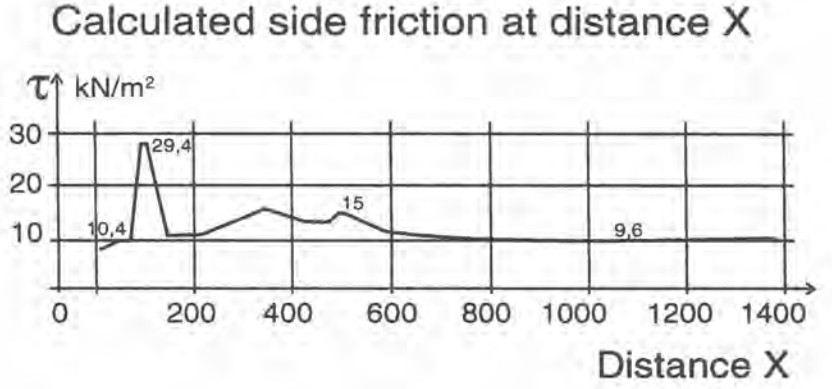
The last point I will mention is the observation of surface settlements in the area close to the start of the tunnel. It looks like the tunnel is "eating" clay just after entering into the soil. It is assumed that a sandpaper effect is developed. The fresh concrete surface acts like "sandpaper", but it appears that the effect decreases as the "sandpaper" is filled with clay. Just outside the start pit, surface settlements are large and unknown, due to several filling up operations. Maximum settlement is more than one meter. 50 m from the start pit, cracks of the order 1 cm are visible at the surface and estimated settlements are a couple of decimeters. At the main dike, 100 m from the start pit, the settlements are of the order 10 cm.

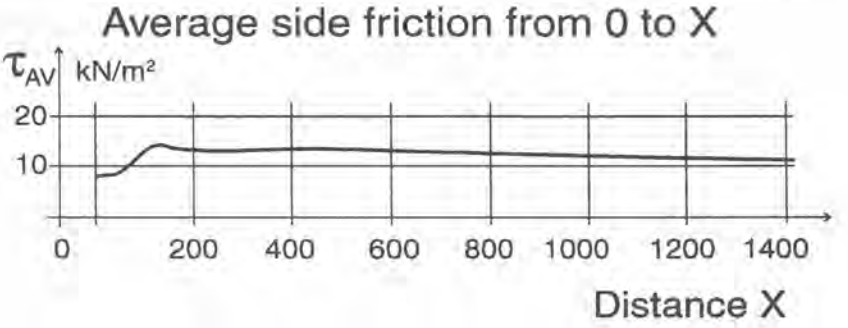
These observations worry the dike authorities, because they fear that a channel of bentonite may have developed along the concrete surface. A Georadar investigation was carried out, but no occurrence of a free bentonite layer along the outside of the tunnel was found.

Finally I would like to thank for the opportunity of presenting this interesting tunnel project, which is now 10 weeks ahead of schedule.

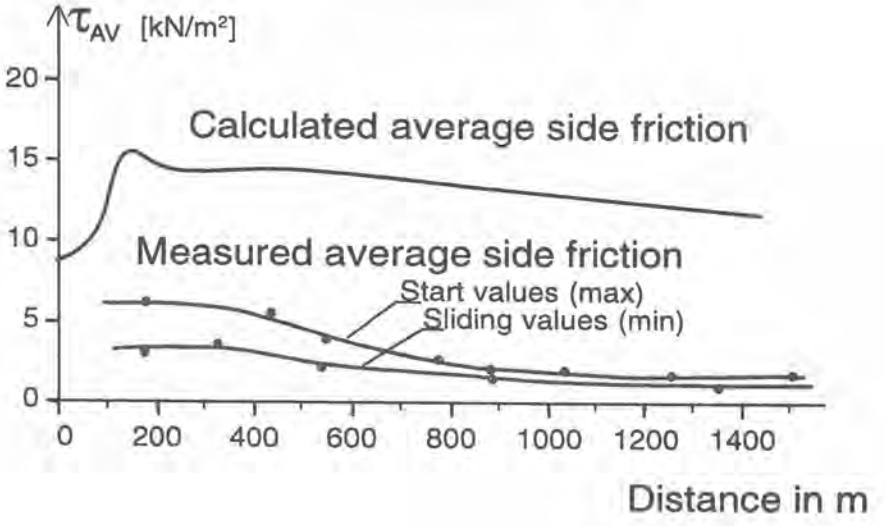
EUROPIPE LANDFALL




Calculated side friction at distance X
τ kN/m²
30
20
10
29,4
15
10,4
9,6
0
200
400
600
800
1000
1200
1400
Distance X


Average side friction from 0 to X
τAV kN/m²
20
10
0
200
400
600
800
1000
1200
1400
Distance X

Comparsion


τAV [kN/m²]
20
15
10
5
0
Calculated average side friction
Measured average side friction
Start values (max)
Sliding values (min)
0
200
400
600
800
1000
1200
1400
Distance in m

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

NUMERISK STUDIE AV EN INSTRUMENTERT UTGRAVING I GÖTEBORG
A Numerical study of an instrumented excavation in Göteborg

S. Kirkebø, SINTEF Geoteknikk
S. Nordal, NTH Institutt for geoteknikk
G. Svanø, SINTEF Geoteknikk
L. Grande, NTH Institutt for geoteknikk

SAMMENDRAG

Det er utført et numerisk studium av kort- og langtidsoppførselen til en instrumentert utgraving 25 km sør for Göteborg. Utgravningen har en endelig dybde på 4.4 m og en skråningshelning på ca. 1:3. Den er gravd ut for å føre en vei under en jernbanelinje. Avsetningen består av 1.7 m tørrskorpe over bløt til middels fast leire. Feltmålinger av horisontale deformasjoner, poretrykk og horisontale jordtrykk er utført over en toårsperiode, Rankka (1994).

Den generelle tidsavhengige oppførselen av skråningen er simulert med tanke på deformasjoner, spenningstilstand, skjærmobilisering og porevannsstrømning, og analyseresultatene er sammenlignet med feltmålinger. Usikkerheter tilknyttet tørrskorpens spenningshistorie og egenskaper er ivaretatt gjennom et variasjonsstudie. Det er funnet godt samsvar mellom analyseresultatene og målingene.

Studiet er utført ved hjelp av et endelig elementmetode program som er utviklet ved SINTEF Geoteknikk og NTH Institutt for geoteknikk, SINTEF (1993). Det er benyttet en effektivspenningsbasert jordmodell som ivaretar både elastiske og plastiske deformasjoner av jorden og en koblet konsolideringsformulering som beskriver vannstrømning i deformerende jord. Krypeffekter er ikke inkludert i den anvendte jordmodellen.

SUMMARY

A numerical study of the short- and long-term behaviour of an instrumented excavated slope 25 km south of Göteborg is performed. The final depth of the excavation is 4.4m and the slope inclination is about 1:3. The excavation is part of an underpass for a road under a rail road track. The deposit consists of 1.7m dry crust above a soft to medium stiff clay. Measurements of horizontal deformations, pore pressures and horizontal earth pressures are performed in the field over a period of two years, Rankka (1994).

The general time-dependent behaviour of the slope is simulated with respect to deformations, stress conditions, shear mobilization and water flow and the analysis results are compared to measurements in the field. Uncertainties connected to the stress history and properties of the dry crust are incorporated by modelling this layer in several ways. The analysis results agree well with the measurements.

The study is performed with use of a finite element method computer program that is developed at SINTEF Geotechnical Engineering and NTH Department of Geotechnical Engineering, SINTEF (1993). An effective stress based soil model that incorporates both elastic and plastic deformations of the soil is used, as well as a coupled finite element formulation of water flow and simultaneous deformation. Creep effects is not incorporated in the soil model applied.

INNLEDNING

Det er knyttet endel spesielle problemer til veiskjæringer, grøfter og andre typer utgravinger i finkornige jordarter fordi stabiliteten forverres over tid. Det er derfor av stor betydning for den prosjekterende geotekniker å kunne vurdere jordoppførselen og stabiliteten av utgravinger over tid etter avsluttet graving.

For de fleste utgravinger i finkornige masser er det ikke tilstrekkelig å vurdere stabiliteten av kortidstilstanden og benytte formuleringer for udrenert jordoppførsel. Langtidstilstanden må også vurderes ved effektivspenningsanalyser og eventuelt bør også den tidsavhengige fasen mellom korttids- og langtidstilstanden analyseres og vurderes. Fornuftig bruk av avanserte analyseverktøy med dertil egnet teori kan gi viktig informasjon om utgravingers oppførsel utover den informasjon feltmålinger kan gi.

I dette studiet er det vist hvordan en endelig elementformulering kan benyttes til å simulere jordoppførselen i korttids-, lantidstilstanden og den mellomliggende fasen for en instrumentert utgraving i Göteborg. Tidsutviklingen av deformasjoner, spenninger og poretrykk er estimert numerisk og sammenlignet med feltmålinger utført over en toårsperiode. Studiet viser anvendelsen av denne typen teori og metode på en reell problemstilling hvor det er mulig å vurderer analyseresultater mot feltmålinger. Videre er grunnleggende mekanismer og faktorer som virker inn på utgravingers oppførsel belyst.

De numeriske analysene er utført som en del av et doktorgradsarbeid ved NTH med tittelen "A numerical study of excavations in low permeable soils", Kirkebø (1994). Instrumenteringen av utgravingen i Göteborg og feltmålingene er utført som del av et doktorgradsarbeide ved Chalmers Tekniska Högskola med tittelen "In situ stress conditions across clay slopes. A study comprising seven test sites", Rankka (1994).

BESKRIVELSE AV UTGRAVING OG INSTRUMENTERING

Den utgravde skråningen er en del av en veiundergang under en jernbanelinje på Hede utenfor Göteborg, jmf. snitt CTH i Fig. 1. Mesteparten av massen er fjernet i løpet av et par uker i månedsskiftet august/september 1991, og utgravningen har en endelig dybde på 4.4m og en skråningshelning på ca. 1:3, jmf. Fig. 2. Det er først fjernet 5.5m masse og deretter tilbakefylt 1.1m grus. De øverste 1.7m av avsetningen er tørrskorpe, mens det er bløt til middels fast leire under tørrskorpen.

Feltmålinger er utført i perioden før, under og i en toårsperiode etter utgraving i målestasjon A, B, C og D. Målestasjonenes plassering er vist i Fig. 1 og målepunktenes plassering med dybden er vist i Fig. 2. Inklinometere er benyttet for måling av horisontale deformasjoner i stasjon B og C, mens piezometere er benyttet for måling av poretrykk og Glötzl-celler for måling av horisontale jordtrykk i stasjon A, B, C og D. Måleutstyret er beskrevet av Rankka (1994).

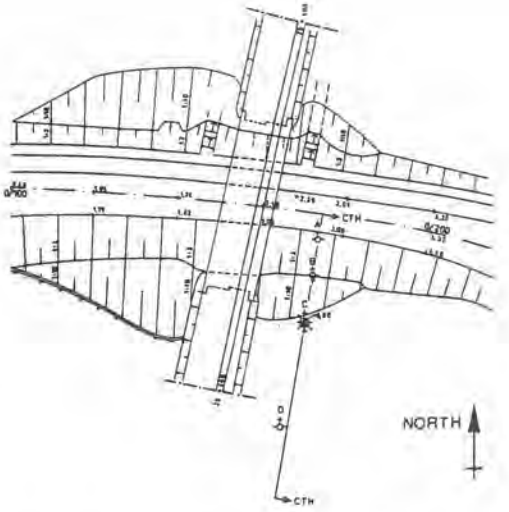


Fig. 1 Situasjonsplan for Hede utgravingen, Rankka (1994). Det analyserte CTH-snittet er avmerket.

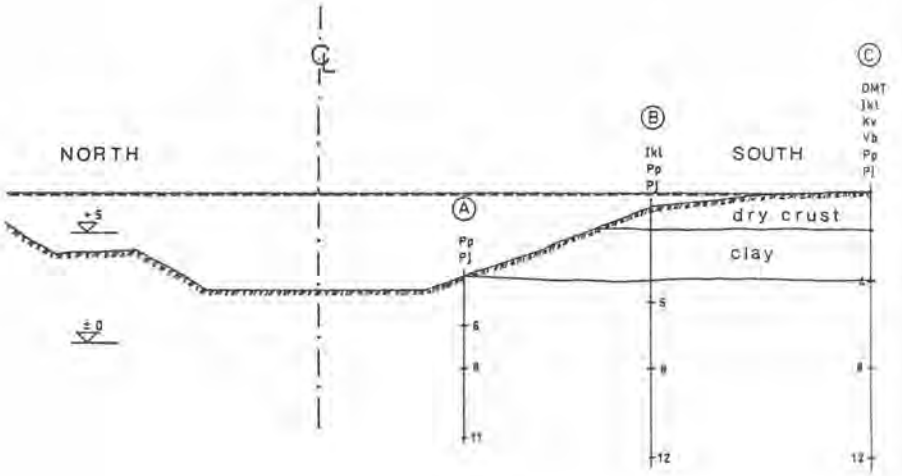


Fig. 2 Den analyserte CTH-skråningen, Rankka (1994).

JORDPROFIL OG MATERIALBESKRIVELSE I ANALYSENE

De øverste 1.7m av avsetningen er tørrskorpe. Under dette er det bløt til middels fast leire ned til fjell på ca. 35m dybde under initielt terreng. Grunnvannsspeilet (GV) ligger ca. 0.5m under initielt terreng før utgraving.

Leiren under tørrskorpen

Det er utført omfattende grunnundersøkelser for leiren under tørrskorpen; trykksondering, vingeboring, dilatometerforsøk og initielle jordtrykks- og poretrykksmålinger med henholdsvis Glötzl-celler og piezometere. I tillegg er det tatt prøver for rutineundersøkelser, triaksialforsøk og ødometerforsøk i laboratoriet.

Noen spenningsstier fra udrenerte triaksialforsøk er vist Fig. 3. Halve deviatorspenningen er plottet mot effektiv middelspenning. Stiene fra de aktive treaksialforsøkene (heltrukne linjer) tilsvarer omtrent dilatansnøytral oppførsel til Coulomb-styrketaket nås, deretter er oppførselen kontraktant. Friksjonsvinkelen (ϕ) er ca. 30° og attraksjonen (a) ca. 9kPa, som tilsvarer en kohesjon (c) på 5kPa.

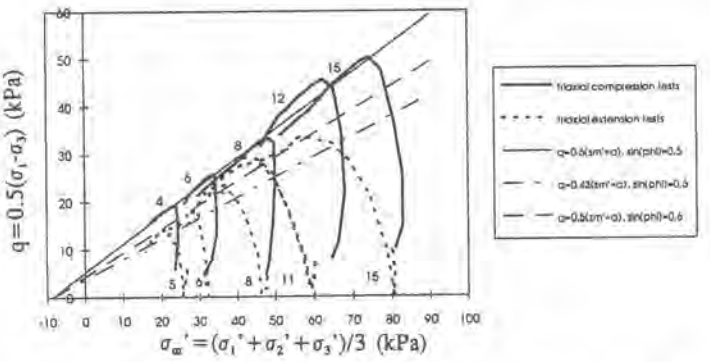


Fig. 3 Spenningsstier fra aktive og passive udrenerte treaksialforsøk, Kirkebø (1994).

Noen av resultatene fra laboratorieforsøk, vingeboring og initielle spenningsmålinger er vist i Fig. 4. Leiren er bløt til middels fast og overkonsolideringen tilsvarer 55kPa. Dette tilsvarer en senkning av grunnvannsstanden til 6m dybde under initielt terreng. Hviletrykkskoeffisienten ($K_0'=\sigma_{h0}'/\sigma_{v0}'$) fra initielle målinger av jordtrykk og poretrykk er ca. 0.58.

Ødometermodulen i det overkonsoliderte området (M_{oc}) og skjærmodulen tolket fra den initielle delen av aktive treaksialforsøk (G_{triax}) øker med dybden. En linearisering gir ødometermoduler fra 1.6MPa ved 1.7m dybde til 9.1MPa ved 35m dybde og en skjærmodul som øker med dybden fra 1.9MPa ved 1.7m dybde til 9.5MPa ved 35m dybde.

Siden denne problemstillingen er karakterisert ved en middelspenningsreduksjon og over tid avtagende effektivspenninger i området rundt utgravingen er en representativ svellemodul i det overkonsoliderte spenningsområdet valgt i de numeriske analysene. For Hede-leiren gir svelleforsøk i ødometer en representativ svellemodul som er ca. 3 til 5 ganger høyere enn M_{oc}-verdiene gitt over. Skjærmoduler som er tolket fra den initielle delen av treaksialforsøk er ofte mye lavere enn verdier som er tolket fra seismiske tester med lavere tøyningsnivåer. Med bakgrunn i dette er den elastiske skjærmodulen valgt til å være 1 til 1.8 ganger høyere enn G_{triax}-verdiene i analysene.

Permeabilitetskoeffisientene fra pålastingsforsøk i ødometer (k_v) ligger i området 0.012m/år til 0.05m/år (eller $3.8 \cdot 10^{-10}$m/s til $1.6 \cdot 10^{-9}$m/s). Siden erfaring har vist at permeabilitetskoeffisienten parallelt lagdelingen eller normalt på avsetningsretningen ofte er høyere enn normalt på denne retningen er den horisontale permeabilitetskoeffisienten (k_h) valgt dobbelt så høy som den vertikale.

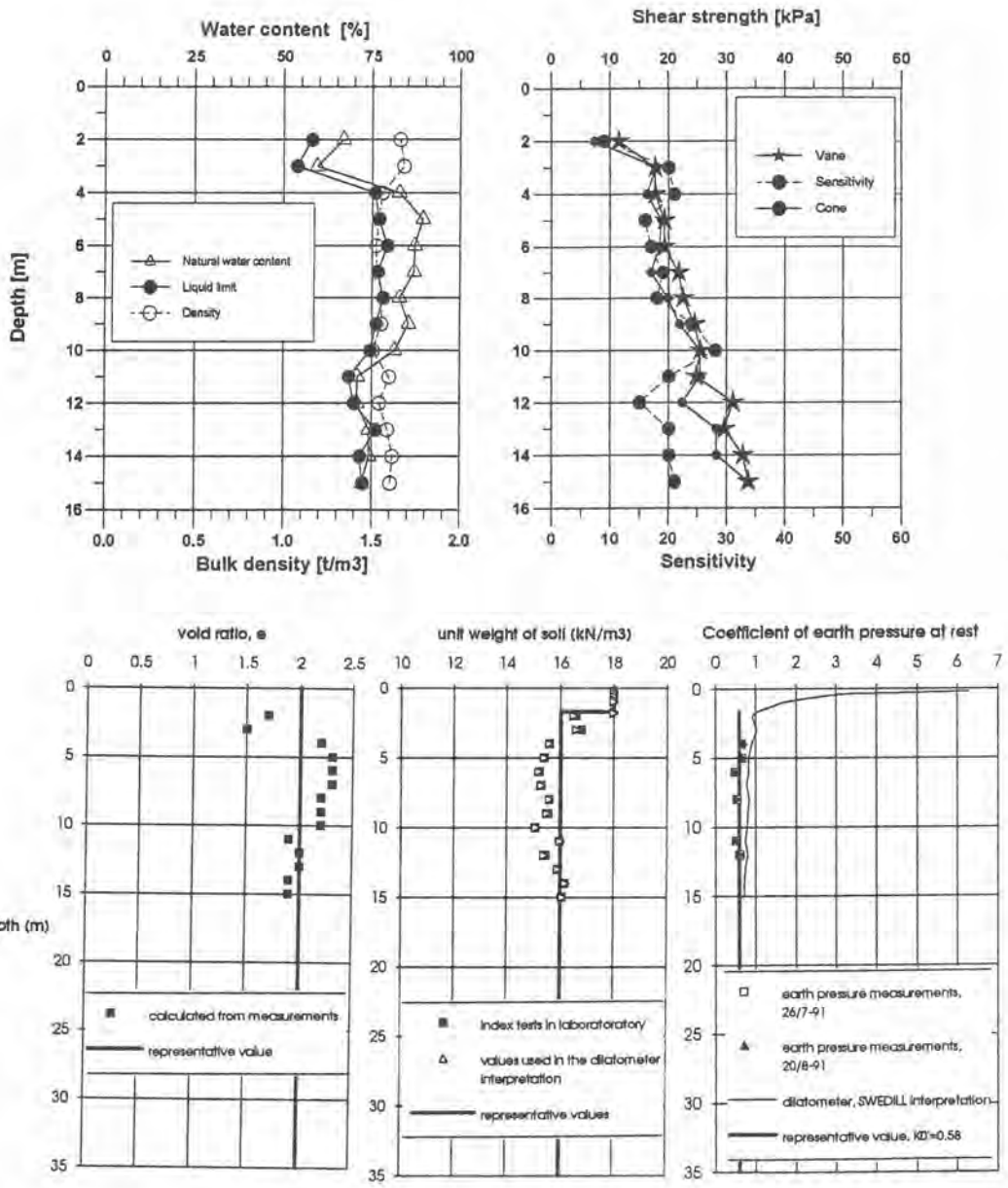


Fig. 4 Materialdata for leiren på Hede, Rankka (1993) og Kirkebø (1994).

Tørrskorpen

Det er bare utført dilatometerforsøk og trykksondering i tørrskorpen. Dilatometermålingene gir en ekvivalent ødometermodul (M) på 26MPa over GV og på 8MPa under GV. Hviletrykkskoeffisienten (K_0') fra dilatometermålingene ligger på over 6.0. Den udrenerte skjærstyrken (s_u) fra dilatometermålingene ligger rundt 20kPa, mens trykksonderingsmålingene gir verdier rundt 200kPa. Dette er et avvik på en tierpotens som kan skyldes inhomogene forhold i tørrskorpen eller problemer med å måle pålitelige verdier i denne typen jordart med de gitte målemetoder og instrumenter.

Dette betyr at det er relativt store usikkerheter forbundet med materialtolkningen for tørrskorpen, og at målingene ikke uten videre er representative for laget. For å ta hensyn til disse usikkerhetene ved modellering av tørrskorpen er denne modellert i henhold til tre forskjellige hypoteser:

Hypotese 1: Dilatometermålingene gir en representativ elastisk stivhet av laget, hvilket vil si at tørrskorpen er meget stiv. Ut fra dette er ødometermodulen antatt å være 26MPa over GV og 8MPa under GV. De initielle horisontalspenningene er antatt moderate, og den vertikale permeabiliteten høyere enn i leiren rett under, dvs. 1.0m/år.

Hypotese 2: Tørrskorpen inneholder en betraktelig mengde vertikale sprekker som gjør at laget har svekket lateralstivhet når sidestøtten fjernes. Ut fra denne hypotesen er den vertikale stivheten som i hypotese 1, mens den laterale stivheten er valgt svært lav, dvs. 240 ganger lavere. De initielle horisontalspenningene er antatt moderate, og den vertikale permeabiliteten høyere enn i leiren rett under, dvs. 1.0m/år.

Hypotese 3: Ødometerforsøkene indikerer at grunnvannsspeilet tidligere har ligget 6m under initielt terreng. Det kan dermed ha oppstått et høyt kapillært sug, uttørking og sprekkdannelse i leiren over. Når grunnvannsstanden siden steg og leiren ble vannmettet, forsøkte leiren å svelle. Løse partikler kan imidlertid ha forhindret en full lukking av sprekkene og store horisontale effektive og totale spenninger kan dermed ha oppstått. Disse vil bli frigitt når sidestøtten fjernes under gravingen.

Ut fra denne hypotesen er de initielle horisontalspenningene i tørrskorpen valgt høye, 95kPa ved initiell terrengoverflate og ned til 77kPa i underkant av laget. Ødometermodulen for laget er antatt å ligge i området for vanlige svenske tørrskorper, M=3MPa, Ringesten (1988). Siden permeabiliteten til tørrskorpen er svært usikker og muligens er enda høyere enn den som er benyttet i hypotese 1 og 2, er permeabiliteten ytterligere øket i dette siste modelleringsforslaget til 10.0m/år.

For alle tre modelleringsmåter er det antatt at tørrskorpen har et lavt tverrkontraksjonstall (ν) på 0.1. Den elastiske bulkmodulen (K) og skjærmodulen (G) er gitt ut fra M og ν siden $G=M/2(1-2\nu)/(1-\nu)$ og $K=M-4G/3$. Det er videre antatt at tørrskorpen har en romtyngde på $18kN/m^3$ og at den oppfører seg elastisk inntil Coulomb-styrken nås og dilatansnøytralt ved alle spenningsnivåer.

NUMERISK VERKTØY OG TEORI

Datamaskinprogrammet GEOnac er benyttet i studiet, SINTEF (1993). Dette programmet er basert på en endelig elementmetode formulering.

For å ivareta oppførselen av jordens kornskjelett er det valgt en effektivspenningsbasert jordmodell kalt "The Mobilized Friction Model", Nordal et al. (1984-89). Generelt forårsaker en effektivspenningsendring både elastiske og plastiske (permanente) deformasjoner i modellen. Den elastiske stivheten av materialet er gitt ved bulkmodulen (K) og skjærmodulen (G). De plastiske deformasjonene blir generelt kontrollert av to flytekriterier i modellen, men bare et modifisert Coulomb-kriterium er aktivt i dette studiet.

Skjærstyrken til materialet er gitt via en Coulomb-formulering slik at styrken øker med økende effektivspenningsnivå, og mobiliseringsgraden (f) er definert som forholdet mellom mobilisert friksjonsvinkel (ρ) og styrkefriksjonsvinkelen (ϕ), $f=\tan\rho/\tan\phi$. Gjennom en fastningslov kan enhver mobiliseringsøkning gi plastiske skjærtøyninger. En ikke-assosiert flytelov gjør at øket plastisk skjæring avhenger av en plastisk volumendring for dilatante og kontraktante materialer i jordmodellen.

For å ivareta vannfasen i jorden og dennes oppførsel og innvirkning på deformasjonsmønsteret er det benyttet en koblet konsolideringsformulering i studiet, Kirkebø (1994). Denne formuleringen gjør det mulig å modellere svelle-effekter over tid pga. en netto vanntilførsel til jorden.

ELEMENTNETT, RANDBETINGELSER OG LASTER

Siden problemet er tilnærmet symmetrisk om bunn av utgravingen er bare den sørlige delen av utgravingen analysert. Likeledes er plan tøyningstilstand antatt. Det anvendte elementnettet er vist i Fig. 5 med randbetingelser og målepunkter for feltmålingene. Det er valgt 8-knutepunkters serendipelementer med to forskyvningsfrihetsgrader i hvert knutepunkt og én poretrykksfrihetsgrad i hvert hjørneknutepunkt.

Utgravingen er modellert som en gradvis reduksjon av spenningsnivået langs den endelige graveflaten på 5.5m dyp og det tilbakefylte gruslaget på 1.1m er modellert som en jevnt fordelt last på denne flaten. Dette betyr at det samme elementnettet kan benyttes før og etter utgraving.

Graveprosessen medfører en reduksjon av vannstanden på 5m rett under den fjernede massen, og dette gir langtidsgradienter og vannstrømning selv etter lang tid. Etter lang tid er nivået for null poretrykk antatt å strekke seg som en krum linje fra det opprinnelige grunnvannsspeilet et stykke bak skråningen og ut langs graveflaten nær skråningsfoten, jmf. skisse i Fig. 6. Dette er det tatt hensyn til ved å innføre en fri drensflate i den nedre del av skråningen.

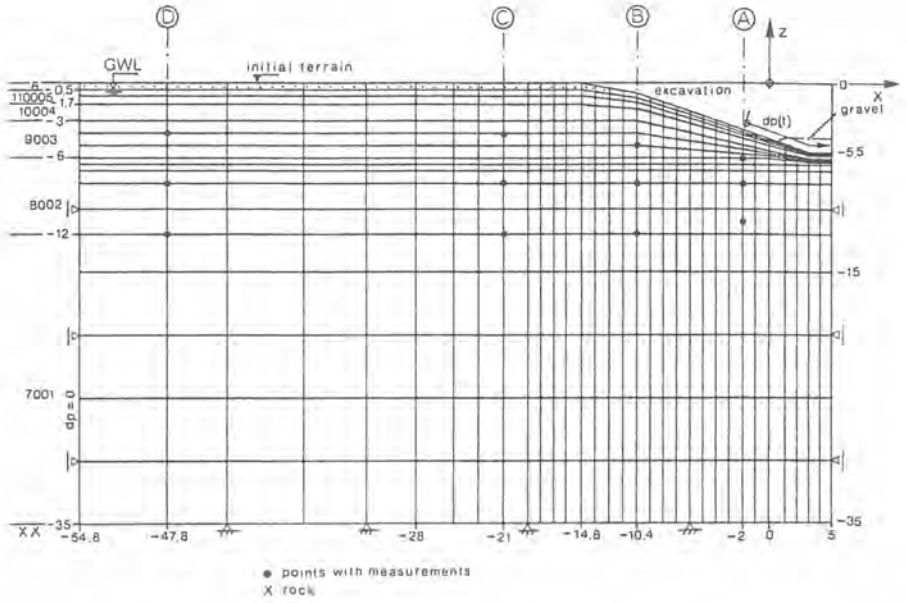


Fig. 5 Elementnett med randbetingelser, Kirkebø (1994).

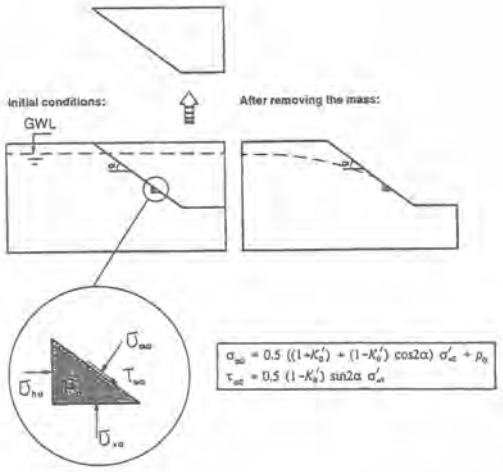


Fig. 6 Modellering av gravefasen og senkning av grunnvannsstanden, Kirkebø (1994).

GENERELL BESKRIVELSE AV SKRÅNINGSOPPFØRSELEN

Med bakgrunn i analyseresultatene kan det gies en generell beskrivelse av skråningsoppførselen. Det er skilt mellom analyseresultater fra de tre ulike hypotesene for tørrskorpeoppførsel der dette har prinsipiell betydning, ellers ikke.

Korttidsoppførselen

Den underliggende jorden avlastes volumetrisk under graveprosessen, dvs. at det totale middelspenningsnivået blir redusert. Siden graveprosessen tar kort tid, er responsen nærmest udrenert i denne fasen og mesteparten av middelspenningsreduksjonen tas som redusert poretrykk (sug), mens effektivspenningene endres lite. Den nærmest udrenerte poretryksoppbyggingen er illustrert i den øverste figuren i Fig. 7, hvor et sug på 43 til 50 kPa opptrer i det mørk-skraverte området under graveflaten.

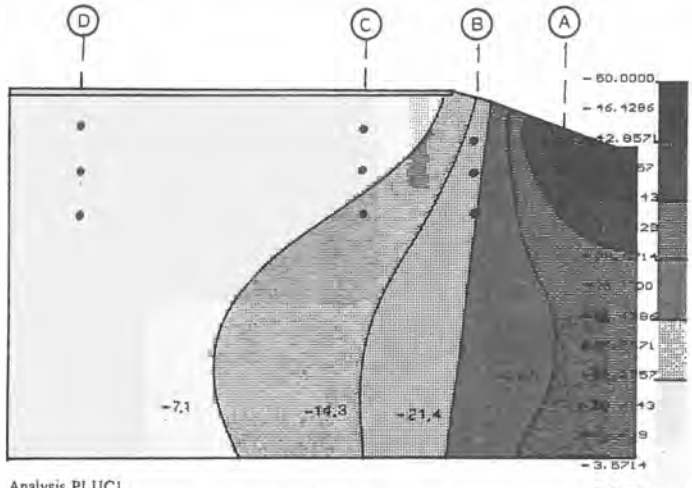


Fig. 7 Endring i poretrykk fra initielt poretrykk rett etter gravefasen og 30 år etter, Kirkebø (1994).

Effektivspenningsstiene i Fig. 8 viser at skjærspenningen endres en del i målestasjon A og B under gravingen og tilbakefyllingen av grus, jmf. spenningsstiene fra punkt 0 til 1. I områdene med vertikal avlasting fra anisotrop spenningstilstand (stasjon A) avtar skjærspenningen i en periode. I denne perioden er derfor mobiliseringsgraden avtagende og oppførselen dermed elastisk. Tilbakefyllingen av grus har motsatte effekt i stasjon A. Totalt sett har man en økning av den mobiliserte friksjon i anleggsfasen (fra punkt 0 til punkt 1) i områdene bortenfor utgravingen (feks. stasjon B) og på små dyp i stasjon A. Dette gir plastiske deformasjoner.

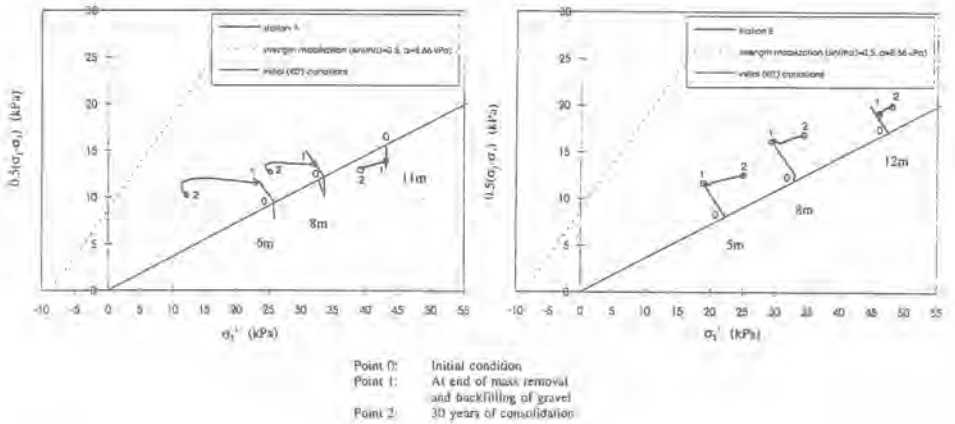


Fig. 8 Effektivspenningsstier for målepunkter i stasjon A og B.

Dette betyr at deformasjonsbildet delvis er dominert av elastiske skjærdeformasjoner i graveperioden og at den elastiske skjærmodulen (G) derfor er av stor betydning for deformasjonsbildet rett etter utgraving. Den elastiske bulkmodulen (K) betyr mindre siden responsen er nærmest udrenert. Typisk deformasjonsmønster i denne fasen er vist i Fig. 9. Denne figuren viser at jorden setter seg i bakkant av skråningen og løfter seg i forkant og at bevegelsesmønsteret følger en bue. Den relativt store deformasjonen av tørrskorpen er typisk når tørrskorpen er modellert etter hypotese 2 og 3, hvor man enten har svekket lateralstivhet eller store initielle horisontalspenninger som kan frigis når lateralstøtten fjernes. Ved modellering av tørrskorpen etter hypotese 1 forhindrer den store tørrskorpestivheten at denne beveger seg i nevneverdig grad.

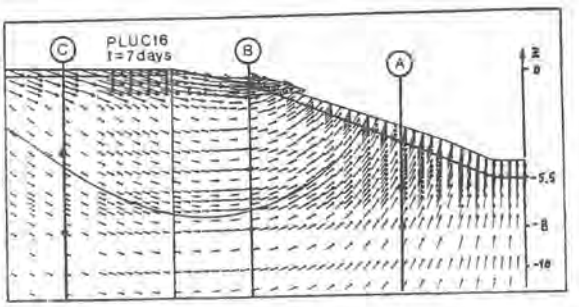


Fig. 9 Bevegelsesmønsteret gitt ved deformasjonspiler rett etter gravefasen, Kirkebø (1994).

Den tidsavhengig oppførselen

Over tid øker poretrykket i jorden under utgravingen. Dette er illustrert i den nederste figuren i Fig. 7. Denne figuren gir ekvipotensiallinjene 30 år etter utgraving som heltrukne linjer og ekvipotensiallinjene rett etter utgraving som diskontinuerlige linjer. Pilene i figuren viser at poretrykket øker i jorden under graveflaten, mens det avtar i mere perifere områder.

Når poretrykket øker i området under graveflaten avtar effektivspenningene. Dette gjenspeiler seg i bevegelsen av effektivspenningsstiene i Fig. 8 over tid fra punkt 1 til punkt 2. Man ser at spenningsstiene for målepunktene i stasjon A (som er nær utgravingen) beveger seg mot et lavere effektivspenningsnivå, mens spenningsstiene for målestasjon B (som er lenger unna utgravingen) beveger seg mot et høyere effektivspenningsnivå over tid.

Samtidig med at poretrykket øker i området under graveflaten får dette området en netto vanntilførsel og jorden utvider seg elastisk, den sveller. Totalt sett foregår det en netto vanntransport fra uberørte områder og ut og opp mot graveflaten, jmf. Fig. 10. Etter lang tid, i dette tilfellet 10-15 år, når poretrykket en likevektstilstand og strømningen blir stasjonær og styrt av langtidsgradientene fra grunnvannssenkningen alene. Strømnettsbetraktningen i Fig. 10 tilsier at en vannmengde på 2 dl når utgravingen per døgn og meter normalt det analyserte planet. Strømnettet er tegnet i et transformert koordinatsystem som tar hensyn til anisotropien i permeabiliteten.

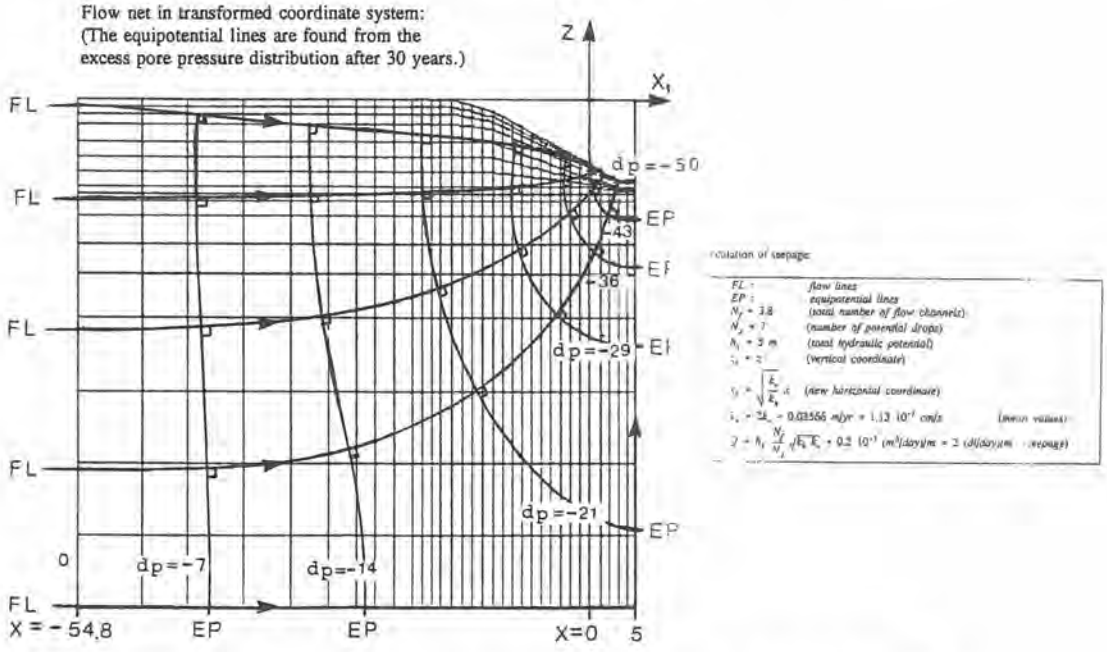
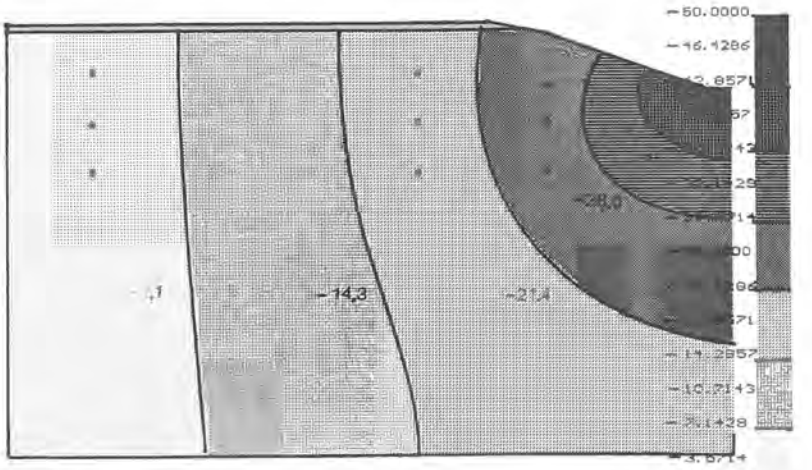


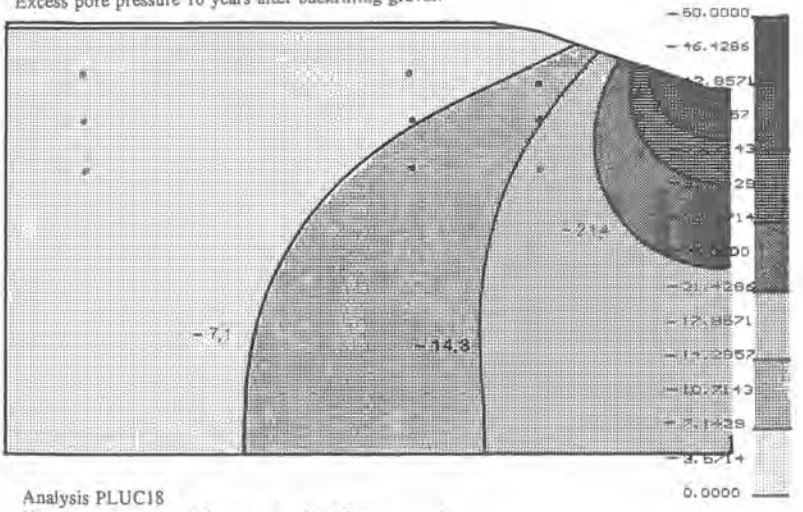
Fig. 10 Stasjonær strømning, strømnett i transformert koordinatsystem, Kirkebø (1994).

Tiden det tar for poretrykket å nå sin likevektstilstand er avhengig av konsolideringskoeffisienten (c_v). Avhengigheten er slik at tiden for å nå poretrykkslikevekt reduseres når c_v øker, og c_v øker med økende ødometermodul (M) og økende permeabilitetskoeffisient (k). Dette vil si at stasjonærtilstanden inntrer raskere når M eller k økes.

Fordelingen og størrelsen på likevektsporetrykket er avhengig av den relative dybdefordeling av permeabilitetskoeffisienten, og dette avgjør igjen det stasjonære strømningsbildet. Dette betyr at antagelser om permeabilitetskoeffisienten i den vannmettede delen av tørrskorpen er avgjørende for langtidsfordelingen av poretrykket og effektivspenningene. Dette er illustrert i Fig. 11 som viser langtidsfordelingen av tilleggsporetrykket for to forskjellige permeabiliteter i tørrskorpen. I den øverste figuren er tørrskorpepermeabiliteten lavere enn i den nederste figuren. Sammenligning viser at tilfellet med lavest permeabilitet gir større horisontale poretrykksgradienter gjennom tørrskorpen enn tilfellet med høyere permeabilitet.



Analysis PLUC1
Excess pore pressure 10 years after backfilling gravel.



Analysis PLUC18
Excess pore pressure 10 years after backfilling gravel.

Fig. 11 Betydningen av permeabilitetsantagelser i tørrskorpen for langtidsporetrykket. Det er benyttet lavere permeabilitet i tørrskorpen i den øverste figuren enn i den nederste, Kirkebø (1994).

Reduksjonen i effektivspenningsnivået over tid i området under graveflaten forårsaker en økning av den mobiliserte friksjon over tid nær skråningen. Dette er illustrert i Fig. 12 som viser mobilisert friksjon (f=tanρ/tanϕ) rett etter utgraving i den øverste figuren og etter 10 år i den nederste figuren. Dette viser at mobiliseringsgraden øker betraktlig nær skråningsoverflaten, og full mobilisering nås i et mindre område over tid. Dette betyr imidlertid ikke at brudd er nært forestående. For å nå en bruddtilstand er en kinematisk mekanisme nødvendig, og her er det store områder som har restkapasitet på skjær.

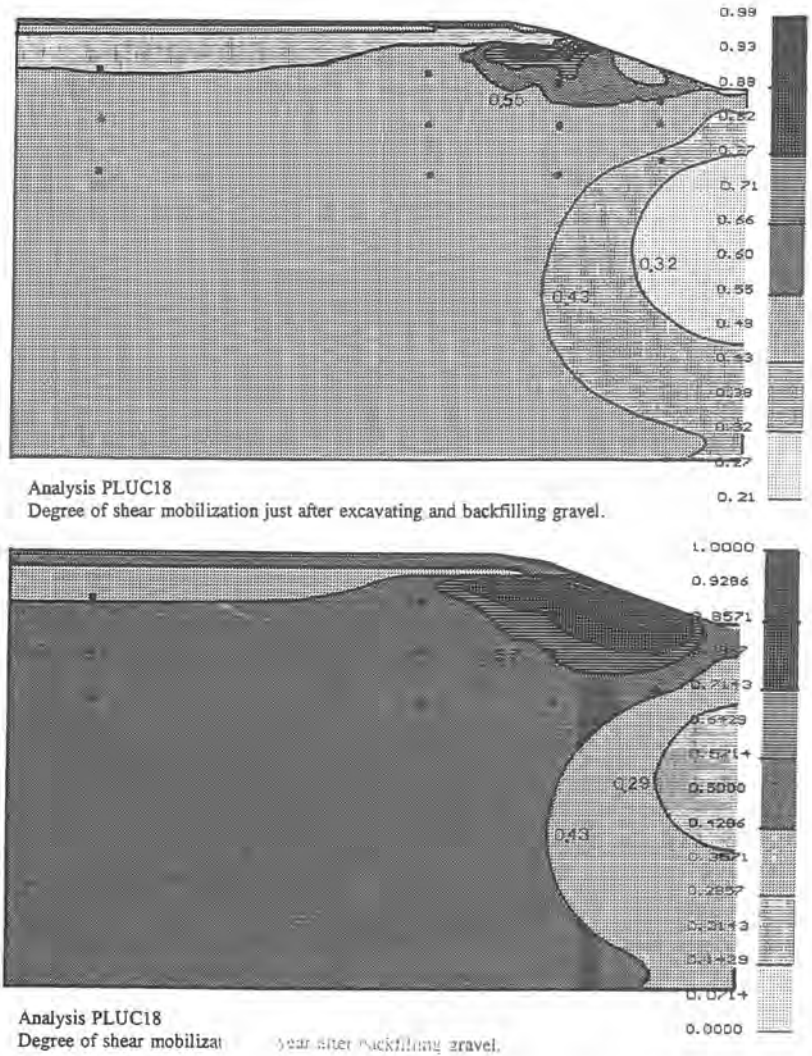


Fig. 12 Utvikling av mobilisert friksjon (f=tanρ/tanϕ) over tid, rett etter utgraving i den øverste figuren og etter 10 år i den nederste, Kirkebø (1994).

SAMMENLIGNING MED MÅLINGER

Det er utført målinger av horisontale jordtrykk og poretrykk i stasjon A, B, C og D og målinger av horisontale deformasjoner i stasjon A og B, Rankka (1994). I det følgende vil noen av disse feltmålingene bli sammenlignet med analyseresultater. Målingene i stasjon B er her valgt presentert. For sammenligning av analyseresultater og målinger i de andre stasjonene henvises det til Kirkebø (1994).

Horisontale deformasjoner i stasjon B

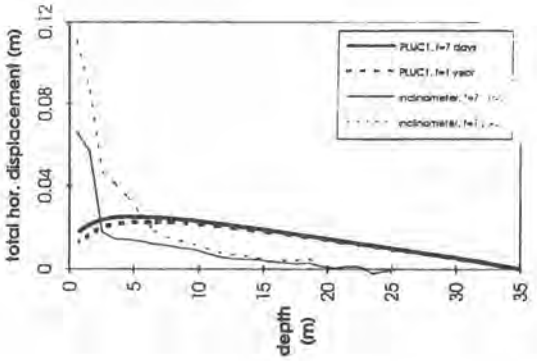
I Fig. 13 er de målte horisontaldeformasjonene sammenlignet med resultater fra tre forskjellige analyser. Analyseresultatene er presentert med tykk strek, mens måleresultatene er presentert med tynn strek. Videre angir de kontinuerlige linjene korttidsdeformasjonene rett etter anleggsfasen, mens de diskontinuerlige linjene angir deformasjonene et år etter. I den øverste figuren i Fig. 13 er hypotese 1 brukt for modellering av tørrskorpen, i den midterste figuren er hypotese 2 brukt og nederst er hypotese 3 brukt. I alle tre analyser er den elastiske skjærmodulen for leiren under tørrskorpen tolket fra den initielle delen av aktive treaksialforsøk ($G=G_{triax}$). Deformasjonsmålingene har et nullpunkt ved 25m dybde siden inklinometertuppen er penetrert til denne dybden i stasjon B, mens jorden kan deformere seg til ned til fjell på 35m i analysene.

I Fig. 14 er korttidsdeformasjonene fra en analyse med økt skjærmodul, $G=1.8G_{triax}$, sammenlignet med korttidsdeformasjonene fra en analyse med $G=G_{triax}$. Resultatene fra analysen med lavest skjærmodul er gitt som en kontinuerlig linje, mens resultatene fra analysen med høyere modul er gitt med trekantsymboler. Denne sammenligningen viser at de analyserte kortidsdeformasjonene på større dybder er sterkt avhengig av størrelsen på den elastiske skjærmodulen i leiren under tørrskorpen. En økning av skjærmodulen med $0.8G_{triax}$ reduserer horisontaldeformasjonen ved inklinometertuppen fra 1cm til 0.5cm.

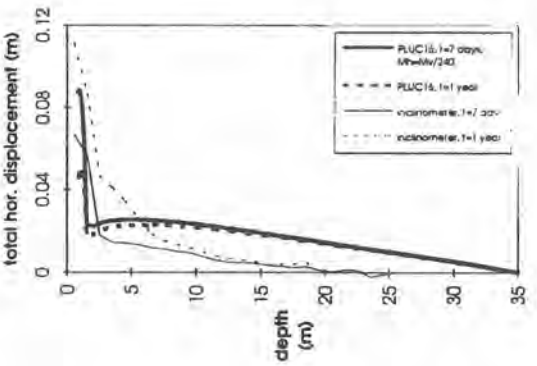
Analysene ser ut til å overestimere deformasjonene på store dyp noe i forhold til de målte verdiene for begge valg av skjærmodul. Det er dog mulig at en jordmodell med høy initiell skjærstivhet og mer markert ikke-linearitet ville gi bedre samsvar med de målte verdiene på store dybder. Man ser forøvrig at hypotese 2 og 3 (henholdsvis svekket lateralstivhet i tørrskorpen og store horisontale initialspenninger) gir god overensstemmelse med de målte korttidsdeformasjonene i tørrskorpen, mens hypotese 1 (meget stiv tørrskorpe) gir dårlig overensstemmelse.

De horisontale deformasjonene i stasjon B øker over tid i henhold til målingene. Denne tendensen er også funnet for analysen med høyest permeabilitet i tørrskorpen (hypotese 3), mens den omvendte effekten er funnet for de andre to analysene (hypotese 1 og 2). Dette kan forklares ut fra det faktum at den relative dybdefordeling av permeabilitetskoeffisienten bestemmer langtidsfordelingen av poretrykket og effektivspenningene, jmf. Fig. 11, og dermed påvirker langtidsdeformasjonene.

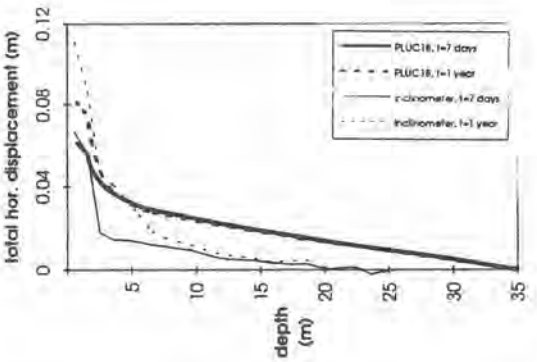
Når det gjelder størrelsen på den påløpte deformasjon over en gitt tid er endringen i størrelsesorden korrekt ved bruk av hypotese 2 og 3, mens den er for liten i forhold til det som er målt når hypotese 1 benyttes. Dette kommer av at den påløpte deformasjon over en gitt tid øker både med størrelsen på langtidsdeformasjonen og konsolideringskoeffisienten. Langtidsdeformasjonene er avhengig av stivheten til tørrskorpen og c_v av både ødometermodulen og permeabiliteten i tørrskorpen, og både ødometermodulen og permeabiliteten er variert i tørrskorpen i de ulike modelleringsmåtene.



Hypotese 1:
Meget stiv tørrskorpe.



Hypotese 2:
Svekket lateralstivhet, ellers som hypotese 1.



Hypotese 3:
Store initielle horisontalspenninger, moderat stivhet og høy permeabilitet.

Fig. 13 Horisontale deformasjoner i stasjon B fra analyser og målinger, Kirkebø (1994).

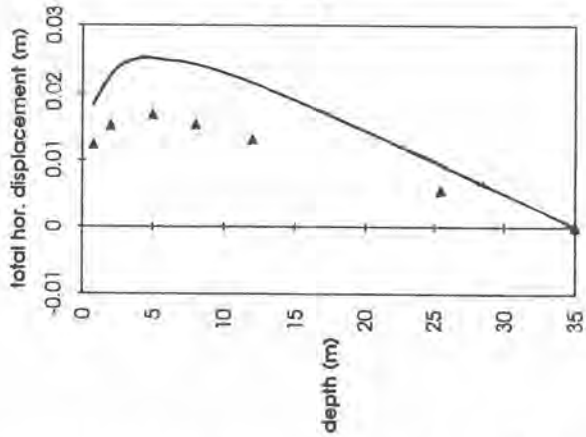


Fig. 14 Horisontale korttidsdeformasjoner i stasjon B fra en analyse med $G=G_{triax}$ i leiren under tørrskorpen (kontinuerlig linje) og en analyse med $G=1.8G_{triax}$ (trekantsymboler).

Oppsummert kan man si at korttidsdeformasjonene av tørrskorpen er godt simulert dersom det antas at tørrskorpen har svekket lateralstivhet eller at det står igjen store initielle horisontalspenninger i dette laget på grunn av en tidligere periode med lavere grunnvannsstand. Videre ser det ut til at korttidsdeformasjonene på store dyp er noe overestimert på store dyp i alle analysene, og at dette har å gjøre med antagelsene om den elastiske skjærmodulen i jordmodellen. Den tidsavhengige oppførselen er godt simulert for tilfellet med høyest permeabilitet i tørrskorpen. Totalt sett gir hypotese 3 med store horisontale initialspenninger, moderat stivhet og en høy permeabilitet i tørrskorpen best overensstemmelse med deformasjonsmålingene.

Poretrykk i stasjon B

I Fig. 15 er de målte poretrykkene i stasjon B sammenlignet med analyseresultater fra to analyser hvor henholdsvis hypotese 1 og 3 er brukt for tørrskorpemodelleringen. Resultater fra analysen som bygger på hypotese 1 er gitt med tykk kontinuerlig linje, resultater fra analysen som bygger på hypotese 3 er gitt med tykk stiplet linje og måleresultatene er presentert med tynn kontinuerlig linje.

Resultatene fra de to ulike analysene er så og si identiske på kort tid og over tid på 12m dybde, mens avviket er noe større over tid på mindre dybder. Dette kommer av at poretrykket beveger seg mot to forskjellige langtidstilstander i de to analysene pga. den ulike dybdefordelingen av permeabiliteten, jmf. Fig. 11.

For negativ tid, dvs. før utgraving, underestimerer analysene poretrykket på store dyp sammenlignet med de initielle piezometermålingene. Dette skyldes at det er antatt hydrostatisk poretrykk initielt i analysene, mens det i virkeligheten er et visst overtrykk på store dyp. Dersom man justerer analyseresultatene etter utgraving for dette initielle underestimatet, viser figuren meget godt samsvar mellom målt og simulert tidsutvikling av poretrykket.

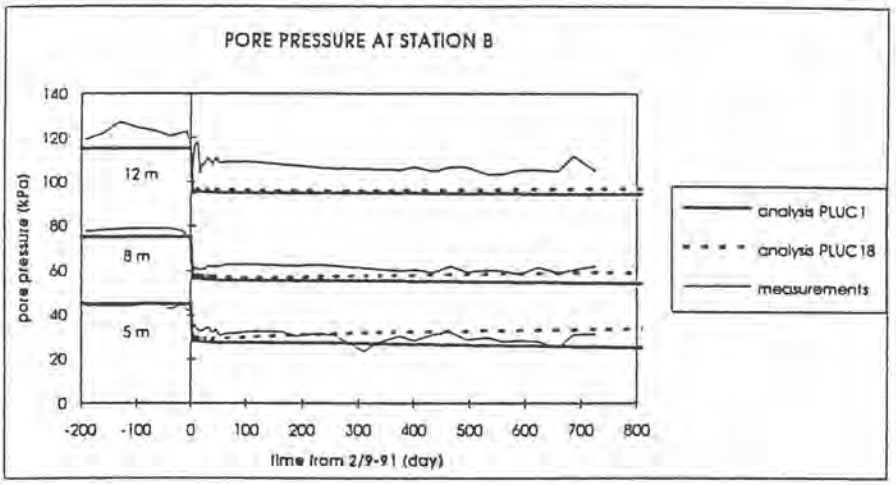


Fig. 15 Sammenligning av målte og beregnede poretrykk i stasjon B, Kirkebø (1994).

Horisontale jordtrykk i stasjon B

I Fig. 16 er de målte horisontale jordtrykkene i stasjon B sammenlignet med analyseresultater fra to analyser hvor henholdsvis hypotese 1 og 3 er brukt for tørrskorpemodelleringen. Resultater fra analysen som bygger på hypotese 1 er gitt med tykk kontinuerlig linje, mens resultater fra analysen som bygger på hypotese 3 er gitt med tykk stiplet linje. Det er gitt to kurver med tynn kontinuerlig linje for målte jordtrykk i figuren, en før korreksjon og en etter korreksjon. Dette kommer av at åpningstrykket i luft endret seg utilsiktet under måleprosessen slik at målt økning i jordtrykket over tid ble for høy, Rankka (1994). Jordtrykkscellene ble derfor tatt opp og det nye åpningstrykket målt slik at målingene kunne korrigeres for dette.

Sammenligning av de korrigerte målte jordtrykkene med analyseverdiene gir god overensstemmelse.

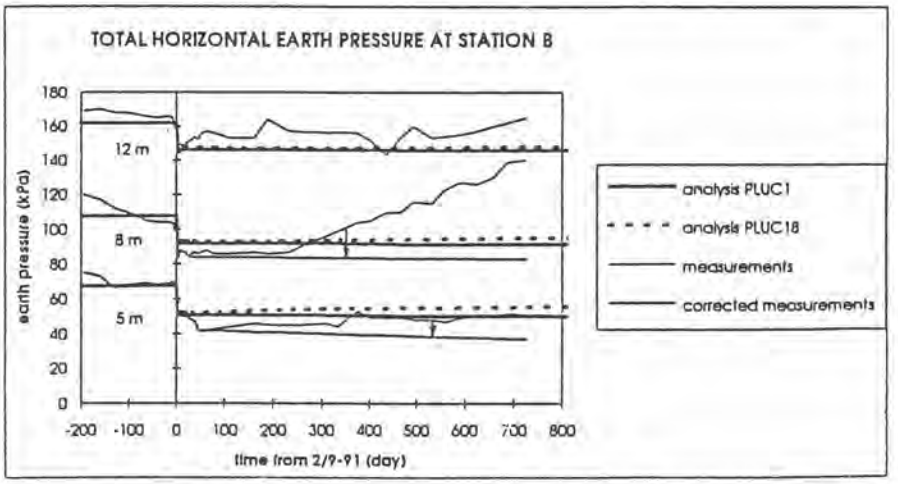


Fig. 16 Sammenligning av målte og beregnede horisontale jordtrykk i stasjon B, Kirkebø (1994).

KONKLUSJONER

Ut fra analyseresultatene kan man si en del om den generelle skråningsoppførselen. Responsen i gravefasen er tilnærmet udrenert, skjærdeformasjonene dominerer deformasjonsbildet og analyseresultatene blir sterkt influert av den elastiske skjærmodulen. Over tid øker poretrykket i området som er avlastet volumetrisk, slik at effektivspenningene avtar og stabiliteten forverres. Skråningen er imidlertid stabil også i langtidstilstanden.

Generelt kan man si at tørrskorpemodelleringen er svært viktig for dette problemet, siden tørrskorpelaget utgjør en betraktlig del av den fjernede massen. Ukritisk bruk av måleresultater fra slike lag kan gi et helt feilaktig deformasjonsbilde fra numeriske analyser.

Det ser ut til at analysene overestimerer deformasjonene på store dyp noe, men at bruk av en mer ikke-linear elastisk skjærmodul som er høyere ved lav skjærmobilisering, ville gitt bedre samsvar med målingene. Forøvrig er deformasjonsbildet godt simulert både rett etter anleggsfasen og over tid når tørrskorpen er fornuftig modellert. Det er også godt samsvar mellom målte og simulerte jordtrykk og poretrykk både på kort tid og over tid.

Ut fra dette kan man si at det benyttede verktøyet, metoden og den to-dimensjonale modellen er i stand til å simulere hovedtrekkene ved denne type jordoppførsel. Det vil sannsynligvis ikke ta mange år før man kan benytte slike verktøy rutinemessig i geoteknisk design.

REFERANSELISTE

Kirkebø, S. (1994) A numerical study of excavations in low permeable soils. Doktoravhandling ved Norges Tekniske Høgskole, Institutt for geoteknikk.

Kirkebø, S., Nordal, S. og Svanø, S. (1994) A numerical study of delayed failure of excavations. The third european conference on numerical methods in geotechnical engineering, Manchester 1994. A. A. Balkema Publishers, Rotterdam, Netherlands.

Nordal, S. (1984) A simplified elasto-plastic coulombian soil model. Nordiska Geoteknikermøtet NGM-82. Linkøping, Sweden. June 1984. 9 pages.

Nordal, S., Bostrøm, B. and Fredriksen, F. J. (1988) An effective stress soil model applied to an undrained finite element analysis of gravity platform. Proceedings of the International Conf. on Behaviour of Offshore Structures, Trondheim. Tapir publishers, Vol. 1, pp. 227-241.

Nordal, S., Jostad, H. P., Kavli, A. and Grande, L. (1989) A coulombian soil model applied to an offshore platform. Proceedings of the 12. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE. Rio de Janeiro. Balkema Publishers, Vol. 1, pp. 471-474.

Rankka, K. (1994) In situ stress conditions across slopes. A study comprising seven test sites. Thesis for the degree of Doctor of Philosophy. Department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden.

Ringesten, B. (1988) Dry crust - its formation and geotechnical properties. Thesis for the degree of Doctor of Philosophy. Department of Geotechnical Engineering, CTH, Göteborg, Sweden.

SINTEF Geotechnical Engineering (1993) GEOnac Users Reference Manual. Basic Input Description. Program version 1.2. SINTEF Geotechnical Engineering, STF69 F93005.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

KULLTANGEN BRU, PORSGRUNN - ERFARINGER MED STÅLRØRSPELING

Kulltangen Bridge, Porsgrunn - experiences from steel pipe piling

Siv.ing. Steinar Giske, Vegdirektoratet; Veglaboratoriet

SAMMENDRAG

Kulltangen bru er under bygging. Brua er 460 meter lang og krysser Porsgrunnselva med 13 meters seilingshøyde. Spennvidden varierer mellom 40 og 60 meter med de korteste spennene i sidespenn. Midtspennet bygges som klaffebru for gjennomseiling av større fartøyer. Vanndybden er 10 meter.

Brua fundamenteres på rammede stålrørspeler med diameter 700 og 900 mm, ialt 77 stk. peler med samlet lengde 2800 meter. Pelene rammes til fjell, unntatt ved det ene hovedfundamentet for klaffespennet. Pelearbeidene ble utført vinteren 1993/94.

Det ble tatt i bruk en ny metode for etablering av fjellfeste for pelene. Det ble benyttet hul pelespiss og utført boring gjennom denne og 200 mm ned i fjell. Deretter ble pelen meislet inn i fjell ved bruk av diesellodd i dybde minst tilsvarende pelespissens diameter. Erfaringene med metoden er gode.

Foredraget omtaler også andre erfaringer som ble gjort under pelearbeidene.

SUMMARY

Kulltangen bridge is under construction. The bridge has a length of 460 metre and is crossing the Porsgrunn river with a clearance of 13 metre for marine navigation. The bridge spans varies from 40 to 60 metre. The mid part of the bridge is constructed with lifting span which allows higher ships passing through. Water depth is 10 metre.

The bridge is founded on steel pipe piles with diameter 700 and 900 mm, totally 77 piles with a total length of 2800 metre. The piles are driven to bedrock, except for one of the major foundations for the lifting span. The piling was carried out during the winter 93/94.

A new method for securing contact with bedrock was introduced. The method consists of using a hollow pile tip and boring through the tip and 200 mm down into the bedrock when the pile tip has reached the rock head. Afterwards the pile tip is driven into bedrock to a minimum depth corresponding to the external diameter of the pile tip. Diesel hammers were used for this operation. The experiences with this method are satisfactory.

1. ORIENTERING

Kulltangen bru er for tiden under bygging. Brua inngår i nytt hovedvegsystem i Grenlandsregionen og skal lede trafikken utenom Porsgrunn sentrum og avlaste eksisterende bybru over Porsgrunnselva.

Kulltangen bru ligger ca. 900 meter nedstrøms Porsgrunnsbrua og får en lengde på 460 meter. Seilingshøyden er 13 meter, og dette er så pass lavt at brua bygges som klaffebru for gjennomseiling av større båter. Klaffespennet er 60 meter, og spennvidden forøvrig varierer mellom 40 og 60 meter. Brua (unntatt søndre landkar) fundamenteres på rammede stålrørspeler.

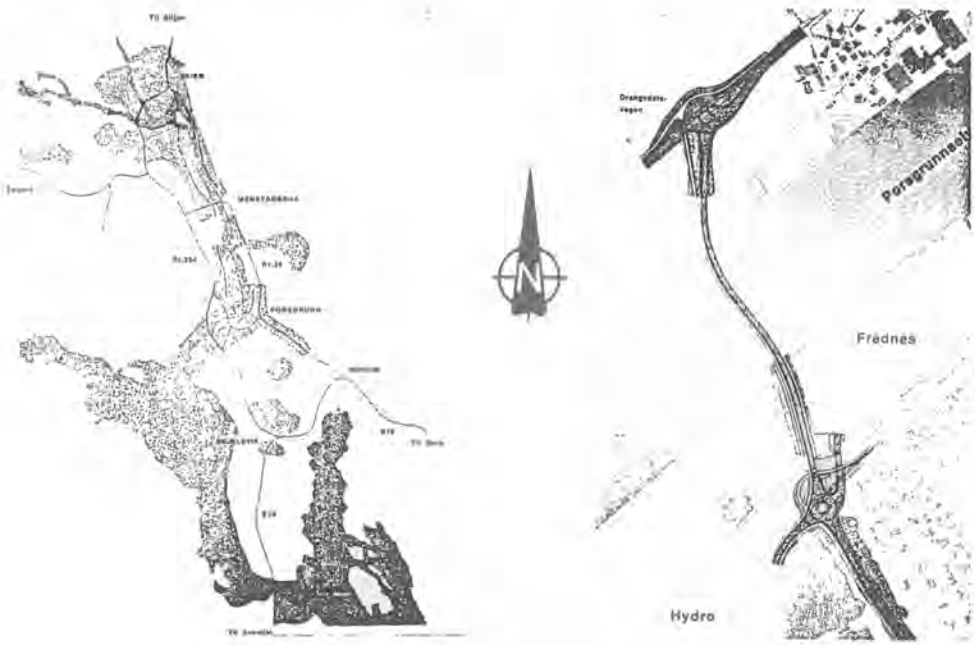


Fig. 1 Oversiktskart

2. GRUNNFORHOLDENE

Brustedet ligger i et område med forkastninger i fjellgrunnen, det er store forkastningssoner såvel i bruas tverretning som i lengderetningen. Ved valget av endelig brusted er det i en viss grad tatt hensyn til forkastningssonene slik at man unngikk de verste områdene. Dette gjelder spesielt sonen som ligger parallellt med bruas lengderetning, idet man ved valget av S-form på brua kunne trekke denne så langt mot øst at man kom unna denne sonen.

I bruas lengderetning måtte imidlertid forkastningssonen krysses. Fig. 2 viser lengdeprofilet i brutraceen. Det fremgår at man i området ved hovedfundamentene har en 20 - 30 meter høy og meget bratt skrent i fjellgrunnen; grunnundersøkelsene indikerer at denne veggen sannsynligvis har overheng.

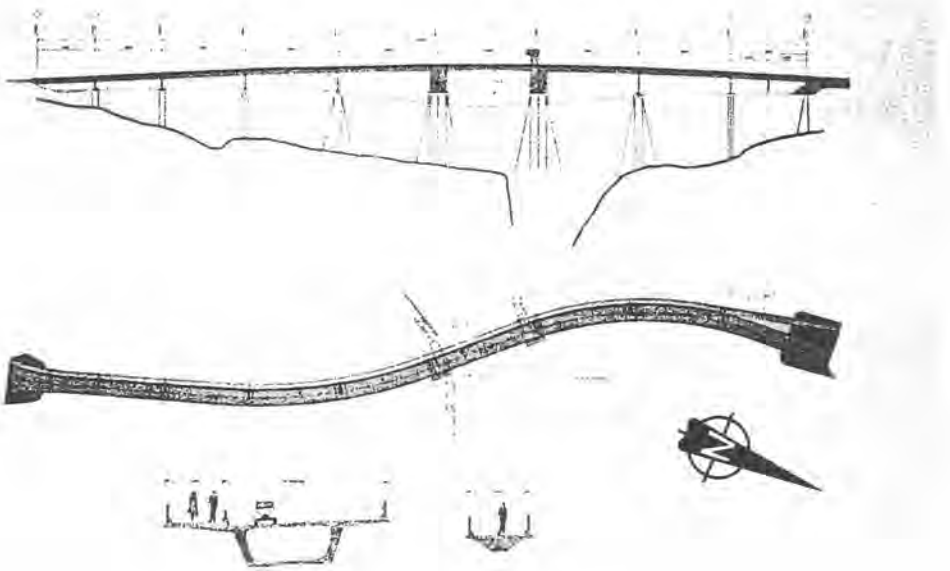


Fig. 2. Lengdeprofil og plantegning

Nord for dyprenna midt i elveløpet er fjellgrunnen karakterisert av uryddig overflate med mye skråfjell og/eller lokale sprang i fjelldybde, men generelt noe stigende mot mindre dybde innover mot land. Forøvrig er fjellgrunnen ved den valgte plassering av brua hovedsaklig god med hensyn til pelefundamentering.

Løsmassene består i hovedsak av tre ulike lag; øverst et lag av bløte sedimenter fra terreng/elvebunn til dybde ca. 20 - 25 meter under vannspeilet. Disse massene består av silt/leire og stedvis kvikkleire. Under dette laget er det relativt fastere masser bestående hovedsaklig av sand. I selve dyprenna antas massene å bestå av grovere materiale som sand/grus.

Vanndybden midt i elveløpet er ca. 10 meter.

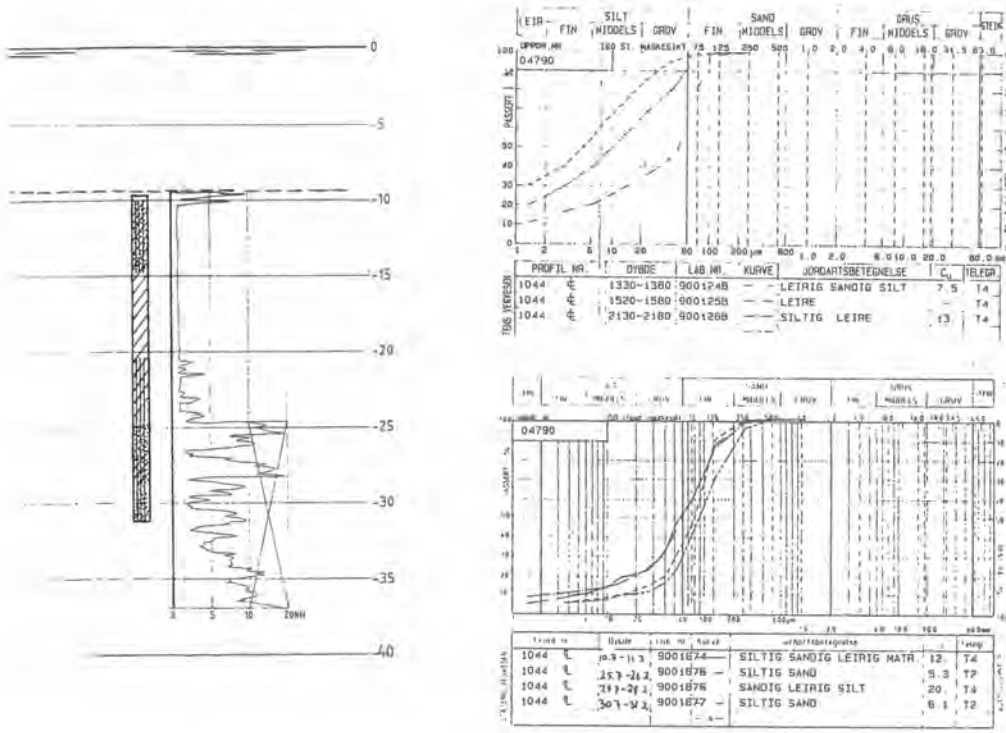


Fig. 3 Typisk borprofil og kornfordelingskurver

3. GENERELT OM PELEARBEIDENE

Kulltangen bru (unntatt søndre landkar) fundamenteres på rammede stålrørspeler, totalt antall 77 stk. med samlet lengde ca. 2800 løpemeter. Pelenes diameter er 700 mm unntatt ved de to hovedfundamentene for klaffespennet, som har pelediameter 900 mm.

Pelene er med unntak av det ene (nordre) hovedfundamentet rammet til fjell (kfr. fig. 2). Ved det endelige valg av fundamentenes plassering i bruas lengderetning ble det tilstrebet å legge hovedfundamentene slik at det ikke ville opptre blanding av peler til fjell og svevende peler i samme fundament. Dette innebærer at samtlige akser ble skjøvet nordover i forhold til ønskelig fra andre eksterne hensyn (skipsfartsmyndigheter).

Pelerørenes veggtykkelse er henholdsvis 14 mm (ø700) og 16 mm (ø900). Veggtykkelsen er valgt også ut fra hensynet til faren for sammenpressing av røret på stor dybde.

Dimensjonerende lastvirkning (aksialt) er i størrelse 3500 - 4000 kN pr. pel, i noen fundamenter er det i tillegg medregnet påhengslast.

I elveløpet er det benyttet frittstående pelegrupper med høytliggende pelehode like under vannflaten. Fundamentene nærmest elvebredden består av grupper på 8 peler, mens det i hovedfundamentene for klaffespenn er pelegrupper bestående av 16 peler pr. fundament. Det store peleantallet og den økede diameteren er nødvendig av hensyn til store horisontal- og moment-belastninger.

Det var i anbudet stilt krav til rammeenergi (nWH) minst lik 70 kNm. Entreprenøren stilte med hydraulisk fallodd som ble antatt å kunne oppfylle dette kravet. På grunn av betydelige og vedvarende tekniske problemer med dette loddet ble størsteparten av pelerammingen utført med dieselodd (D46). Dette loddet var i minste laget for arbeidet og dette resulterte i et meget stort slagantall for enkelte peler.

Pelearbeidene ble gjennomført i perioden oktober 1993 - februar 1994.

4. FORVENTET FREMDRIFT / PROBLEMER

Med utgangspunkt i grunnforholdene slik de var kjent fra grunnundersøkelsene hadde man visse tanker om hvorledes pelearbeidene ville forløpe.

Det var knyttet en viss usikkerhet til om de svevende pelene i det ene hovedfundamentet (akse 7) ville oppnå tilstrekkelig bæreevne i "rimelig" dybde, disse pelene var i utgangspunktet dimensjonert til 50 meters lengde, hvorav 40 meter ville være gjennom løsmasser.

Det var også knyttet spenning til nabofundamentet i akse 8 da dette fundamentet ligger i et område med uryddig skråfjell, og det kunne være vanskelig å oppnå fjellfeste.

Forøvrig ble pelearbeidene ansett som kurante.

5. HVORDAN GIKK DET?

Pelearbeidene i elva startet opp i akse 7 med svevende peler. Det ble registrert meget liten rammemotstand til dybde ca. 35 meter under vannspeilet, derunder tiltok rammemotstanden sterkt og det var ikke mulig å oppnå ramming til 50 meters dybde som planlagt. En kompliserende faktor i de revurderinger som måtte gjøres var de tekniske problemene med loddet i den forstand at det var noe uklart om den lave synken skyldtes fast grunn eller redusert rammeenergi. Etter en tids målinger og vurderinger ble det besluttet å ramme disse pelene til dybde minimum 42 meter under vannspeilet og deretter utføre stoppslagning.

Neste fundament som ble rammet var nabofundamentet i akse 8, hvor det var forventet problemer med skråfjell på stor dybde; rundt 40 - 50 meter. Basert på erfaringene med stor rammemotstand fra fundament 7 ønsket entreprenøren å ramme pelene i akse 8 som svevende peler idet han mente at slike peler kunne oppnå tilstrekkelig bæreevne og man unngikk på denne måten eventuelle problemer med skråfjell.

Resultatet ble imidlertid helt annerledes, pelene gikk til største dybde 48 meter uten særlig rammemotstand. Det oppstod noe avvik med hensyn til peleplassering og helning utenfor toleransekravene, men dette lot seg løse ved å flytte pelehode/søyle 40 cm i forhold til planlagt.

Neste fundament som ble rammet var det andre hovedfundamentet, akse 6. I dette fundamentet var det noe helning på fjelloverflaten slik at pelelengdene ville variere mellom ca. 40 og 50 meter. Det var et overordnet krav at alle pelene skulle til fjell så lenge noen av dem nådde fjell. Selv om pelene i akse 8 hadde nådd fjell uten rammemessige problemer var spenningen betydelig når det gjaldt akse 6 i og med at pelediameteren her var 900 mm, den samme som i akse 7 som hadde erfart meget stor rammemotstand i dybde ca. 40 meter.

Det oppstod ikke problemer med for stor rammemotstand, pelene gikk til fjell i dybde inntil 52 meter!

Erfaringer: Disse erfaringene er fra entreprenørens og byggherrens synspunkt meget behagelige idet pelingen lot seg gjennomføre med mindre problemer enn forventet.

Fra geoteknikerens synspunkt var situasjonen noe frustrerende, idet det ut fra grunnundersøkelsene ikke finnes noen rimelig forklaring på den store forskjell i rammemotstand mellom de ulike fundamentene akse 6, 7 og 8.

Det ble i ettertid utført supplerende sonderboringer i disse fundamentene med totalsondering og dreietrykksondering. Heller ikke disse supplerende undersøkelsene bringer noen entydig forklaring på resultatene fra pelerammingen.

Hovederfaringen er således at i denne type løsmasser er det vanskelig å bedømme rammemotstand ut fra vanlige geotekniske undersøkelser. Stikkordmessig kan forholdene antas å ha sammenheng med negativ og positiv dilatans.

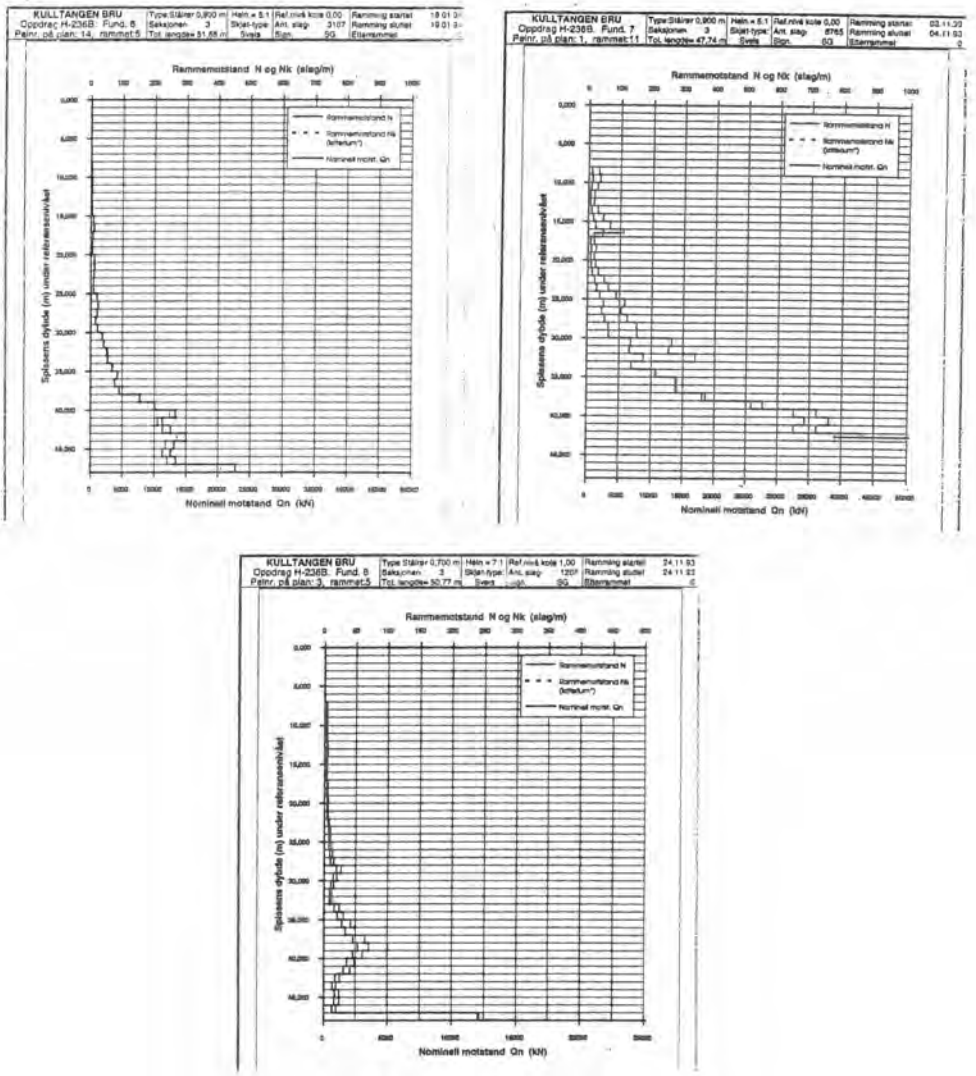


Fig. 4 Typisk rammemotstand akse 6, 7 og 8

6. SKIPSPÅKJØRSEL AKSE 7

Få dager etter at entreprenøren hadde avsluttet rammingen av pelene i akse 7 ble pelegruppen som da bestod av stålrør som ikke var utstøpt og ikke avstivet pårent av et lasteskip (ca. 500 br.reg.tonn) i sakte fart.

Påkjørselen resulterte i at 5 av pelene i gruppen måtte vrakes og erstattes. Skadene varierte fra total brekkasje til bøyning i større eller mindre grad. Et fellestrekk var at samtlige av de skadede pelene hadde fått bøyningen/bruddet ved sjøbunn selv om massene i bunnen består av meget bløte masser (unntatt 0.5 meter erosjonshud av sprengstein).

Erfaring: Selv meget bløte løsmasser har betydelig horisontal bæreevne med hensyn til kortvarige støtlaster.

Generelt var skadene mindre enn man umiddelbart ville tro etter en slik skipspåkjørsel.

Ved rammingen av erstatningspelene ble det registrert betydelig større rammemotstand i dybden enn ved 1. gangs ramming. Dette indikerer at løsmassene over tid rekonsoliderer til bedre bæreevnemessige egenskaper.

7. NYE LØSNINGER FOR FJELLFESTE

Ved pelearbeidene for Kulltangen bru ble det tatt i bruk nye løsninger for etablering av fjellfeste, henholdsvis forboring av hull i fjellet og innmeisling ved bruk av diesellodd.

Det var stilt krav til samlet innmeislingsdybde i fjell lik fjellspissens diameter. På bakgrunn av tidligere erfaringer med innmeisling i samme område og samme bergart ble det ansett som vanskelig/umulig å oppfylle dette krav med tradisjonell innmeislings-prosedyre. Det ble på denne bakgrunn valgt å prøve en løsning med bruk av hule pelespisser og forboring i fjell gjennom den hule spissen før innmeislingen påbegynnes.

Pelespissen hadde utvendig diameter 180 mm og innvendig diameter 80 mm. Det ble boret i fjell med borkrone diameter 76 mm. Boringen ble utført 200 mm ned i fjell regnet fra første fjellkontakt. Deretter ble pelen meislet inn etter samme prosedyre som vanligvis benyttes ved innmeisling.

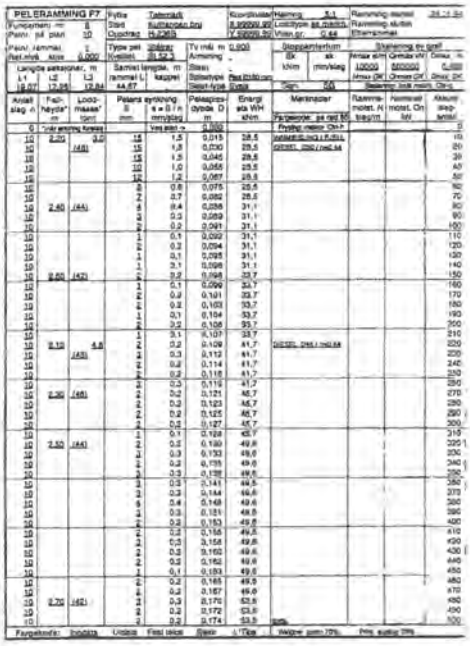
Til innmeisling ble det benyttet enten fallodd pluss avsluttende meisling med tungt diesellodd (D46) eller lett diesellodd (D30) pluss tungt dieselodd (D46). Det er viktig at innmeislingen ikke påbegynnes direkte med tungt diesellodd da slikt lodd ikke kan redusere rammeenergien tilstrekkelig for den innledende innmeislingen.

Erfaringer: Kravet til total innmeislingsdybde ble i all hovedsak oppfylt. Pelene ble uten store vansker meislet inn i dybde tilsvarende dybden av forboret hull. Nær bunnen av forboret hull ble det for mange peler registrert betydelig økning i rammemotstanden og full bæreevne ble verifisert. Andre peler lot seg meisle noe videre inn i fjellet før stoppkriteriet ble oppfylt. I disse tilfellene kunne nok forboringen ha vært utelatt, men i praksis er det umulig å avgjøre dette på forhånd.

Pelene er i hovedsak meislet inn i fjell med et samlet slagantall 500 - 800 slag. Diesellodd viste seg velegnet til innmeisling og kan antas bedre egnet enn fallodd på grunn av høyere rammespenninger.

Hul pelespiss gir ved boring gjennom spissen mulighet for å kontrollere fjellhelningen lokalt under pelespissen.

Det er også mulig å kontrollere spissens geometri mht. eventuelle store deformasjoner etter ferdig innmeisling. Dette kan gjøres ved å foreta ny oppboring gjennom spissen.



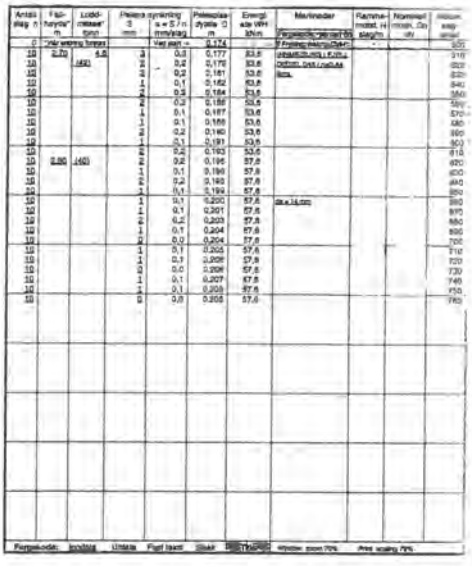


Fig. 5 Eksempel på peleprotokoll innmeisling

8. KONTROLL AV STABILITET

Løsmassene innover land på begge sider av elva er meget bløte. Nordre elvedbredd er i tillegg relativt bratt og det ble vurdert som nødvendig å holde en fortløpende kontroll med poretrykksutviklingen under pelerammingen på denne siden av elva. Til dette formål ble det installert ialt 10 poretrykksmålere fordelt på 2 "hull" med 5 målere i hvert fordelt over 20 meters dybde.

Den første uka peleramming pågikk steg poretrykkene jevnt utover i uka og nådde et overtrykk tilsvarende inntil 3 meter vannsøyle fredag ettermiddag. Det var spesielt de dypeste målerne som reagerte kraftigst.

En nærmere vurdering av poretrykksøkningen konkluderte at ytterligere økning i poretrykket ikke var akseptabelt.

Spenningen var således stor mandag morgen, men heldigvis viste nye målinger da at overtrykket var sunket til 1 meter vannsøyle.

Denne ukesyklusen gjentok seg hver uke mens pelerammingen pågikk, og man fikk etterhvert en meget god føling med poretrykksresponsene i grunnen.

Noen uker etter at alle pelene for brua var ferdig rammet ble det igjen registrert betydelig økning i poretrykk. Dette ga en viss uro hos undertegnede, men heldigvis ga en befaring løsning på mysteriet: Entreprenøren hadde på eget initiativ rammet peler for et hjelpefundament på angjeldende tidspunkt.

Erfaringer: Poretrykksmålinger ga i dette tilfelle en meget god overvåkning av poretrykksresponsen i undergrunnen under peleramming og var meget nyttige for å overvåke stabiliteten. Som en kuriositet kan nevnes at de i tillegg kunne benyttes for å bestemme tidspunkt for annen peleramming.

En viktig konklusjon som kunne trekkes ut av poretrykksmålingene var at det ikke var fare for kumulativ oppbygging av stadig større poreovertrykk etter hvert som flere peler ble rammet.

9. SONDERBORINGER SAMMENLIGNET MED RAMMEMOTSTAND

På grunn av de overraskende erfaringene med ulik rammemotstand i akse 6, 7 og 8 ble det i ettertid utført supplerende sonderboringer ved disse aksene. Boringene ble utført både som totalsondering og dreietrykksondering.

Eksempel på resultat er vist i fig. 6

Erfaring: I det viste eksempelet er det bemerkelsesverdig stor forskjell mellom totalsonderingen og dreietrykk-sonderingen. Bormannskapet antar at dette kan skyldes feil på dreietrykksonderingen. Sammenholdt med rammemotstanden gir imidlertid dreietrykksonderingen det mest relevante vurderingsgrunnlag.

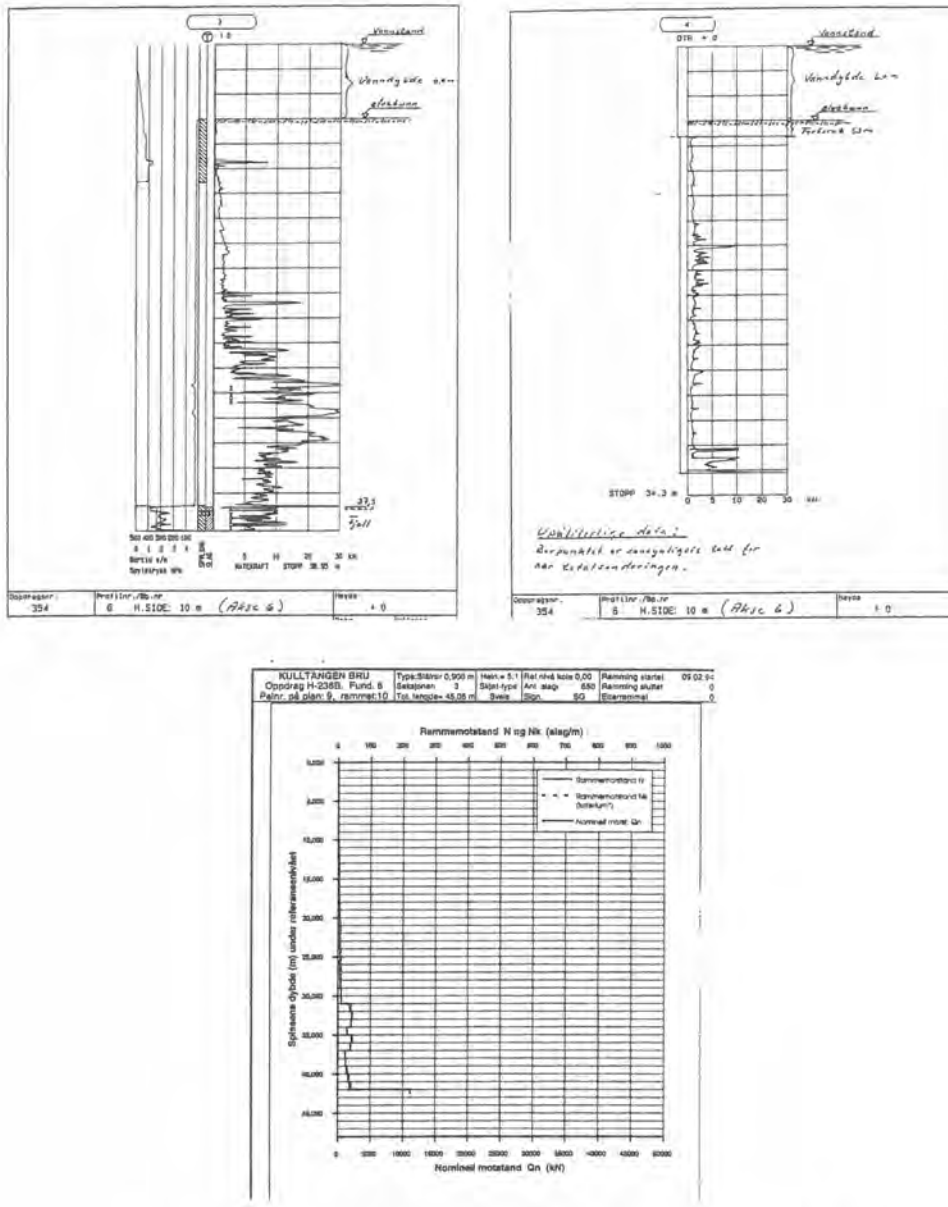


Fig. 6 Eksempel sonderboringer sammenlignet med rammemotstand (merk: ulik dybdeskala)

10. KONKLUSJON / ANBEFALINGER

Utførelsen med forboring for fjellfeste viste seg å fungere bra slik at det var mulig å oppfylle kravet om innmeislingsdybde tilsvarende pelespissens diameter med et "rimelig" slagantall (500 - 800 slag).

Denne utførelsen er også anvendt på andre prosjekter i senere tid, og erfaringene er i hovedsak positive.

Dersom man finner å ville stille krav til total innmeislingsdybde i fremtidige prosjekter bør dette kombineres med krav om forboring for fjellfestet.

Diesellodd viste seg å fungere bra (og kanskje bedre enn fallodd) for videre innmeisling etter at feste i fjell var etablert.

Ved bruk av diesellodd må dette kombineres med annet/lettere utstyr for den innledende etablering av fjellfeste, slik at fare for skrens på eventuelt skråfjell reduseres. Dessuten må man være oppmerksom på de høyere rammespenninger som denne loddtypen gir, slik at pelespissen ikke overrammes.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1994

EKEBERGTUNNELEN-
KRYSSING AV ØSTFOLDBANEN MED BETONGTUNNEL

Siv. ing. Atle Hjorteset
GeoVita as

SAMMENDRAG

Ekeberg-anlegget er et stort vegprosjekt som inngår i den såkalte "Oslo-pakken". Den skal forbinde E18 Oslotunnelen med E6 Vålerengtunnelen og samtidig knytte Mosseveien til E18.

Ekebergtunnelen krysser under Mosseveien, Østfoldbanen og NSBs sporsystem på Sørenga. I forbindelse med opparbeidelse av byggegropa for betongtunnelen, måtte det etableres bru for Østfoldbanen. Østfoldbanen mellom Oslo S og Ski er Norges mest trafikkerte jernbanestrekning. Fra NSB ble det gitt svært begrenset tid for etablering av brua. Dette ble løst ved å støpe en betongplate ved siden av banen. Betongplata ble så trukket på plass i løpet av en natt.

Fundamenteringen av brua består av stålkjernepeler til fjell. Sikring av byggegrop er utført dels av stålspunt og dels ved bjelkestengsel.

SUMMARY

The Ekeberg-project is a large roadproject which is a central part of "The Oslo package", a total development plan of the new main highway system in Oslo. The Ekeberg tunnel will connect the E18 Oslo-tunnel with the E6 Vålereng-tunnel as well as connecting Mosseveien to E18.

The Ekeberg tunnel underpasses the main railway Østfoldbanen at Sørenga. Østfoldbanen is the most busiest railwaysection in Norway. To etablish the crossing, it was nessecary to cast a concrete bridge next to the railway. The bridge was pulled in place in just one night.

The bridge foundation consists of bored steel core piles on rock. The earth retaining structure is partly sheet piles and partly berlinerwand.

INNLEDNING

Parsellen E6 Ekeberg - Sørenga er en sentral del av det fremtidige hovedvegnettet i Oslo. Vegparsellen forbinder E18 Oslotunnelen med E6 Vålerengtunnelen. I tillegg etableres en planfri forbindelse med E6 Mosseveien sydover, en kryssing som idag skaper store trafikkmessige problemer.

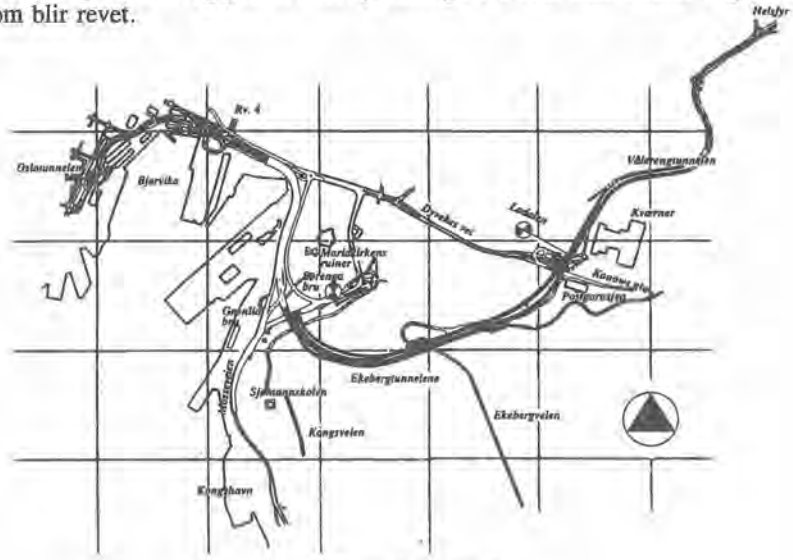
I tillegg til bedret trafikkavvikling, vil også prosjektet ha stor miljømessig betydning for området. Gamlebyen i Oslo har mange fortidsminner fra middelalderen. Idag er området preget av den store gjennomgangstrafikken og av forfall. I kjølvannet av vegutbyggingen er det planlagt grøntområder og et middelaldermuseum. Målsettingen er at Gamlebyen skal bli et attraktivt sted både for beboere og som turistattraksjon.

OM EKEBERGPROSJEKTET

Ekeberganlegget består av 3 entrepriser. Entreprise Fjelltunnel omfatter to fjelltunneler, hver på 1400 m. Tunnelene går fra bruene i Lodalen gjennom Ekebergåsen og ned til Sørenga. Fjelltunnelen inkluderer også ramper i fjell til lokalveiene.

Entreprise Betongtunnel omfatter to betongtunneler og et betongtrau opp til terreng. Konstruksjonene er fundamentert på peler og pillarer til fjell. Lengden på tunneler og trau er ca 190 m. Betongtunnelen krysser under dagens Mossevei, Østfoldbanen og sporområder på Sørenga (skiftestasjon for NSB hvor togene settes opp).

Entreprise Daganlegg omfatter veg i dagen fra betongtunnelen fram til tilknytningen med E18 ved Bispelokket, to bruer som skal føre trafikken fra E18 over sporområdene til Mosseveien og et lokalvegsystem med ny Sørenga bru som skal erstatte dagens Loenga bru som blir revet.

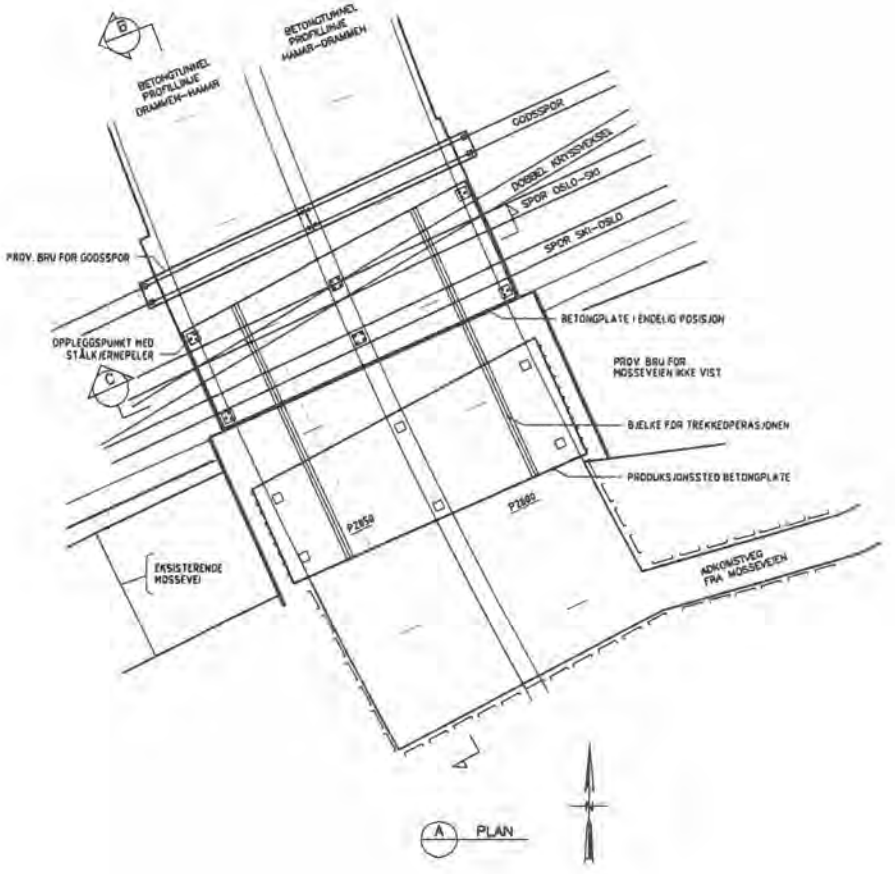


Figur 1. Oversikt

Hele anlegget er kostnadsregnet til 723 mill. NOK. Byggeherre er Statens vegvesen Oslo. Veganlegget er forventet ferdig desember 1995.

Prosjekteringen av Ekeberganlegget er utført av en konsulentgruppe bestående av blant andre Aas-Jakobsen i byggeteknikk, ViaNova i vegteknikk og GeoVita i geoteknikk. Selmer har vært utførende entreprenør på alle entreprisene.

Kryssingen av Østfoldbanen med betongtunnel var et av de vanskeligste anleggstekniske utfordringene på prosjektet. Østfoldbanen er Norges mest trafikkerte banestrekning med 250 togpasseringer i døgnet. Da det var utelukket å stenge banen eller flytte sporene, måtte arbeidene utføres med strømbrudd på begge spor. I praksis betydde det arbeid om natten i helgene. Selve etableringen av brua ble utført i løpet av en helg med sporbrudd på det siste sporet kun i perioden fra lørdag kl 2300 til søndag kl 1030.



Figur 2. Plan for anleggsområdet

GRUNNFORHOLD

Ved tunnelpåhugget krysser tunnelen Ekebergforkastningen. Dette er en grensen mellom Oslofeltets bergarter og grunnfjellet i Ekebergåsen. Oslofeltet sank her flere hundre meter ned i forhold til bergartene ved siden av. Berggrunnen ved selve kryssingsområdet består av mænaitt/syenittporfyr med noe alunskifer.

Løsmassene i krysningssonen bestod typisk av 2 meter fyllmasser av sand/pukk over sandig leire og siltig sand. Over fjell var det stedvis noe morene. Fjelldybdene var 2.5-6 meter ved Østfoldbanen.

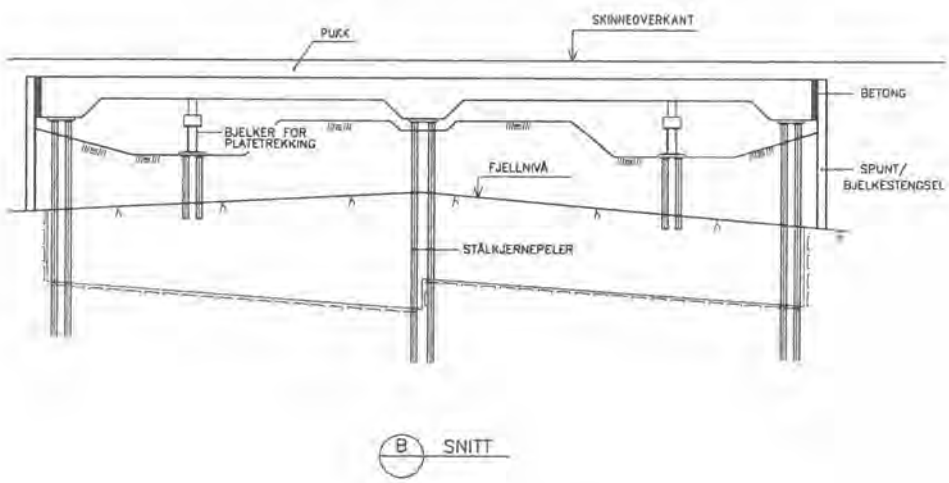
Grunnvannstranden i området var ca 2 meter under terreng.

TEKNISK LØSNING

Brua for Østfoldbanen over betongtunnelen består av en betongplate som er fundamentert på stålkjernepeler til fjell. Plata er 27.5 meter lang og har en bredde varierende mellom 8.75 - 9.75 meter. Platetykkelsen er 800 mm. Betongplata er både spennarmert og slakkarmert. Tyngden av plata med pålagt pukk er ca 800 tonn.

Betongplata er fundamentert i 3 akser med to oppleggspunkter i hver akse. Hvert av oppleggene består av tre til fire stålkjernepeler.

Stålkjernepelene ble boret ned til 2 meter under traubunn. Parallelt med utgravingen ble stålkjernepelene avstivet med L-stål som ble sveist direkte på foringsrørene. Uttak av fjellmassene ble utført som forsiktig sprengning for å ikke skade stålkjernepelene.



Figur 3. Teknisk løsning

FORBEREDELSER

Det var gjort grundige forberedelser før trekkearbeidene av betongplata tok til. Både byggherre, entreprenør, NSB og rådgivende konsulenter tok aktivt del i de forberedende arbeidene. Den endelige detaljeringen av den tekniske løsningen for platetrekkingen ble utformet av Selmer som utførende entreprenør.

Entreprenøren hadde utarbeidet en detaljert fremdriftsplan både for de forberedende arbeidene forut for trekkingen og for selve trekkeoperasjonen. Denne var oppdelt i aktiviteter med anslått tidsforbruk basert på kapasitet, bemanning og maskininnsats.

Entreprenøren hadde utarbeidet arbeidsprosedyrer med sjekklister for alle delaktiviteter med bemanningsplaner, ansvars- og arbeidsfordeling, kontroll, tidsfrister og dokumentasjon. De tidskritske arbeisoperasjonene ble registrert og tiltak planlagt for å klare å utføre arbeidet innen tidsfristen.

Det ble utarbeidet en beredskapsplan hvis entreprenøren ikke rakk å utføre arbeidet til kl 07 søndag morgen ved at NSB hadde busser i beredskap for å frakte passasjerene forbi anleggsstedet.

ARBEIDSUTFØRELSE

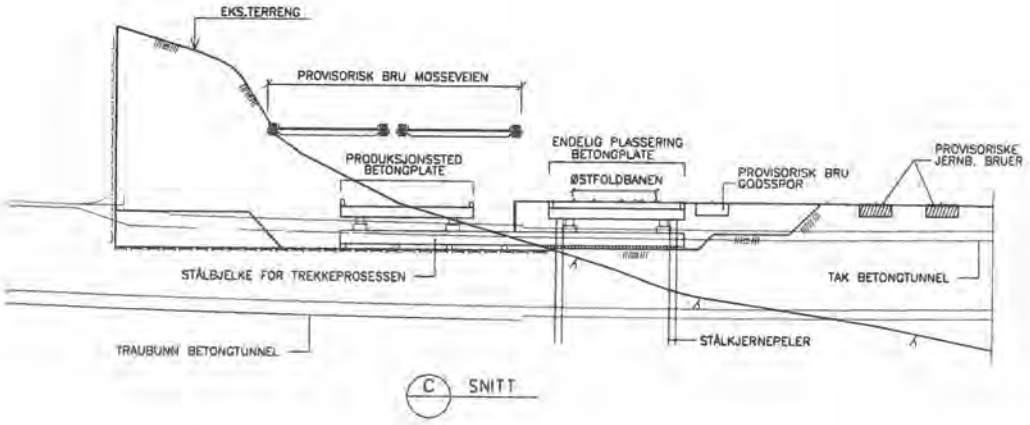
Fjellforholdene medførte at påhugg for fjelltunnelen måtte etableres ca 15 meter innenfor Mosseveien, dvs at byggegropa for betongtunnelen krysset under veien.

Trafikken på Mosseveien var omlagt på provisoriske bruer over gropa etter at det var spuntet og etablert fundamenter på hver side for bruene. Massene ble deretter tatt ut til et nivå ca 4 meter under Østfoldbanen. Fjellet lå så høyt at nedre del måtte sprenges. På godt komprimert underlag ble det satt opp reis og etablert forskaling for brua som deretter ble støpt ferdig og spent opp. Ballastpukk opp til nivå uk sville ble også lagt ut for å minimalisere arbeidet når brua skulle etableres senere.

Stålkjernepelene ble boret og støpt i løpet av flere helger før selve trekkeoperasjonen ble utført. Også dette arbeidet måtte utføres om natten med strømstans på begge spor. Det ble boret ialt 10 grupper med 34 stålkjernepeler. 20 av disse var permanente peler som utgjorde brufundamentet. De resterende var kun midlertidige peler som var beregnet til understøttelse for stålbjelkene som brua skulle bli trukket på.

Utførelsen må karakteriseres som vanskelig. Stålkjernepelene skulle plasseres mellom spor og sviller, og arbeidet ble utført inntil kjøreledningene for jernbanen. I tillegg måtte det utføres nøyaktig innmåling og utsetting av pelepunktene som senere skulle danne oppleggspunkt for brua. Bruplata ble støpt ut med forutsetning om lik høyde ved alle oppleggspunkt, eventuelt alle oppleggspunkt i samme plan. Dybden på borhull ble derfor nøyaktig innmålt og pelelengder tilpasset før stålkjernene ble satt ned i foringsrørene.

Utførelsen av platetrekkingen var fastsatt til helga 27.-29. november 1992. I løpet av dette tidsrommet skulle sporene kappes, banelegemet løftes til side og 900 m^3 masse fjernes. Deretter måtte betongplata trekkes på plass og sporene reetableres. Dette skulle utføres mens det skulle opprettholdes drift på ett spor i hele helga, med unntak av tiden mellom lørdag kl 23 til søndag kl 1030. Det var en svært krevende og tidskritisk arbeidsprosess.



Figur 4. Platetrekking

Østfoldbanen har dobbeltspor på kryssområdet. På sporet Oslo-Ski var det dessuten en dobbelt kryssveksel. Denne kryssvekselen fører togene fra Østfoldbanen til godsterminalen på Alnabru og er et nøkkelpunkt for godstrafikken i Oslo.

Arbeidene med å fjerne skinnene begynte natt til lørdag. Da fjernet entreprenøren skinnene på sporet Oslo-Ski, inklusiv kryssveksel. Det ble deretter lastet ut så mye løsmasse som var forsvarlig inn mot spor Ski-Oslo, og forøvrig så dypt som nødvendig for å kunne plassere bjelkene som brua skulle trekkes på. De ytterste tre oppleggs-punktene ble dermed gravet fri og finjustering av høyden samt etablering av pelehode og oppleggsflate kunne utføres.

Lørdag kveld kl 23 ble så sporene Ski-Oslo kappet. Etter at spor og sviller var fjernet, ble ytterligere 400 m^3 løsmasse gravd bort for å frigjøre de resterende pelegrupper samt å fjerne tilstrekkelig med masser slik at trekkingen kunne gjennomføres. Massene ble midlertidig skjøvet ned i byggegropa for betongtunnelen for å spare tid. Det ble benyttet 2 hjullastere og to gravemaskiner til dette arbeidet. I tillegg hadde entreprenøren en hjullaster og en gravemaskin med pigg i beredskap.

For å hindre tvangskrefter i bruplata ble høyden på pelehodene justert slik at det ble etablert et plan for alle oppleggspunktene. Selv om dybden på hvert borhull var nøyaktig innmålt og pelene kappet etter mål før de ble satt i foringsrøret, var det nødvendig med

justeringer inntil 3 cm på enkelte peler. Høydejustering ble utført innenfor millimeters nøyaktighet ved hjelp av skims.

Utgående løp på Mosseveien var stengt i anledning platetrekkingen. Her var det stilt opp en mobilkran som løftet de to store HE 1000B stålbjelkene på plass. På disse bjelkene skulle den 800 tonn store plata trekkes. Stålbjelkene ble så avstivet med AZ stag og stålbjelker. På toppen av bjelkene ble det anbrakt et glidemiddel av teflon. Ved enden av plata ble det montert hulljekker for fremtrekk av plata.

Før trekkingen tok til ble betongplata løftet opp ved hjelp av 25 enerpac-jekker og videre trukket på plass ved hjelp av 6 stk. hulljekker og dyvidagstag. Hulljekkene hadde en staglengde på 40 cm som det tok 30 sekunder å trekke. Dyvidagstagene var forankret i sledemeier som gled på et teflonbelegg på føringsbjelkene. Hele trekkeprosessen tok 1 time og 45 minutter.

Avstivning av byggegropa var fra konsulentens side tenkt utført med bjelkestengsel. Det var planlagt å bore ned stålrør samtidig med stålkjernepelene. På stålrørene skulle det sveises på T-profiler som skulle holde trevirket i bjelkestengselset på plass. Dette kom ikke til utførelse. I stedet klarte entreprenøren å ramme spunt på halve strekningen, mens resten ble avstivet med stålkjernepeler og påsveiste stålplater. Under trekkeprosessen ble det delvis benyttet åpen utgravning for å spare tid. Bjelkestengselet ble utført senere i forbindelse med utgraving under betongplata.

For å oppta horisontalkrefter fra brua samt avsstive spunten i overkant, ble det fylt igjen med jordfuktig betong mellom betongplata og spunten.

Deretter kunne NSB begynne å reetablere sporet Ski-Oslo. Dette arbeiet ble utført tidsnok til det første utenlandstoget kom kl 1030.

ALTERNATIV TEKNISK LØSNING

Det var under prosjekteringen fremkommet en alternativ teknisk løsning. Alternativet gikk i korte trekk ut på å presse stålrør under jernbanen fra byggegropa under de provisoriske bruene for Mosseveien. Rørene skulle fundamenteres på hver side av banen slik at trafikken kunne gå uhindret under hele anleggsarbeidet.

Stålrørene skulle fylles med armering og betong og fungere som en permanent bru for Østfoldbanen.

Alternativet ble forkastet da NSB ikke ønsket for deformasjoner på banelegemet.

PROSJEKTERING OG KONTROLL

Den geotekniske prosjekteringen ble utført i henhold til Norsk Standard NS 3480 - Geoteknisk prosjektering. I NS 3480 deles prosjektene inn i tre ulike prosjektklasser avhengig av prosjektets vanskelighetsgrad og skadekonsekvens. Betongtunnelen på E6 Ekeberg - Sørenga er definert til å ligge i prosjektklasse 2, basert på stor skadekonsekvens og middels vanskelighet.

Prosjektet ble fra de prosjekterendes side utført med utstrakt bruk av DAK. Spesielt ved kryssingen under Østfoldbanen var det snakk om små marginer og da var DAK et nyttig verktøy.

ViaNova utarbedet geometriplaner som ble overført ved hjelp av BBS til de andre aktørene i prosjektet. Aas-Jakobsen benyttet så dette grunnlaget til å utarbeide konstruksjonstegninger. Alle deres arbeider ble lagt på egne lag for dokumentasjon og ansvarsfordeling.

GeoVita benyttet geometrigrunnlaget til å utarbeide borplaner og til å rapportere resultatene fra grunnundersøkelsene. Vi utarbeidet undergrunnskart med alle eksisterende boringer i området sammen med de nye boringene. Disse digitale dataene ble overført til våre samarbeidspartnere som benyttet opplysningene om fjell og løsmasser i prosjekteringen. Dette dannet et godt grunnlag for å unngå feil prosjekteringen.

ANDRE GEOTEKNISKE PROBLEMSTILLINGER PÅ ANLEGGET

Betongtunnelen er bygget i en avstivet byggegrop. Byggegropa er sikret med ca 3400 m^2 stålspunt som er bakforankret i fjell. Både betongtunnel og betongtrau er fundamentert på peler/pillarer til fjell. Det har gått med ca 2000 m betongpeler, 850 m stålkjernepeler, 100 m sjaktede pillarer og 15 m forskalede pillarer.

Byggegropa ble utført som en tett spuntkasse på grunn av nærhet til sjøen og fare for oversvømmelse. Det viste seg å være påkrevet. En springflo fylte en nærliggende grøft med vann under anleggsarbeidene.

Spuntjobben på anlegget må betegnes som vanskelig da spuntrammingen skjedde på tvers av spor og under kontaktledninger for togene. Arbeidene gikk sakte fremover og tok lengre tid enn forventet.

Fra Østfoldbanen og videre utover Sørenga krysset betongtunnelen 15 oppstillingsspor og et godsspor. For å kunne opprettholde trafikken og aktiviteten for NSB ble det anlagt 6 midlertidige jernbanebruer. Disse ble fundamentert på betongpeler/stålkjernepeler til fjell. Det var små marginer mellom betongtunnelen og fundamentene for jernbanebruene.