redaksjon:
Kai Nielsen
Bård Bakkejord
Arne S. Simonsen
Knut R. Berg

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK
GEOTEKNIKK

Fjellsprengningsteknikk – Bergmekanikk – Geoteknikk

1990

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK
GEOTEKNIKK
1990

TAPIR FORLAG

© FORFATTERNE, 1990

Trykk: Tapir Trykkeri
Bind: Sandnes Bokbinderi A/S
Omslag: Leif Gaustad
Forsidebilde: Per Palle Storms "Bergmannen" på Løkken Verk, tegnet av Eldar Olderøyen

ISBN 82-519-1054-4
ISSN 0802-8028

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN
22. november 1990
Arrangør: Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

BERGMEKANIKKDAGEN
23. november 1990
Arrangør: Norsk Bergmekanikkgruppe

GEOTEKNIKKDAGEN
23. november 1990
Arrangør: Norsk Geoteknisk Forening

Hovedarrangør:
Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

FORORD

Årets arrangement er det 28. i rekken. Som ved tidligere arrangement er emnene hentet fra en rekke områder som faller inn under interesseområdet til Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF), Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) og Norsk Geoteknisk Forening (NGF).

Boken inneholder referat fra foredrag holdt på Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikk- og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 22. og 23. november 1990.

Programmet for årets konferanser er fastlagt og godkjent av styrene i de respektive foreninger.

Hovedarrangøren, Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, vil igjen benytte anledningen til å takke alle medvirkende forfattere for den innsatsen som er nedlagt ved utarbeidelse av forelesninger og referater. Forfatterne har det hele og fulle ansvar for foredragenes innhold, ortografi og billedmateriale.

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

Arne S. Simonsen *Knut R. Berg*

DEL I: FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN

		Antall sider
0.	Sivilingeniør Nils Borge-Romslo, formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk ÅPNING	2
1.	Prosjektdirektør Nils Schwartz NUUK KRAFTVERK GRØNLAND	8
2.	Sivilingeniør Bjørn Finborud BRUK AV UNDERGRUNNEN I HONG KONG	9
3.	Overingeniør Niels Findahl DET NYE INTERNKONTROLLSYSTEMET	15
4.	Sivilingeniør Reidar Kr. Bjerkan VEIDEKKES SIKKERHETSMANUAL OG INTERNKONTROLLSYSTEM	10
5.	Bergingeniør Karl Johan Eide TEKNISK/ØKONIMISK BESKRIVELSE AV NYTT ANLEGG FOR BELTETRANSPORT VED A/S OLIVIN	13
6.	Cand.scient Jan Kristiansen EN UNDERSØKELSE AV SPRENGSTOFFENES EGENSKAPER RELATERT TIL FREMKAST OG FRAGMENTERING	22
7.	Bergingeniør Oddmund Husum ANLEGGSHISTORISK KVARTER	1
8.	Avdelingsleder Trond Øiseth AVVIK I PILOTHULL FOR LANGE STIGORTER	7
9.	Bergingeniør Erik Ludvigsen BRUK AV BORRØR FOR REDUSERT BORHULLSAVVIK	3
10.	Anleggssjef Bengt Drageset ERFARINGER MED DATASTYRT TUNNELRIGG	9
11.	Sjefingeniør Gunnar Brox OVERFLATEKVALITET OG FALLTAP. OPPGJØRSREGLER FOR TUNNELARBEIDER	15
12.	Sivilingeniør Geir Bertelsen KARMØY-KÅRSTØ TUNNELENE - ETTERENSK SIKRINGSØKONOMI/KVALITET	7
13.	Sivilingeniør Aud Røsbjørgen ERFARINGER FRA TUNELL DREVET OPPOVER MED STIGNING 1:5	4
14.	Sivilingeniør Gunnar Asting I.V.A.R SENTRALRENSEANELG NORD JÆREN	19
15.	Sivilingeniør Per Anton Brandtzæg KNARRDALSTRAND RENSEANLEGG, SKIEN/PORSGRUNN	21
16.	Dr.ing. Alf Thidemann MERÅKERANLEGGENE. VUDERING AV FULLPROFIL OG KONVENSJONELL DRIFT	12

17. Sivilingeniør Erik Dahl Johansen
ERFARINGER MED NYE ROBBINS HP-MASKINER VED SVARTISANLEGGENE 15

18. Dr.ing. Gunder Homstvedt
FULLPROFILBORING MED MINIMASKIN. ERFARINGER FRA BORING AV EN 65 M OPPOVERRETTET SJAKT MED 1.2 M DIAMETER 6

19. Sivilingeniør Lars Skålnes
OPPRØMMING AV 1 M DIAMETER TUNNELER MED FALL 20% OG UTSLAG UNDER VANN PÅ 60 M DYP 12

20. Prosjektsjef Kjell Ottar Berge
GRANFOSSLINJEN. PROSJEKT OG ERFARINGER 7

DEL II:
BERGMEKANIKK/GOTEKNIKK

FELLESSESJON

21. Bergingeniør Knut Garshol
TUNNELPÅHUGG - NYE UTFORDRINGER 11

22. Sivilingeniør Erik Strøm
"HENRIK IBSENSRINGEN ØST - STABILITET AV LØSMASSETUNNEL I OSLO SENTRUM" 12

23. Dr.ing. Bjørn Nilsen
STABILITETSPROBLEMER OG UKONVESJONELL SIKRING VED TELLNES DAGBRUDD 20

24. Sivilingeniør Walter Hoffman
FORSPENNING/FORANKRING AV BYGG PÅ GRØNLANDS TORG 9

25. Ingeniørgeolog Werner Stefanussen
BRUK AV FANGVOLD SOM RASSIKRING. ERFARINGER FRA STØREN 6

26. Sivilingeniør Kjell Karlsrud
GEOTEKNISKE PROBLEMSTILLINGER I FORBINDELSE MED T-BANEUTBYGGING I TAIPEI 25

BERGMEKANIKK

27. Sivilingeniør Bård Bakkejord
FORMANNENS 10 MINUTTER 1

28. Sivilingeniør Per Magnus Johansen
INTERNASJONALT SYMPOSIUM - LOEN 1990 2

29. Sivilingeniør Brede Nermoen
EKSPERIMENTELT FASTLAGTE RYSTELSESGRENSER. ERFARINGER FRA RENSEANLEGG I TRONDHEIM 10

30. Cand.real. Fredrik Løseth
INGENIØRGEOLOGI, UTSPRENGNING OG SIKRING VED SVARTISEN KRAFTVERK 13

31. Fagsjef Øystein Stormo
GASSLAGRING I FOREDE BERGROM. ERFARINGER FRA FORSØKSANLEGG I GRANGESBERG 10

32. Førsteamanuensis Ole Bernt Lile
MÅLINGER AV RESISTIVITET PÅ SJØBUNNEN FOR UNDERSØKELSER AV SVAKHETSSONER 12

33. Bergingeniør Anders Heltzen
BERGROMSMODELLER, SIKRING AV STORE BERGROM MED KABELBOLTER 7

34. Sivilingeniør Jan Anton Rygh
OL ISHALL I FJELL MED 60 M SPENNVIDDE - STATUS 9

35. Sivilingeniør Per Bollingmo
OL ISHALL I FJELL MED 60 M SPENNVIDDE - GEOUNDERSØKELSER 9

36. Dr. Nick Barton
OL ISHALL I FJELL MED 60 M SPENNVIDDE - BERGMEKANISK UNDERSØKELSER 21

37. Overingeniør Hans Petter Thorsteinsen
SISTE ÅR UTVIKLING INNEN STÅLFIBERARMERT SPRØYTEBETONG I NORGE 8

GEOTEKNIKK

38. Sivilingeniør Arne S. Simonsen
FORMANNENS 10 MINUTTTER 1

39. Professor Lars Grande
PROFESSOR NILMAR JANBU'S SENTRALE AKTIVITETER OG MERKESTEINER 18

40. Professor Nilmar Janbu
FREMTIDENS GEOTEKNISKE UTFORDRINGER 22

41. Sivilingeniør Rolf Chr. Vold
NGF'S VIRKSOMHET I 40 ÅR 12

Åpning av Fjellsprengningskonferansen
v/formannen i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
siv.ing. Nils Borge-Romslo

Ærede forsamling

På vegne av styret i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF), er det en glede å kunne ønske velkommen til den 28. Fjellsprengningskonferansen. Jeg retter en spesiell velkomst til foreningens æresmedlemmer og til våre utenlandske deltagere.

Vår programkommite har presentert et program for årets konferanse som avspeiler vår innsats på anleggsområdet både innenfor og utenom rikets grenser.

Videre er ny teknologi og generell nyutvikling innpasset i programmet. Jeg tror derfor at programmet også i år skulle være av stor interesse for de fleste av deltakerne på konferansen.

Jeg takker programkommiteen for sin innsats, og samtidig retter jeg en takk til våre foredragsholdere som velvillig påtar seg å utarbeide sine presentasjoner i tillegg til en travel hverdag.

NFF's styre har i inneværende år opprettholdt det aktivitetsnivå som vi har lagt oss på i de senere år.

Utenom flaggskipet vårt, Fjellsprengningskonferansen, er ambisjonsnivået å avikle noen medlemsmøter samt en temadag hvert år. Dette for å knytte våre medlemmer bedre til NFF og samtidig styrke og ta vare på det unike miljø som vår anleggsvirksomhet representerer.

I 1990 har vi således avviklet 3 medlemsmøter her i Oslo, alle med meget god oppslutning.Temaene har vært:"Vibrasjoner fra sprengningsarbeider", "Avregning av sikringsarbeider", og "Kvalitetssikring i praksis".
For vinteren 1991 har vi planlagt medlemsmøter i januar og mars hvor temaene vil være henholdsvis "Granfosslinjen" og "Erfaringer med nye metoder for nøyaktig boring".I tillegg akter vi utpå vårparten å arrangere en temadag om EF-tilpasning.

Informasjon om disse arrangement har vi presentert i en egen folder som sendes til våre medlemmer.I tillegg sender NFF's styre fra tid til annen ut enkle informasjonsskriv hvor våre aktiviteter omtales.

NFF's styre ønsker i fremtiden å rette blikket mer mot utlandet uten å glemme hjemlandet eller å unnlate å opprettholde det nivå av medlemskontakt som vi har lagt oss på i de senere år.Men med et sviktende innenlandsmarked, er det nødvendig å være på banen med det som skjer i våre naboland eller i mer fjerne strøk.

Vi er oppmerksom på at skal vi kunne gjøre oss gjeldende ute, må vi også kunne dokumentere og underbygge våre ferdigheter.Dette har vel kanskje ikke vært vår sterkeste side tidligere, og det har kanskje heller ikke vært så påkrevet når en har operert i et lite, oversiktlig land hvor de fleste vet om hverandre.

NFF's styre tok allerede i 1988 initiativet til å opprette en kommite som skulle se nærmere på forvaltning, drift og vedlikehold av fjellanlegg.Det er derfor gledelig at dette nå følges opp med et eget prosjekt under NTNF som nettopp vil arbeide med dette viktige saksområdet.
Vi har knyttet kontakt med dette prosjektet og bør ha store forventninger til det videre arbeidet.

Jeg vil i samme nu også nevne den store betydning det igangværende prosjektet om dokumentasjon og kunnskapsoverføring av norsk erfaringsmateriale på vannkraftsektoren, kan få å si.Dette prosjektet blir en dokumentasjon på ialt 17 hefter og tar for seg alle aspekter som er knyttet til vannkraftutbygging.De første heftene kommer i år, og hele serien er avsluttet i 1992.Her vil vi få en dokumentasjon som er egnet både til undervisningsformål, markedsføring og ved innsats i utviklingslandene.

Men skal vi satse på fremtiden,gjelder det at vårt fundament fra fortiden er solid.Vi har sagt at vi i NFF vil føre det beste i rallartradisjonen videre, og det bør være mere i dette utsagn enn ren festtale.
Det er derfor gledelig at NFF i 1990 er blitt knyttet til et prosjekt som undersøker muligheten av å få reist et Norsk Fjellsprengningsteknisk Museum på Hunderfossen.Vi har møtt stor velvilje hos Veidirektoratet som nå bygger sitt Veimuseum på stedet.Med de aktiviteter som nå etterhvert knyttes til området, den sentrale beliggenhet i landet området har og selvsagt mediafokusering på OL-94 både i fortid og ettertid, gjør at skal vi reise et slikt museum, er stedsvalget meget gunstig.Vi arbeider aktivt med dette prosjektet og håper vi skal lykkes i våre bestrebelser.

Vår kommite for utenlandsvirksomhet,ITA-kommiteen, har kommet ut med sin publikasjon nr.7 og ny publikasjon er på beddingen.Dette er også glimrende markedsføringsdokumenter ved utenlands innsats, og føyer seg inn i arbeidet med å underbygge og dokumentere det vi utfører.

Jeg mener derfor med det jeg har fremført å ha dokumentert at NFF er " still going strong" og fullt rustet til stor innsats i årene fremover.
Jeg ønsker alle vel møtt til en hyggelig og utbytterik konferanse og erklærer hermed den 28. Fjellsprengningskonferanse for åpnet i det jeg gir ordet til dagens møteleder, direktør Kai Sørbråten.

Lykke til!

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1990

NUUK VANNKRAFTANLEGG I GRØNLAND

NUUK HYDROPOWERPLANT IN GREENLAND

Nils Schwartz, Direktør, Selmer-Furuholmen Anlegg a.s

SAMMENDRAG

Anbudskonkurranse om et BOT vannkraftprosjekt i Grønland i et samarbeid mellom leverandører og entreprenører.
Prosjektet til en verdi av DKK 8-900 mill inkluderer en 15-års driftsavtale.

SUMMARY

Bidding for a BOT hydroelectric project in Greenland, a cooperation among suppliers and contractors.
The project at a value of approx. USD 150 mill also includes a 15 years contract for operation and maintenance.

GENERELT

1. Grønland, verdens største øy som strekker seg over 23 breddegrader, har verdens nest største isdekke på 1.800.000 km2. Kun isskjoldet i Antarktis er større.
Den isfrie flaten er like stor som hele Norge, men her bor kun 55.000 innbyggere spredt på mange mindre byer og bygder, hvorav hovedstaden Nuuk (Godthåb) er størst med sine 14.000 innbyggere.

Hele Grønland har arktisk klima, dvs. at middeltemperaturen er under +10° selv den varmeste måneden. Behovet for oppvarming er derfor absolutt tilstede.

Grønland styres i dag av et Hjemmestyre (regjering) og Landstinget (parlament) som samarbeider med statlige myndigheter i Danmark på mange felter.

All elektrisk kraft produseres ved hjelp av dieselaggregater, noe avfallsbrenning og to mikro-vannkraftverk på henholdsvis 27 kW og 15 kW.

Produksjonen av elektrisitet i dieselkraftverkene medfører en stor økonomisk belastning på samfunnet. Med en oljepris på 20 USD/fat produseres kraften for DKK 1,10/kWh og selges til forbruker for DKK 2,10/kWh. Behovet for elektrisk kraft har økt i de senere år i de fleste byene.

En stor del av næringsgrunnlaget er fiske, men det er et utbredt ønske om å skape også andre næringer. Til dette må det skaffes tilstrekkelig energi til levelige priser.

Grønlands Tekniske Organisasjon har derfor i mange år utført store undersøkelser og beregninger av landets egne vannressurser og funnet at det kan bygges vannkraftverker mange steder, men at avtaksgrunnlaget er for lite til å kunne investere i en større utbygging.

Nuuk Kraftanlegg

I desember 1988 kom vi under vær med at et fremstøt overfor de grønlandske energimyndigheter med hensyn til å tilby å designe, finansiere, bygge og drive et kraftverk i Buksefjord, som skulle forsyne Nuuk by med energi, ville bli seriøst behandlet.

En henvendelse til

Aker Entreprenør
Atcon
Betonmast
EB Energi
EB Kraftgenerering
Kværner Eureka
Norconsult International
Selmer-Furuholmen Anlegg

med forslag om å samarbeide om et slikt prosjekt ble meget positivt mottatt, og firmaene etablerte en prosjektgruppe som skulle revidere et eksisterende prosjekt-forslag og fremkomme med et pristilbud på "No cure - no pay" basis. Gruppen av bedrifter kalte seg Nuuk-Kraft.

Allerede i april 1989 ble BOT-prosjektet (Build-Operate-Transfer) og tilbudet presentert for lokale myndigheter i Nuuk og godt mottatt. Dette skapte selvfølgelig en stor debatt som tilsist endte i Landstinget (parlamentet) som vedtok at prosjektet skulle utlyses på anbud.

Kanskje ikke så rart, prosjektet til en verdi av 1 milliard DKK tilsvarer for Grønland det samme som 200 Hurum flyplasser for Norge, eller 30 Storebelt broer for Danmark.

Fire grupper av bedrifter ble prekvalifisert til å utarbeide design, skaffe finansiering, bygge og drive kraftanlegget i en årrekke og få betalt gjennom strømproduksjonen, dvs. et rent BOT-prosjekt.

J. De tre gruppene i tillegg til Nuuk-Kraft var:

1. KANG KRAFT som besto av:
   Høygaard & Schultz A/S
   Monberg & Thorsen A/S
   A/S Veidekke
   Hafslund Engineering A/S

2. H.HOFFMANN & SØNNER A/S som besto av:
   H.Hoffmann & Sønner A/S
   H.Eeg-Henriksen A/S
   Siemens A/S
   Norsk Hydro A/S

3. ARMTON KONSORTIET som besto av:
   Armton A/S
   NCC AB
   NCC A/S
   Spie Batignolles

Med slike skarpskodde og dyktige konkurrenter måtte dette bli en hard anbudsrunde.

Kraftverket som ligger i bunnen av Buksefjord, litt sør for Nuuk og på samme breddegrad som Steinkjer, skal utnytte fallet mellom innsjøen Kang, 249 m over havet og Buksefjorden.

Vannet må ledes i en 12 km lang tilløpstunnel og trykktunnel eller sjakt ned til kraftstasjonen som ligger inne i fjellet. To eventuelt tre bekker kan tas inn i tilløpstunnelen.

Det må drives en 600 m lang adkomsttunnel og en 1100 m lang avløpstunnel.
I tillegg blir det en svingesjakt og en lukesjakt.

Transmisjonslinjen må krysse Ameralik (Lysefjorden) og setter rekord som lengste fjordspenn i verden med ca. 5.200 meter.

Området består hovedsaklig av den såkalte Nuuk-gneis, en kvarts-feldtspatrik bergart med et kvartsinnhold på 27 - 46 %. Uregelmessige legeringer av Gabbro i forskjellige størrelser er påtruffet innesluttet i gneisen.
Bergmassene er enkelte steder gjennomskåret av sammenhengende, tildels mektige diabasganger. Fjellmassene er også gjennomskåret av endel markante knusningssoner. Hovedbergarten er bedømt til å være massiv og lite oppsprukket.

De temperaturmålinger som er gjort antas middelårstemperaturen ved Buksefjorden å være + 1,7° med høyeste temperatur i juli ca. + 11° og laveste i mars - 6°.

Ved innsjøen Kang er temperaturen antatt å være 2° lavere.

Det er grunn til å tro at det ikke forekommer permafrost i området, men det kan ikke utelukkes at det opptrer frostfenomen i jorden.

Området har kun 300 mm årlig nedbør.

Vi regner med at Buksefjorden er islagt fra oktober/november til mai. Dette setter selvfølgelig store krav til planleggingen ettersom det ikke er landevei til anlegget.

Fra alle gruppene ble det nedlagt et stort arbeide og tilsvarende store kostnader. Jeg antar at hvert av tilbudene kostet 5 - 10 mill NOK.

Anbudsarbeidet ble svært krevende og spente over mange felt, elektro, mekanisk, bygningsmessig, juridisk og finansielt.

Et slikt samarbeide mellom ulike disipliner var interessant for alle. Vi dannet arbeidsgrupper som tok for seg de forskjellige områdene og leverte innstillinger til prosjektledelsen. Fordi hvert enkelt av firmanene ble deleiere i bedriften Nuuk-Kraft, måtte også bedriftsledelse og konsernledelse bli involvert i den finansielle og juridiske delen. Mange kostnadsbesparende ideer ble klekket ut, selv om ikke alle kunne benyttes pga. byggherrebestemte begrensninger.

Våre tekniske løsninger ble:

./. • Kraftstasjon i fjell
./. • Tilløpstunnel med trykktunnel
./. • 2 stk. 15 MW turbiner
• 2 stk. 15 MW generatorer
• 3 stk. trafoer
• SF_6 koblingsanlegg i fjell
• Portalbygg
• 56 km 132 kV overføringslinje
• 2 stk. hovedtrafoer i Nuuk

Alt elektrisk ustyr ligger over høyeste vannstand i Buksefjorden for å unngå at en mulig oversvømmelse kan ødelegge utstyret. I kontrakten har byggherren forlangt å få betalt for ev. oppstart av dieselkraftverket ved stopp i vannkraftverket.
I økonomisk henseende ville en stopp være svært tyngende.

Dette anlegget ville produserer 125 GWh pr. år kun med avrenningen fra Kang.

Vår gruppe engasjerte Orkla Finans (International) for å bistå med å frembringe en finansieringsløsning samt at advokatfirmaet Simonsen & Musæus ble engasjert for blant annet å utarbeide et revidert kontraktsforslag, samarbeids- og selskapsavtalen.

Jeg antar at de fleste gruppene fort innså at finansieringen av et kraftanlegg i Grønland ikke var det enkleste å spørre banker og finansinstitusjoner om. Vi fikk vite at det var noe som het Grønlandsrisiko. Gruppene gikk naturligvis nok i de samme banker og finansinstitusjoner, noe som medførte at vi ikke helt ble tatt på alvor.

Noen få dager før anbudsfristens utløp kom vår finansiering på plass, både med garantier og penger nok til å finansiere hele kraftverket.

18. desember 1989 ble anbudene levert, og alle gikk spent og ventet på en avgjørelse.

I januar i år startet de første oppklaringsmøter med byggherren. Dette førte til hektiske arbeidsdager, for svarfristen var svært kort og spørsmålene var mange.

Utover våren falt to grupper ut av konkurransen og tilbake sto Armtonkonsortiet og Nuuk-Kraft. De tildels utfordrende forhandlingene med byggherren fortsatte. Byggherren hadde også engasjert norsk ekspertise i sitt forhandlingsteam, noe som selvfølgelig ikke gjorde det enklere for anbyderne.

En tid gikk det også rykter om at Hjemmestyret hadde bestemt seg for ikke å bygge ut vannkraftverket, noe som førte til frustrasjon blant alle oss som jobbet dag og natt med prosjektet. Men forhandlingene fortsatte, nå med et endret opplegg. Byggherren selv skulle være låntaker og eier av kraftanlegget. Utbyggeren skulle få betalt i løpet av byggetiden, men måtte påta seg å drive kraftanlegget i 15 år, egentlig en 15-års garanti.

Vår gruppe hadde innledet et samarbeide med Bergenshalvøens kommunale kraftselskap (BKK) om driften av kraftverket. BKK ble derfor brukt som konsulent for å skape et brukervennlig og godt produkt.

Under forhandlingene ble vi stadig stilt overfor endrede forutsetninger og nye krav. Byggherren hadde et profesjonelt forhandlingsutvalg som gjorde en god jobb for sine oppdragsgivere!

De tekniske krav med revisjon av priser er utfordringer vi lett håndterer, verre var det da forhandlingene om de finansielle spørsmål startet. Da var det nok endel som "falt av ved Nesodden". Men interessant var det. Byggherren hadde også her dyktige rådgivere som presset både garantiprovisjoner og utlånsrenter. En av disse skal hjelpe meg neste gang jeg skal låne penger.

Fordi byggherren sammenlignet anbudene på basis av "evaluerte" priser og holdt oss hele tiden i det uvisse, inkluderte vi en oppdemning av innsjøen, noe vi hadde indikert i vårt tilbud, samt at vi inkluderte to kortere overføringstunneler for å ta inn

ytterligere nedslagsfelt. Reservoaret vil med dette inneholde 6-års forbruk.
En større avrenning samt økt fall ville øke produksjonen til ca. 200 GWh pr. år noe som ga en lavere kWh-pris. Dette medførte også at turbiner og generatorer måtte redesignes. Denne årsproduksjonen er langt mer enn Nuuk by kan forbruke pr. i dag, men vil danne grunnlag for industriutvikling i Nuuk. Vår gruppe har bl.a. foreslått å bygge og drive et drivhus for grønnsaker.

Et av de store konkurranseparametrene var hvor stor andel lokale varer og tjenester vi ville benytte. Etter 120 års gruvedrift ble landets eneste gruve stengt i vår med påfølgende arbeidsledighet, og det var svært viktig for Hjemmestyret at vi kunne tilby arbeide for et antall personer.

./. Siden har vi med grønlandsk og norsk arbeidskraft bygget opp en brakkeleir med til dels egenproduserte brakker med all nødvendig infrastruktur for 150 personer, reist verksteder, lagre og kontorer, bygget 10 km vei og drevet ca. 4-500 m adkomsttunnel.

Første salve i adkomsttunnelen ble avfyrt av Statsminister Jonathan Motzfeldt 5. september. Kraftverket skal stå ferdig 1. oktober 1993.

Endelig, den 17. mai i år fikk vi et Letter of Intent fra Grønlands Hjemmestyre om at vi hadde fått kontrakten og at vi kunne starte forberedelsene, en melding som ikke reduserte feiringen av Norges nasjonaldag.
Dette ga oss grunnlag til å planlegge oppstarten av et kjærkomment anlegg og allerede 18. juni gikk vi i land i Buksefjorden med de første maskiner og mannskap. Våre folk måtte bo i telt og i båter.

Vi har, og står fortsatt overfor endel krav som er uvante for oss i Norge. Råstofforvaltningen for Grønland er konsesjonsgiver og har pålagt oss strenge krav med hensyn til miljø og naturvern. Våre ansatte får ikke fiske eller drive jakt i området. Vi har måttet søke om å få kjøre i terrenget og disse kjøreløypene har vi måttet merke opp i marken. Blant annet skal alle veier og tipper godkjennes av norsk landskapsarkitekt.

Byggherren har krevd å få godkjenne hovedprosjekt, et ord som ganske mange etterhvert har blitt godt kjent med. Hovedprosjekt betyr at det må fremlegges detaljerte planer og beregninger samt prosjektgransking og kontrollplaner. Dette er meget arbeidskrevende, men det er også betryggende for oss som leverandører av

prosjektet ettersom vi skal leve med anlegget i 15 år etter driftstart.

Nuuk-Kraft skal med hjelp fra BKK drive og vedlikeholde anlegget. BKK vil stille med driftspersonale allerede under montasjen av turbiner og generatorer og skal lære opp grønlandsk driftspersonell slik at de kan overta driften. Den norske andelen skal etterhvert trappes ned og den grønlandske andelen økes tilsvarende.

Deltakerne i Nuuk-Kraft ser på prosjektet som svært interessant. Er det mulig å levere komplette kraftanlegg andre steder i verden?

Med så mange bedrifter i et samarbeidskonsortium, bedrifter som kanskje har forskjellig bedriftskultur, kan det hende at vi har gnisset endel på hverandre i blant, men jeg føler nå at vi er istand til å samarbeide som en enhet mot et felles mål.

Det er imponerende hvor mye arbeide de enkelte bedrifter har vært villig til å legge inn i prosjektet, og jeg tror at det er den enkelte medarbeiders innsats med topp støtte fra sine bedrifter som gjorde at vi til sist vant konkurransen om denne spennende jobben. Innsatsen til de som skal gjennomføre prosjektet blir neppe mindre, og når vi ser hvordan oppstarten har vært, er det ingen grunn til bekymring.

THE USE OF MAN-MADE CAVERNS IN HONG KONG

Summary of studies carried out in 1988-90

Siv.ing. Bjørn Finborud
Berdal Strømme a.s.

Siv.ing. Reidar S. Kjølberg
Berdal Strømme a.s.

SAMMENDRAG

Hong Kong Government har gått inn for en økt bruk av undergrunnen til fjellrom. Bakgrunnen er mangel på byggegrunn over terreng, og at topografi og fjellgrunn i Hong Kong synes å være godt egnet for fjellrom. Undergrunnen har hittil vært utnyttet til tunneler for vei, bane og kloakk samt tunnelbanestasjoner. Det er en viss motstand mot å flytte andre menneskelige aktiviteter under terreng, og lovgivningen har vært en hindring.

For å få en bred utredning om alle disse forhold ble det i 1988 satt i gang en studie om bruk av undergrunnen til fjellrom. Som konsulent ble valgt Ove Arup & Partners med Berdal Strømme a.s. og NGI som rådgivere for ingeniørgeologi og fjellteknikk.

Studien konkluderte at fjellrom er et økonomisk gunstig alternativ til bygging over terreng, og det ble presentert en rekke konkrete forslag til plassering og bruksområder.

SUMMARY

The paper summarizes the findings of a study on the potential uses of man-made caverns in Hong Kong. The study has been carried out by a group of consultants led by Ove Arup & Partners with specialist support from Berdal Strømme a.s. and NGI in engineering geology and cavern engineering.

It is expected that the resistance against moving human activities underground will diminish with time, and that a number of rock caverns for various uses will be constructed during the 1990s.

BACKGROUND

The Hong Kong Government's urban planning strategy for the 1990s has been set out in the document "Metroplan, The Aims", which includes an undertaking that future development will aim to meet changing social needs and expectations as far as is possible within the constraints of the resources available.

Investigation of potentially viable uses for large man-made underground spaces in rock caverns was an early Metroplan initiative, being a new response to the continuing demand for usable land, supply of which is severely limited by Hong Kong's mountainous terrain. Concern at the growth of various environmental problems has made this option still more attractive.

In order to establish the opportunities that exist for this form of development, and the constraints that would apply to it in the unique circumstances of Hong Kong, a systematic study was necessary. Metroplan determined that such a study would focus on four main issues:

1. The physical opportunities provided by Hong Kong's topography and geology in the development of unlined caverns.

2. The existence of suitable sites compatible with planning needs.

3. A likely range of viable and appropriate uses for cavern space.

4. Environmental problems and opportunities arising from cavern development.

Having first examined a range of possible applications, in 1988 Government appointed a group of consultants, led by Ove Arup & Partners, under the direction of Geotechnical Control Office to carry out a study of the potential for forming and developing space underground. Under the Terms of Reference, the local consultant was obliged to cooperate with a specialist firm in cavern engineering from Scandinavia. Berdal Strømme a.s. in cooperation with NGI was selected by Arup as cavern specialists.

The first study named SPUN (= Study on the use of space underground) was completed in late 1989. The study recommended several specific cavern projects and uses for further evaluation.

Two of these projects have in 1990 continued with feasibility study and preliminary design under the name CAPRO (= cavern projects). Ove Arup & Partners are the consultant with Berdal

Strømme a.s. as subconsultant for engineering geology and cavern engineering. One of the projects, a refuse transfer station, will probably be sent out for tender in 1991.

In general, there is in Hong Kong a certain resistance against transferring human activities underground. It is expected, however, that this resistance will be reduced when the authorities get more experience in the construction and use of caverns. More cavern projects will therefore probably follow.

To assist in the development of cavern projects, Arup/Berdal Strømme is at present also engaged by the Government in the writing of a Geoguide for Cavern Engineering.

The present paper summarizes the geology of Hong Kong and the findings of the SPUN study.

GEOLOGY

Over 80% of Hong Kong is underlain by igneous rock, either intrusive rocks of granitic composition or volcanic rocks, primarily tuff.

The granite rocks are younger than the volcanic rocks and have been intruded into the volcanic sequence in several phases. Most of the sedimentary rocks which outcrop in the New Territories, are older than the volcanic rocks.

Numerous dykes have intruded the geological sequence. They vary in thickness from a few to several hundred metres and are particularly common on the islands of Tsing Yi and Lantau.

The contact between the intrusive granitic rock and the volcanics is complex and irregular in shape. At the contact, the volcanics have been recrystallised whilst a finely crystalline margin has developed in the granites. The nature of the contact varies and in places it is known to be faulted.

The soils on the natural slopes are largely derived from decomposition of the rocks as a result of weathering and consist of weathered in situ rock or colluvium (slope-wash). The depth of colluvium and residual soil is usually less than 20-30 m, but can be more than 50 m.

Alluvium is found in the flatter valley bottoms and adjacent to the coastlines.

THE SPUN STUDY

Initially the consultants were asked to conduct a study leading to evaluations and recommendations pertinent to the following:

1. The use of caverns elsewhere in the world.

2. The extent of demand for six cavern uses proposed by Government for preliminary assessment.

3. Initial appraisal of six sites chosen by Government.

4. Preliminary layout proposals.

5. A review of existing rules and regulations in Hong Kong as they might affect cavern development.

The uses chosen for study were: container port back-up facilities in the form of a container freight station and tractor and trailer park, oil and gas storage, sewage treatment works, refuse transfer station, warehousing, and commercial and GIC (Government, Institutional and Community) space.

Factors taken into account included process design, site geology, cavern engineering, fire and safety hazard, services and utilities, associated above ground works, environmental factors, traffic impact, planning issues, and financial and economic benefits.

The study has confirmed that the development of underground space in Hong Kong is a viable alternative to conventional development above ground, and one which could confer significant environmental benefits.

Container port back-up facilities

Two schemes at a site on Tsing Yi Island were identified as fulfilling existing needs in container port operation. Both schemes have been investigated, one for a Container Freight Station (CFS)/Warehouse and the other for a Tractor and Trailer Park. The site is adjacent to an area proposed for container terminal on the east side of the island.

The CFS/Warehouse scheme would provide a total floor area of 150,000 m^2, in a room and pillar cavern arrangement. This is of comparable scale to existing above ground schemes and could serve as a fast throughput warehouse and distribution centre. With a

total excavated volume of 1.5 million m^3, the CFS/Warehouse scheme is the largest of the six considered in this study.

The Tractor and Trailer Park, some 40 m below the CFS/Warehouse, would provide parking for 1000 container vehicles in 10 parallel 30 m wide caverns. The design of the scheme has been integrated into the function of the CFS/Warehouse so as to reduce the demands of the road network.

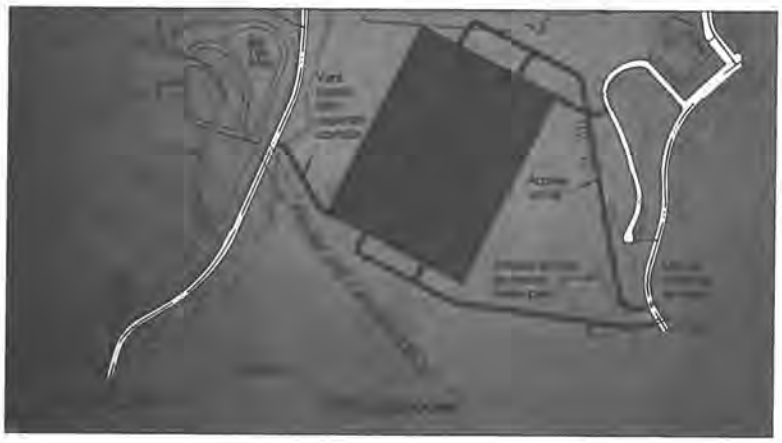


Fig. 1 Container Freight Station/Warehouse

Oil and LP gas storage

There is a suitable site for an underground storage facility on the south west corner of Tsing Yi Island, in an area designated for the relocation of oil and gas installations. The cavern scheme has been designed to meet the operational requirements of a major oil company, but its size and the configuration could readily be amended to suit other users. Diesel, heavy fuel, and LP Gas would be stored in unlined caverns, while specially lined units are proposed for jet fuel and petrol.

The environmental benefits of underground development in this instance provide a strong case for the cavern scheme, which offers a reduction in the hazards associated with the storage of toxic and flammable fuels as well as a diminution in visual impact.

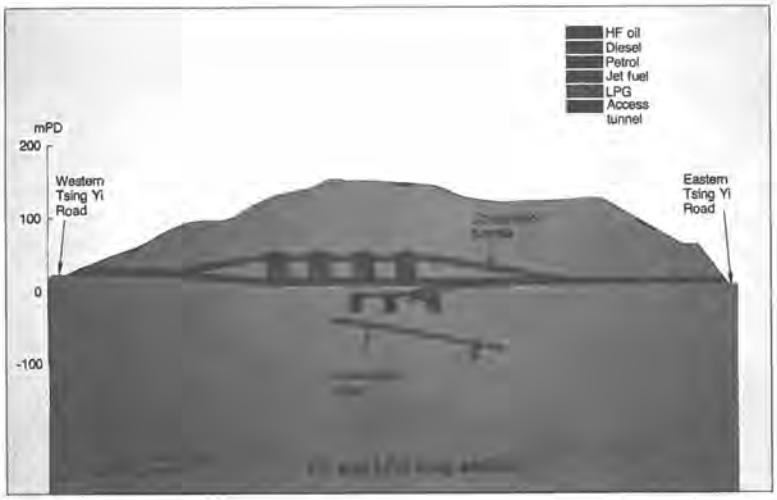


Fig. 2 Oil and LPG Gas Storage

Refuse transfer station

Refuse transfer stations receive refuse by road and process it prior to transfer to landfill sites. Such stations are an integral part of Hong Kong's waste disposal strategy and these are proposed throughout the territory in locations chosen in relation to population centres, with good communications and access to the points at which the refuse will ultimately be deposited.

A potential site under Mt Davis on Hong Kong Island is designated to process 1500 tonnes of refuse each day. The facility would be well situated in terms of highway access, and there is also the potential for marine export of the containerized waste to the landfill disposal site.

Underground sites are particularly well suited to housing refuse processing facilities to which environmental nuisances such as odours, operational noise, dust and pests are endemic. Location in a cavern would also reduce the visual intrusiveness of this essential facility.

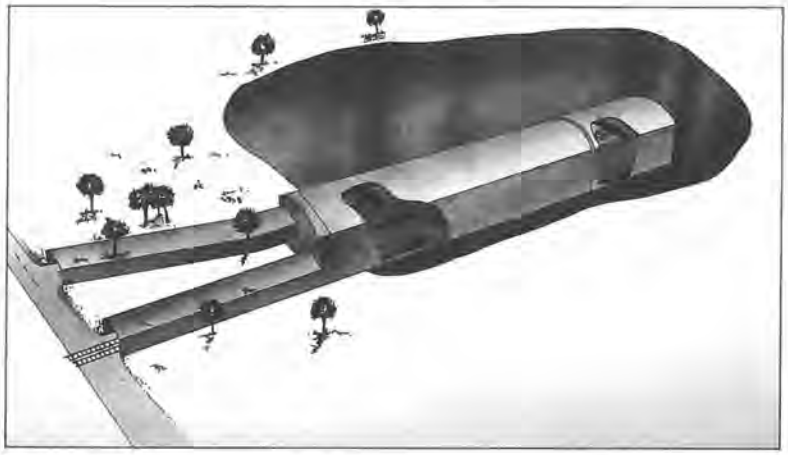


Fig. 3 Refuse Transfer Station

Sewage treatment works

The Environmental Protection Department has indicated the need for treatment works to deal with sewage from Hong Kong Island. A cavern site has been identified under Mt Davis north of the site allocated for the refuse transfer station. Part of the scheme requires some above ground works and to accommodate this a small area of reclaimed land has been included.

The cavern system would cover an area of approximately 50,000 m^2 with a total excavated volume of approximately 600,000 m^3. There are five parallel caverns each with a span of 20 m, a maximum height of 25 m and a length up to 220 m.

An underground sewage treatment works has significant environmental benefits. In its visual impact and "bad neighbour" image it is clearly less obtrusive than a traditional plant. Good ventilation will minimise the odour nuisance.

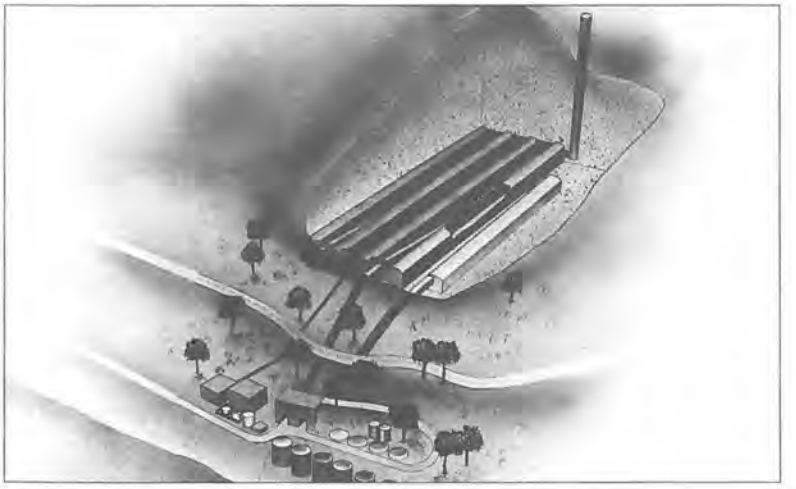


Fig. 4 Sewage Treatment Plant

Warehousing

Government has a requirement for a new storage facility to replace one at Hong Kong Island which is scheduled to close. A site considered suitable from an operational viewpoint is located under Cape Collinson. The scheme comprises four parallel caverns with a net storage area of 31,500 m^2 which is provided on two or three levels within each cavern.

Underground warehousing offers the advantage of good security and an environment easily controlled with regard to temperature and himidity. The scheme presented maximises these benefits and also has the flexibility to accommodate more specialised and demanding uses such as cold storage.

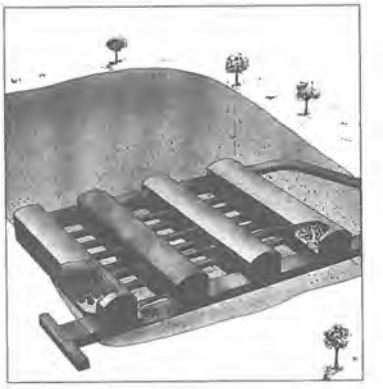


Fig. 5 Government Warehouse

Commercial and GIC

Metroplan identifies the potential for an underground development consisting of a mix of commercial and GIC (Government, Institutional and Community) facilities at Quarry Bay, which is becoming a centre of strategic development. A design brief was drawn up for 200,000 m^2 of mixed retail, restaurant and recreational floorspace. However, the concept of an attractive and viable underground commercial complex presents a paradox: namely, although underground, such a complex needs to be highly visible at street level in order to be successful. A high profile is a prerequisite and features were devised to promote it.

Inside the cavern a scheme of seven levels is planned, penetrated centrally by an atrium leading upward to an 85 m high shaft and the Braemar Hill surface with lifts, viewing restaurant, and sunlight reflector. A rich mix of likely commercial attractions would include a children's theme area, facilities for sports including swimming and skating, a library and exhibition and display space.

The cavern engineering demands of the scheme are not unusual, but particular emphasis has been given to fire engineering and safety. Means of escape, smoke extraction and fire compartmentation are major considerations. The design has also taken into account the psychological aspects of long periods underground and the need to prevent radon build-up through a suitable ventilation

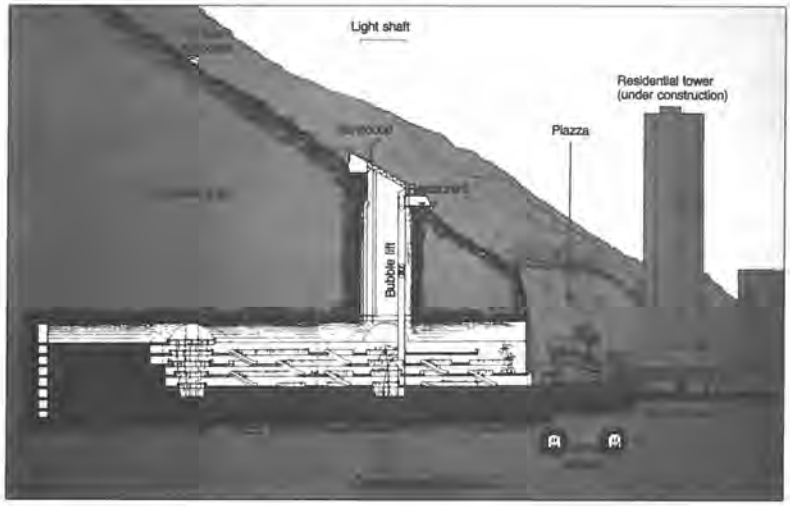


Fig. 6 Commercial/G.I.C.

INTERNKONTROLLFORSKRIFTEN

MYNDIGHETENES STRATEGI FOR INNFØRING

ORIENTERING AV O.ING. NIELS FINDAHL
DIREKTORATET FOR ARBEIDSTILSYNET

INNLEDNING

Internkontroll og internkontrollsystemer er begreper som er alminnelig debattert for tiden. Det er mange årsaker til dette, og her skal jeg trekke frem de tre viktigste, nemlig politiske, tilsynsmessige og økonomiske årsaker.

De **politiske** årsaker er nedfelt i den såkalte regjeringserklæringen fra 1982. Regjeringen Willock erklærte som sin målsetning å redusere antall offentlige lover og forskrifter, forenkle regelverket, og i stigende grad la de enkelte virksomheter selv overta ansvaret for sine handlinger. Ingen av de senere regjeringer har endret denne erklæringen, slik at det tydeligvis er tverrpolitisk enighet om den.

De **tilsynsmessige** årsakene ligger i oppfattelsen av at det er et gap mellom de krav forskriftene stiller og den virkelighet som er til stede. Gjennom en satsing på internkontroll innen den enkelte virksomhet vil gapet kunne reduseres vesentlig.

De **økonomiske** årsakene til at internkontroll er aktuelt for tiden, ligger i en klar erkjennelse av at når virksomhetene gjennom internkontroll holder bedre styr på sin egenaktivitet, vil dette gi seg utslag i reduserte omkostninger. De vil få mindre feilproduksjon, færre feilhandlinger, redusert antall skader, lavere sykefravær og lavere opplæringsomkostninger.

Spesielt de økonomiske årsakene har medført at en rekke virksomheter allerede er igang med å utvikle internkontrollsystemer for sin egen del uten at det foreligger noen plikt til å gjøre det. Dette gjelder kanskje særlig større industribedrifter, men prinsippene er like anvendelige for alle virksomheter, uansett størrelse og bransje.

LOVGRUNNLAGET

Selv om internkontroll har økonomiske fordeler for den enkelte virksomhet, har myndighetene funnet det nødvendig å legge opp til å kreve at hver enkelt virksomhet skal ha et internkontrollsystem.

Initiativet til denne utvikling ble tatt av Kommunaldepartementet (KOM) i 1986 og har etter hvert spredt seg til andre departementer, særlig Miljøverndepartementet (MD) og Forbrukerdepartementet (FD). KOM har i samarbeid med de to andre departementer fremmet en proposisjon for Odelstinget (nr. 48 1989/90) hvor de foreslår de nødvendige lovendringer i Lov om arbeidervern og arbeidsmiljø, Lov om brannfarlige varer, Lov om eksplosive varer, Lov om brannvern, Lov om forurensning og avfall og Lov om produktkontroll. Odelstinget har vedtatt KOM's forslag.

Disse lovene er bygget opp på forskjellige grunnlag. Videre har de forskjellige departementene kommet inn i denne prosessen på ulike tidspunkt. Dette har ført til en ulik formulering med hensyn til det videre arbeidet. Felles for alle lovene er at det er hjemmelsgrunnlaget som er brakt i orden, mens det ikke er sagt noe konkret om hvordan internkontroll og internkontrollsystemer skal være. Dette er det meningen å klarlegge gjennom en felles forskrift som gis av forskjellige myndigheter - avhengig av hvilken lov det dreier seg om, kfr. oversikten i fig. 1.

Det er etablert et samarbeid mellom de aktuelle departementer og tilsynsmyndigheter. Det forventes å føre til at KOM i samarbeide med MD og FD fremlegger en felles forskrift i statsråd. Forskriften ventes fastsatt gjennom kongelig resolusjon. Det er også meningen at KOM skal utarbeide en veiledning som utdyper formålet med forskriften og betydningen av de enkelte paragrafer. Det vil bli lagt vekt på at systemene skal gjøres så enkle som mulig.

Forskriften har vært under kontinuerlig bearbeiding i KOM, i samråd med forskjellige berørte parter. Som vedlegg til denne orienteringen har jeg tatt inn forskriftsforslaget slik det forelå ultimo august d.å.

DEFINISJONER

Det hersker endel meningsforskjell om hva internkontroll er og hvordan internkontrollsystemer bør utformes. Endel av denne meningsforskjellen bunner i at det legges forskjellige meninger i de sentrale begrepene. I det forskriftutkastet er det derfor tatt inn noen sentrale definisjoner i §3, og de viktigste er

- Internkontroll
- Internkontrollsystem
- Systemrevisjon

Definisjonene bygger på en felles nordisk harmonisering av begrepene (Selvig-komiteen). Det er derfor viktig at alle parter etterhvert benytter disse begrepene slik de er definert!

FORSKRIFTENS OMFANG OG IKRAFTTREDELSE

Forskriften ventes å bli gjort gjeldende for alle virksomheter som omfattes av Arbeidsmiljøloven, uansett bransje og virksomhetens størrelse. Dette betyr at det ikke kan utvikles noe bestemt system etter en fast mal. Det dreier seg om å organisere og systematisere det man holder på med. Internkontrollsystemene må skreddersyes for hver enkelt virksomhet, og ikke lages mere kompliserte enn absolutt nødvendig.

Det har vært vurdert å gjøre forskriften gjeldene for et begrenset antall virksomheter, men dette er forlatt. Formålet med forskriften (kfr. §1) gjør en avgrensning umulig.

Det er også forskjellige synspunkter m.h.t. tidspunkt for ikrafttredelse. Mange hevder at kravet om å utvikle et internkontrollsystem skal gjelde fra samme dag som forskriften blir vedtatt. Andre hevder at virksomhetene må få tid til å utvikle systemene først, slik at systemet er operativt når forskriftkravet ligger på bordet. Det har også vært foreslått at forskriften skulle tre ikraft til forskjellige tidspunkter for de ulike bransjer.

Min personlige oppfatning er at forskriften bør tre i kraft straks. Forskriften medfører endret arbeidsform for virksomhetene (policyerklæring og fokusering på linjelederansvar) og endret tilsynsform fra myndighetene. Dette er prosesser som vil ta tid, særlig fordi det dreier seg om endring av kulturer og arbeidsformer. Folk trenger tid til å omstille seg og til å arbeide innenfor de nye rammebetingelser. Utviklingen vil pågå i flere år innen hver virksomhet/bransje, og det vil ta mange år før prinsippet er etablert i alle virksomheter.

Ett år mellom vedtak og ikrafttredelse av forskriften er følgelig ikke særlig hjelp for noen. Dessuten vil mange virksomheter vente med å starte opp utviklingsarbeidet til ikrafttredelsestidspunktet nærmer seg.

STRATEGI FOR INNFØRING

I stedenfor å avgrense forskriftens virkeområde, kan det være hensiktsmessig å gjennomføre en gradvis iverksetting. Utvikling av internkontrollsystemer må skje innenfor den enkelte virksomhet. Myndighetene vil gi råd og veiledning i dette arbeidet, men det er selvsagt ikke mulig å assistere alle virksomheter samtidig. Det vil være nødvendig å gå skrittvis frem. Noen hevder at dette må være beskrevet i selve forskriften, mens andre hevder at dette bør tilsynsmyndigheten fastlegge gjennom sine årlige planer.

Utvikling av et internkontrollsystem er helt klart et arbeidsgiveransvar. Det ligger derfor naturlig an til at myndighetene må samarbeide med arbeidsgiverorganisasjonene. Men også arbeidstakerorganisasjonene må trekkes aktivt med. Det er ikke mulig å utvikle et tilfredsstillende internkontrollsystem uten at begge parter i virksomheten er engasjerte.

Det har fra næringslivets side vært uttrykt engstelse for at hver tilsynsmyndighet vil kreve sitt eget internkontrollsystem. Dette er forståelig, og det ville føre til uheldige, byråkratiske tilstander. Myndighetene har oppfattet denne problemstillingen, og har derfor etablert et aktivt samarbeide.

Det aktuelle forslag til internforskrift er et bevis på dette samarbeide. Forskriften omfatter 4 tilsynsmyndigheter fordelt på 3 departementer. Forskriften er dessuten så generelt utformet at det er plass til andre myndigheter etterhvert som utviklingen gjør det ønskelig å utvide rammene.

De første årene vil i vesentlig grad bli preget av utvikling av internkontrollsystemene. Her vil myndighetene gi råd og veiledning, samt "trykke på" for å få utviklingsarbeidet i gang. Men etterhvert vil myndighetene endre sin tilsynsform fra detaljinspeksjoner til systemrevisjoner.

I stikkords form vil myndighetenes strategi for innføring av internkontrollsystemer være:

- Avklare hovedprinsipper
- Avklare samarbeidsformer mellom myndighetene
- Skolere egne medarbeidere
- Påvirke virksomheter og bransjer til å starte opp utviklingsarbeidet
- Være rådgivere og informanter
- Gjennomføre systemrevisjoner.

ETABLERING AV INTERNKONTROLLSYSTEMER

LOV OM:	FORSKRIFTER GIS AV:
ARBEIDSMILJØ	KONGEN
BRANNFARLIGE VARER EKSPLOSIVE VARER	KOMMUNALDEPARTEMENTET
BRANNVERN	KOMMUNALDEPARTEMENTET
FORURENSNINGER OG AVFALL	FORURENSNINGMYNDIGHETEN
PRODUKTKONTROLL	KONGEN

KILDE: OT.PRP.NR. 48 (1989-90)
VEDTATT AV OT 1990.05.22.

FORSKRIFT OM INTERNKONTROLL

Fastsatt ved kgl.res. i medhold av lov nr.4 av 4.februar 1977 § 14 om arbeidervern og arbeidsmiljø, lov nr.47 av 21.mai 1971 om brannfarlige varer § 37, lov nr.39 av 14.juni 1974 om eksplosive varer § 37 og lov nr.26 av 3.april 1987 om brannvern m.v. § 4,lov nr.6 av 13.mars 1981 om forurensninger og avfall,og lov nr.79 av 11 juni 1976 om produktkontroll.

Kapittel I

INNLEDENDE BESTEMMELSER.

§ 1 FORMÅL

Denne forskrift skal fremme

- arbeidsmiljø og sikkerhet
- vern mot helse- og miljøskader fra produkter
- vern av det ytre miljø mot forurensning og en bedre behandling av avfall

ved at den som er ansvarlig for virksomheten organiserer systematiske

tiltak for å påse at myndighetenes krav overholdes

§ 2 VIRKEOMRÅDE

Denne forskrift kommer til anvendelse på

a) virksomhet som sysselsetter arbeidstaker og som omfattes av Lov nr. 4 av 4.februar 1977 om arbeidervern og arbeidsmiljø.

b) virksomhet som omfattes av

- Lov nr. 47 av 21.mai 1971 om brannfarlige varer
- Lov nr.39 av 14.juni 1974 om eksplosive varer
- Lov nr.26 av 3.april 1987 om brannvern
- Lov nr.6 av 13.mars 1981 om forurensninger og avfall (Forurensningsloven)
- Lov nr.79 av 11.juni 1976 om produktkontroll

c) Denne forskrift kommer ikke til anvendelse på virksomhet som nevnt arbeidsmiljøloven § 2 nr.3,jfr. kgl.res. av 1.juni 1979 om arbeidervern og arbeidsmiljø m.v.i forbindelse med undersøkelser etter og utnyttelse av undersjøiske petroleumsforekomster.

§ 3 DEFINISJONER I FORSKRIFTEN

INTERNKONTROLL

Å påse at krav fastsatt i eller i medhold av lov eller forskrift overholdes.

INTERNKONTROLLSYSTEM

Systematiske tiltak som skal sikre og dokumentere at aktivitetene utøves i samsvar med krav fastsatt i eller i medhold av lov eller forskrift. De systematiske tiltakene skal være beskrevet i administrative prosedyrer

KVALITETSSIKRING

Den til enhver tid gjeldene definisjon av kvalitetssikring i NS-ISO standard.

SYSTEMREVISJON

Systematisk granskning av virksomheten for å fastslå at internkontrollaktivitetene og resultatene av dem stemmer overens med internkontrollsystemet, og at de er hensiktmessige for å oppnå virksomhetens mål.

VERIFIKASJON

Undersøkelse for å få bekreftet at aktivitet, produkt eller tjeneste er i samsvar med spesifiserte krav.

SERTIFIKAT

Dokumentasjon utstedt av et sertifiseringsorgan, annet bemyndiget selskap eller offentlig myndighet som bekreftelse på at et produkt, en tjeneste eller en aktivitet er i samsvar med spesifiserte krav som er fastsatt eller forøvrig er gjeldende for utstederen.

§ 4 STRAFFEBESTEMMELSE

Overtredelse av denne forskrift håndheves som bestemt i de lover som er nevnt i § 2.

§ 5 IKRAFTTREDELSE

Denne forskrift trer i kraft 1.oktober 1991.

Det ansvarlige departement kan bestemme at plikten i § 10 til å etablere et internkontrollsystem skal gjøres gjeldene på et senere tidspunkt for bestemte typer virksomheter.

Kapittel II

ALMINNELIGE BESTEMMELSER

§ 6 TILSYNSMYNDIGHET

De offentlige etater som fører tilsyn etter de lover som nevnt i § 2 fører også tilsyn med gjennomføring og etterlevelse av denne forskrift Tilsynsmyndighetene kan kreve endringer i virksomhetens internkontrollsystem for å bringe dette i overensstemmelse med forskriften.Før tilsynsmyndighetene krever slike endringer,skal de øvrige tilsynsmyndigheter etter forskriften orienteres i den utstrekning det kan få betydning for deres tilsyn.

§ 7 MYNDIGHET TIL Å ENDRE FORSKRIFTEN OG Å FASTSETTE UTFYLLENDE BESTEMMELSER

Kommunaldepartementet, Miljøverndepartementet og Familie-og forbrukerdepartementet kan i samråd med hverandre fastsette særskilte regler vedrørende forskriften.

§ 8 Dispensasjon

Det ansvarlige departement kan gi dispensasjon fra denne forskriften

når særlige forhold foreligger.

§ 9 PLIKT TIL INTERNKONTROLL - PLIKTSUBJEKT.

Enhver som driver eller deltar i aktivitet som omfattes av denne forskrift plikter å påse at den overholdes. Den som er ansvarlig for virksomhet som omfattes av denne forskrift har et særlig ansvar for å påse at virksomhetens aktiviteter utøves i samsvar med de krav som er fastsatt i og i medhold av den.

Det særlige ansvar betyr bl.a.

- å klargjøre mål, ansvar og oppgaver for virksomhetens miljø-og sikkerhetsaktiviteter

- å systematisk overvåke at disse aktivitetene er i tråd med de målene som er satt av virksomheten

- å ha et undersøkelsesansvar til å identifisere og bedømme risiko og problemer, og å utarbeide handlingsplaner med tiltak.

§ 10 PLIKT TIL Å OPPRETTE INTERNKONTROLLSYSTEM

Den som er ansvarlig for virksomhet som omfattes av denne forskrift

skal etablere et internkontrollsystem for alle sine aktiviteter i samsvar med krav fastsatt i eller i medhold av de lover som er nevnt i § 2.

Utøver flere virksomheter en aktivitet på samme arbeidsplass med tilsammen mer enn 10 arbeidstakere skal de skriftlig avtale hvem av dem som skal forestå den daglige ledelse av de felles aktiviteter med plikt til å etablere et samordnet internkontrollsystem for disse.

Kapittel III

SPESIELLE BESTEMMELSER OM INTERNKONTROLL

§ 11 UTFORMING AV INTERNKONTROLLSYSTEMET

Internkontrollsystemet utformes av den som er ansvarlig for virksomheten innenfor rammen av de lover som nevnt i § 2.
Internkontrollsystemet kan inngå i virksomhetens kvalitetssikringssystem og etableres som ledd i eller videreutvikling av denne.
Internkontrollsystemet skal fastlegge samordnede administrative prosedyrer for internkontroll og skal dekke alle deler av virksomhetens aktiviteter for å sikre at disse planlegges,utføres vedlikeholdes og kontrolleres i samsvar med gjeldende krav.

Internkontrollsystemet skal bl.a. inneholde :

a) Ledelsens mål for virksomhetens miljø- og sikkerhetsarbeid

b) Beskrivelse av hvordan virksomheten er organisert,myndighets-og ansvarsområde for virksomhetens miljø- og sikkerhetsarbeid med henvisning til stillingsinstrukser

c) Rutiner og prosedyrer for virksomhetens etterlevelse av lover og forskrifter, hvor det også framgår hvem som er ansvarlig for undersøkelser og tiltak og hvordan de utføres.

d) En beskrivelse av hvordan internkontrollsystemet systematisk og regelmessig oppdateres og endringer i det blir meddelt virksomhetens ansatte øg øvrige berørte.

§ 12 INTERNT TILSYN

Den som er ansvarlig for virksomheten skal føre tilsyn med internkontrollsystemet og foreta systemrevisjon av det.
Tilsynet skal foregå i samarbeid med representanter for de ansatte, jfr. arbeidsmijøloven §§ 24 og 26.

§ 13 SAMORDNING

Den som er ansvarlig for virksomheten er også ansvarlig for samordning av internkontrollen for alle sine aktiviteter og skal:

- såvidt mulig bygge på de internkontrollsystemer som er etablert hos de entrepenører/leverandører han gjør bruk av

- vurdere om det bør foretas nødvendige tilpasninger i de internkontrollsystemer han selv og de entreprenører/leverandører

han gjør bruk av,har etablert.

§ 14 DOKUMENTASJON

Den som er ansvarlig for virksomheten skal skriftlig dokumentere internkontrollsystemet og dets gjennomføring.

Sertifikater kan inngå som del av dokumentasjonen.

Den som er ansvarlig for virksomheten skal til enhver tid holde dokumentasjonen tilgjengelig for myndighetene.

§ 15 SERTIFIKATER

Når verifikasjon er dokumentert ved sertifikater kan den som er ansvarlig for virksomheten legge til grunn at de forhold sertifikatet omhandler er forsvarlig gjennomført i samsvar med gjeldende krav.

Dette gjelder likevel ikke dersom det er grunn til å tvile på riktigheten av sertifikatet.

VEIDEKKES SIKKERHETSMANUAL OG INTERNKONTROLLSYSTEM
INTERNKONTROLLSYSTEMETS GRUNNFILOSOFI, OPPBYGNING OG RUTINER

Foreleser: Sivilingeniør Reidar Kr. Bjerkan
Sikkerhetssjef, A/S Veidekke

Forord

Det er billigere å bruke tid og andre ressurser på å forebygge skader på liv, helse, miljø og materielle verdier enn å reparare etter at skade er skjedd.

Dette viktige moment i sikkerhetsfilosofien må vi ha som vår lysbærer i det daglige arbeid.

Imidlertid vil jo de økonomiske og produktivitetsmessige effekter ved sikkerhetsarbeidets målsetting være de sekundære sett fra et etisk og samfunnsmessig synspunkt. De etiske og menneskelige verdier vil mer og mer gjøre seg gjeldende også i våre teknologiske fagmiljøer.

Debatten om dette er allerede i full gang. Ordene etikk og kvalitet henger mer og mer sammen, idet det totale kvalitetsbegrep benyttet i moderne industriell kvalitetsstyring viser at etikkbegrepene er innebygget i teknologenes målformuleringer. (Konfr. artikkel i TU nr. 7/1990) Selv har jeg i flere år benyttet et utvidet kvalitetsbegrep angående personsikkerhet i bygg/anlegg slik:

"Kvalitet har vi først oppnådd når vårt produkt er utført i henhold til spesifikasjoner og uten skader på liv og helse."

Sikkerhetsfilosofi

Våre lover og regler i samfunnet gjenspeiler vårt kulturelle verdigrunnlag. De rammebetingelser vi står overfor i vår industri går ikke minst ut på personsikkerhet i videste forstand, nedfelt i lover og forskrifter på de forskjelligste områder: økonomi, personalforvaltning, handel, bygging, trafikk, brann, eksplosjoner, miljø, arbeidsmiljø osv, osv.

Samfunnet forlanger også at de forskjellige aktivitetene revideres både internt og eksternt, dette også regulert av lover og forskrifter.

Hvis vi i våre aktiviteter ikke tar tilbørlige hensyn til samfunnets rammebetingelser og driver på kanten av lover og forskrifter, vil det stå ledelsen dyrt, ja kanskje føre til stans av arbeid og store erstatningskrav.

Dette går ikke kun på personsikkerheten i arbeidsmiljøet, men også på det ytre miljø, publikum og materielle verdier.

Dette har vi tatt konsekvensen av, slik at vårt sikkerhetsbegrep

1. Vern om liv og helse

2. Vern om miljøet totalt

3. Vern om materielle verdier, også annenmanns

Derfor krever vi også at verne- og sikkerhetsarbeidet inngår som en integrert del av den samlede virksomhet, både under planlegging, organisering og gjennomføring av våre arbeidsoppdrag. Dette er ikke enkelt, og det krever kunnskap, forståelse, omtanke og ikke minst full enighet om målet hos alle ansatte. Det kvalitetsstempel som vi ønsker å sette på våre produkter skal også være et resultat av våre ansattes trivsel og sikkerhet.

Målsettingen i arbeidet med sikkerheten er å gi alle ansatte:

- faglige og menneskelige kvalifikasjoner
- kunnskap om sitt sikkerhetsansvar
- motivasjon for å delta i arbeidet med å redusere alle risikomomenter på egne og andres arbeidsområder

Våre lederes kvalitet vil ikke kun bli bedømt ut fra produksjonsresultater og økonomi, men like meget ut fra arbeidsmiljø og sikkerhetsstandard i vedkommendes område.

Både gjennom egen innsats og gjennom verneorganisasjonen kan hver enkelt påvirke arbeidsmiljøet og sikkerheten. Det er således et felles ansvar for alle ansatte at påvirkningen blir mest mulig effektiv. Enhver er sitt eget verneombud og sin nestes verneombud.

For ytterligere å støtte opp om de ansatte som skal fylle disse krav, må det organiseres en effektiv vernetjeneste. Denne vil bestå av arbeidsmiljøutvalg, verneombud og verneledere. Imidlertid er det linjeledelsen på ethvert plan som alltid har ansvaret for at alt fungerer. Vernetjenesten er ikke en stat i staten, men en naturlig og uadskillelig del av de fag vi utøver i våre bransjer, bygg, anlegg og asfalt. Arbeidet med å sikre liv, helse, miljøet og materielle verdier inngår som en integrert del av vårt totale kvalitetssikringsarbeid.

Hvilke gevinster eller effekter kan vi oppnå?

Vi har tidligere påpekt hovedhensikten med sikkerhetsarbeidet, nemlig å ta vare på liv og helse. Bare det i seg selv er gevinst nok, når vi tenker på at ulykker koster vårt land minst 30 milliarder kroner pr. år.

En ulykke medfører også menneskelige tragedier for familie, venner, kolleger, anleggsledelse og firma, og også for offeret hvis invaliditet er følgen.

Ved en effektiv vernetjeneste vil følgende gevinster eller effekter oppnås i tillegg:

1. Orden og ryddighet - Anleggets ansikt utad
2. Materielldisiplin
3. Personlig sikkerhetsfølelse
4. Kvalitetsmessig utførelse
5. Økonomi for lag og firma
6. Produktivitet
7. Trivsel

Disse effektene henger sammen og vil kunne forsterke hverandre. Vi kan tenke oss det som et hjul, eller en modell for sikkerhet - kvalitet - økonomi.

Et aktivt arbeid på dette området viser seg på våre skade- og fraværsstatistikker og derved på våre utgifter i fraværssammenheng, alle i positiv retning.

Forsikringsselskapene er stadig mer oppmerksomme på vår bransje og går sine "vernerunder" på anleggene. De er særlig oppmerksomme på overholdelse av hjelmpåbud og korrekte rutiner ved varme arbeider. Ved å neglisjere sikkerhetsregler kan vi risikere premieforhøyelse på våre risiko-/skadeforsikringer.

Flere og flere byggherrer vil kreve full orden i entreprenørens hus ved inngåelse av kontrakt. De vil forlange at entreprenøren kan dokumentere sitt internkontrollsystem for sikkerhetsarbeidet og også dokumentere sitt sikkerhetsnivå ved å legge frem skadestatistikk o.l.

Det vil si at utarbeidelsen av et brukbart dokumenterbart system og bruken av systemet i praksis i seg selv er et sterkt salgsargument, et viktig moment i kunsten å overleve som firma i bransjen i fremtiden.

Internkontrollsystemets verktøy. Verne- og sikkerhetshåndboken. Dokumentasjonsrutiner.

For å holde "orden i eget hus" og ivareta samfunnets rammebetingelser samt oppfylle de krav som Forskrift om internkontroll vil pålegge oss f.o.m. 1. oktober 1991, har vi i løpet av de siste 3-4 år utarbeidet en Verne- og sikkerhetshåndbok.

Denne er søkt å dekke de aktuelle bransjer, bygg, anlegg og asfaltarbeider. Den søker også mest mulig å dekke områdene som forvaltes av våre tilsynsmyndigheter for landbasert virksomhet,

nemlig Arbeidstilsynet, Forurensningstilsynet, Direktoratet for Brann- og eksplosjonsvern, samt Elektrisitetstilsynet, Politiet og kommunale instanser.

Boken er inndelt i følgende hovedkapitler:

- Sikkerhetsfilosofi.
  Overordnet plan. Bokens hensikt. Distribusjon og ajourføring.

- Definering av aktuelle lovverk.

- Egen organisasjon.

- Generelle verne- og sikkerhetsrutiner. Etablering av nye anlegg. Vernerunder og protokoller.

- Faglige verne- og sikkerhetsrutiner.

- Offentlige vilkår og samtykker.

- Intern dokumentasjon. Rutiner.
  Overordnede dokumentasjonslister: Arbeidsgiveransvar, myndighet og delegering.
  Faglige dokumentasjonslister: Etablering av nytt anlegg. Alle relevante faglige dokumentasjonslister.

- Beredskap. Redningstjeneste.
  Beredskapsorganisajon. Informasjonsansvar. Krisepsykiatri.

- Verneinformasjoner. Erfaringsmateriale.

- Sikkerhetsplaner for spesielle prosjekter.

Alle kontrollister (sjekklister) som er nevnt under kapittelet Intern dokumentasjon henviser til bokens kapittel/underkapittel som igjen viser til lovverk og forskrifter. En forskriftsamling er derfor nødvendig støtteverktøy til selve boken.

De forskjellige nivåer vil ved tilsynsmyndighetenes systemrevisjoner legge frem sin dokumentasjon i form av egenhendig signerte kontrollister. Kontrollister (sjekklister) for anleggsleder, sprengningsarbeider og tunnelanlegg er vist som vedlegg til denne artikkel.

Verifikasjon vil gå ut på at tilsynsmyndighetene forsikrer seg om at dokumentasjonen stemmer med praksis ved hjelp av stikkprøver.

Internkontrollsystemet vil kreve en intern revisjon som vil gå ut på egen kontroll av at systemet fungerer ved dokumentasjon og verifikasjon. Linjeledere og sikkerhetssjef vil utøve denne type intern revisjon.

Avvik fra normal vil bli dokumentert og korrigert. Korreksjon må dokumenteres. Vernerundene står her meget sentralt.

Intet system er bedre enn organisasjonen selv gjør det til ved sin aksept og gjennomføring. Derfor mener vi at en akspetert grunnfilosofi er like viktig som systemets form.

Den store oppgaven er ikke å produsere systemet, men å få det gjennomført i praksis. Her er stikkordene informasjon, motivasjon, aksept og disiplin stikkord av stor betydning i tillegg til hardt arbeid.

Ansvar for fremtiden. Disiplin.

Jeg har tidligere presisert at alle har et kollektivt ansvar.

Imidlertid er det viktig å huske at det primært er et ledelsesansvar å unngå skader. Det er også et ledelsesansvar å lære ansatte å arbeide sikkert. Orden og renhold fremmer trivsel og motivasjon og bidrar til å redusere skader og uhell, samtidig som vi høyner kvalitetsnivået.

Regler og bestemmelser skal overholdes for å forhindre uhell. Vern, sikkerhet og et godt arbeidsmiljø er like viktig som produksjon, markedsføring og kostnader.

Sikkerhetsrevisjoner (vernerunder) skal gjennomføres fordi de ansattes sikkerhet trygges, og mangler skal rettes umiddelbart. Alle skader kan unngås. Det er intet som heter "hendelige uhell". Bak en ulykke ligger det alltid en farlig handling eller unnlatelse av riktig handling.

En del av disse enkle regler er fritt sitert etter Hydro Porsgrunn's holdningsplakat.

Generaldirektør Aakvåg i Norsk Hydro sier i bladet Profil (des. 1988): "Vi har erfart en nær sammenheng mellom god og effektiv ledelse og lave ulykkestall. Høye ulykkestall er ofte et symptom på noe galt i en virksomhet."

Hvis vi ikke får bedre disiplin og positiv holdning til sikkerhetsarbeidet generelt i landet vårt vil fremtiden på 12-årsbasis sannsynligvis se slik ut:

22.000 dødsfall p.g.a. ulykker

555.000 på sykehus p.g.a. ulykker

5.500.000 skadetilfeller

Dette er basert på tall fra hjemmeulykker, trafikkulykker og arbeidsulykker i perioden 1970-1984, der dødstallene er henholdsvis ca 1.000, 500 og 100 pr. år.

Skal vi godta en slik utvikling, eller skal vi arbeide for å snu den? Arbeide for å ivareta liv og helse?

Svaret skulle si seg selv når økonomi, produktivitet, kvalitet, trygghet og trivsel er tilleggsgevinstene.

Vi må ikke da bare tenke på sikkerheten på arbeidsplassen, men ta med oss sikkerhetstanken i trafikken og helt hjem, der våre kjære holder til.

Da viser vi alle, både ansatte og ledere, at vi bryr oss om fremtiden.

Kan satsningen på et effektivt internkontrollsystem gi oss den ønskede fremtid? La oss satse og håpe på det!

INTERN DOKUMENTASJONSRUTINE - ID 1

SJEKKLISTE FOR VERNE- OG SIKKERHETSTILTAK/ANLEGGSLEDER

Anleggsnr./-navn: .....

Anleggsleder: ..... Sign: Dato:

Nr.	Sjekkpunkts innhold	Kap.	Dato/Sign
	Verne- og sikkerhetsorganisasjon	**2.**	
1.	Verneleder	4.1.1	
2.	Hovedverneombud	4.1.1	
3.	Verneombud	4.1.1	
4.	Samordning § 15/Underentreprenør	3.	
5.	Arbeidsmiljøutvalg (større anlegg)	2.2.1	
6.	Melding sendt til Arbeidstilsynet	4.1.2	
7.	Instr. for vernerunder og rapportering	4.1.8	
8.	Oppslag for verneinform.tlf.liste etc.	4.1.3/1	
9.	Personlig verneutstyr. Sjekkliste ansatte	4.1.9	
10.	Skjemaer for skade- og ulykkesrapp.	4.3.6	
11.	Arbeidstidsbestemmelsene	4.1.4	
12.	Unge arbeidere	4.1.5	
13.	Skilter/signaler	4.2.3	
	Informasjon og tiltak planlagt/iverksatt for:		
14.	- Førstehjelp og -utstyr	4.3.3	
15.	- Brannsikring	4.1.7/4.4	
16.	- Lagring av sprengstoff	5.7.1.1	
17.	- Lagring av drivstoff/sprengstoff	4.4.4	
18.	- Sprengningsarbeider (ID 2 vedl.)	5.7	
19.	- Tunnelanlegg (ID 3 vedl.)	5.7.5	
20.	- Grøftearbeider/-instr. (ID 4 vedl.)	5.6	
21.	- Stillaser. Arbeider i høyden (ID 5 vedl.)	5.10	
22.	- Elektriske inst./anlegg (ID 6 vedl.)	4.5	
23.	- Kraner og mask.utstyr (ID 7 vedl.)	5.3	
24.	- Inngjerding, vakthold	5.1.5	
25.	- Naboinformasjon (Anleggslederhåndbok)	262	
26.	- Katastrofeplan	4.3.2	
27.	- Orden og ryddighet (Anleggslederh.bok)	268	
28.	- Helsefarl. stoffer. Databl. (ID 8 vedl.)	5.5	
29.	- Asbestsanering (ID 9 vedl.)	5.5.8	
30.	- Asfaltarbeider (ID 10 vedl.)	5.13	
31.	- Arbeider i og ved vann (ID 11 vedl.)	5.11/5.12	
32.	- Dispensasjoner fra forskrifter		

INTERN DOKUMENTASJONSRUTINE - ID 2

SJEKKLISTE FOR SPRENGNINGSARBEIDER

Anleggsnr./-navn: .....

Ansv. ing./formann: ..... Sign: Dato:

Nr.	Sjekkpunkts innhold	Kap.	Dato/Sign
1.	Påbud verneutstyr: Hjelm, fottøy m.m.		
2.	Forskr. for bruk av eksplosive varer utdelt og lest	5.7	
3.	Sprengningssertifikat	5.7.1.2	
4.	Innkjøpsrutine sprengstoff og tennmidler	5.7.1.1	
5.	Lagring på anlegg, sprengstoff m.v.	5.7.1.1	
6.	Intern transport anlegg, spr.stoff m.v.	5.7.1.1	
7.	Rapportskjema forefinnes	5.7.1.3	
8.	Sikkerhetsregler. Alle informert	5.7.2	
9.	Boring nær ladet hull	5.7.2.1	
10.	Fjerning av sprengstoff	5.7.2.2	
11.	Sikkerhetsavstander (høyspent, radio)	5.7.2.3	
12.	Dekking	5.7.2.4	
13.	Postering og varsling	5.7.2.5	
14.	Kapping av borstål forbudt	5.7.2.6	
15.	Beskyttelse av ytre miljø	5.7.3	
16.	Rystelser, lufttrykk, sprut	5.7.3.1	
17.	Støy og støv	5.7.3.2	
18.	Inspeksjon av naboeiendommer	5.7.3.3	
19.	Arbeider i dagbrudd	5.7.4.1	
20.	Grøftesprengning, tomter, groper	5.7.4.3	
21.	Kontakt med el-verk (kraftledn.)/tele/tv		
22.	Kontakt med politi		
23.	Skilting		
24.	Generell informasjon til naboer/publikum		
25.	Sjekkliste Tunnelanlegg (ID 3) vedl.	5.7.5	
26.	Dispensasjoner		

INTERN DOKUMENTASJONSRUTINE - ID 3

SJEKKLISTE VED OPPSTART AV TUNNELANLEGG

ANLEGGSNR./NAVN: _____

ANLEGGSLEDER: SIGN.: DATO:

Nr.	Sjekkpunkts innhold	Kap.	Dato/Sign.
1.	Arbeidsmiljøutvalg opprettes snarest.	2.2.1	
2.	Påbud verneutstyr: Hjelm, fottøy m.m.	4.1.9	
	Til Arbeidstilsynet i:		
3.	- Sjekkliste for ventilasjon av bergrom	5.7.5.2	
4.	- Riggplan for hele anlegget		
5.	- Katastrofeplan med mønstringsplass ved brann	4.3.2	
6.	- Støv- og gassmålingsresultater (etter start)	5.7.5.2	
7.	- Støymålingsres./vibrasjonskontroll/TBM-drift	5.7.6	
8.	- Kopi anleggets AMU-referat ang. arb.tidsordn.	4.1.4	
9.	**Ventilasjonsopplegg:**	5.7.5.2	
	En-veis ventilasjon (areal <32 m^2) Sug/blås en-duks (areal >32 m^2) Sug/blås to-duks (areal >32 m^2) Ekstra vifter		
10.	**Gassmålinger under drift over tid:**	5.7.5.2	
	CO og NO_2 målinger med: 1) Drager-pumpe m/rør og 2) Drager diff-rør m/holder		
11.	**Målinger av støv (kvarts), støy og vibrasjoner:**	5.7.6.2	
	Utføres av SINTEF/NTH Inst. for Bergteknikk. Utføres av:.....		
12.	**Trafikkforhold** (ved passering av skytepropp):	5.7.5.7	
	Skriftlig instruks for transport under jord ang.møteplasser, signaler, kommunikasjonssystem		
13.	**Sikkerhetsutstyr** (alternativ avh. av forh.):		
	- Friskluftcontainer	4.4.8	
	- Friskluftutstyr i hver bil og lastemaskin	5.7.5.2	
	- Selvreddere på borrigg, renskerigg, bakstuffbil, lastemaskin	4.4.8	
	- Lynvarsler	5.7.5.3	

------->

(side 2, ID 3)

Nr.	Sjekkpunkts innhold	Kap.	Dato/Sign.
15.	**Rensk/Sikring**	5.7.5.4	
16.	- Renskeplattform. Instruks	5.7.5.5	
17.	- Opplasting. Transport. Tipping	5.7.5.6	
18.	- Belysning. Reflekser. Markeringer	5.7.5.8	
19.	**Brannvern/Katastrofeplan**	4.3.2/4.4.8	
	- Verksted/Kontorer/Forlegninger 12 kg ABE-app. - Transformatorer/El-anlegg 12 kg ABE-app. - Borrigger/Dumpere/Steinbiler/Laste-maskiner/Bakstuffbiler etc. 2x6 kg ABE-app. - Røykdykkerutstyr - Katastrofeplan		
20.	**Sikring mot blokkfall:** Avtalt med lagbaser Konferert med ing.geolog.:	5.7.5.4	
21.	**Nabosaker:**		
	Tilstandsrapporter	5.7.3.3	
	Rystelsesmålinger	5.7.3.1	
	Informasjon	5.7.2.5	
	Anleggslederhåndboken	262/263	
22.	Forskrift om arbeid i tunnelanlegg utlevert til alt personell (Arb.tilsynets best.nr. 418)	5.7.5	

TEKNISK / ØKONOMISK BESKRIVELSE AV NYTT ANLEGG FOR BELTETRANSPORT VED A/S OLIVIN.

TECHNICAL AND ECONOMICAL DESCRIPTION OF CONVEYOR BELT TRANSPORT SYSTEM AT A/S OLIVIN.

BERGINGENIØR KARL JOHAN EIDE

SAMMENDRAG

A/S OLIVIN transporterer ca. 2 mill. tonn grovknust olivin fra to dagbrudd med avstand 6 og 7 km fra oppredningsanlegget ved sjøen. Transporten går i dag med semitrailer. Bedriften sentrerer nå bruddriften til ett brudd, og bygger en transport-tunnel i fjell med sammenhengende transportbelte 4,2 km til nytt mellomlager før oppredningsanlegget. Kostnaden for prosjektet er 88 mill. kr og tiden for gjennomføring er 19 måneder.

SUMMARY

A/S OLIVIN is transporting 2 mill. tons of precrushed olivine ore from two open pit quarries situated 6 and 7 km from the treatment plant by the sea. Today the transport is done by semitrailers. From 1991 the production will be sentralized to one quarry. A rock tunnel, with a 4,2 km long, continuous conveyor belt, is built for transport of olivine ore to a new silo close to the treatment plant. Total cost for the project is 88 mill. NOK, and realization time is 19 months.

1. BEDRIFTEN

A/S OLIVIN er en bergverksbedrift som ligger på Åheim på Søre Sunnmøre. Bedriften bygger sin eksistens på mineralet olivin, som i hovedsak er et magnesiumsilikat med ca. 50 % magnesiumoksyd. Mineralet har en rekke egenskaper som utnyttes til forskjellige formål:

- Høyt magnesiuminnhold: Tilslag til råjernproduksjon.
- Høy egenvekt: Ballastmasse for offshore-formål.
- Høy smeltetemperatur: Ildfaste produkter og støperisand.
- Stor hardhet, kantet kornform: Blåsesand.
- Stabil sammensetning: Steinullproduksjon.
- Høy varmelagringsevne: Varmemagasinovner for boliger.
- Ingen silikosefare.

Olivinsteinen tas i dag ut i 2 dagbrudd. A/S OLIVIN bryter ca. 2,2 mill tonn/år. Grovknust masse transporteres med semitrailer langs offentlig veg 6 - 7 km til opprednings-anlegget ved sjøen.

Bedriften har i dag 210 ansatte.

2. UTVIKLING

A/S OLIVIN har hatt en rivende utvikling målt i brutt kvantum siden 1979. Se fig. 1.

For å møte denne utvikling, har det kontinuerlig vært bygget for å øke kapasiteten i pakt med etterspørselen. Oppredningsanlegget stod ferdig i 1986 med kapasitet på 3 mill. tonn/år. I 1984 ble det besluttet å sentrere driften til et nytt hovedbrudd. Den største del av forekomsten ligger her. Åpningsarbeidene for det nye hovedbruddet har vært kjørt som produksjon gjennom et semimobilt knuseanlegg siden 1984.

I dag har bruddet etablerte nivåer og veger fra toppen av forekomsten.

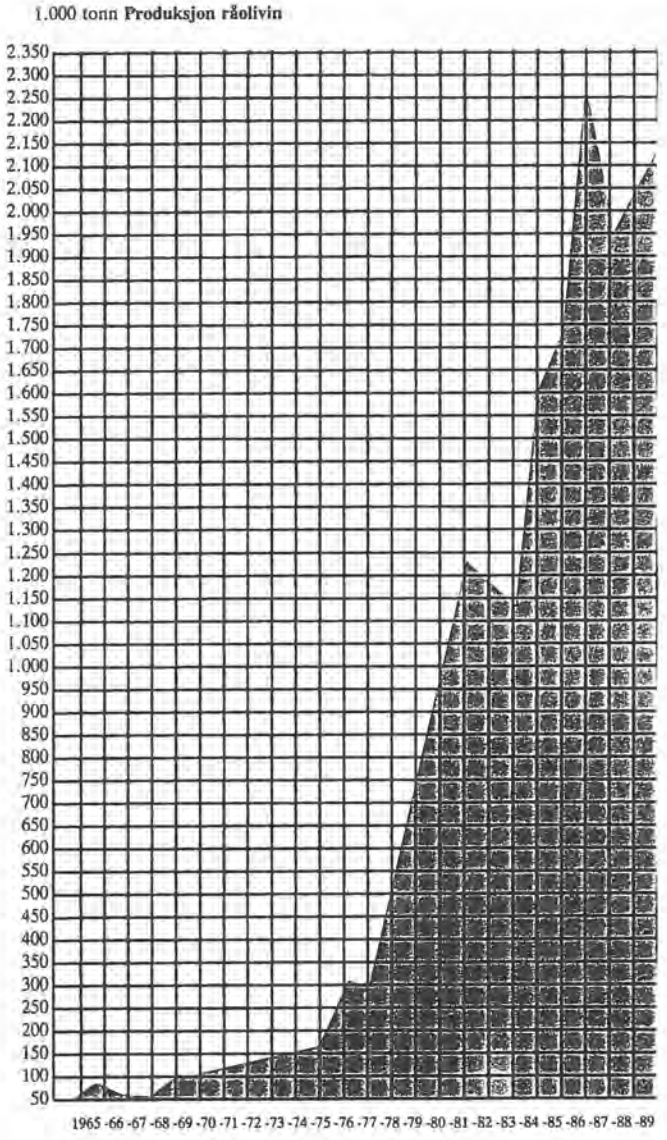


Fig. 1

3. VALG AV TRANSPORTLØSNING

For å drive lønnsomt på et lavpris råstoff, er avstanden til sjø og kostnaden for håndtering og transport avgjørende.

Vegtransporten har utviklet seg slik:

1970	-	7 tonn nyttelast
1974	-	35 " "
1983	-	50 " "
1987	-	60 " "
1991	-	Beltetransport

Fig. 2 viser flytskjema for dagens drift og etter utbyggingen neste år.

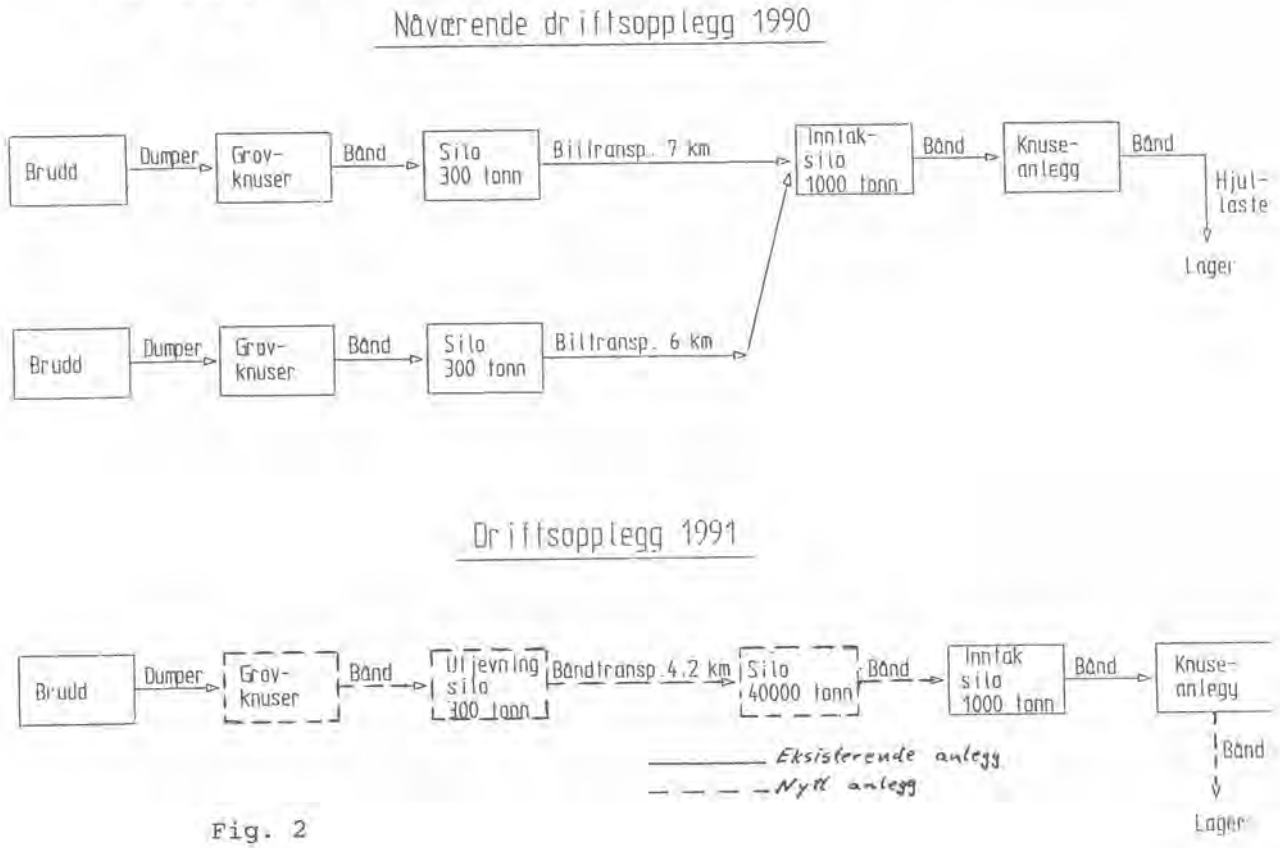


Fig. 2

To alternative transportløsninger er vurdert:

a) Beltetransport lagt i fjelltunnel med 40.000 tonn mellomlager før oppredningsanlegget.

b) Semitrailertransport med 5.000 tonn silo i bruddet etter grovknuser og 40.000 tonn mellomlager før oppredningsanlegget.

Krav til transportkapasitet: 1200 - 1500 tonn/time. Kapasiteten må være romslig, slik at nødvendig driftstid i nåtid og overskuelig fremtid blir 2 skift for bruddriften og transporten.

a) Beltetransport lagt i tunnel:

Fordeler:	Ulemper:
Lave driftskostnader	Høy investeringskostnad
Høy kapasitet	Nedgang i volum under
Miljøvennlig	1,2 mill. tonn vil gjøre
Væruavhengig	løsningen ulønnsom i av-
Behøver silo kun mot	skrivningstiden (15 år).
oppredningsanlegget.	

b) Semitrailertransport

Fordeler:	Ulemper:
Bilflåten kan økes/reduseres i pakt med marked.	Høy driftskostnad for biler.
Stor fleksibilitet mht. separasjon av kvaliteter.	Stort kapitalslit.
	Høye kostnader til veg-vedlikehold.
	Krever silo i begge ender av transportstrekningen.
	Miljøbelastning. Transporten går gjennom tettbebygd strøk.

For biltransport behøves 7 - 8 vogntog i drift pr. skift for å holde produksjonen på 2 skift. Det betyr at for å holde service og vedlikehold, behøves 10 vogntog. Verdien pr. vogntog er kr 2,5 mill., og de har levetid ca. 5 år.

4. TEKNISK BESKRIVELSE AV BELTETRANSPORT GUSDAL - ÅHEIM

I det nye hovedbruddet i Gusdal blir transportbelte og grovknuser plassert nær bergartsgrensen olivin/gneis i retning mot Åheim.

Den grovknuste massen - 200 mm - går inn i en utjevningstank som rommer 300 tonn. Massen mates videre til akselerasjonsbelte som bringer godset i fart før hovedbelte. Hovedbeltet blir sammenhengende uten omlastinger 4,2 km fra pålastestasjon i bruddet til 40.000 tonns mellomlager på Åheim. Ved hver endestasjon snues returbåndet slik at den skitne siden alltid blir opp. Spill unngås derved i tunnelen.

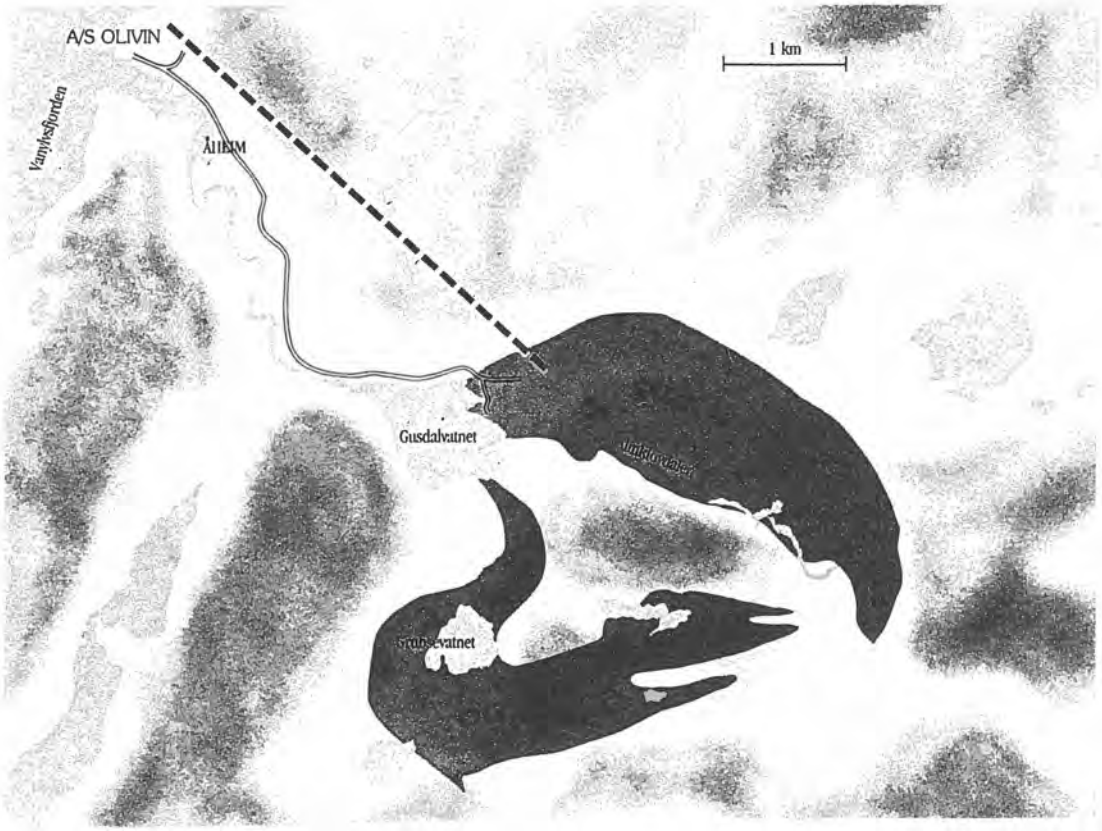


Fig. 3. Viser plasseringen av anlegget og traceen for tunnelen.

Transportbeltet legges i rett linje i horisontalplanet gjennom en 3.750 m lang fjelltunnel og 300 m betongtunnel under et jordbruksområde og riksveg.

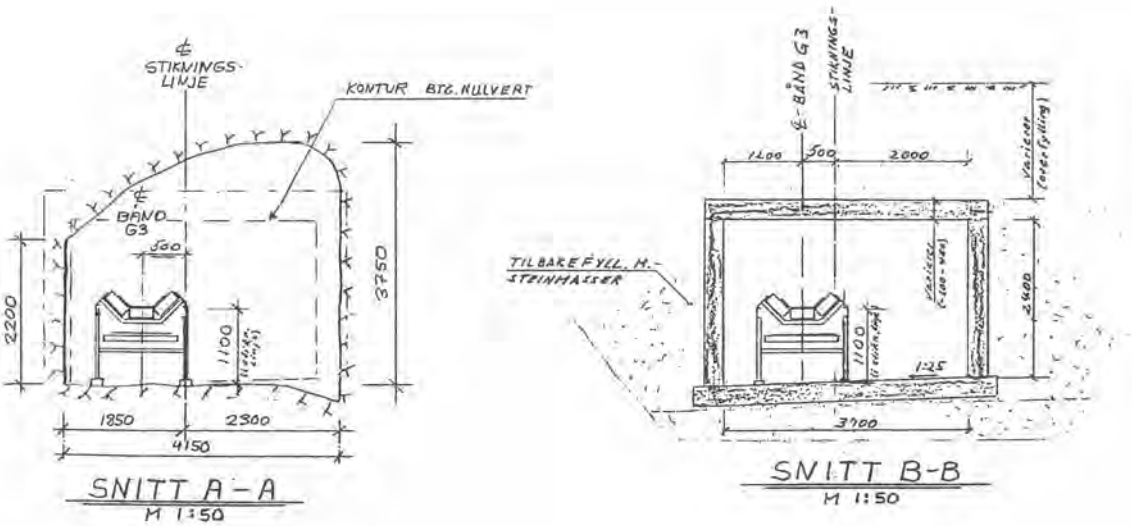


Fig. 4. Tverrsnitt av tunnelprofil A - A fjelltunnel
B - B nedgravd betongtunnel.

Tekniske data for hovedbåndet:

Høyeste punkt kt 70
Laveste punkt kt 22
Omlasting til mellomlager kt 57
Kapasitet 1.500 tonn/time
Beltehastighet 3 m/s
Beltebredde 1.000 mm
Konkav kurveradius 1.100 m
Konveks kurveradius 800 m
Max steinstørrelse 300 mm
Stålkordbelte med max. last 140 tonn
Drivmotorer 2 x 280 kW
Stramming og drift på pålastesiden
Gummibeltet settes sammen av 31 deler
Garantert levetid for gummibelte er 7 år

5. BESKRIVELSE AV MELLOMLAGER

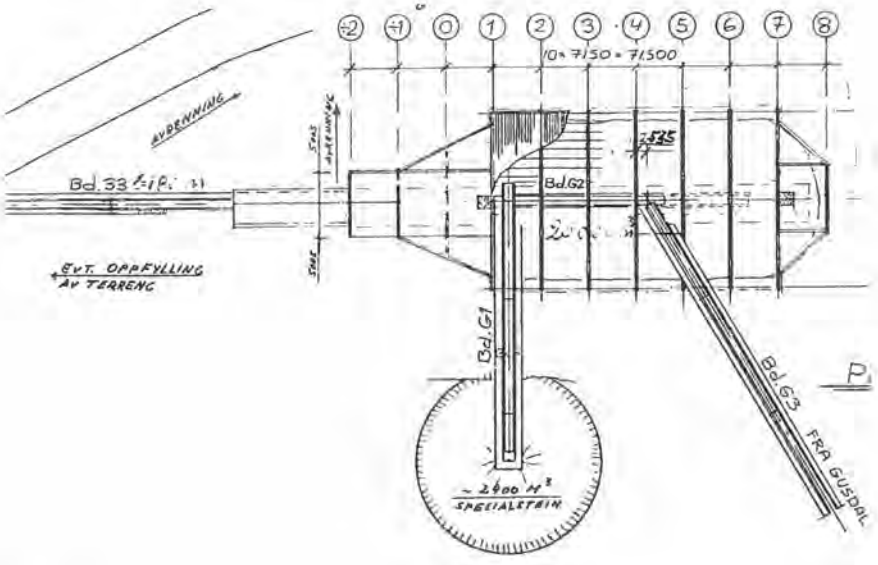


Fig. 5.

Siloen er 60 m lang med 7 matere installert i underliggende betongkanal. Materne kjøres individuelt ned på underliggende belte som bringer massen inn i eksisterende importanlegg for oppredningsanlegget.

Det er lagt stor vekt på å oppnå fleksibilitet for separasjon av kvaliteten på massen.

Over mellomlageret er lagt inn et trimmebelte som kan kjøres inn under godsstrømmen fra hovedbeltet og fordele massen i lageret. En posisjon for trimmebeltet har omlasting til et belte for spesialstein. Normalt vil hovedbeltet levere inntil 20.000 tonn i mellomlageret direkte, uten bruk av trimme-beltet. Mellomlageret har mulighet for å skille i tre kvaliteter.

Aktuelle skiller er:

Hard / løs stein
Fuktighet på massen mht. tørrsikring
Glødetap mht. ildfaste formål

Styring av alle belter liggende over mellomlager, nivåer i lager samt vakter for hovedbelte styres fra bruddet. Det blir lagt optisk kabel for signaloverføring i tunnelen. Omlastinger til hovedbelte blir TV-overvåket av knuseroperatør i bruddet.

6. TID FOR GJENNOMFØRING

A/S Olivin selger ca. 97 % av produsert kvantum for eksport. Bedriftens økonomi følger langt på vei konjunkturene for stålmarkedet i Europa. I 80 - årene har bedriften hatt stabil, god økonomi. Lavkonjunkturene i Norge med fallende priser på anleggsarbeid gjorde at planene for beltetransport ble akselerert og besluttet gjennomført våren 1989. Anleggs-arbeidene på fjelltunnelen startet juli 1989.

Momenter som avgjorde tidspunktet for gjennomføring:

1) Tro på langsiktig produksjon av mengde over 1,5 mill. tonn/år.

2) Egenkapitalsituasjon.

3) Lave entrepriser på anleggsarbeid.

4) Nytt hovedbrudd var klargjort for stor produksjon.

7. KOSTNAD FOR PROSJEKTET

Prosjektet er kostnadsregnet til 88 mill. kr.
Gjennomføringstiden er 19 måneder.

De største kostnadene fordeler seg slik:

	% av totalsum
- 3.750 m fjelltunnel og 300 m betongtunnel	33 %
- 40.000 tonn mellomlager; fjellarbeid, betong og ståloverbygg	12 %
- Samtlige transportører	33 %
- Matere under mellomlager, stålbygg over drivstasjon	5 %
- El. installasjoner	5 %

8. MANNSKAPSREDUKSJON

Konsentrasjon av driften til ett brudd og overgang fra biltransport til beltetransport medfører 25 færre arbeidsplasser direkte i produksjonen.

Bedriften har gjennom de tre siste år gjennomført inntaksstopp. Når anlegget står ferdig i mars 1991, vil de ledige produksjonsarbeiderne bli omplassert til prosjekter i bedriften.

9. INNTJENING

Utbyggingen medfører overgang fra mange hjulgående maskiner med høye løpende driftskostnader til faste anlegg med lav driftskostnad og relativt høy kapitalkostnad.

Inntjening på prosjektet kommer som følge av:

1. Konsentrering av bruddvirksomheten til ett brudd.

2. Lavere driftskostnader for transporten.

3. Mellomlager som rommer 40.000 tonn, gir jevn, optimal produksjon i oppredningsanlegget.

4. Eliminerer gjeninvesteringer på transportmidler.

Bufferkapasiteten vil være ca. 4 døgns produksjon mellom brudd og oppredningsanlegg. I dag er denne kapasiteten ca. en times drift.

Det blir nye muligheter for vedlikehold av driftsanlegget. I dag er vedlikeholdsarbeidene i prosessen henvist til helg og ferier.

EN UNDERSØKELSE AV SPRENGSTOFFENES EGENSKAPER RELATERT TIL FRAMKAST OG FRAGMENTERING

An investigation of heave and fragmentation related to explosive properties

Cand. Scient. Jan Kristiansen
Norges Geotekniske Institutt
Seksjon Bergteknikk og Ingeniørgeologi

SAMMENDRAG

Testmetoder for å sammenlikne sprengstoffenes styrke består i dag av blyblokk test, ballistisk morter, undervanns tester etc. Disse testene utføres i materialer med helt andre egenskaper enn fjell. Sprengstoffenes teoretiske styrke beskrives gjerne som vekt styrke, eller beregnes etter Langefors formel.

Verken de teoretiske eller de praktiske testene beskriver sprengstoffenes egenskaper i form av evnen til å fragmentere eller kaste fjellet tilfredsstillende.
Det ble allerede i 1982 startet innledende forsøk for å finne en avansert laboratorietestmetode, som kunne beskrive et sprengstoffs evne til å fragmentere. Dette foredraget beskriver den forskning som er utført innen området fragmentering og kast av fjell ved sprengning, først ved IFF og siden 1985 ved NGI.
Foredraget beskriver de innledende forsøk, småskala betongforsøk, fullskala tunnelforsøk og fullskala pallsprengning.
I småskala betongforsøk er det funnet en interessant sammenheng mellom sprengstoffets og betongens impedans relatert til fragmenteringen.
Det er også funnet en god korrelasjon mellom målt kasthastighet og sprengstoffenes trykk/volum-arbeid relatert til betongens Bulk-modul.

SUMMARY

Existing practical laboratory tests for comparative strength determination of commercial explosives consist of the lead block test, the ballistic mortar test, the bubble test etc. These tests are carried out in material with quite different properties compared to rock. The theoretical performance potentials of commercial explosives are traditionally described by weight-strength (WS). Some explosive producers use the Langefors formula for weight-strength calculation, where also the gas volume is considered. Neither the theoretical nor the practical methods for determination of explosive performance such as the above, give good enough prediction of fragmentation and heave in rock blasting. For these reasons a project was started for the purpose of finding a small scale test method which predicts how different explosive parameters affect fragmentation and heave. The results from the small scale tests are compared to full scale tests carried out in tunnel blasting, and during summer 1990 also in bench blasting.

INNLEDNING

Vanligvis beskrives et sprengstoffs styrke med vekt-styrke (ws) relatert til standard sprengstoffer som Dynamit eller ANFO.
Den enkleste måten å beregne ws er ut fra eksplosjonsvarmen dividert med eksplosjonsvarmen til referanse sprengstoffet.

Noen sprengstoffprodusenter bruker Langefors (1973) sin formel for beregninger. Her er både energien og gassvolumet tatt i betraktning.
Det finnes et antall konvensjonelle tester og beregningsmetoder for å kunne sammenlikne egenskapene til forskjellige sprengstoffer.

Noen av de mest vanlige praktiske testene for å sammenlikne styrken av sprengstoffer er blyblokk test, ballistisk morter, akvarium test og undervanns-test. Den siste er den som er mest anerkjent verden over som den beste testmetoden for kommersielle sprengstoffer.

Bortsett fra undervanns-testen, beskriver alle disse testene sprengstoffenes egenskaper med en enkelt parameter. Detonasjonshastigheten til sprengstoffet blir ikke tatt med i betraktningen.

Testene blir utført i materialer med helt andre egenskaper enn fjellets.

I praktisk fjellsprengning bedømmer en resultatet i fra sprengningen ut fra det fragmenteringsarbeide sprengstoffet gjør, og røysas profil som er en konsekvens av framkastet.

Forskjellige brukere har forskjellig krav til fragmentering alt etter hva massene skal brukes til. Noen ønsker en god fragmentering med mest mulig nedknusing av massene, mens i andre tilfeller er for mye finstoff et problem som fører til direkte tap for produsenten.

Den sprengte steinen skal ikke bare knuses til en nær ønsket størrelse, men også danne en røys som er tilpasset det utstyr en har tilgjengelig. Både fragmentering og framkast er avhengig av flere parametere som ladefaktor, type sprengstoff, borehullsdiameter, fordemning, bergartstype, borehullsmønster, nummerering etc.

Målet med dette forskningsprosjektet er å utvikle en ny avansert laboratorietestmetode, for gjennom denne å kunne undersøke de enkelte sprengstoffparameteres innvirkning på fragmentering og framkast.

Ideen ble unnfanget i 1982 ved Institutt For Fjellsprengningsteknikk (IFF) av siv.ing Karl Kure. Siden 1985 har prosjektet blitt gjennomført ved Norges Geotekninske Institutt (NGI) støttet av NTNF.

Prosjektet er i dag et samarbeidsprosjekt mellom NGI, Dyno Industrier A/S og Nitro Nobel AB.
I 1990 har også firmaene Feiring Bruk, Power System as (sikteverk) og Atlas Copco Anlegg- og Gruveteknikk A/S (borerigg) bidratt til prosjektet.

Resultatene er i år presentert ved "Third International Syposium of Rock Fragmentation by Blasting" i Brisbane, Australia, 26-31 august 1990.

Presentasjonen ble foretatt av siv.ing Ingvar Bergqvist Nitro Nobel AB.
Tittelen på artikkelen var "An Investigation of Heave and Fragmentation Related to Explosive Properties", Kristiansen et al., 1990.

1. SMÅSKALAFORSØK

I det nedenforstående kapittel vil småskalaforsøk frem til 1988 omtales, mens forsøk utført etter den tid vil bli behandlet mer inngående.

1.1 Innledende forsøk

De innledende forsøk ble startet ved IFF i 1982. Hensikten med forsøkene var å finne et bergartsliknende materiale, passende form av prøvelegme og en representativ ladefaktor for testene.

Betong ble ansett som et materiale som kunne karakteriseres som bergartsliknende. Det ble derfor skutt legemer av betong, Renagneis og Larvikit for å sammenlikne fragmenteringen, figur 1.

Konklusjonen var at utviklingen av fragmenteringskurven for betong ikke avviker unormalt fra de bergarter som ble testet. Betong er et materiale som har en densitet og bølgehastighet i de områder som fjell har. Betongen er dessuten billig og lett å tilegne egenskaper etter de ønsker en har.

Det ble også innledningsvis skutt betonglegemer med forskjellig form. Formene var kube, kule og sylinder, figur 2. Kube ble valgt som form. Dette er selvsagt også den eneste form det er hensiktsmessig å ta ut av fjell for senere å kunne sammenlikne resultatene fra betong med fjell.

Figur 3 viser fragmenteringskurvene for betongterninger skutt med forskjellig ladefaktorer. Faktoren 0.63 kg/m^3 ble valgt for senere forsøk. Dette er i det område en ligger i praktisk sprengning.

1.2 Betongforsøk med varierende kube størrelse

I 1985 ble det satt i gang fragmenteringsforsøk der forskjellige størrelser på betong terningene ble testet (Kristiansen 1987).

Kantstørrelsen på terningene var 249 mm, 500 mm og 750 mm. Borehullsdiameteren var henholdsvis 10 mm, 22 mm og 27 mm. Terningene ble skutt under en 800 - 900 kg tung stålklokke. Alle terninger ble veid før de ble skutt. Etter sprengning ble fragmentene siktet og veid.

Sprengstoffene som ble testet i disse forsøkene var Dynamit, Comp C-4, Orange rørladninger, Dynex 100 og Dynex 107.

Konklusjonen fra disse forsøkene er at en må opp i terninger med kantlengde på 500 mm og borehull på 22 mm for å få en stabil omsetning av de testede sprengstoffene.

Forsøkene viste også, som de fleste har visst lenge, at finstoffandelen økte med økende borehullsdiameter, mens de største fragmentene ble større med økende diameter, figur 4a og 4b.

Årsaken til dette er at ved større borehullsdiameter er det en større mengde sprengstoff som omsettes pr. innvendig borehullsareal. Det blir derfor større oppknusing rundt borehullet.

På den annen side forbrukes det dermed mere energi i knusingen, og en får mindre energi overført i de utgående bølger som injiserer sprekker i fjellet. Resultatet av dette er at en får grovere fragmenter.

1.3 Småskalaforsøk der framkast og fragmentering måles

1.3.1 Forsøksbeskrivelse

I årene 1988 og 1989 ble det sprengt ca. 80 betongterninger. Blokkene ble støpt i 500 mm former. Betongen ble testet mhp. densitet, enaksial trykkstyrke og P-bølge hastighet.

Under støpning ble et 22 mm plastrør plassert sentrisk i formene. Alle terningene herdet i minst 30 dager og plastrørene ble fjernet. Før sprengningen ble alle terninger veid (ca. 300 kg) og plassert på en stålplattform.

75.0 gram sprengstoff ble gjort i stand, med en 3 gram tennerforsterker og en seismisk tenner. Dette for å sikre god initiering.

Detonasjonshastigheten (VOD) ble målt i hullet ved hjelp av optiske fiber og en elektrisk kortsluttningsteknikk, figur 5.

Sprengstoffet med VOD-sondene ble sentrert i borehullet, og borehullet ble fordemmet med hurtigherdene betong.

En stål klokke med diameter 1.20 m og vekt på ca. 800-900 kg ble sentrert over betong blokken.

Tre akselerometre ble montert på klokken normalt på tre av de vertikale sidene til terningen. Akselerometrene ble så koplet til et 48 kanals computerscope. Kasthastigheten ble beregnet fra initieringstidspunktet og til fragmentene traff klokkeveggen, figur 6.

Etter sprengningen ble hele røysa siktet i fraksjoner og veid. Det er også skutt 2 terninger i et dagbrudd. Disse er filmet med høyhastighetsfilming (500 bilder/sekund) for å verifisere de målte kasthastigheter.

1.3.2 Sprengstoffene

Hensikten med forsøkene var å studere sprengstoffparameterenes innvirkning på kast og fragmentering. Det ble derfor valgt sprengstoffer med store variasjoner i energi, gassvolum, densitet, VOD og ideell/ikke-ideell omsetning, se Tabell 1.

Den beregnede eksplosjonsvarmen varierte mellom 1.9 MJ/kg til 8.7 MJ/kg. For emulsjonene var variasjonen mellom 2.5 MJ/kg til 5.1 MJ/kg, mens densitet og gassvolum ble holdt så konstant som mulig.

Det beregnede gassvolum for de forskjellige sprengstoffer varierte fra 253 l/kg til 949 l/kg. Lavt gassvolum ble oppnådd ved å bruke natriumnitrat, aluminium og "inerte" salter i reseptene.

Densitets variasjonene var fra 0.82 g/cm^3 til 1.86 g/cm^3.

Den målte VOD i borehullet varierte mellom 2000 m/s og 8000 m/s. Det ble oppnådd to forskjellig VOD for nøyaktig den samme Dynamit komposisjonen.

Ved å bruke en 3 gram tennerforsterker detonert dynamitten med rundt 2500 m/s, men ved å sette til en 10 gram PETN-primer ble VOD målt til 5200 m/s.

ID no.	Type sprengstoff	Densitet g/cm^3	Energi (H_2O g) MJ/kg	Energi (H_2O l) MJ/kg	Gassvolum l/kg
1	Emulsjon A	1.17	3.44	4.55	848
2	Emulsjon B	1.17	3.44	4.55	848
3	Emulsjon C	1.17	2.95	4.16	881
4	Emulsjon D	1.05	2.45	3.78	913
5	Emulsjon E	1.17	4.29	5.33	777
6	Emulsjon F	1.17	5.07	6.03	714
7	Dynamit A	1.46	4.82	5.70	870
8	Dynamit B	1.46	4.82	5.70	870
9	Dynamit C	1.61	5.01	5.38	501
1 0	Dynamit D	1.50	5.09	5.53	585
1 1	Dynamit E	1.86	8.46	8.65	253
1 2	Carbonit	1.40	1.89	2.37	564
1 3	ANFO	0.82	3.89	4.99	949
1 4	PETN (94%)	1.40	5.59	6.02	823

Tabell 1. Identifikasjons nummer, sprengstofftype og tilhørende parametere.

1.3.3 Resultater

Resultatene fra småskalatestene er presentert som kumulative fragmenteringskurver i figur 7, 8 og 9.

I tabell 2 er de målte verdier for VOD, framkasthastihet og fragmentenes gjennomsnittlige størrelse, k_{50}, presentert. Den siste kolonnen i tabell 2 angir antall parallelle terninger for hvert sprengstoff.

Figur 10 viser en typisk spredning av resultatene for fragmenteringen skutt med en sprengstofftype.

ID no.	VOD (m/s)	Kast (m/s)	k_{50} (mm)	Nos.
1	5388	23.26	47	4
2	4143	22.65	65	5
3	4597	20.26	50	2
4	4372	18.76	49	2
5	5150	26.28	52	2
6	4000	27.87	52	3
7	2233	23.35	53	5
8	5179	25.32	42	5
9	2129	23.34	72	3
10	6174	22.96	38	5
11	3046	27.74	58	3
12	2290	11.48	88	2
13	2826	21.46	56	3
14	7697	21.62	43	5

Tabell 2. Resultater fra betongforsøkene med VOD, kasthastighet og midlere fragmentstørrelse, k_{50}.

2. STORSKALA TUNNELFORSØK

I 1985 ble det foretatt storskala tunnel forsøk under driving av NGI's forsøkstunnel på Bondkall, utenfor Oslo. Hensikten med disse forsøkene var å se hvordan detonasjonshastigheten influerte på fragmenteringen.
Forsøkene er beskrevet i Kure (1985) og Kure og Kristiansen (1987).

2.1 Forsøksbeskrivelse

Tunneltversnittet på forsøksstasjonen er 34 m^2. Til forsøkene ble bare den øvre halvdelen av tverrsnittet benyttet. Den nedre delen ble ladet, sprengt og lastet ut før hvert forsøk. Tilsammen ble det skutt 9 forsøkssalver. Sprengstofftypene som ble sammenliknet er beskrevet i Tabell 3. De VOD som finnes i tabellen er skutt i stålrør.

Sammenlikning av sprengstyrken ble gjort etter Langefors-Johansson's (1973) formel for relativ teoretisk brytningskapasitet.

Sprengstoff	Densitet (g/cm^3)	VOD (m/s)	W.S. rel.Dyn.	Rel.Energi pr.meter
ANFO-Normal	0.93	2400	0.83	1.23
ANFO-Spesial	0.92	3100	0.83	1.22
Emulsjonslurry	1.20	4900	0.64	1.22

Tabell 3. Data for de sprengstofftyper som ble skutt i tunnel-forsøkene, VOD er målt i stålrør.

Salvene ble boret med en datastyrt borerigg, slik at ansett og bordybde ble meget nøyaktig. Salvene ble lastet ut etter hver sprengning og deponert i egne hauger før sikting. Tilsammen ble det siktet 900 m^3.
Figur 11 viser bore- og tennplan for forsøkene, med rekkefølgen av hvordan de forskjellige sprengstoffer ble skutt.

2.2 Resultater

Figur 11 viser siktekurvene for forsøkene. Resultatene er presentert som kumulative fragmenteringskurver. I tabell 4 er den prosentvise divergens mellom den beste og den dårligste fragmenteringen for sprengstoffene.

Fraksjon-> (mm)	8	16	30	60	150
Emulsjon-slurry	12.2 %	17.4 %	23.5 %	33.2 %	64.7 %
ANFO-Nor-mal	9.2 %	13.6 %	19.0 %	27.8 %	57.1 %
Forskjell	+ 3.0 %	+ 3.8 %	+ 4.5 %	+ 5.4 %	+ 7.6 %

Tabell 4. Vektprosent forskjeller mellom fraksjoner.

Den teoretiske energien pr. meter borehull er den samme for de tre sprengstoffene.

Dette indikerer hvordan fragmenteringen er mere avhengig av detonasjonshastigheten til sprengstoffene enn av den relative energien.

3. FULLSKALA PALLSPRENGNING

3.1 Forsøksbeskrivelse

Det var i 1990 planlagt 6 fullskala pallsprengninger der energiinnholdet i sprengstoffet skulle varieres. Salvene er planlagt med 64 mm borehull i 4 raster a 10 hull. Det er ment å bruke elektroniske tennere.

To energivarianter skulle prøves ut. Resultatene skulle vurderes ut fra detonasjonshastighetsmålinger i borehullet, framkasthastigheten måles med høyhastighets filming og deler av røysa skulle siktes, se figur 12. Forsøkene er utsatt til 1991 pga tekniske problemer.

Prosjektet har isteden valgt å gå inn i produksjonssalver ved Bjønndalen Bruk i 1990.

Salvene bores med 100 mm (4") borehull. To og to salver skytes med det sprengstoffet som er vanlig i driften (Slurrit 5010), og med et høyenergi sprengstoff (tilsetting av aluminium).

Hensikten med forsøkene er å få erfaring på den forsøksprosedyren som var planlagt for de kontrollerte forsøkene, og å dokumentere aluminiumens innvirkning på framkast og røysform. Det er pr. 1. oktober 1990 kun skutt en salve som beskrives her.

Salven besto av 41 hull boret i et rektangulært mønster med forsetning 3 m og hullavstand 4 m. Den gjennomsnittlige hulldybde var 15 m. Total mengde sprengstoff var 6007 kg.

Salven nummereres med Nonel Unidet, der det er 17 ms sideveis forsinkelse og 42 ms rastvis forsinkelse. Det brukes et lavere nummer på bunntenneren i forhold til topptenneren.

Detonasjonshastigheten ble målt i to hull. Metodene var ved optiske fibre og ved en kortsluttningsteknikk som beskrevet i figur 5.

Hullene ble fordemmet med tilkjørt gradert materiale i ca. 2.5 meters høyde. Detonsajonshastigheten ble målt i to borehull.

Over pallfronten ble det hengt ut 5 stk. 0.5 m isoporkuber med 3 meters mellomrom. Disse var festet med individuelle tau som ble skutt av på første nummer i salven. Kubene følger dermed pallfronten og framkasthastigheten kan lett analyseres.

De ble også målt akselerasjoner i to målepunkter bak salven.

Røysa ble fotografert og målt inn etter sprengningen.

3.2 Resultater

Detonasjonshastigheter

Det ble målt detonasjonshastigheter i to borehull. To forskjellige teknikker ble benyttet.

Målehull	Teknikk	Nedre strekning	Øvre strekning
1	Kortslutt	4934 m/s	Ikke resultat
2	Kortslutt	4990 m/s	4959 m/s
2	Optiske fibre		4714 m/s

Tabell 5. Resultater av VOD-målinger.

Framkasthastigheter

Salven ble filmet med to høyhastighetskamerar (ca 500 bilder/sekund).
I figur 13 er salvefrontens bevegelse tegnet med de beregnede framkast-hastigheter for noen kastbaner. Kasthastighetene er et gjennomsnitt fra første bevegelse og til 500 ms etter.

Røysa

I figurene 14, 15 og 16 er røysa målt inn. Figur 14 viser et vertikalt lengde-profil av røysa der også pallen er inntegnet. I figur 15 er omkretsen av røysa målt inn, også her er pallfronten tegnet inn og de profillinjer som figur 14 og figur 16 viser.

4. DISKUSJON

4.1 Småskala

4.1.1 Fragmentering

Det er vanligvis antatt at fragmentering av fjell ved sprengning (Cunningham 1983,1987, Bouden-Romdhane et al 1987) følger de lover som Kuznetsov (1973) og Rosin-Rammler (1933) postulerer.

En god korrelasjon til Rosin-Rammler-Sperling (RRS) fordeling gir en rett linje i et RRS-diagram.

De fragmenterings forsøk som er foretatt i dette prosjektet, både i full skala tunnel sprengning og i småskala betong sprengning, viser en dårlig korrelasjon til RRS-fordelingen. I figur 17 er typiske siktekurver fra tunnelsprengning og betong forsøk plottet i et RRS-diagram.

En vanlig antagelse er også at energien eller vektstyrken til sprengstoffet er en viktig faktor når det gjelder fragmenteringen. Plotter en den teoretiske beregnede varmen mot den gjennomsnittlige fragment størrelsen k_{50} får man en dårlig korrelasjon mellom disse to faktorene.

Tar en derimot å plotter impedans forholdet mellom sprengstoffet og betong mot k_{50} får man en god og logisk korrelasjon, figur 18.

Motivasjonen for å gjøre en slik sammenkopling er kjente lover for bølgeforplanting i fjell. Impedans er definert som produktet av et materialets densitet og bølgehastigheten.

En får teoretisk en 100 % bølge-energi overføring mellom to materialer dersom impedansen mellom dem er like, og en har 100 % kopling.

For sprengstoffet regner vi detonasjonsfronten som en bølge som forplanter seg i sprengstoffet. Densiteten i detonasjonsfronten er lik sprengstoffets densitet. En kan derfor snakke om sprengstoffets impedans som et produktet av VOD og sprengstoffets densitet.

For bergarten (betongen) er densiteten og P-bølge hastigheten lett å måle. I våre forsøk holdes prøvemateriale konstant slik at en får den samme impedans gjennom alle betong sprengninger.

Allerede i 1959 viste Fogelson et al (1959) at sprengstoffer overførte energi til fjellet proporsjonalt med impedansforholdet. Det er derfor logisk å tenke seg at den gjennomsnittlige fragmentstørrelsen k_{50} minsker med økende "strain" energi overført til fjellet.

4.1.2 Framkast

Det ble gjort forsøk på å plotte de målte framkasthastighetene for de forskjellige sprengstofftypene mot sprengstoffenes enkelt parametere, som VOD, gass volum og energi. Selv om en ikke fant noen god korrelasjon var det energien som viste den beste tilpasningen.

Tar en kasthastigheten for de forskjellige emulsjoner og plotter mot energien får man em meget god korrelasjon, figur 19. Grunnen til dette er at en her har den samme sprengstofftypen med kun variasjoner i vanninnhold og aluminium. Den kjemiske reaksjonen til sprengstoffet varierer derfor ikke så mye.

Når en så tar inn andre sprengstofftyper med andre resepter for man en dårligere korrelasjon, figur 20. De kjemiske reaksjonene er annerledes og en kan derfor ikke si at framkasthastigheten er direkte proporsjonal med energien.

Plotter en derimot framkasthastigheten mot det beregnede sluttrykket, får en god korrelasjon for sprengstoffene, figur 21.

Jo høyere sluttrykk en har, desto større blir betongfragmentenes kasthastighet. Dette skulle i fullskala sprengninger korrespondere til framkasthastiheten av salven.

Det er interessant å se at den største divergensen er for sprengstoff nr. 5 og 6, (emulsjon med aluminium) og sprengstoff nr. 13 (ANFO).

En forklaring på dette kan være at aluminium reagerer saktere enn antatt og at amoniumnitrat reagerer fortere. En annen forklaring når det gjelder ANFO kan være at sprengstoffet er nærme sin kritiske diameter.

Påliteligheten for disse forhold er svært avhengig av nøyaktigheten i beregningene av sluttrykket.

Grunnlaget for beregningene er sprengstoffets isentrop. Dette får en fra trykk/volum diagrammet i en modifisert TIGER code, Nitro Nobel AB. Denne gir muligheten til å simulere en ikke-ideell detonasjon.

En kan derfor ut fra de målte detonasjonshastigheter simulere reaksjonen som vil gi denne hastigheten. Sluttrykket settes så til det punkt der isentropen krysser kurven for en likning basert på betongens Bulk-modul, figur 22.

Både sammenkoblingen av impedans forholdet mellom sprengstoff/betong og fragmentering, og sammenkoblingen mellom sluttrykk/Bulk-modul og framkast gir interessante perspektiv.

4.2 Storskala pallsprengninger

Da det pr. 1. oktober kun er skutt en salve i fullskala forsøkene, har en intet grunnlag for å gi seg inn på diskusjoner av resultatene. En mere interessant diskusjon vil forhåpentligvis kunne gis i den muntlige fremstillingen den 22. november 1990.

Det som kun skal sies her er at de målte kasthastigheter er relativt høye i forhold til det som er målt tidligere av undertegnede. Noe av forklaringen på dette kan være at bergarten er relativt tett oppsprukket i områdene der det er skutt salver før. Bergarten er relativt "ferdig fragmentert", dermed går mye av den energien som er tilgjengelig med til framkast.

5. KONKLUSJON

Selv om prosjektet ikke er kommet lengere enn til innledende forsøk for fullskala pallsprengninger, mener vi at metoden med å bruke betongterninger for å teste sprengstoffer kan være et godt alternativ til eksisterende tester.

Forsøksmaterialet er ikke fjell, men har mange av fjellets egenskaper og er dessuten billigere å produsere enn fjellprøver.

Dersom det er mulig å relatere resultatene fra betongforsøkene til betongens egenskaper, skulle det være mulig å relatere resultatene videre til fjellets egenskaper.

Vi håper at denne muligheten skal virkeliggjøres gjennom fullskala testene.

Resultatene fra småskala testene indikerer at en må benytte prøvematerialets egenskaper for å kunne forklare resultatene.

Dette igjen understreker det faktum at ytelsen til heterogene sprengstoffer er avhengig av hvilket materiale (bergart) det omsettes i.

Sammenhengen mellom fragmentstørrelsen og impedansen er blitt diskutert tidligere i litteraturen, men er ytterligere påvist av våre arbeider.

Når det gjelder sammenhengen mellom sluttrykket og fragmentenes kasthastighet, mener vi at vi har funnet en logisk sammenheng og en god korrelasjon.

Konklusjonene ovenfor gir interessante perspektiver for arbeidet fremover. Vi håper at en i 1991 vil ha kommet et langt skritt nærmere målet med å kople spengstoffparameterene sammen med bergartsparametrene, og derigjennom skal kunne skreddersy sprengstoffer for den enkeltes behov.

ANERKJENNELSE

Prosjektet er preget av et meget godt
samarbeid mellom svenske og norske bedrifter.
Jeg vil som prosjektleder særlig takke
Forskningsingeniør Lars Granlund, Nitro Nobel AB og
hovedfagstudent Johan Mykland, Universitetet i Oslo,
bedriften Atlas Copco Anlegg- og Gruveteknikk A/S,
Power System as og Feiring Bruk.

REFERANSER

Bouden-Romdhane N., Mouza J., Blachier A., Weber P.,1987, Analysis of Rock Fragmentation by Blasting, Second International Symposium On Rock Fragmentation By Blasting, Keystone, Colorado, August 23-26, 1987.

Cunningham, C.V.B.,1983. The Kuz-Ram Model for Prediction of fragmentation from Blasting, Proceed. of First International congress in rock Fragmentation by Blasting, Luleaa, vol.2, pp.439-453.

Cunningham, C.V.B.,1987. Fragmentation Estimations and the Kuz-Ram Model - Four Years On, Second International Symposium On Rock Fragmentation By Blasting. Keystone, Colorado, August 23-26, 1987.

Fogelson D.E., Duvall W.I., Atchinson T.C.,1959, Strain energy in explosion-generated strain pulses, Bureau of Mines, Report of Investigations 5514.

Kristiansen J., 1987, Utvikling av en ny parameter for å karakterisere sprengstoffers evne til å fragmentere fjell, Cand.scient.-oppgave, Institutt for Geologi, Universitetet i Oslo.

Kristiansen J., Kure K., Vestre J. og Bergqvist I., 1990, An Investigation of Heave and Fragmentation Related to Explosive Properties, Third Int. Symp. of Rock Fragmentation by Blasting, Brisbane Australia, 26-31 aug. 1990.

Kure K., Kristiansen J., 1987, Testing av sprengstoff i fjell og betong, Sprengemnens Verkansegenskaper, Nordisk Konferens, Maj 21-22 Bjoerkborn, Karlskoga Sweden.

Kure K., Kristiansen J., og Monsen K., 1988, Analyse av Salvesprengning, Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk/Geoteknikk 1988, Høstkonferansen 1988.

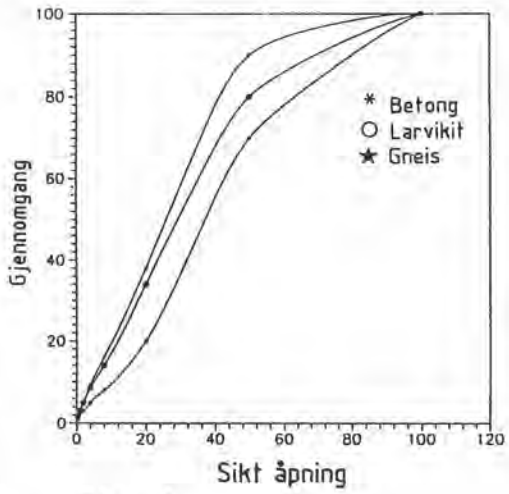
Kuznetsov V.N., 1973, The Mean Diameter of Fragments formed by Blasting of Rock, Soviet Mining Science, Part 2, pp. 39-43.

Langefors U.,Kihlstroem B.,1973, The Modern Technique of Rock Blasting, ISBN 0471-51571-X.

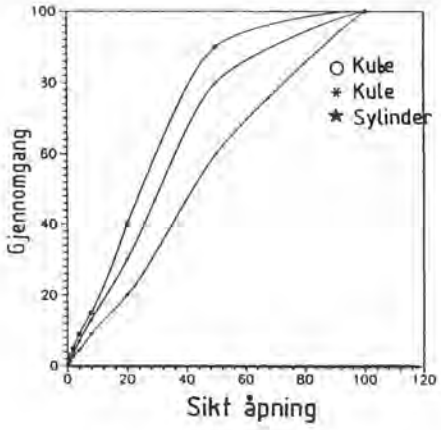
Lownds C.M.,1986, The Strengths of Explosives, The Planning and Operation of Open-Pit and Strip Mines, ed. Deetlefs, J.P. Johannesburg, SAIMM,pp.151-159.

Rosin R., Rammler E.,1933, Laws governing the fineness of powdered coal, J. Institute of Fuels, vol.7, pp 29-36.

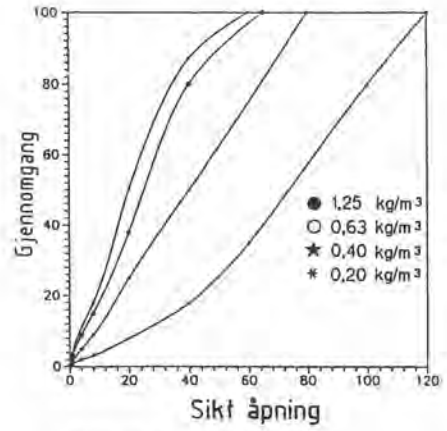
Vestre J., 1989, Sprengstoffenes egenskaper. Kjemiske, fysiske egenskaper og sprengstofftester, Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk/Geoteknikk 1989, Høstkonferansen 1989.



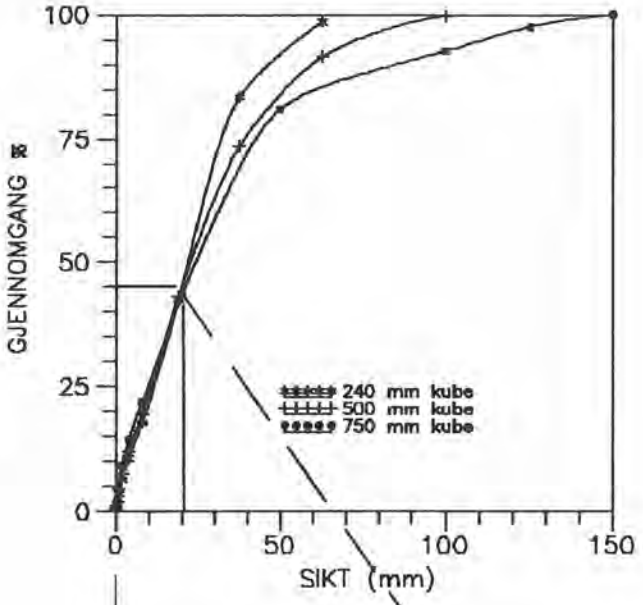
Figur 1.



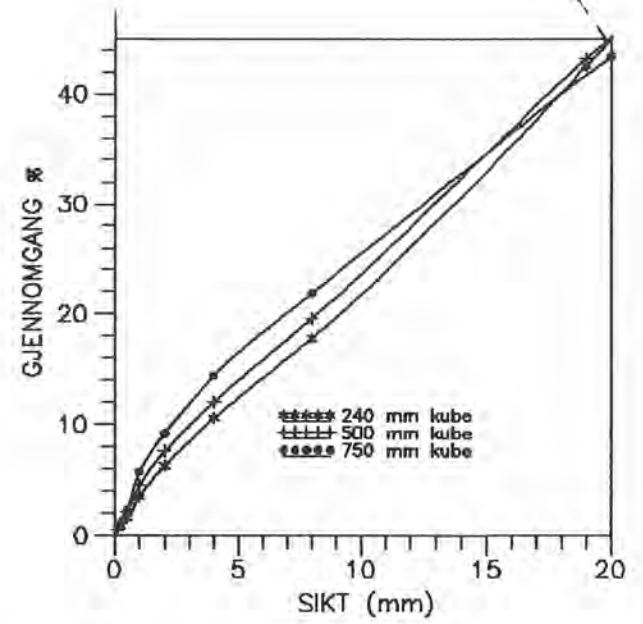
Figur 2.



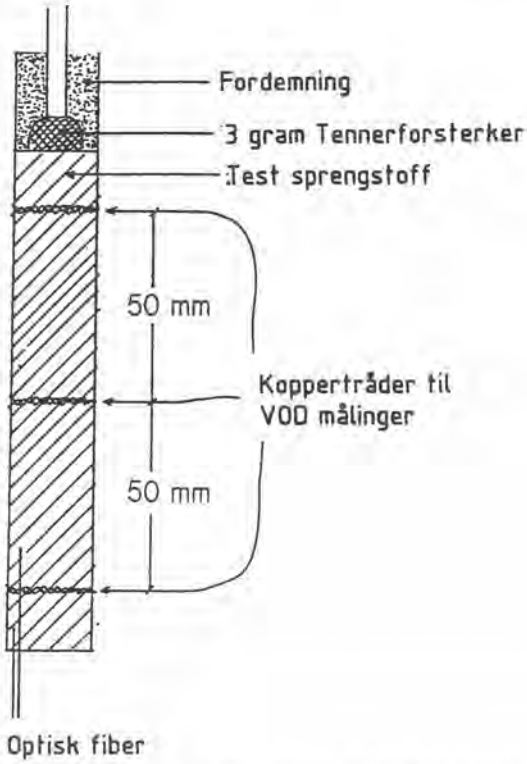
Figur 3.



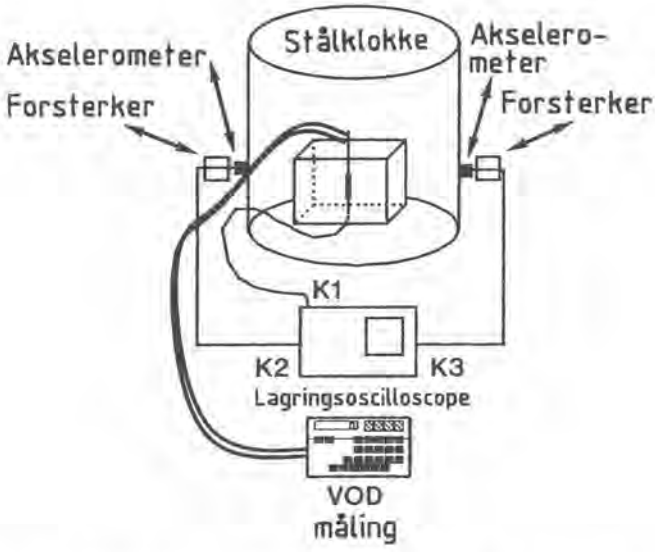
Figur 4. Siktekurver for tre forskjellige kube storrelser og borehullsdiametere.



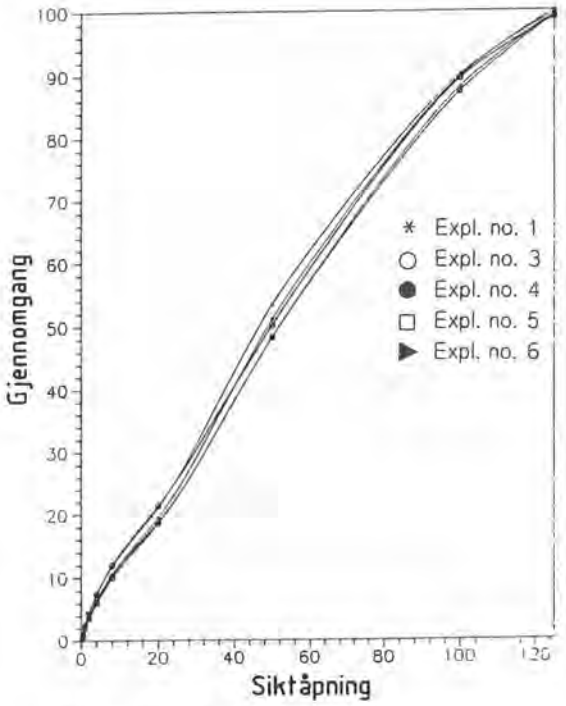
Figur 4. Siktekurver for tre forskjellige kube storrelser og borehullsdiametere.



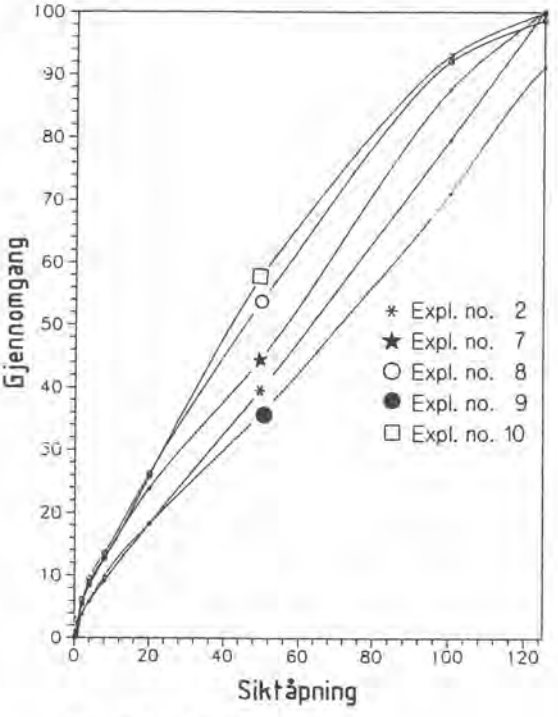
Figur 5. Instrumentering av ladningen for detonasjons-hastighetsmålinger (VOD).



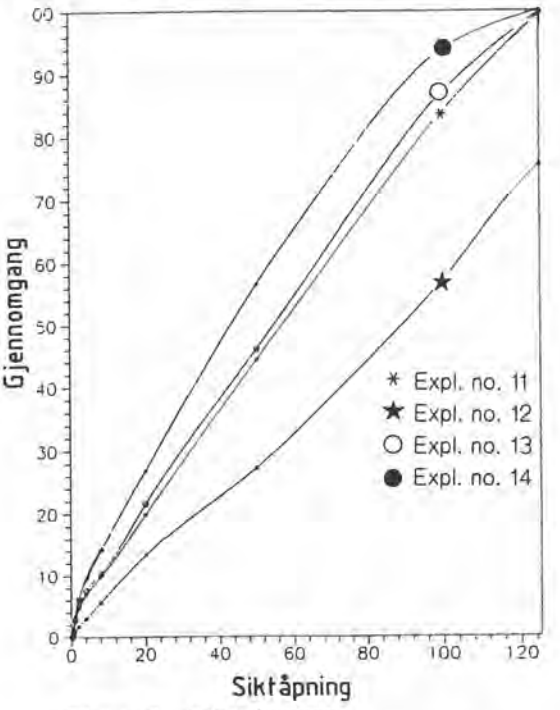
Figur 6. Forsøksoppsettet for småskala tester av betongterninger.



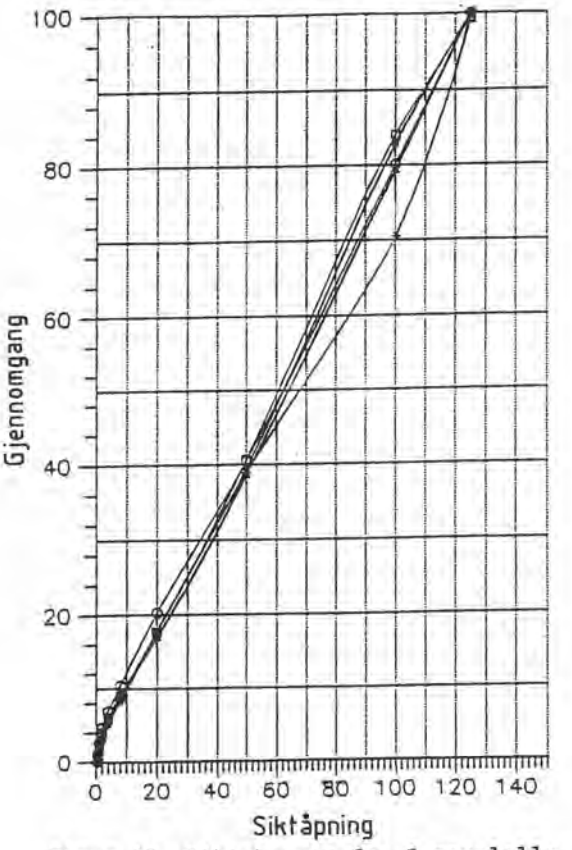
Figur 7. Siktekurver.



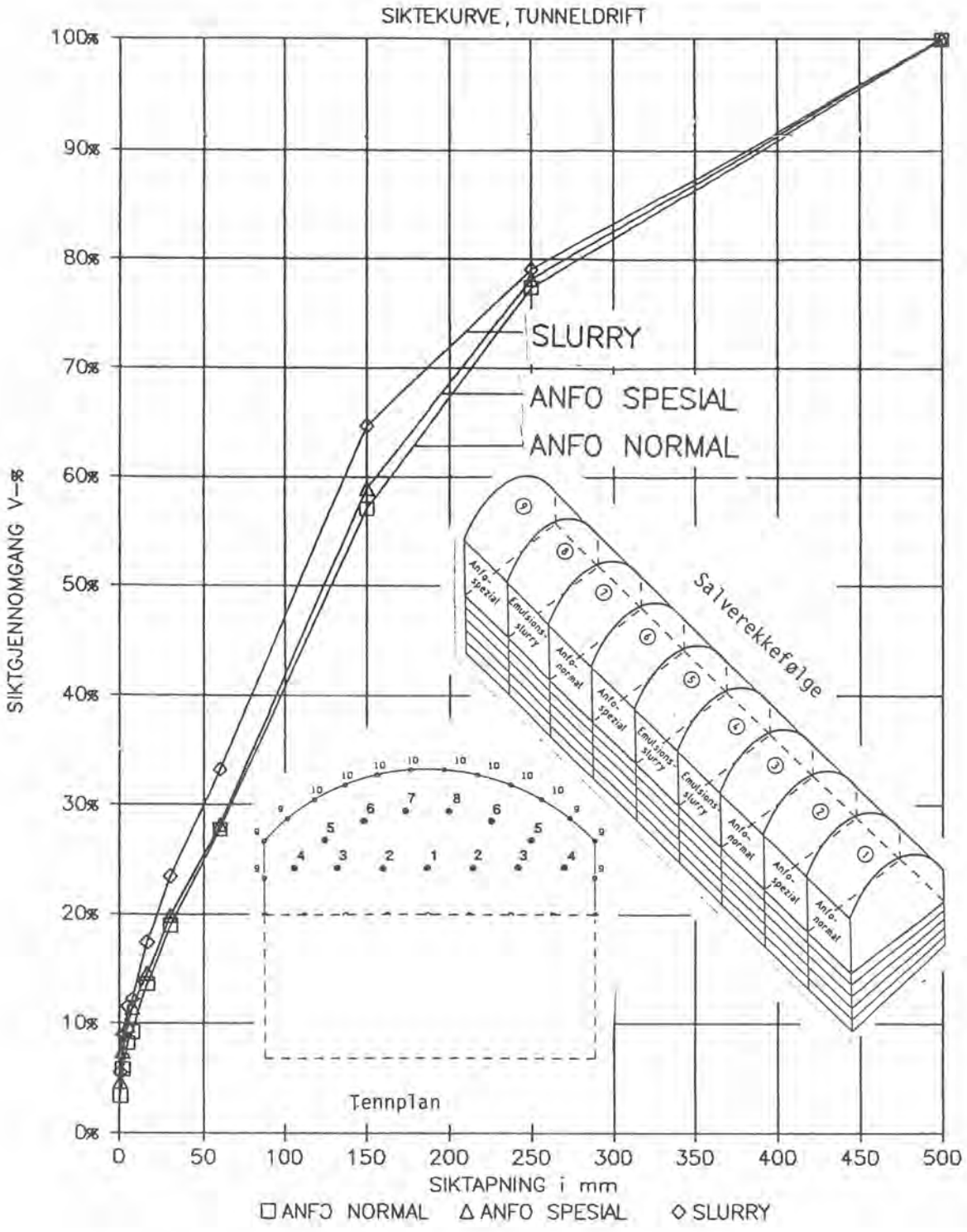
Figur 8. Siktekurver.



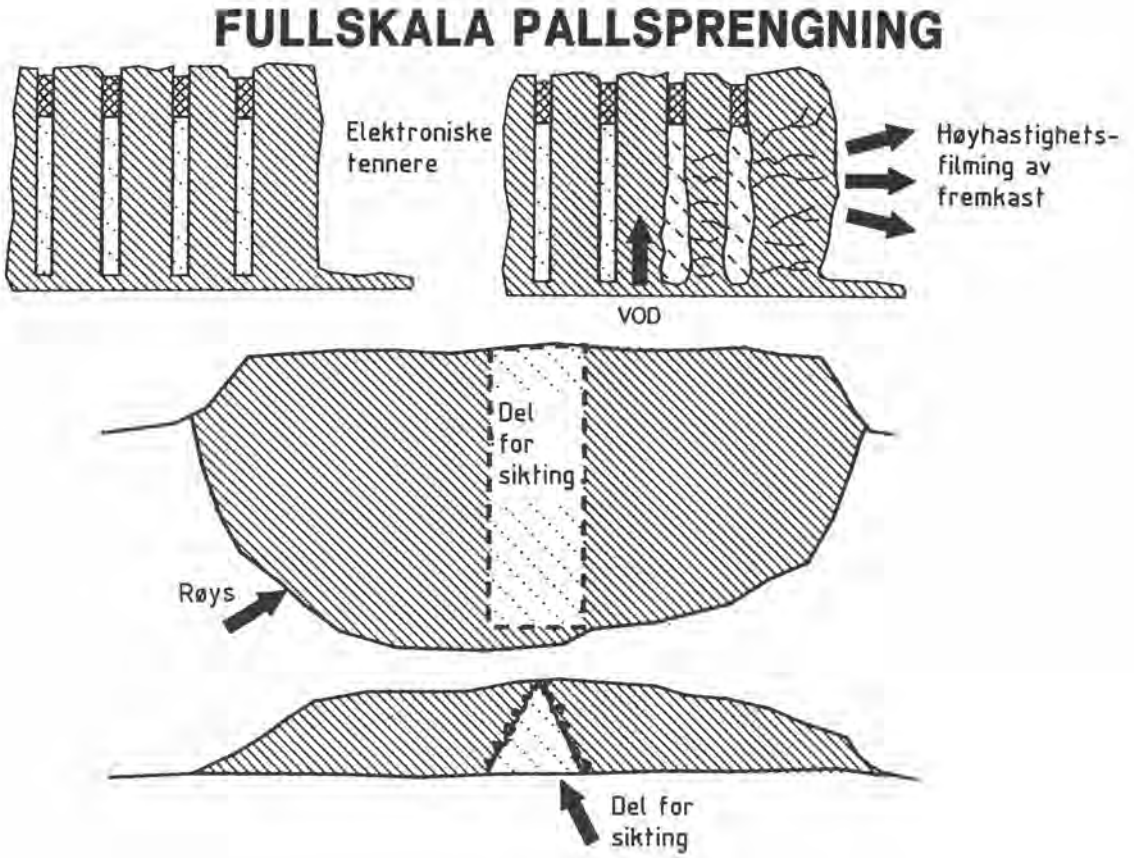
Figur 9. Siktekurver.



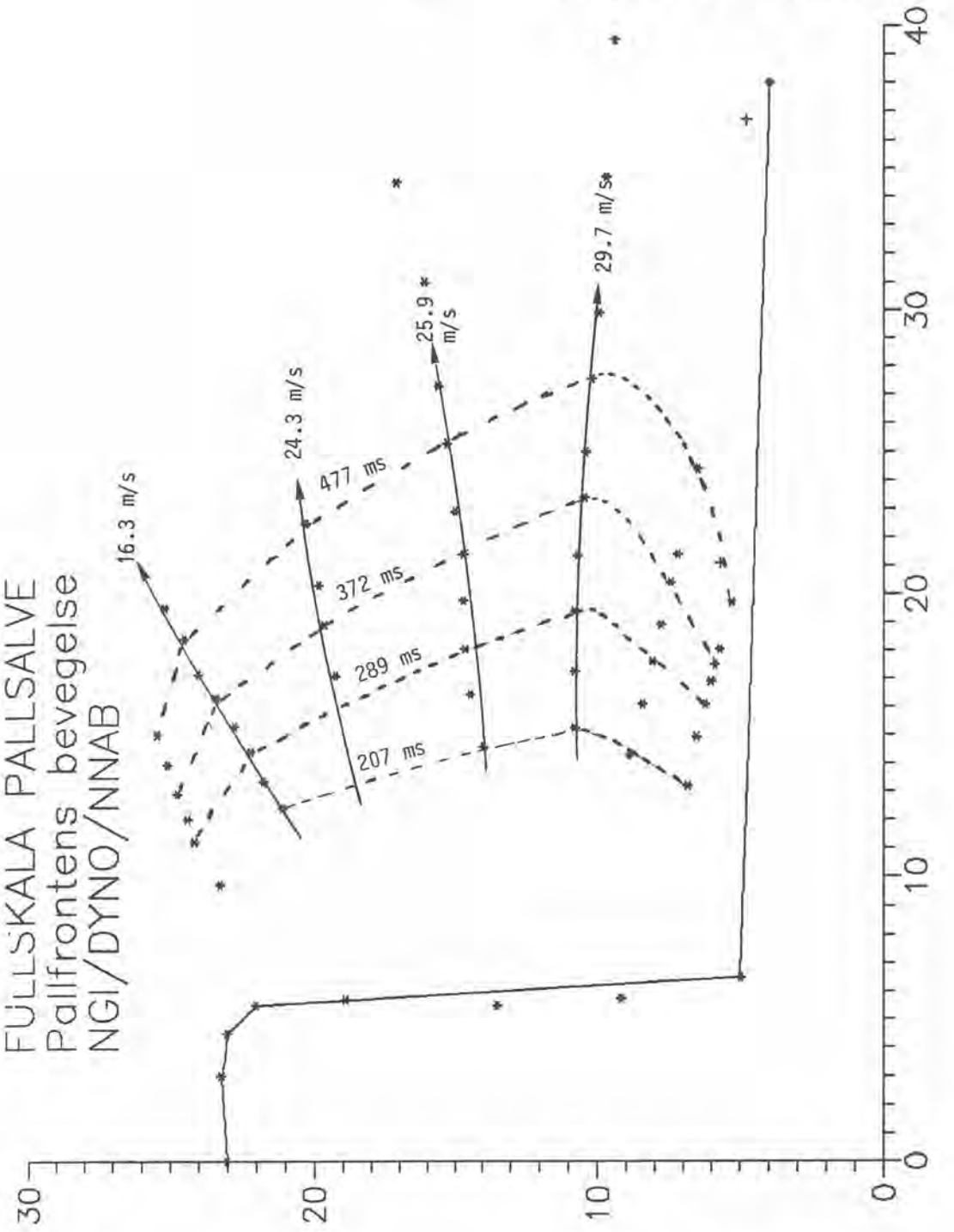
Figur 10. Siktekurver for 5 paralelle tester med en type sprengstoff



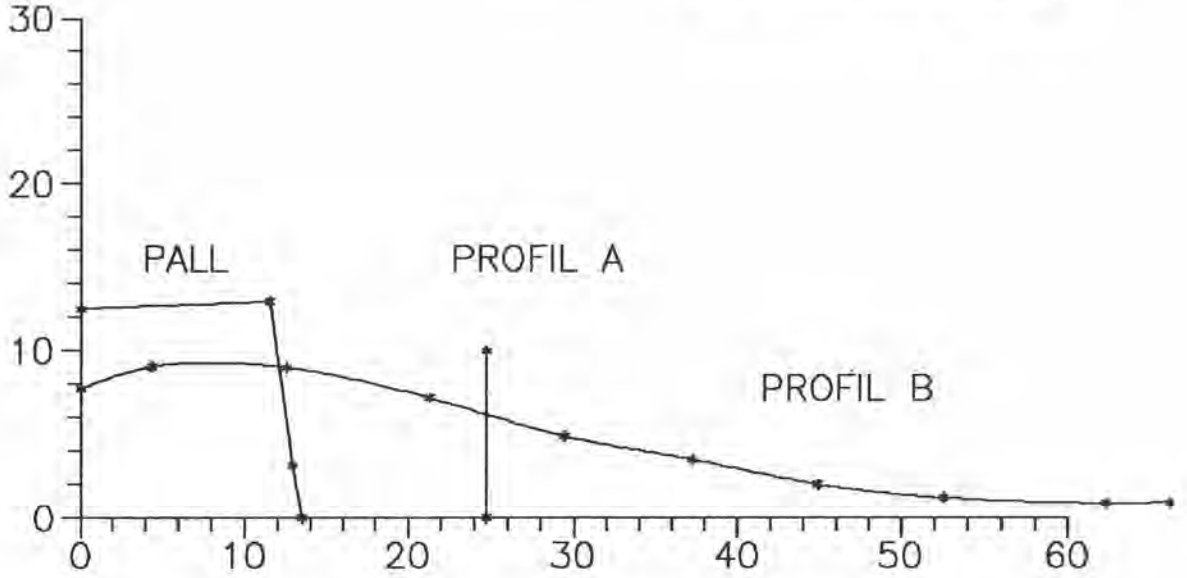
Figur 11. Tennplan, salverekkefølge og siktekurver for storskala tunnelforsøk, Bondkall 1985.



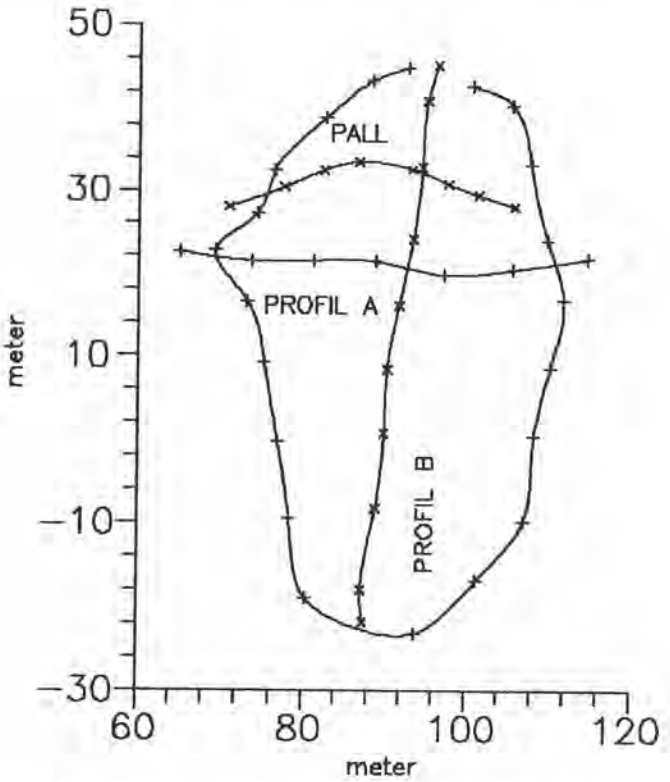
Figur 12. Figuren viser forsøksopplegget for de planlagte storskala pallsprengninger. Salvene vil bli gjennomført i 1991.



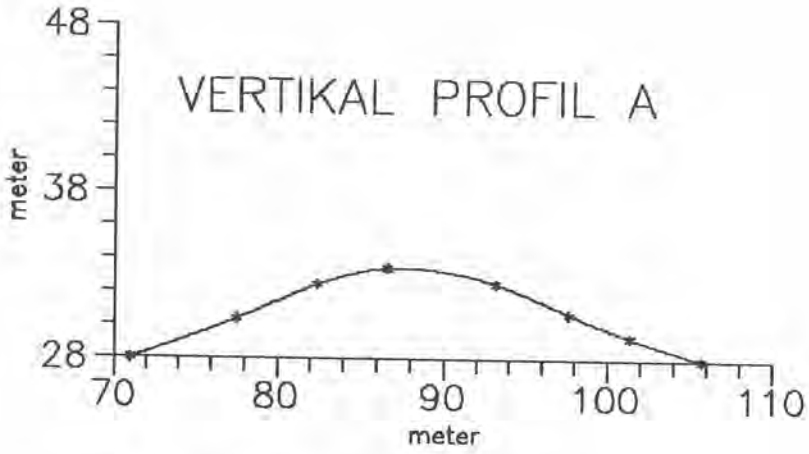
Figur 13. Produksjonssalve i Bjønndalen Bruk. Salven er filmet med høyhastigets-filmkamera. Framkasthastighetene er tegnet inn. Salvensbevegelse er stipplet i tidsintervaller.



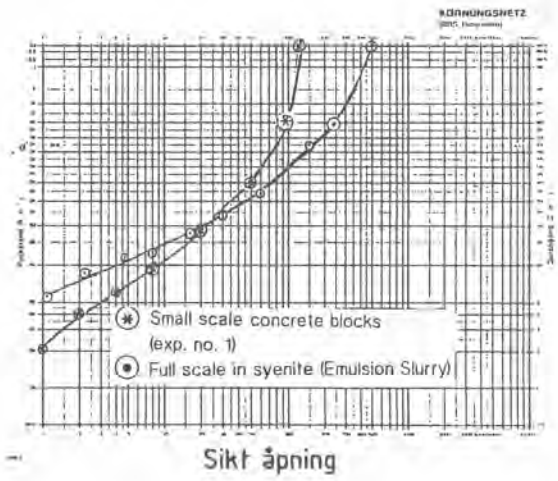
Figur 14. Lengdeprofil av røysa med pallfront og profil-linjen for salvens bredeste punkt tegnet inn.



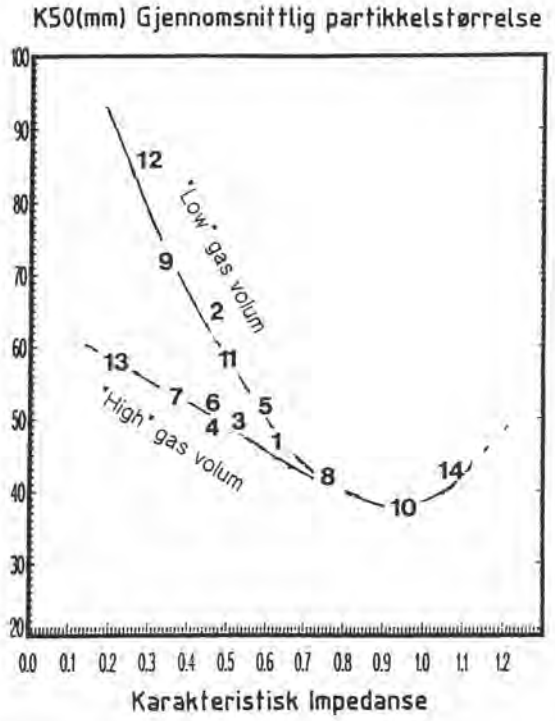
Figur 15. Røysa sett ovenifra med de innmålte punkter og profiler.



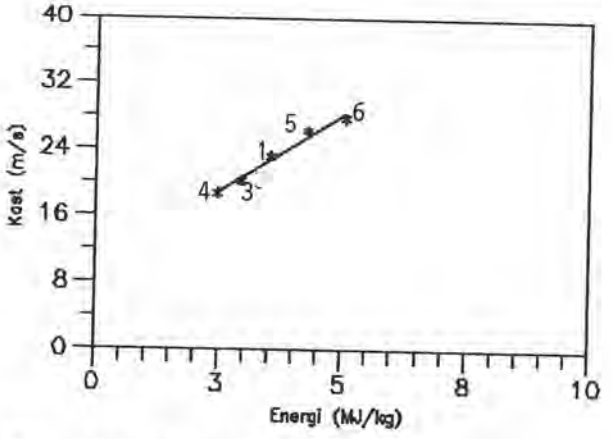
Figur 16. Tverrprofil gjennom røysas bredeste utstrekning.



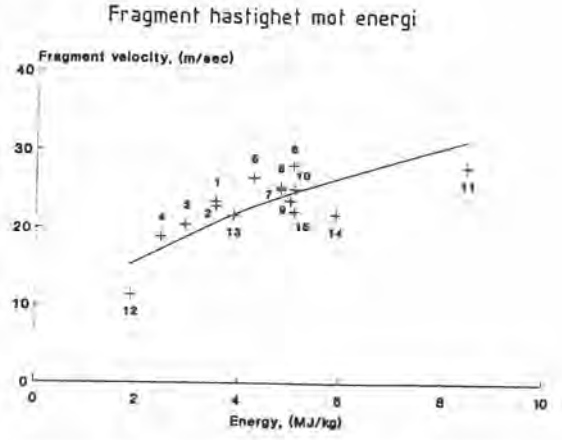
Figur 17. Fragmentfordelingen fra stor- og småskala forsøk plottet i et RRS-diagram.



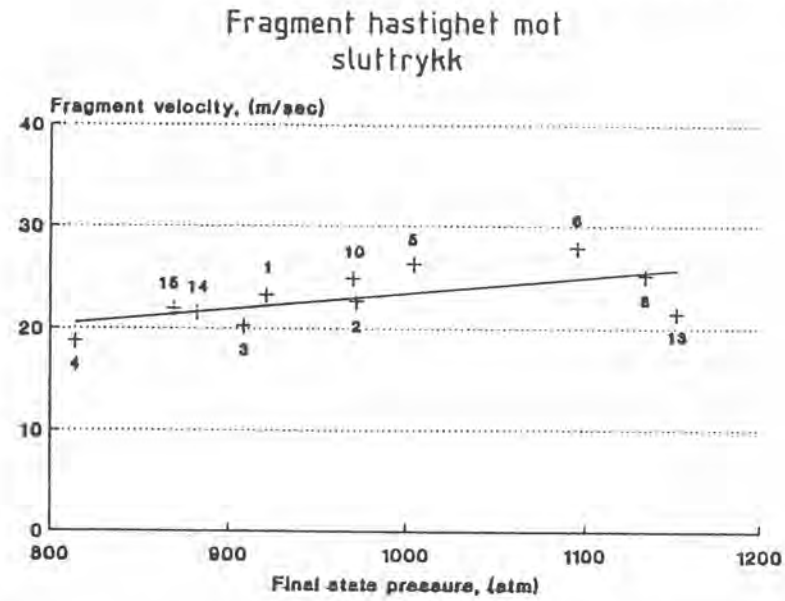
Figur 18. Impedans-forholdet mellom sprengstoff og betong plotte mot k_{50}. k_{50} er et mål for den siktåpning der 50 vektprosent av fragmentene vil passere.



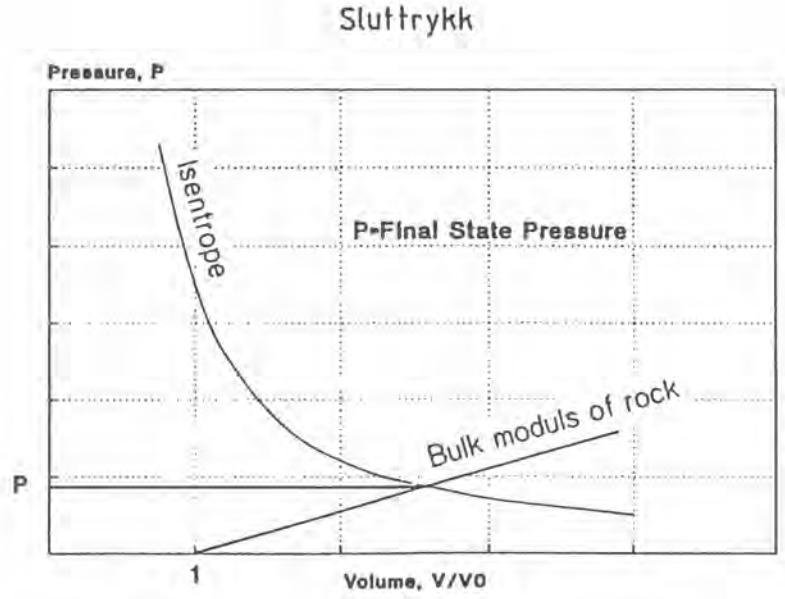
Figur 19. Teoretisk energi plottet mot kasthastigheter for emulsjon–sprengstoffer.



Figur 20. Teoretisk energi plottet mot kasthastigheter for 15 sprengstofftyper. Dårlig korrelasjon!!



Figur 21. Fragmentenes målte hastighet er her plottet mot det beregnede sluttrykk (Tiger Code).



Figur 22. Figuren viser hvordan detonasjonsgassene ekspanderer isentropisk fra detonasjon-trykket til sluttrykket.

Bergingeniør Oddmund Husum, A/S Sydvaranger

Innlegg gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

AVVIK I PILOTHULL FOR LANGE STIGORTER

DEVIATION IN PILOT HOLE FOR LONG SHAFTS

Avdelingsleder Trond Øiseth, Entreprenørservice A/S

Sammendrag

En viktig faktor ved boring av lange pilothull i fjell er en god forhåndsplanlegging. En tidlig kontakt mellom byggherren og hans konsulent, ingeniørgeolog og boreentreprenør er vesentlig. Da kan en tidlig få sortert ut løsninger som ikke er gjennomførbare, eller vil påføre prosjektet høye uforutsette kostnader i form av uakseptable avvik.

Avvik i pilothull boret i fjell kan variere fra noen få centimeter til mange meter. Årsaken til avviket er sammensatt av flere faktorer. Viktigst er de geologiske forhold, dvs. bergartskvalitet, homogenitet, strøk og fall. Lengden og pilothullsvinkelen vil også innvirke på avviket. Et langt pilothull med liten vinkel med horisontalplanet (5 - 25°) er ofte de hull som gir de største avvikene. Valg av riktig borutstyr, kvaliteten på borstreng, stabilisatorrør og borkrone er viktig for å oppnå et ønsket resultat, d.v.s. avvik innen det området prosjektet kan akseptere. Den menneskelige faktor er betydningsfull, motiverte operatører med lang erfaring er en forutsetning.

Summary

When drilling long pilotholes, planning is an important factor. It is vital to have an early contact between the builders employer and his consultant, engineering geologist and drilling contractor. In this way unrealistic solutions may be sorted out at an early stage, thus saving large, unforseen project costs caused by large deviations.

Deviation of pilotholes drilled in rock may vary from a few centimeters to several meters. This is caused by several factors. Most important is the geology f.inst. rock quality, homogenity and the angle on different hard and soft rock layers. The length and the angle of the borehole will also effect the deviation.

It is important to choose the right drilling equipment and to be particular about the quality of the drill string, stabilizer pipes and the drill bit, thus in order to reduce the deviation to the smallest acceptable figure.

The human factor is also of great importance. The first prerequisite to success is efficient and motivated operators with long experience.

Boring av lange pilothull i fjell for opprømming av stigorter har de siste 10 årene vært en mye benyttet metode i Norge. Bekkeinntak for vannkraftverk, vann og avløpsledninger, samt kabel og ventilasjonshull er typiske prosjekter.

Med lange stigorter menes lengder mellom 200 - 600 m. Til boring av slike pilothull benyttes raise-drills eller på norsk sjaktboremaskiner. Boringen foregår ved trykk og rotasjon av borestrengen. Maskinene drives elektrisk-hydraulisk eller diesel-hydraulisk. Fig. I.

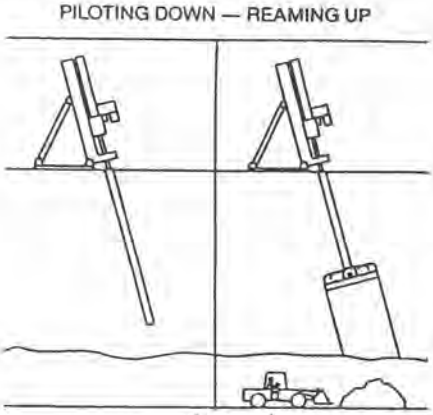


FIG. 1.

Det benyttes rulleborkroner av samme type som til oljeboring. Bak borkronen benyttes stabilisatorrør for å oppnå en best mulig retningsstabilitet under boringen.

Antallet stabilisatorrør kan variere med lengde og helning på borhullet. Fig. 2.

Borrørene er av meget høyverdig stål med en normallengde på 1,5 m. Rørdiameteren varierer fra 200-350 mm avhengig av hvilken diameter den endelige stigorten skal ha.

FIG. 2.

Fig. 1 viser en skjematisk skisse av sjaktboremaskin under pilotboring og opprømming.

Fig. 2. En detaljtegning av borkrone, stabilisatorer og borrør.

Byggherren ønsker en stigort fra A til B tegnet som en tykk strek, f.eks. fra et vann og ned i en driftstunnel.

Fjell er imidlertid ikke et homogent materiale og kan by på varierende forhold i borhullstraséen. For å komme så nærme det prosjekterte som mulig er det derfor nødvendig med en grundig planlegging og analyse av boreprosjektet. Kanskje den ønskede boretraséen ikke er gjennomførbar i praksis, eller i hvert fall kan bli meget kostbar.

Ved prosjektering av lange pilothull for stigorter bør følgende punkter gjennomdrøftes for å unngå uventede boreavvik. Boreprosjektet kan deles opp i to hovedelementer:

1. Planlegging, prosjektering, utarbeidelse av anbudsdokumenter.

2. Boreentreprenørens (kvalitetssikring) planlegging og gjennomførelse av pilothullsboringen.

1. PLANLEGGING - PROSJEKTERING AV STIGORTBORING

Det er viktig med tidlig kontakt mellom byggherren/konsulent, ingeniørgeolog og boreentreprenør. Dette for å finne den optimale tekniske og økonomiske løsning.

Ingeniørgeologens råd m.h.t. overdekning, strøk og fall i bergarten, mulige slepper og svakhetssoner, variasjoner i bergartsstruktur løs/hard og unngåelse av dagfjellssonen. Boreentreprenørens kjennskap til boremetodens begrensninger m.h.t. borhullslengde, vinkel og treffsikkerhet.

Når byggherren eller hans konsulent har innhentet alle nødvendige opplysninger kan han justere sitt forprosjekt etter de geologiske forhold samt metodens tekniske muligheter og innenfor disse rammer utforme den rimeligste løsning.

Ved utarbeidelse av tegninger og anbudsdokumenter bør alle mulige arbeidsoperasjoner beskrives. Det bør også klart defineres hvilke avvik fra den teoretiske stigorts senterlinje som kan aksepteres.

Ved prosjektering av lange pilothull må en være klar over at risikoen for avvik øker med borhullslengden. Borhullsvinkelen har også betydning for avviket. Et vertikalhull vil normalt ha mindre avvik enn et hull med en vinkel på 20-30° eller mindre, mot horisontalplanet. Se fig. 3.

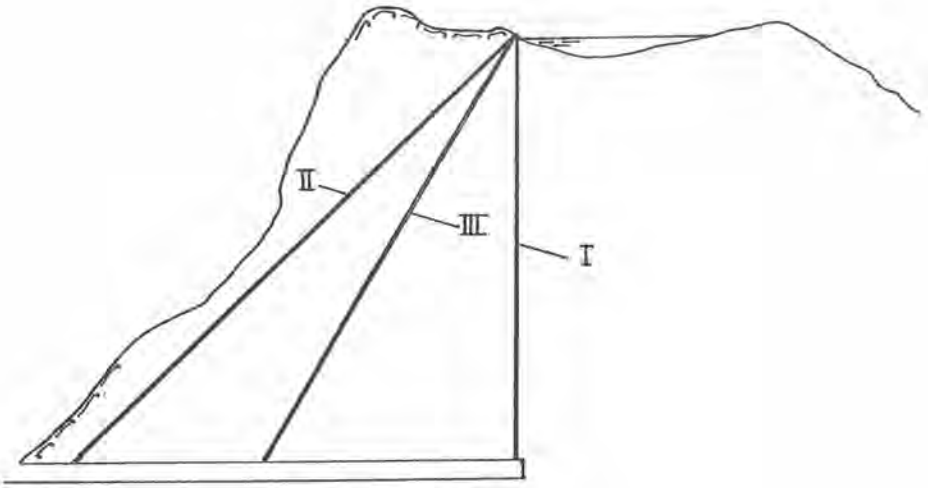


FIG. 3

ALT. I

Et vertikalt pilothull med god overdekning, den korteste veien ned til tunnelen, gir minst avvik ved pilothullsboring. Borstrengens vekt og gravitasjonen virker i samme retning.

ALT. II

Stor fare for problemer ved pilothullsboring. Vinkelen med horisontalplanet, liten overdekning for deler av traséen og fare for en dårlig, løs, oppsprukket bergart i dagfjellssonen.

ALT. III

Mulig den rimeligste løsning for prosjektet m.h.t. totaløkonomi. Her kan en prosjektere med en romslig avviksprosent og måle inn de virkelige koordinatene for hullets bunn, før siste del av tunnelen drives inn.

UTARBEIDELSE AV ANBUDSDOKUMENTER

En riktig formulering og beskrivelse av pilothullsboringen kan begrense avviket. Anbudsdokumentene bør inneholde en geografisk og en geologisk beskrivelse samt en detaljert borebeskrivelse d.v.s.

- utforming av boreplass
- metode og kontroll for innstilling av boreretningen
- beskrivelse av ønskede avviksmålinger under boring
- eventuell sementering/injeksjon av borhullet i svakhetssoner
- krav til dagrapporter og borrapporter med angivelse av borkronetrykk, rotasjonshastighet og penetrasjon
- krav til treffpunkt/avvikstoleranser
- dokumentasjonskrav til boreentreprenør, kvalitetssikring

En godt gjennomarbeidet beskrivelse vil gjøre valget av den riktige boreentreprenør lettere. Kvalitet/pris.

2 BOREENTREPRENØRENS PLANLEGGING OG GJENNOMFØRELSE

a) Planlegging

Valg av riktig borutstyr til prosjektet, d.v.s. en maskin som er tilstrekkelig stabil, har de nødvendige krefter til trykk og rotasjon. Måleinstrumenter for kontroll av trykk, rotasjon og penetrasjon. Borstrengen må være tilpasset ønsket lengde og hulldiameter. Valg av stabilisatorer og borkrone etter hullengde og bergartskvalitet.

Nødvendige måleinstrumenter for avviksmålinger. Kravet til treffpunkt vil være av betydning for valg av utstyr. Ved korte pilothull og stort tillatt avvik i horistontalplanet, kan en enkel vertikalmåler være tilstrekkelig.

Bemanning

Ved gjennomførelse av lange pilothull er det nødvendig med velkvalifiserte mannskaper på alle plan. En god sjaktborer blir man etter 10 års erfaring, noen blir det aldri. Det er også meget viktig at boreentreprenørens planlegger/kalkulatør har en åpen dialog med borerne og lytter på Deres råd.

b) Gjennomførelse

Klargjøring av bormaskin og i hullet utstyr gjøres i samarbeid mellom kyndig verkstedpersonell og boreoperatør. Alle føringer og ledd må være "uten slark". Borstregnen inspiseres manuelt m.h.t. retthet og gjengekvalitet etc. Med faste intervaller magnoflux undersøkes rørene for å finne eventuelle skader eller svakheter.

Diameteren på pilothullskronen og stabilisatorene måles. Stabilisatordiameteren bør ligge mellom 2-3 mm under borkronediameteren. Antall stabilisatorer velges etter hullets lengde og vinkel. Et borhull med lite fall, 2-3° med horisontalen, kan ofte med fordel benytte færre stabilisatorer.

Stabilisatorens utforming velges etter bergartskvalitet. En svak/løs bergart trenger en stabilisator med stor bæreflate for ikke å skjære seg ut av teoretisk diameter, spesielt ved boring med lite fall, samtidig må det være vannspor for raskt å fjerne kaksen.

c) Oppriqqing

En sjaktboremaskin behøver et fast og stabilt fundament. Det støpes en betongplate på fast og rensket fjell. Platen forankres med kamstålbolter i fjellet og noe armering for å hindre at det sprekker. Bormaskinen er ikke justerbar i

horisontalplanet, så det er derfor nødvendig at den plasseres nøyaktig etter utsetterens linje. Bormaskinen festes med bolter (12-18 stk.) gjennom betongfundamentet og inn i fjell, 1-1,5 m avhengig av fjellkvaliteten. Vertikalvinkelen grovinnstilles med maskin-water. Materbjelken (guiden) og røret finmåles deretter med nivelérkikkert.

Når den første borkronestabili-satoren er boret inn i fjell gjøres en ny måling av vertikalvinkelen og eventuelle justeringer utføres. Rotasjon og matertrykk under innboring av stabilisatorene skjer med lave trykk. Starten av borhullet er avgjørende faktor for å unngå avvik. Spylevannsmengde og trykk må være tilstrekkelig for å fjerne borkaks. Oppbygging av borkas rundt borrør og stabilisatorer kan tvinge borhullet ut av teoretisk kurs. Normal spylevannsmengde er mellom 800-1000 l/min.

Boremannskapenes innflydelse på borenøyaktigheten er det vesentligste når vi forutsetter at maskiner og verktøy er optimalt.

Boringen skjer ved et mest mulig stabilt matertrykk og konstant rotasjon. Er bergarten i boretraséen veldig varierende m.h.t. fasthet er det viktig å sette ned matertrykket ved overgang fra løsere til fastere bergarter. En hard mating kan medføre at borkronen endrer retning hvis de ulike bergartene har en ugunstig vinkel med borretningen (strøk/fall).

Det skal føres nøyaktig borhullslogg, med notater over eventuelle slepper, tap av spylevann etc. I loggen noteres tidspunkter, matertrykk, rotasjonstrykk/hastighet samt penetrasjonshastighet.

Borekronetrykket mot fjell skal være mest mulig stabilt, d.v.s. at matertrykket på maskinen reduseres for vekten av borstrengen (rør og stabilisatorer).

Er det meget strenge krav til treffpunkt for pilothullet bør det måles i både vertikal og horisontalplanet. Antall målinger må vurderes ut ifra hullengde, vinkel og geologiske forhold. Retningen i horisontalplanet ved konvensjonell sjaktboring kan i prinsippet ikke endres.

Hullretningen i vertikalplanet kan innen visse grenser påvirkes, ved å endre antall og plassering av stabilisatorer samt øke eller minske matertrykket. Avviksmålinger bør utføres der liten avviksprosent tolereres.

For å vise ytterlighetene ved pilothullsboring m.h.t. avvik nevnes to eksempler. I 1987 boret Entreprenørservie A/S et 11" (Ø 282 mm) for VSF på Dokkaanlegget. Hullet var vertikalt og lengden var 294 m. Hullet ble boret ned før tunnelen det skulle treffe var drevet fram. Treffpunktet ble kontrollert da

tunnelen var drevet fram. Avvik: 15 cm.

På Høgset Vannverk i Gjemnes kommune skulle det bores et hull på ca. 485 m med en vinkel på 32,7°. Hullet måtte avbrytes på 314 m, da man mistet spylevannet. Avviket i horisontalplanet ble målt til ca. 35 m mot venstre, og borhullet endte ut i en ur. Årsaken var at det ikke ble tatt hensyn til de geologiske forhold og ingeniørgeolog og entreprenørs råd. Hullet ble lagt i en svakhetssone med lite overdekning.

Hull nr. 2 ble boret fra samme boreplass, men med en endret horisontalvinkel på 7,6° og vertikalvinkel på 5,8°. Hullet fikk med dette mer overdekning og unngikk dagfjellsonen. Hullets lengde ble 442 m og hadde et horisontalavvik på 11,6 m mot høyre. En forbedring i treffpunktet fra 11,1% til 2,6%. Det understrekes at det ble boret med samme mannskap og borutstyr på begge hullene. Trykk og rotasjon under boring var også likt.

Konklusjon

For å oppnå minst mulig avvik under pilothullsboring er følgende punkter avgjørende for resultatet.

1. En tidlig dialog mellom byggherre, ingeniørgeolog og boreentreprenør.

2. En grundig geologisk vurdering må være grunnlag for valg av borhullstrasé. Spesielt hvis avviksmarginene er små.

3. En god anbudsbeskrivelse med detaljerte poster for det arbeidet som ønskes utført. Strenge krav til borenøyaktighet øker prisen. Det kan derfor være fornuftig hvis forholdene tillater det og bore pilothullet først og senere drive inn tunnel til hullet.

4. Kvalitetssikringsprosedyre for planlegging og gjennomførelse av lange pilothull. Utstyrsvalg, maskin og i hullet utstyrskontroll, borlogg og avviksmåleprosedyre.

5. Erfarne mannskaper til utførelse av alt arbeidet er en forutsetning.

TØ/ak

BRUK AV BORRØR FOR REDUSERT BORHULLSAVVIK.

The use of drill tubes for reduced drillhole deviation .

Dr. ing. Erik Ludvigsen
Institutt for geologi og bergteknikk, NTH

SAMMENDRAG

Borhullsmønsteret i en pall må reflektere borenøyaktigheten. Borenøyaktigheten avhenger av boroperatør, valg av utstyr og fjellets beskaffenhet. Økt borenøyaktighet kan gi bedret boreøkonomi.
Ved å bytte ut borstenger med borrør kan borhullsavviket reduseres.

SUMMARY

The drilling pattern in a bench has to reflect the accuracy of the drilling. The accuracy of the drilling depends on the driller, the equipment used, and the properties of the rock. More accurate drilling results in reduced drilling costs. By changing drill rods with drill tubes, reduced drill hole deviation can be achieved.

INNLEDNING

For guveindustrien er nøyaktig stedfesting av informasjon fra borhull svært viktig. Utstyr og metoder for borbanebestemmelse vies derfor stor oppmerksomhet.

For denne industrien resulterer ikke unøyaktig boring bare i at sprengningsresultatet kan bli dårlig. Tap av verdifull malm, eller uønsket tilblanding av gråberg kan ha større økonomisk betydning. Tiltak for å redusere borhullsavvik er derfor også en prioritert oppgave.

Vi har tidligere behandlet temaet borhullsavvik på Fjellsprengningskonferansen.

Vår konklusjon dengang - som nå - er at det ikke er mulig på forhånd å si hvor stor retningsforandringen blir inne i et hull.

Fremdeles hører vi om borplaner som forutsetter at borhullet fortsetter i den retning det er påsatt, og hvor det kommer som en overraskelse at dette ikke ble tilfellet.

Det økonomiske potensialet som ligger i utstyr for økt borenøyaktighet er stort både for ulike boreprosjekter og for utstyrsleverandørene.

FORSØK MED BRUK AV BORRØR

SECOROC har nå i noen år arbeidet med å utvikle en ny type borrør for boring av rette 76 mm hull. Rørene betegnes TDS - 64. De har konvensjonelle FI - 45 gjenger, og kan således benyttes sammen med standard slagborutrustning. Rørene har en ytre diameter på 64 mm. Det er fire standard lengder opp til 3,7 m.

Vi har vært involvert i et forsøk utført i et brudd nord for Trondheim, drevet av Brende Fjellsprengning A/S. Det er boret 76 mm hull i 15 m høye paller med en AC 712 borrigg.

Man hadde i bruddet tildels store problemer med borhullsavvik.

Forsøkene omfattet ca. 60 borhull. Disse hullene ble avviksmålt med Multishot, som er et filmbasert kompass-klinometer instrument. Foruten referansehullene, som ble boret med vanlige stenger, ble det boret med 6 ulike kombinasjoner av stenger, rør, og kroner. Resultatene er sammenfattet i tabell 1.

Som det fremgår av tabell 1 oppnås det minst avvik med skjærkronene, men dette alternativet gir også lavest borsynk. Også av andre årsaker er det ønskelig å benytte stiftkroner.

Blant alternativene med stiftkroner gir bruk av hel rørstreng det beste resultatet. Bare ved å sette inn et rør som et styrerør foran kronen reduseres avviket til ca. en tredjedel av det avviket som en fikk med referanse utrustningen.

Kombinasjon	Borsynk m/min min.	max.	% Borhulls-avvik
Referanse	0.54	1.01	1.9
SRDR	0.78	0.87	0.7
SRX	0.59	0.67	0.2
SRDRB	0.77	0.87	0.6
RDR	0.79	0.94	0.3
RX	0.77	0.78	0.3
RDRB	0.83	0.93	0.4

Tabell 1 Sammenstilling av borforsøk utført med ulike kombinasjoner av stenger, rør og kroner.

Kodene for kombinasjonene har følgende betydning:

SRDR	Vanlige rør, med et styrerør før kronen. Stiftkrone av typen "dropcenter retrack".
SRX	Vanlige rør, med et styrerør før kronen. Skjærkrone.
SRDRB	Vanlige rør, med et styrerør før kronen. Stiftkrone av typen "dropcenter retrack". Ballistiske stifter.
RDR	Hel rørstreng. Stiftkrone av typen "dropcenter retrack".
RX	Hel rørstreng. Skjærkrone.
RDRB	Hel rørstreng. Stiftkrone av typen "dropcenter retrack". Ballistiske stifter.

Tilsvarende forsøk utført andre steder, både over og under jord har vist tilsvarende resultater. For konvensjonell pallboring anbefaler SECOROC at det benyttes stiftkrone, og ett rør som styrerør. For underjords langhullsboring anbefales bruk av en hel rør borstreng.

KONKLUSJON

Til tross for det noe spinkle statistiske grunnlaget kan en si at bruk av borrør gir redusert borhullsavvik.

Etter forsøket med bruk av borrør kjøpte Brende Fjellsprengning A/S de rørene som ble brukt. Problemene forårsaket av borhullsavvik er blitt betydelig redusert.

REFERANSER

LUDVIGSEN, Erik.: Retningsavvik for lange borhull. Fjellsprengningskonferansen 1983.

SECOROC.: Produktinformasjon og interne rapporter.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1990

ERFARINGER MED DATASTYRT TUNNELRIGG

Anleggssjef Bengt Drageset

SAMMENDRAG

Erfaringene fra den første tunnelen drevet med datastyrt rigg i Hordaland, tyder på at den vil innfri forventningene. Riggen har potensiale til å gi et bedre produkt til en lavere pris. Selv om besparelsen ved den tunnelen som er drevet ikke kan forsvare investeringene ved riggkjøp, er det godt håp om at dette vil kunne oppnås allerede i Damsgårdsfjelltunnelene (på Vestre innfartsåre til Bergen) som nå er under driving.

Ved forberedelse til kjøp av tunnelrigger for bruk i vegtunneler anbefales det derfor at datastyrt rigg tas med i vurderingene.

Mer utførlige opplysninger om de erfaringer vi har høstet er tilgjengelige i rapporten "Datastyrt boring ved Hagaåsen veitunnel" som er ført i pennen av Siv.ing. Anne Britt Moen.

SUMMARY

The experience we have gained from the drilling of the first tunnel using a data-controlled drilling rig, seems to indicate that it will fulfil our expectation. The rig has the potential of producing a better product at a more reasonable price. Although the savings from the first tunnel cannot upweigh the investment needed to purchase the rig, it is hoped that this will be attained during the excavation of the Damsgårdsfjell-tunnels (Western access road to Bergen) which is now under way.

Preparatory to purchasing tunnel rigs for use in roadtunnels we would recommend that data-controlled rigs be considered.

More detailed information on the experiences we have gained are available in the report "Datastyrt boring ved Hagaåsen veitunnel", written by civil engineer Anne Britt Moen.

I 1988 stod Hordaland vegkontor, tunnelseksjonen overfor et behov for nye rigger.

Det var naturlig at vi da gjorde en undersøkelse av riggproduktene i markedet. Vi har et uttalt ønske og målsetting om at det vi gjør skal tåle sammenligning med det som er standarden i bransjen. Følgelig må vi gjøre oss bruk av moderne og tidsriktig utstyr.

For å få et riktig beslutningsgrunnlag for en så tung investering som en tunnelrigg utgjør, ble det pekt ut 4 personer som står sentralt i forhold til tunneldriften. Disse ble bedt om å gi en innstilling. I sitt arbeid hadde de god nytte av kontakten med folk hos daværende Entreprenør Furuholmen som tidligere hadde gjort forsøk med datastyrt tunnelrigg.

Innstillingen inneholdt en vurdering av ulike riggtyper. Fordeler og ulemper med datarigg ble forsøkt fremstilt i kr pr meter tunnel, og dette er vist i første kolonne i Fig.1.

		Forut-satt i innstil-ling :	Opp-nådd i Haga-åsen :	Senere poten-siale :
		(alle tall i kr/m)		
FORDELER (+)				
1. Økt salvelengde	:	220	0	220
2. Redusert tverrsnitt	:	300	250	350
3. Redusert utlasting	:	100	(50)	100
4. Mer nøyaktig såle	:	50	0	50
5. Redusert bolting	:	100	200	200
6. Redusert rensk	:	80	-	80
7. Optimalisering av boring	:	50	50	100
8. Diverse besparelser	:	100	-	(75)
9. Kortere drivetid	:	(1 uke)	-	(1 uke)
Sum fordeler	:	1000	550	1175
ULEMPER (-)				
10. Ekstra oppfølging	:	200	150	150
11. Manuell drift	:	100	120	110
12. Økt vedlikehold	:	50	-	0
13. Kapitalkostnad	:	200	200	200
Sum ulemper	:	550	470	460
Differanse kr/m	:	450	80	715
Besparelse i et år kr/år	:	900000		1430000

Fig.1 Fordeler og ulemper ved datastyrt boring.

Med utgangspunkt i de spesifikasjonene som forelå for den nye riggen ble det innhentet orienterende priser. Undersøkelsen gav følgende resultat:

Atlas Copco	: 8 - 10 mill kr + moms
Tamrock	: kr 7.320.000 + moms
AMV	: kr 6.858.600 + moms

Dette var en investering som lå utenfor Hordaland sin ramme, og etter en forhandlingsrunde med Vegdirektoratet ble det besluttet å dekke datadelen av riggen over det sentrale Utviklingsbudsjettet. Vegdirektoratet vurderte denne saken som viktig for tunnelbyggingen særlig med vekt på kvalitet og kostnader.

Vegdirektoratet bevilget 2,5 mill.kr. til kjøpet.

Det ble besluttet å skaffe en 3-boms rigg med ladekorg type AMV 3GBC-CC utstyrt med Montabert borhamre.

Riggen ble levert av Andersen Mekaniske Verksted A/S med Bever Control A/S som underleverandør av datadelen.
Selve riggen ble levert til avtalt tidspunkt, mens det oppstod forsinkelser med leveransen av datadelen.

Det er viktig her å understreke at forut for beslutningen om kjøp av datarigg ble driverne, tunnelbaser og oppsyn ved flere anledninger tatt med i diskusjonen. Representanter for disse gruppene var også med i utvalget som leverte premissene for kjøpet.

Denne demokratiske prosessen er helt avgjørende for motivasjonen hos tunnelfolkene som skal produsere ved hjelp av den nye riggen.

Opplæring forut for og oppfølgingen etter at riggen var levert, ble tatt med i leveringsbetingelsene. Det kan nevnes at noen av driverne var med i fabrikken under montering og prøvekjøring.

Riggen ble levert på anlegget E68 Hagaåsen tunnel i Samnanger kommune, Hordaland. Tunnelen har en samlet lengde på 1616 m. Av hensyn til betongkonstruksjoner ved munningene ble det på forhånd samlet drevet ca. 70 m inn fra begge påhuggene.

Første salve med riggen ble boret 25.sept 1989 og gjennomslaget kom 23.mars 1990. Tunnelen ble satt under trafikk 7. juli 1990. D.v.s. vel 8 måneders byggetid.

Vi hadde på forhånd laget et opplegg basert på en gradvis innføring og bruk av datastyringen.

Riggen kan kjøres i tre forskjellige nivå :

- Manuell : Vanlig konvensjonell boring, men med bruk av retningsinstrumenter. Dvs skjermbilder som kan vise : (a)boreretning, (b)teoretisk kontur, eller (c)bormønster.

- Manipulator : Alle bom- og materbevegelser styres manuelt som i Manuell, men bevegelsene kan manipuleres slik at retningen på borstangen eller borkronens posisjon blir konstant. Bruk av retningsinstrumenter som i Manuell.

- Full datastyring : Alle bom- og materbevegelser styres automatisk etter et forprogrammert bormønster.

Et avgjørende moment for resultatene er god opplæring av mannskapene. I god tid ble disse plukket ut og motivert for oppgaven som de skulle løse. De ble hele tiden tatt med på råd på slik måte at de følte seg engasjerte i prosjektet med ny datarigg. Når riggen ble levert var de derfor innstilte på å få vist at dette skulle vi klare. Her tror jeg at en vesentlig del av forklaringen til de gode resultatene ligger.

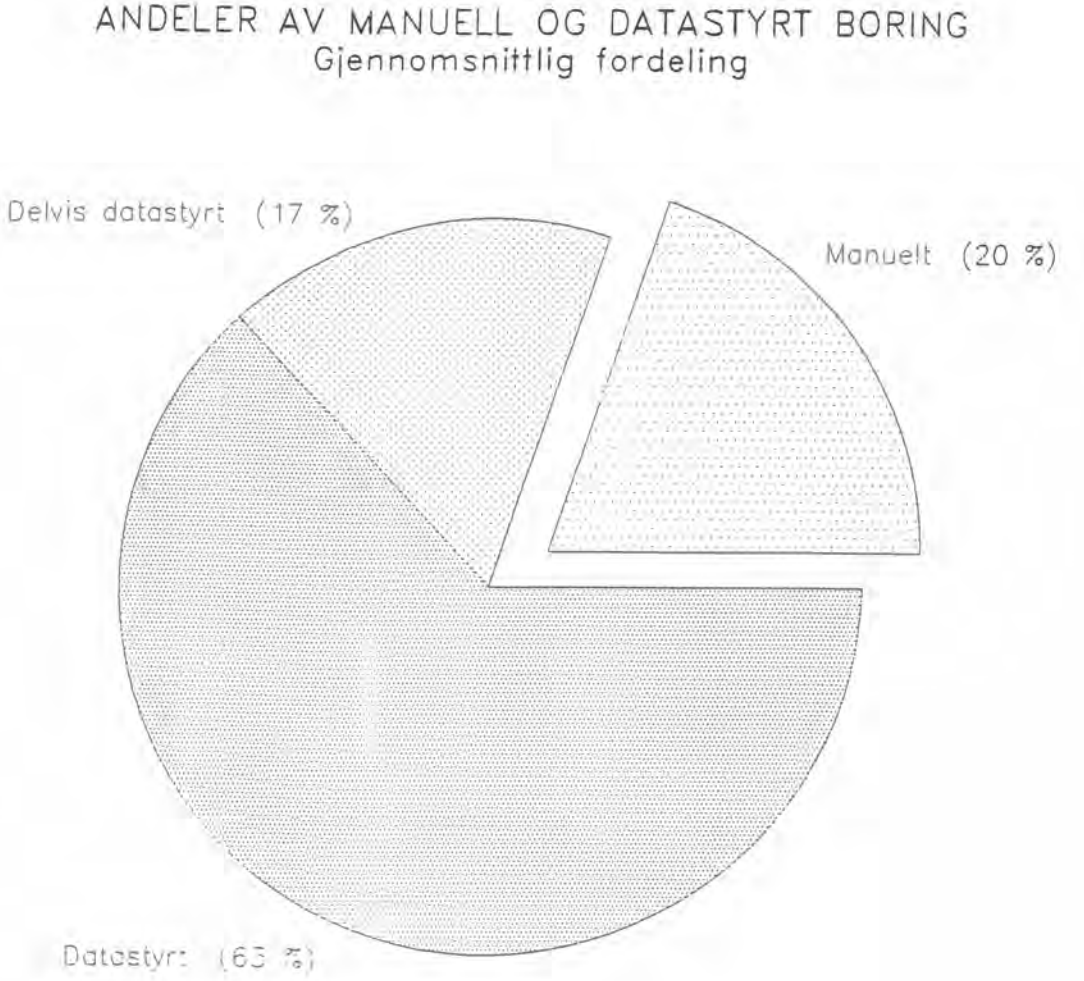


Fig.2 Prosentvis fordeling av datastyrte og manuelt bora hull.

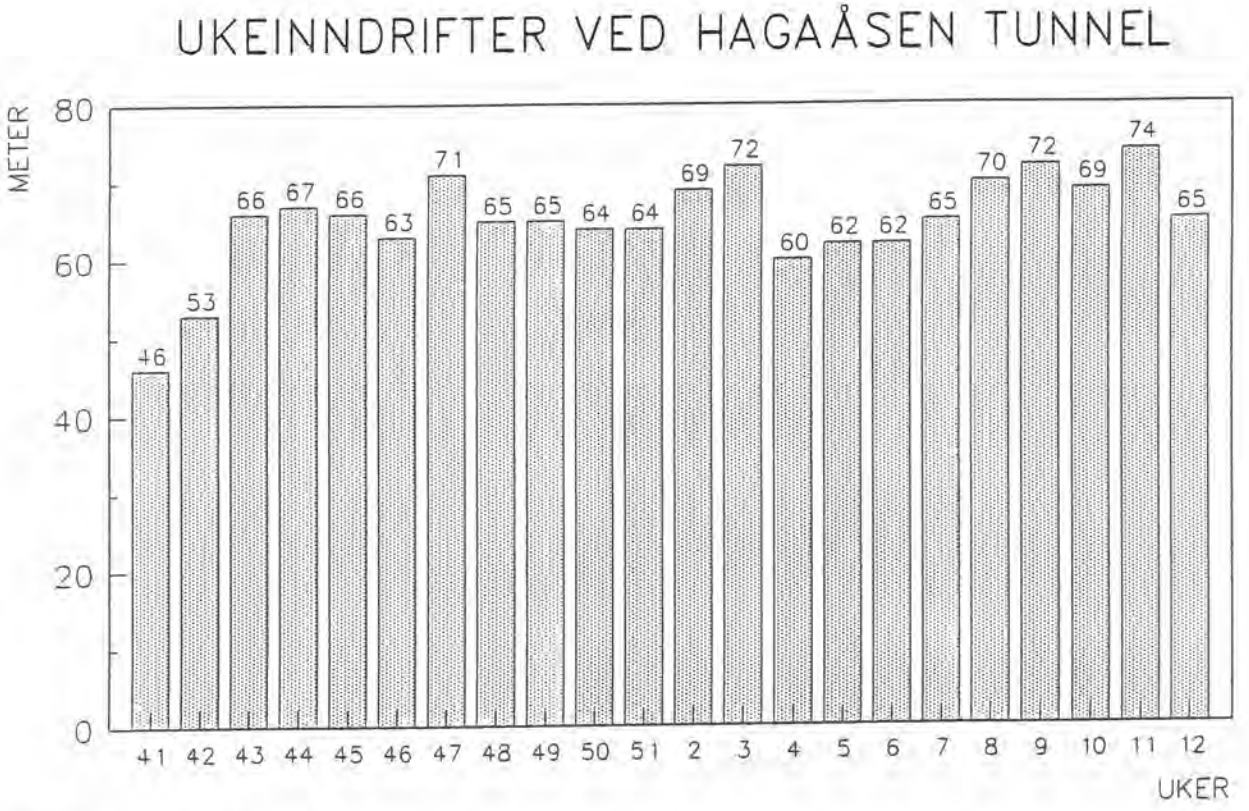
I seg selv er det ganske vesensforskjellig å operere en datastyrt rigg sammenlignet med konvensjonelle. Skal datariggene bli en suksess må vi klare å ta det beste ut av fjellerfaringene til driverne og kombinere de med rasjonaliseringsgevinstene som ligger i datastyringen. Skal dette lykkes må driverne bli fortrolige med den nye teknologien og innse at dette er et steg i riktig lei.

Grundig og praktisk rettet opplæring tilpasset driverne er en forutsetning for at den nye teknologien skal bli tatt i bruk.

Det er også viktig å ha datakyndig personell enten tilgjengelig eller allerhelst stasjonert på anlegget. Dermed ungår en den situasjonen at datastyringen forblir ubrukt på grunn av små bagateller. Det er veldig lett at nytt utstyr kan komme i et ufortjent vanry fordi kompetansen mangler.

Tunneldrivingen ble gjennomført med et 5+3 skiftopplegg): 5 skift den ene uken og 3 den andre. Opplasting og uttransport var satt bort i entreprise.

I utgangspunktet var vi innstilte på at det ville bli en del innkjøringsvansker som ville resultere i beskjedne produksjonsresultat. Det ble fort klart at oppstartsproblemene ble langt mindre enn antatt og produksjonen kom raskt opp på et nivå som var akseptabelt.



Bergart : Fyllitt/glimmerskifer
Drift med to skift (5 + 3)

Fig.3 Inndrifter i m/uke.

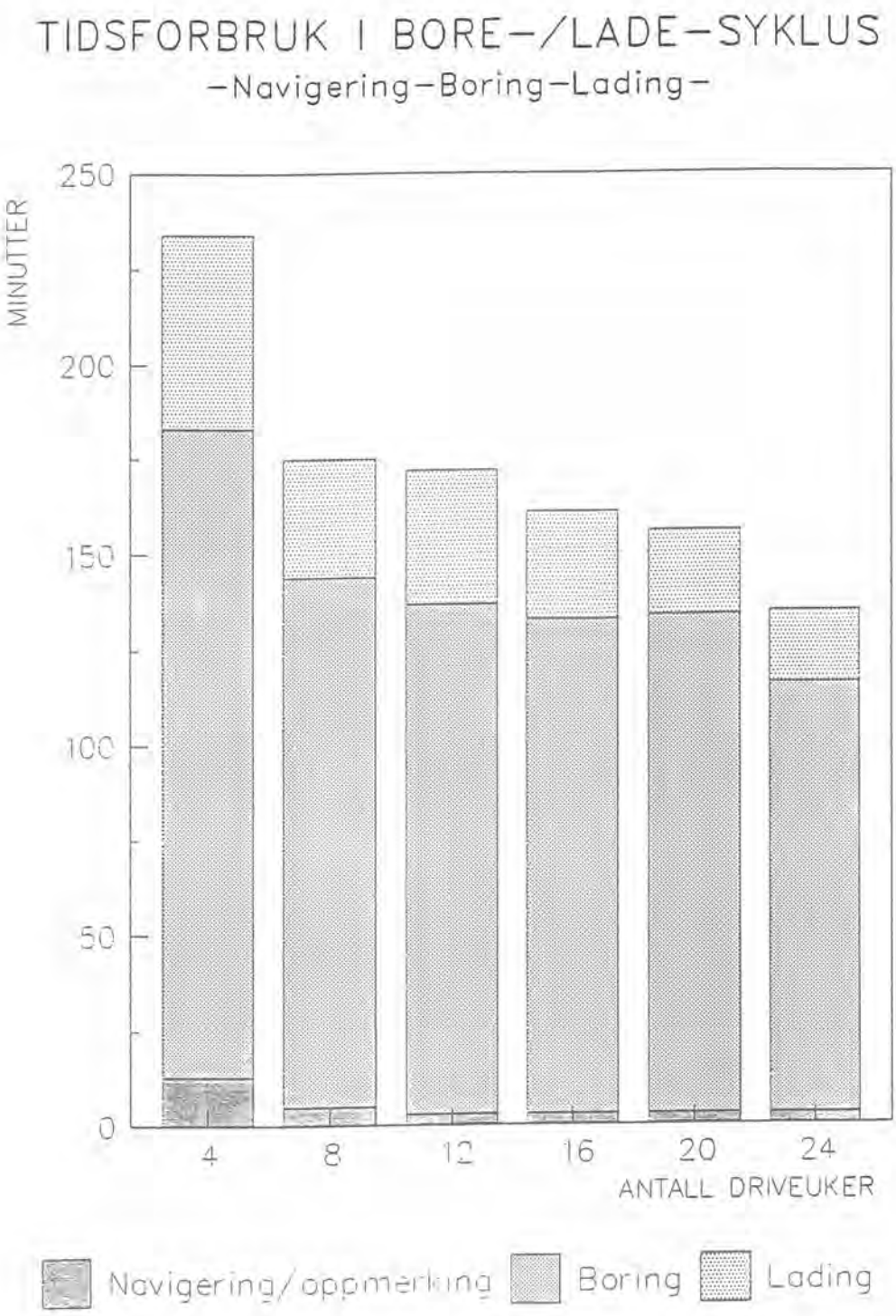


Fig.4 Minkende tidsforbruk i bore-/ladesyklusen som følge av treningseffekten, effektivisering og reduksjon i borhullantall.

De forsinkede leveransene av datadelen kunne lett ha skapt vansker. I innkjøringsperioden vente driverne seg til Manuell eller Manipulatorstyring og med gode resultat. Vi var da bekymret for at problemer med datastyringen lett kunne resultere i at utstyret kom i et uheldig lys. Spørsmålet om hvorfor de skulle belemres med datastyring når det gikk så bra uten kunne være nærliggende. Imidlertid viste vår frykt seg å være ubegrunnet i og med at fortroligheten med riggen var verdifull ballast når steget inn i dataalderen ble tatt.

Loggingsdelen er et stort fremskritt som gir uante muligheter for dokumentasjon av tunneldriften. Foruten virkelig boret mønster kan man bl.a. ta ut borhullantall, bormeter og borhastigheter. Dette har vi til nå bare gjort oss delvis nytte av i driften, men det vil bli satset på å utvikle dette feltet. Boredybde og borhastigheter kan også leses av på skjermen i riggen under boring, og dette ble aktivt brukt av driverne for å vurdere kroneskift f.eks.

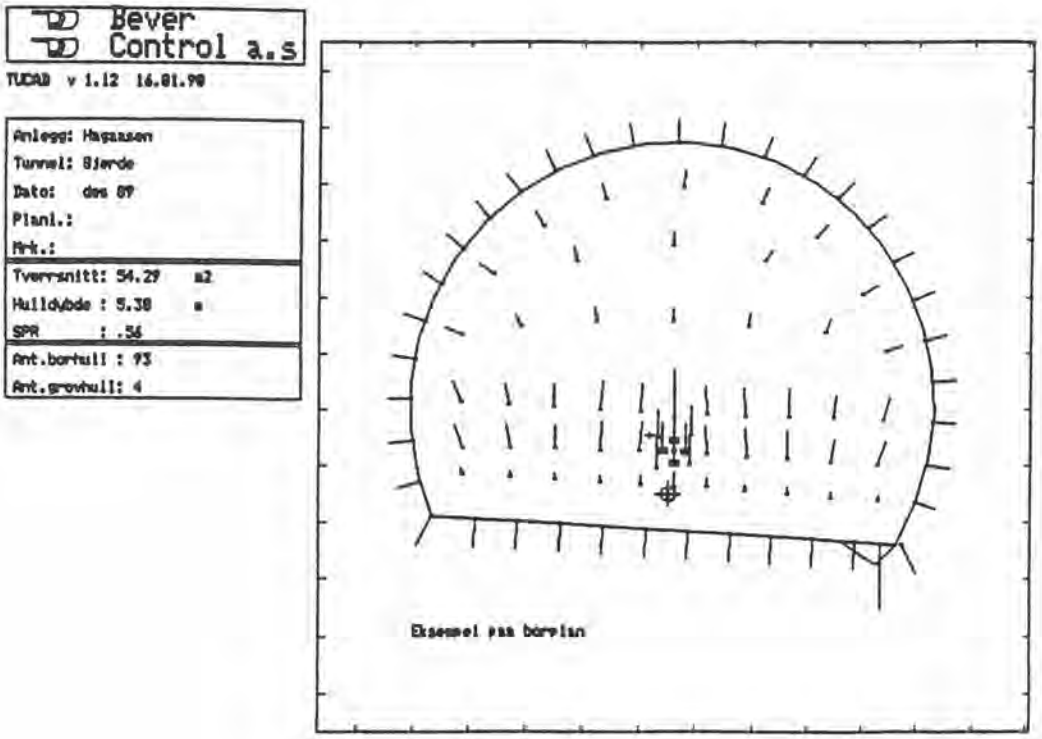


Fig.5 Eksempel på borplan (boremønster og stikning)

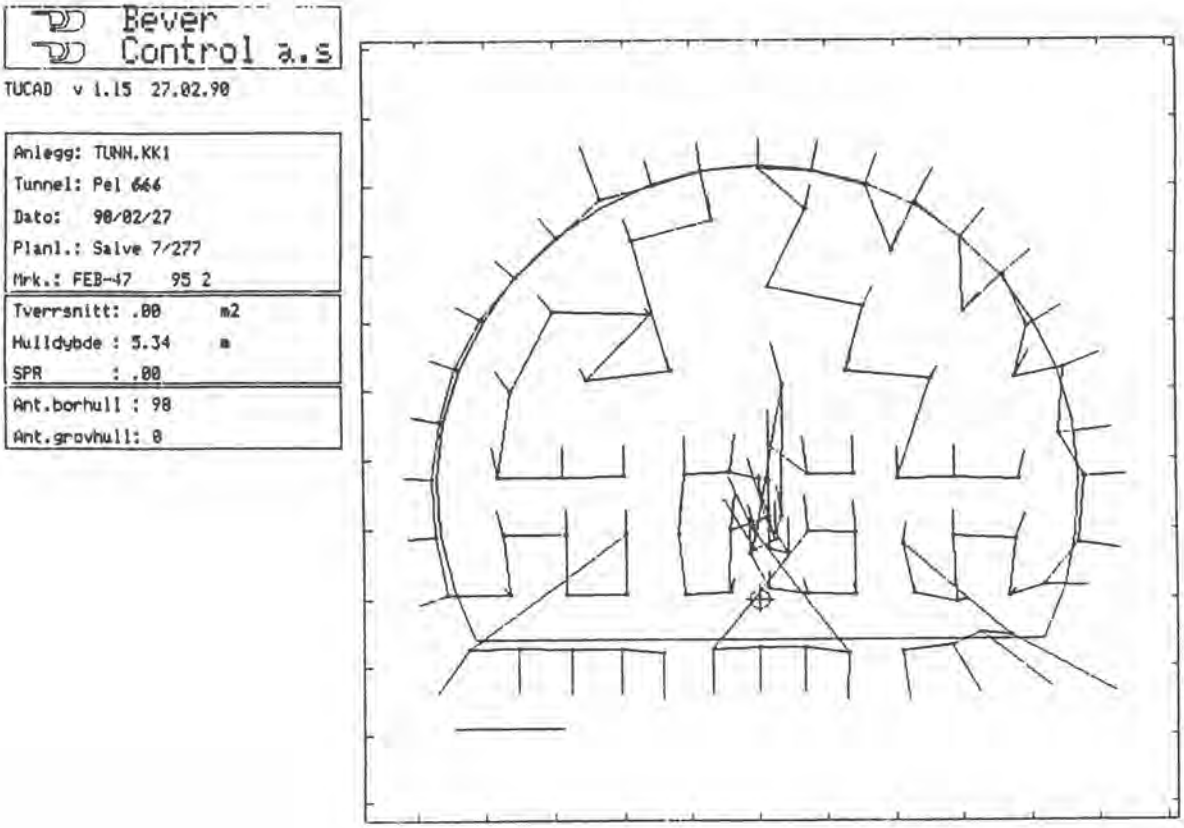


Fig.6 Eksempel fra loggfunksjonen. Bormønster og bevegelser etter en ferdig boret salve.

Erfaringene med riggen viser at inndriften som ble oppnådd var god. Forventningene stilt på forhånd ble innfridde. Med 18' stenger ble det registrert en gjennomsnittsinndrift på 4,67 m. Dette er en god inndrift i en relativt tungsprengt bergart som fyllitt som dominerte i hele tunnelen.

Borsynken viste seg å bli bedre enn på våre tidligere rigger. I fyllitten som hadde en målt borbarhetsindeks på DRI = 57, ble det registrert en gjennomsnittlig borsynk på 2.39 m/min.

Datastyringen tillater boring uten at salven blir merket manuelt. Dette øker nøyaktigheten samt gir en tidsbesparelse. På det tverrsnittet vi drev i Hagaåsen utgjør dette ca. 5 min. pr. salve. Gevinsten vil bli betydelig større ved store tverrsnitt der det gjerne opereres med flere ulike diametre.

Jevnheten i konturen blir bedre ved datastyring. Selv om deler av tunnelen nok bærer preg av innkjøring av det nye utstyret er det klart at det her ligger et stort potensiale. Både når det gjelder reduksjon av overmasser og sikringsmengder.

Fra et maskinteknisk synspunkt vil riggen by på fordeler ved at vedlikeholdskostnadene over tid blir lavere. Datastyringen skjer med myke overganger og bevegelser og er slik svært skånsom. Riggen blir ikke utsatt for unødige ekstrapåkjenninger. Dette innebærer mindre belastningsskader og lavere vedlikeholdskostnader.

Det er også slik at datastyringen krever en godt vedlikeholdt rigg for å innfri nøyaktighetskravene. Unøyaktigheter som følge av skader og slitasje aksepteres ikke da dette gir avvik i forhold til borplanene. Disse utslagene blir større jo lengre ut mot kapasitetsgrensene en beveger seg, og det blir spennende å se hvor levedyktig riggen vil vise seg å være.

Riggen har hittil fungert bra mekanisk, med unntak av bl.a. en for svakt konstruert sensor for lengdeangivelse. Datateknisk har det under hele driveperioden foregått videreutvikling. Vi har idag fått et konsept som er fullt brukbart, men mye står ennå igjen før alle er fornøyd. Feil og uregelmessigheter oppstår, men har sjelden vært til hinder for fremdriften.

SAMMENDRAG

Erfaringene fra den første tunnelen drevet med datastyrt rigg i Hordaland, tyder på at den vil innfri forventningene. Riggen har potensiale til å gi et bedre produkt til en lavere pris. Selv om besparelsen ved den tunnelen som er drevet ikke kan forsvare investeringene ved riggkjøp, er det godt håp om at dette vil kunne oppnås allerede i Damsgårdsfjelltunnelene (på Vestre innfartsåre til Bergen) som nå er under driving.

Ved forberedelse til kjøp av tunnelrigger for bruk i vegtunneler anbefales det derfor at datastyrt rigg tas med i vurderingene.

Mer utførlige opplysninger om de erfaringer vi har høstet er tilgjengelige i rapporten "Datastyrt boring ved Hagaåsen veitunnel" som er ført i pennen av Siv.ing. Anne Britt Moen.

TUNNELARBEIDER. OVERFLATEKVALITET - FALLTAP.
Anbefalinger til anbuds- og oppgjørsregler for sprengte tunneler.

TENDER AND SETTLEMENT REGULTIONS FOR TUNNEL BLASTING.

Sjefing. Gunnar Brox
Vassdragsregulantenes forening

KAPITTEL 1

SAMMENDRAG

Anbefalingene til ANBUDS- OG OPPGJØRSREGLER FOR SPRENGTE TUNNELER bygger på Falltaps-rapportens konklusjon for forhåndsberegning av falltapet basert på profileringer i tunnelen. Målingene utføres etterhvert som arbeidet skrider frem slik at entreprenøren fortløpende kan justere sprengnings- og boreplaner. Entreprenøren premieres for bedre utførelse og ilegges mulkt for dårligere utførelse enn "normalutførelse".

Intensjonene med forslaget er å motivere entreprenøren til å sprenge en jevnere tunneloverflate. Dette gir mindre falltap, stabilere bergrom og reduserte kostnader til sikringsarbeider.

Falltapskomiteen behandlet den teoretiske og tekniske del av falltapspørsmålet. Byggherreutvalget har behandlet den praktiske nytte man kan ha av metoden i et kontraktsforhold.

Byggherreutvalget mener at premie/mulkt kun skal knyttes til kvaliteten av overflaten. Tunnelsålens overflate inngår ikke i beregningene. Andre forhold som påvirker falltapet anbefaler man ikke å ta med i disse beregningene. Begrunnelsen for dette er bl.a. at den økonomiske optimalisering av tunneltverr-snittet er gjort på forhånd.

Generelle kvalitetskrav og beskrivelsestekster som supplement til NS 3420, omtales.

Anbefalingene inneholder formelverk for beregning av falltap på grunnlag av målt ruhet. Målemetoder er angitt.

Verdien av falltapet og entreprenørens andel av verdiøkning/reduksjon (premie/mulkt) blir vurdert.

Anbefalingene er tilpasset praktisk bruk. Det er i den forbindelse gjennomført et beregningseksempel for en tenkt tunnel. Byggherreutvalget ser ikke bort fra at det kan bli ønskelig med endringer i normalverdier eller konstanter etterhvert som man vinner mer erfaring med metoden.

CHAPTER 1

SUMMARY

The recommendations issued by the Project Supervisjon Committee contained in the report TENDER AND SETTLEMENT REGULATIONS FOR TUNNEL BLASTING, are based on the conclusions from the report "Head Losses in blasted Tunnels", with respect to precalculation of head losses based on tunnel profiles. Measurements are performed as the work progresses enabling the contractor to adjust blasting and drilling procedures. The contractor earns a bonus for improving results, and is subject to punitive fines for results that are poorer than the norm.

The intentions of the proposal are to motivate the contractor to produce a more even tunnel surface. This yields lower head losses, more stable underground excavations and reduced cost for safety measures.

The Head Losses Committee discussed the theoretical and the technical aspects of the issue of head losses. The Project Supervision Committee has discussed the practical value of this method in a contractual context.

The Project Supervision Committee feels that bonuses and fines shoul only be linked to the quality of the surface. The surface of the tunnel floor is not included in the calculations. The committee recommends that other factors that may influence head losses should not be taken into consideration in these calculations. The justification for this is, among other things, that the financial optimalization of the tunnel cross-section is established in advance.

General quality requirements and descriptive texts supplementing NS 3420 are discussed.

The recommendations contain formulas for calculating head losses on the basis of roughness measurements. Measuring methods are specified.

The value of the head losses and the contractor's share of value increases/decreases (bonus/fine) is evaluated.

The recommendations are formuldted for practical application. In this connection, a sample calculation for an imaginary tunnel is provided. The Project Supervision Committee does not disregard the eventuality that adjustements in normal values or constants may be called for, as more experience is gained in the application of this metod.

INNHOLD

		Side
Kap. 1	SAMMENDRAG	11.1
	FORORD	11.3
Kap. 2	BAKGRUNN	11.4
Kap. 3	ANSVARSOMRÅDER	11.5
Kap. 4	TVERRSNITTSØKNING OG SIKRINGSARBEIDER	11.6
	4.1 Generelt 4.2 Tunneltverrsnitt 4.3 Tunnelsåle 4.4 Sikringsarbeider	
Kap. 5	FORHOLDET TIL NS 3420. KVALITETSKRITERIER	11.7
Kap. 6	FALLTAPSBEREGNINGER	11.8
	6.1 Formler 6.2 Konstanter, gyldighetsområde 6.3 Målemetoder og nøyaktighet 6.4 Alternative beregningsformler 6.5 Reguleringsgrunnlaget, anbefaling av basisverdier for ruhetsfaktor f 6.6 Beregning av basisverdi for ruhets-faktoren f basert på måling av $_{o}$	
Kap. 7	VERDIANSETTELSE	11.13
Kap. 8	BEREGNINGSEKSEMPEL	11.14

FORORD

Denne rapporten inneholder anbefalinger til anbuds- og oppgjørsregler for sprengte tunneler basert på overflatekvalitet - falltap.

Vassdragsregulantenes forening's UTVALG FOR BYGGHERREFORHOLD, heretter benevnt Byggherreutvalget, er et utvalg som ble nedsatt av foreningens styre den 5. juni 1980 med følgende mandat:

> "Til å drøfte og eventuelt fremkomme med råd og anbefalinger til medlemmene i forbindelse med kontraktsforhold ovenfor entreprenører m.m. oppnevnes et utvalg på 5 medlemmer. Utvalget skal tre i funksjon dersom ett eller flere medlemmer ønsker behandlet spesielle spørsmål i denne sammenheng hvor det er ønskelig med en viss enhetlig opptreden fra utbyggernes side. Utvalget skal ikke ta opp enkeltstående tvister, heller ikke generelle kontraktsformuleringer som regnes dekket gjennom Norsk Standard med mindre det gjelder helt spesielle forhold for vannkraftsektoren. Utvalget kan i nødvendig utstrekning søke råd utenfra".

Utvalgets medlemmer.

Til å løse denne oppgaven med anbuds- og oppgjørsregler har utvalget bestått av:

Sjefing. Bjørn Christensen,	Bergenshalvøens Kommunale Kraftselskap, formann
Sjefing. Leif Haugerud,	Vest-Agder Elektrisitetsverk
Avd.dir. Leif Ernst Karlsen,	Statkraft-Anleggsdivisjonen
Prosjektleder Olaf Melbø,	Oppland energiverk
Sjefing. Arne Tingvoldli,	Akershus Energiverk
Sjefing. Gunnar Brox,	Vassdragsregulantenes forening, sekretær

Byggherreutvalget har i sitt arbeid vært i kontakt med medlemmer av Falltapskomiteen (1), Institutt for anleggsdrift-NTH og Norsk Hydroteknisk Laboratorium (NHL). Videre har Byggherreutvalget benyttet resultatene fra kontraktsarbeidene ved Nedre Nea kraftverk, Trondheim Elektrisitetsverk, hvor ruhetsmålinger etter Falltapskomiteens retninglinjer har vært benyttet. Siv.ing. Anders Beitnes hos Dr.ing. O.T. Blindheim A/S, Trondheim, har vært engasjert som konsulent for å bearbeide resultatene fra Nedre Nea.

Utvalget har også besøkt Nedre Nea kraftverk og diskutert problemstillingen både med byggherre og entreprenør.

(1) Ref. prosjektet FALLTAP I KRAFTVERKSTUNNELER, sluttrapport 1985, betegnet FALLTAPS-RAPPORTEN.

Medlemmer i "Falltaps-komiteen":

- Sjefing. Alf Thidemann,	Nord-Trøndelag Elektrisitetsverk, formann
- Overing. Øistein Myrseth,	Statkraft
- Siviling. Nils Ødegård,	Ing. Chr. F. Grøner A/S
- Siviling. Arne Dengerud,	Entreprenørenes Landssammenslutning
- Siviling. Øivind Solvik,	Norsk Hydroteknisk Laboratorium
- Teknisk sjef Sigurd Pettersen,	Vassdragsregulantenes forening,
etter Pettersens død i 1983 ble hans funksjon overtatt av:	
- Sjefing. Gunnar Brox,	Vassdragsregulantenes forening.

KAPITTEL 2

BAKGRUNN

Forskningsprosjektet FALLTAP I KRAFTVERKSTUNNELER, heretter benevnt Falltapsprosjektet, ble fullført i februar 1986. Målsettingen med prosjektet var å søke å komme fram til bedre dimensjoneringsgrunnlag for vannførende tunneler, både med hensyn til anleggstekniske driftsmetoder, tilpasning til geologiske forhold og reduksjon av falltap.

Man ble etterhvert oppmerksom på at de faglige konklusjonene fra falltapsprosjektet bør innarbeides på et så tidlig tidspunkt som praktisk mulig i anbudsfasen. Falltapskomiteen påpeker derfor i sluttrapporten at dagens anbuds- og oppgjørsform ikke er god nok til å ta vare på kvaliteten av den ferdige tunnelen. Komiteen anbefaler at det nedsettes et eget utvalg som får i oppdrag å utarbeide anbefalinger til nye anbuds- og oppgjørsregler.

Saken ble behandlet i VR's styre den 6. oktober 1986.

Styrets vedtak: Byggherreutvalget anmodes om å fortsette sin virksomhet for å få utarbeidet ny anbuds- og oppgjørsform i forbindelse med anbud for råsprengte tunneler.

Byggherreutvalget har i flere møter - hvor også representanter for entreprenører, konsulenter og noen av falltapskomitéens medlemmer har vært representert - diskutert kvalitetskravene til tunnelarbeid generelt og de forhold som gjelder vannførende tunneler spesielt. Utvalget har merket seg at nyere tunneler har tendens til å få en mer ujevn kontur enn tidligere sprengte tunneler. Dette skyldes grovere boreutstyr, større salvelengder og nye sprengmidler som lett gir overladning i konturhullene. En forskyvning av fagkompetanse hos de utførende fra praktisk kunnskap i faget bergmekanikk til mer mekanisert tunneldrift kan også ha en negativ virkning.

Konsekvensene av disse forhold er at tunnelene i tillegg til en vesentlig ujevnere overflate, og derav større falltap, får større overmasse og mer rensk- og sikringsarbeid. Den økonomiske konsekvensen av falltapsforholdene kan dokumenteres i de fleste prosjekt. De øvrige forhold, rensk og sikring, kan også få betydlig økonomisk omfang. Dette gjelder også for ikke vannførende tunneler.

Byggherreutvalgets konklusjon er at det er behov for å stille målbare kvalitetskrav til overflaten i den ferdige sprengte tunnel. Falltapsforhold er et klart, definert kvalitetskrav. Byggherreutvalget har sett det som sin hovedoppgave å få anbuds-og oppgjørsregler for tunnelsprengning basert på Falltapskomiteens beregningsgrunnlag.

KAPITTEL 3

ANSVARSOMRÅDER

Det er flere forhold som påvirker overflaten og falltapet i tunnelene. Noen av faktorene har entreprenøren mulighet for å påvirke. Andre faktorer er gitt av fjellforhold eller bestemmes under planleggingen og må derfor betraktes som byggherrens ansvarsområde.

Som eksempeler nevnes noen forhold som påvirker ruheten med tilhørende ansvarsforhold:

A. Byggherre

- Geologi.
- Tverrsnitt, trasevalg og stufflengder.
- Utforming av tverrsnittsoverganger og retningsendringer.
- Fremdriftsplaner.
- Beskrivelse av sålerensk-kjørebane.
- Kvalitetskrav til utførelse.

B. Entreprenør

- Valg av bordiameter, salvelengde, borplan, sprengstoff, etc.
- Boransett.
- Retningsavvik som skyldes for kraftig mating i sleppete fjell.

Byggherreutvalgets anbefalinger til anbuds- og oppgjørsregler går på de faktorer som entreprenøren har ansvaret for og kan påvirke.

KAPITTEL 4

TVERRSNITTSØKNING OG SIKRINGSARBEIDER

4.1 Generelt

Byggherreutvalget har vurdert flere faktorer som påvirker tunnelkostnad og falltap. Men som det fremgår av Kap. 6 er det kun ruhet som inngår i de anbefalte oppgjørsreglene. Byggherreutvalget finner det riktig å kommentere og begrunne dette nærmere.

4.2 Tunneltverrsnitt

Økt tunneltverrsnitt gir også reduksjon av falltap. Det er imidlertid ikke vanlig at entreprenøren får ekstra betalt om tverrsnittet blir større enn det byggherren har bestilt. Teoretisk tunneltverrsnitt er dimensjonert etter visse økonomiske kriterier.

Byggherreutvalget har vurdert om økning i tunneltverrsnitt burde premieres tilsvarende som redusert ruhet. Økning i tunneltverrsnitt ut over teoretisk tverrsnitt er ofte et resultat av unøyaktig boring og/eller kraftig ladning. Slike forhold vil ofte medføre opprevet og "ødelagt" fjell i konturen og følgelig påføre byggherren økte kostnader i form av ekstra rensk og sikringsarbeider. Som regel er tverrsnittsøkning for enkeltsalver ut over teoretisk tverrsnitt meget uregelmessig både i form og areal. Samtidig som tverrsnittet øker vil ruheten også øke. Falltapsreduksjonen vil som følge av dette bli begrenset.

Man har derfor ikke funnet å kunne anbefale oppgjørsregler som premierer en tverrsnittsøkning ut over det tverrsnittet som er valgt. For endelig valg av teoretisk tunneltverrsnitt anbefales det å innhente marginalpriser for tverrsnittsendringer.

4.3 Tunnelsåle

Den dårligste del av tunneloverflaten med tanke på ruhet er som regel sålen, dersom denne finrenskes. I henhold til Falltapsrapporten vil som regel finrensking av sålen medføre så stor økning i ruheten at det totale falltapet blir større selv om tverrsnittet øker. Dersom veibanen skal ligge igjen i tunnelen eller asfalteres, har sprengningsgropene i sålen ingen betydning.

En eventuell profilering som skal ta hensyn til virkelig sprengt såle vil være meget tidkrevende. Dersom man skulle tenke seg profilering og ruhetsanalysen utført etter avsluttet driving og ferdig rensket såle, vil dette komme så sent at det ikke gir tilbakemelding til entreprenøren. Byggherreutvalget har derfor funnet det mest hensiktsmessig at ruhetsberegninger baseres på profiler med etablert veibane på sålen.

4.4 Sikringsarbeider

Mengden av sikringsarbeider i tunneler er avhengig både av fjellforholdene og hvordan sprengningsarbeidene utføres.

Unøyaktig boring og unødvendig sterk ladning i konturen er særlig medvirkende til å øke rensk- og sikringsarbeidene.

Den oppgjørsregel som er foreslått i Kap. 6 tar ikke spesielt hensyn til sikringsarbeider, men ved en glattere og jevnere tunnel vil sikringsarbeidene automatisk bli redusert. Selv om oppgjørsregelen spesielt er tiltenkt vannførende tunneler, kan det derfor være aktuelt å benytte den også for andre tunneler nettopp for å redusere sikringsarbeidene.

KAPITTEL 5

FORHOLDET TIL NS 3420. KVALITETSKRITERIER

Sprengningsarbeidene utføres som beskrevet i retningslinjene i Kap. G 3 i NS 3420.

Fordi man har et krav vedrørende falltap som henføres til ruheten og dermed konturen, må arbeidene føres opp under pkt. G 31.1 (med krav til kontur) og ikke under pkt. G 31.2 (uten krav til kontur).

Ut fra prinsippet om at man i tekniske beskrivelser ikke skal spesifisere mere enn det som er nødvendig for å beskrive det sluttproduktet som byggherren vil ha, står man i fare for å dobbeltbestemme dersom man i tillegg til kontraktens bestemmelser knyttet til falltap, også fører opp spesifikke krav til utførelsen så som stanglengde, borehullavstand, ansettnøyaktighet og boravvik.

Kap. G 32 (konturssprengning) og Kap. 33 (sømboring) benyttes for spesialarbeider overordnet falltapsbestemmelsene.

For øvrig anvendes Kap. G 3 som vanlig.

KAPITTEL 6

FALLTAPSBEREGNINGER

I rapporten FALLTAP I KRAFTVERKSTUNNELER blir sammenhengen mellom ruhet i tunneloverflaten og falltapet i vannførende tunneler påvist. Rapporten benytter empiriske formler for beregning av falltapet som funksjon av ruheten målt etter nærmere angitte regler. Metoden gir muligheter til å forhåndsberegne falltapet på grunnlag av en forholdsvis kort prøvesstrekning. Fordelen med metoden er således at en allerede i byggefasen får oversikten over falltapet (ruheten) og kan gjøre noe for å forbedre resultatet innenfor den økonomiske rammen en har valgt.

6.1 Formler

I det etterfølgende er Falltapsrapportens formelverk bearbeidet for at den skal få en mer praktisk anvendelse for oppgjør av kontraktsarbeider.

Beregningene bygger på Darcy-Weisbach's formel for falltap og Solvik's formel for absolutt ruhet.

Falltap

$$h_f = f \cdot \frac{L}{4R} \cdot \frac{v2}{2g} \qquad \text{.....(1)}$$

Denne kan omskrives til:

$$h_f = 0{,}048 \cdot f \cdot \frac{L \cdot Q^2}{A_m^{2,5}} \qquad \text{.....(2)}$$

hvor:

h_f = friksjonstap i mvs

L = tunnelens lengde i m

f = Darcy-Weisbach's ruhetsfaktor

Q = vannføring i m^3/s

A_m = gjennomsnittlig tverrsnitt i m^3

R = hydraulisk radius, her: $R = 0{,}265 \sqrt{A}$

Ruhetsfaktor

$$f = 0{,}49 \left(\frac{K}{4R}\right)^{2/3} \qquad \text{.....(3)}$$

som kan omskrives til:

$$f = 0{,}47 \cdot A_m^{-1/3} \cdot k^{2/3} \qquad \text{.....(4)}$$

hvor:

k = absolutt ruhet i h.h.t. Solvik's formel

Absolutt ruhet

$$k = \alpha + \beta \frac{1}{n-1} \sum_{1}^{n} \frac{|A_{i+1} - A_i|}{\sqrt{A_i}} \quad \text{.....(5)}$$

kan med små feil forenkles til:

$$k = \alpha + \beta \frac{\Delta A_m}{\sqrt{A_m}} \quad \text{.....(6)}$$

hvor:

α = detaljruhet

β = konstant

ΔA_m = gjennomsnittlig differanse i m^2 mellom to naboprofiler

ΔA_m og A_m er beregnet som gjennomsnitt fra minst 20 profileringer.

Den beregnede k og A_m for vedkommende delstrekning settes inn i (4) for beregning av f.

6.2 Konstanter, gyldighetsområde

R = $0{,}265\sqrt{A}$ gjelder for et regulært hesteskotverrsnitt der høyde = bredde. Når B/H ligger utenfor området 0,7 - 1,3 bør R beregnes separat og formlene (2) og (4) justeres.

α = detaljruheten er definert som gjennomsnittlig avstand mellom tenkt strømlinje og tunnelvegg og varierer mellom 0,10 og 0,20 i råsprengte tunneler, se fig. 6.1.

Ved beregning av basisverdi av f, som betegnes fo for det aktuelle tunneltverrsnitt, benyttes en verdi av α, som betegnes α_o. Dersom α_o ikke måles ved egen profilering, settes den til 0,15. Normalverdien α_o må ikke forveksles med verdien av α som måles for hver oppgjørsstrekning.

β = 0,38, dette er et erfaringstall.

Ved tunneltverrsnitt som er så store at de må drives delt (f.eks. toppstoll og pall) vil det bli nødvendig å overveie andre former for mulkt/premiering.

6.3 Målemetoder og nøyaktighet

Tverrsnittsavvik måles ved nøyaktig tverrprofilering, enten ved fotoprofilering eller automatisk digital tverrsnittsmåling. Dette forutsettes målt for hver 20 m. Resultatene presenteres i tabell over profil nr., tverrsnittsareal i m^2 og avvik i m^2 fra foregående profil (Δ A). Beregninger bør foretas på delstrekninger med lengde på 400 - 600 m.

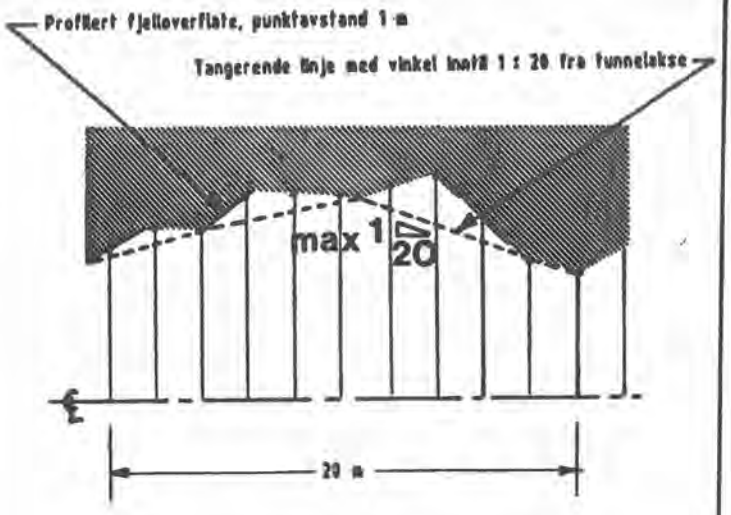
Det bør benyttes automatisk, digital tverrsnittsmåling, og det bør være maksimum 2° trinn mellom hvert målepunkt.

Detaljruhet α måles ved at en 20 m lang strekning av tunnelen profileres på langs i 3 profiler, (1 i hver vegg og 1 i heng). På disse profilene måles α som gjennomsnittlig avstand i m mellom strømgeneratrise (tangerede linje som avviker inntil 1:20 i forhold til tunnelens retning) og profilert overflate, se fig. 6,1.

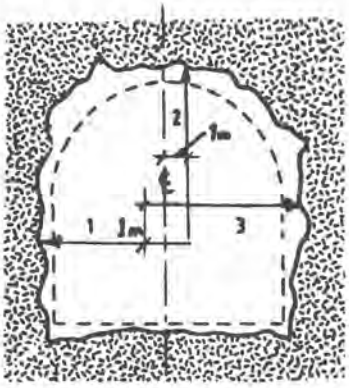
Ved lengdeprofilering for detaljruhet bør punktavstanden være 1 m. Det vil si at dersom tverrprofiler benyttes, må disse ha 1,0 m avstand i den aktuelle 20 m-strekningen. Dette gjøres på grunn av tilknytningen til erfaringsgrunnlaget. Tettere målinger gir noe større α -verdi.

Ved beregning av α for kontroll av oppnådd sprengningsresultat, velges en 20 m strekning innenfor oppgjørslengden ved loddtrekking. Områder med nisjer eller ekstreme utfall forkastes.

Dersom α_o skal bestemmes for justering av basisverdien for ruhetsfaktoren f, velges en strekning der sprengningsresultatet er så godt som man kan forvente ut fra geologiske forhold. Hvis det ikke er mulig å finne en målestrekning som er representativ for hele tunnelen p.g.a. store variasjoner i geologien, kan problemet løses ved å velge strekninger som er representative for de enkelte geologiske formasjoner.



Plan. Langdesnitt av en tunnelside.



$\bar{x}$ beregnes som gjennomsnittlig avstand mellom tangerende linje og profilert fjelloverflate i alle tre langdeprofiler.

Forslag til langdeprofilenes plassering i tverrsnittet.

Fig. 6.1 Måling for beregning av detaljruhet.

6.4 Alternative beregningsformler

Mest nøyaktig resultat oppnås med å beregne k, f og h_f etter formlene (5), (3) og (1). Beregningene kan gjennomføres fortløpende med enkle PC-programmer.

De forenklede formlene (6), (4) og (2) kan benyttes for manuelle beregninger med små feil.

6.5 Reguleringsgrunnlaget, anbefaling av basisverdier for ruhetsfaktor

Et godt resultat i form av rimelig lav ruhetsfaktor f, vil foruten kvalitet i arbeidet, variere med valgte og naturgitte faktorer. De viktigste er:

- stanglengde/salvelengde
- geologi/sprekkemønster

Tunnelprisen vil bli regulert for den oppnådde f i forhold til basisverdi, f_o , som fastsettes for de ulike tverrsnitt, se tabell nedenfor.

Tverrsnittareal A_{teor}	= 10 m^2	gir basisverdi for	ruhetsfaktor, f_o	= 0,095
"	= 20 m2	"	"	= 0,077
"	= 30 m2	"	"	= 0,068
"	= 40 "	"	"	= 0,062
"	= 50 "	"	"	= 0,058
"	= 60 "	"	"	= 0,055
"	= 70 "	"	"	= 0,052
"	= 80 "	"	"	= 0,050
"	=100 "	"	"	= 0,046

Disse verdier er basert på α_o = 0,15. Det tillates et avvik for f på +/- 0,002, normalområdet, uten at dette fører til prisregulering.

For mellomliggende tverrsnitt vises til kurven for f_o på fig. 6.2.

Det anbefales at man i anbudsgrunnlaget kun oppgir basisverdier og normalområder for de aktuelle tverrsnitt. Dette både for å forenkle framstillingen, og for å unngå diskusjoner om kompensasjon for øket tverrsnitt (jfr. pkt. 4.2).

For ordens skyld gjøres oppmerksom på at den forenklete forutsetningen α_o = 0,15 for alle tverrsnitt fører til at basisverdiene for f_o i tabellen ovenfor og i fig. 6.2 ikke er helt eksakte. Disse teoretiske unøyaktighetene vil imidlertid for all praktisk anvendelse ligge innenfor det anbefalte normalområdet for f_o på +/-0,002. Det er fjellforholdene som vil være avgjørende for om α_o skal måles.

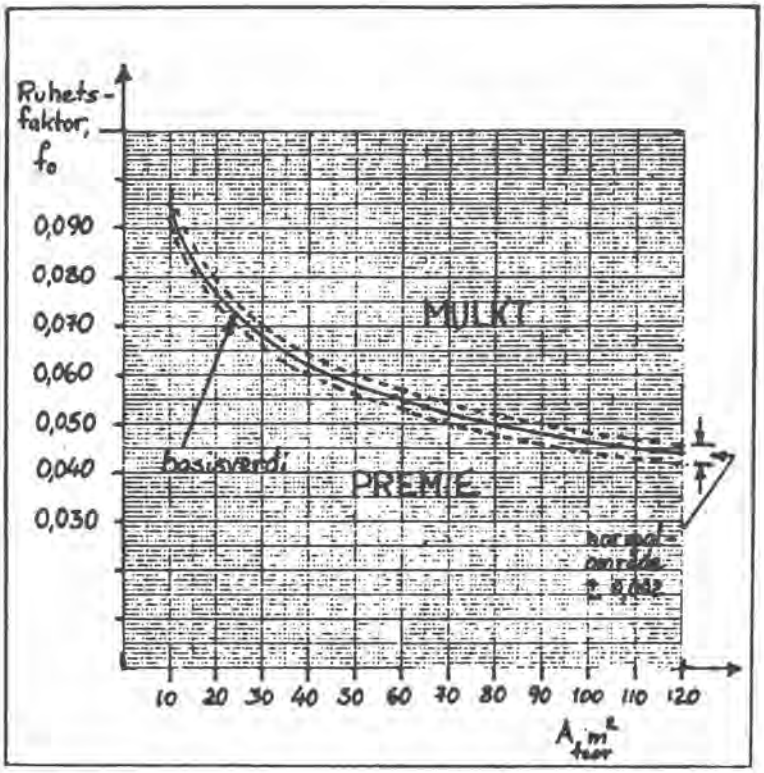


Fig. 6.2 Forholdet mellom basisverdien f_0 for ruhetsfaktor og tunneltverrsnitt, forutsatt normalverdi av detaljruheten $\alpha_0 = 0,15$

6.6 Beregning av basisverdi for ruhetsfaktoren f basert på måling av α_0

I kap. 6.5 er angitt verdier for f_0 basert på $\alpha_0 = 0,15$. Denne verdien for α_0 kan i de fleste tilfeller brukes. Hvis man finner at ruheten ved normal utførelse blir annerledes enn forventet, kan α_0 måles og ny basisverdi på f beregnes.

Basisverdiene i tabellen i kap. 6.5 og fra kurven i fig. 6.2 kan forenklet omregnes ved hjelp av følgende formel:

$$f_1 = f_0 \cdot \left(1 + \frac{\alpha_0 - 0,15}{3 \cdot 0,15} \right)^{2/3} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots (7)$$

hvor:

f_1 = justert basisverdi av ruhetsfaktoren f

f_0 = basisverdi av ruhetsfaktoren f i flg. tabellen eller kurven i forrige avsnitt

α_0 = målt verdi av detaljruheten på en strekning som er representativ for geologien i tunnelen og med en normalt god utførelse.

Når en bruker beregnet basisverdi for ruhetsfaktoren f basert på måling, sløyfes det tillatte avviket (normalområdet).

Man må være oppmerksom på at en justering av α_0 og basisverdi for f, ikke kan foretas uten at dette er forutsatt i anbudsdokumentene.

KAPITTEL 7

VERDIANSETTELSE

Verdien av det kapitaliserte falltapet vil nødvendigvis variere fra kraftverk til kraftverk. Den enkelte byggherre må legge de samme vurderinger til grunn for verdiansettelse av falltapet som følge av overflateruhet ved dimensjonering av kraftverket, som f.eks. ved optimalisering av tunneltverrsnittet.

I oppgjøret med entreprenøren bør premie/mulkt knyttes til avviket mellom oppnådd ruhetsfaktor f og normalområdet/basisverdi for f.

Byggherreutvalget er av den oppfatning at entreprenøren bør godskrives hele verdien av falltapets avvik fra normalen for å gi et tilstrekkelig insitament til kvalitetsforbedring. Byggherrens gevinst er reduserte utgifter til sikringsarbeider.

Kommer mulktbestemmelsene til anvendelse, får byggherren både større falltap og økte kostnader til sikringsarbeider. Det kan derfor være grunnlag for å sette mulkten større enn premien.

KAPITTEL 8

BEREGNINGSEKSEMPEL

1. BEREGNING AV RUHETSFAKTOR

En tunnel har $A_{teor} = 50\ m^2$

For oppgjørsstrekningen har man målt følgende data:

- Gjennomsnittlig tverrsnitt $A_m = 55\ m^2$
- Gjennomsnittlig differanse $\Delta A_m = 2{,}3\ m^2$
- Detaljruhet målt over en tilfeldig valgt 20 - m strekning $\alpha = 0{,}17$

Følgende konstanter skal benyttes uavhengig av oppgjørsstrekning:

- Ruhetsfaktor (tabell i kapittel 6.5): $f_o = 0{,}058$

Normalverdi for detaljruhet α, er ikke målt, og normalområdet for f er derfor fra 0,056 til 0,060, kfr. kapittel 6.5.

- Erfaringstall for konstant $\beta = 0{,}38$

Ved å benytte de ovenfor angitte verdier og antatte konstanter, kan man beregne oppgjørstrekningens ruhetsfaktor ved å benytte formelen for absolutt ruhet (6) og ruhetsfaktor (4):

- Absolutt ruhet (6):

$$k = \alpha + \beta \frac{\Delta A_m}{\sqrt{A_m}} = 0{,}17 + 0{,}38 \frac{2{,}3}{\sqrt{55}} = \underline{0{,}288}$$

- Ruhetsfaktor (4):

$$f = 0{,}47 \cdot A_m^{-1/3} \cdot k^{2/3} = 0{,}47 \cdot 55^{-1/3} \cdot 0{,}288^{2/3}$$

$$= 0{,}0539 = \underline{0{,}054}$$

Den beregnede ruhetsfaktor for oppgjørsstrekningen er under laveste verdi i normalområdet for dette tverrsnittet. Sprengningsarbeidet er utført bedre enn normalt og berettiger derfor til premie tilsvarende avvik i ruhetsfaktor på 0,056-0,054 = 0,002 dvs. 2 enheter.

2. BEREGNING AV PREMIE

For denne tunnelen har man følgende teoretiske data:

- Teoretisk tunneltverrsnitt $A_{teor} = 50\ m^2$
- Vannføring $Q = 60 m^3/sek$
- Falltap pr. 1m. for 1 ruhetsenhet ($\Delta f = 0{,}001$)

$$h_f = 0{,}048 \cdot \Delta f \cdot \frac{L \cdot Q^2}{A_m^{2,5}} = 9{,}77 \cdot 10^{-6} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

Energigevinst pr. m. fallhøyde:

$$E = g \cdot \eta \cdot Q \cdot h \cdot T \qquad \text{..... (8)}$$

hvor man har antatt

- virkningsgrad $\eta = 0{,}9$
- Falltapets brukstid $T = 4000$ t

$$E = 9{,}81 \cdot 0{,}9 \cdot 60 \cdot 1 \cdot 4000$$

$= 2{,}119 \times 10^6$ kWh pr. år og pr. m. fallhøyde

Denne energigevinsten kan man regne om til kapitalisert verdi. I dette tilfelle har man valgt en verdi pr. kWh på 20 øre og kapitalisert årlig gevinst over 40 år med rentefot 7% (kapitaliseringsfaktor 13,33).

Kapitalisert verdi pr. m falltap blir da:

$$V = 0{,}20 \cdot E \cdot 13{,}33$$

$$= 0{,}20 \cdot 2{,}119 \cdot 10^6 \cdot 13{,}33$$

= kr. 5.649.254,-

Premien for denne tunnelstrekningen blir da:

$$P = V \cdot h_f \cdot \Delta f_{målt}$$

$$= 5.649.254{,}- \cdot 9{,}77 \cdot 10^{-6} \cdot 2$$

= kr. 110,- pr. lm tunnel

I et slikt tilfelle ville det være naturlig å oppgi som en anbudsforutsetning at premien pr. ruhetsenhet (0,001) skal være kr. 55,- pr. lm tunnel, uten å vise hvordan denne verdien er beregnet.

KARMØY - KÅRSTØ TUNNELENE
ETTERRENSK, SIKRINGSØKONOMI/KVALITET

The Karmøy - Kårstø tunnels
Stabilety control, support/lining, qality/economy.

Siv.ing. Geir Bertelsen
Ingeniør Chr.F.Grøner A.S

SAMMENDRAG

Etter 6 års brukstid for de undersjøiske Karmøy - Kårstø tunnelene, er det gjennomført inspeksjon av utført sikring og systematisk spettrensk av alt bart fjell. En del supplerende sikring med bolter/band/nett er også utført.

Kvaliteten på tidligere utført sikring er stort sett inntakt. Ved tre lokaliteter er det imidlertid registrert svekkelse av sprøytebetong som følge av svelletrykk fra leirsoner. Et stort antall rørbolter er dårlig ettergyst. Det er rensket ned et betydelig volum løs stein. De utførte arbeidene må sies å ha vært berettiget.

Erfaring viser at et godt og gjennomført kvalitetssikringsopplegg ved tunnel/sikringsarbeid har stor betydning for langtidsstabilitet, og vil være spesielt viktig i tunneler med strenge stabilitetskrav. En enkel økonomisk betraktning tyder på at en totalsikring av tunnelen med støp/sprøytebetong kunne ha vært et interessant alternativ til sporadisk sikring og senere regelmessig inspsksjon/rensk/ettersikring. Det gjelder både fra et sikkerhetsmessig og et økonomisk synspunkt.

SUMMARY

The undersea Karmøy - Kårstø tunnels have been in use since 1984. Recently the stabilety situation has been inspected. Loosened blocks in unlined parts of the tunnels have been taken down by iron bar. Some additional rock support has been carried out. A considerable volume of blocks has been taken down. Some weaknesses in shotcrete lining, due to swelling pressure from crushed rock with clay, are discovered. A realatively great number of rock bolts are not fully grouted. Experience showes that QA/QC routines in tunneling are of great importance to long time stabilety. A total lining with concrete and shotcrete would have been an interesting alternative for these tunnels, both from a safety and economic point of view.

BAKGRUNN

Som en del av transportsystemet for gass fra Statfjordfeltet er det drevet tre undersjøiske tunneler på strekningen Karmøy - Kårstø. Tidsrommet for drivingen var uke 5 1982 til uke 33 1983. De representerer innledningen til de store undersjøiske tunnelprosjektene i Norge.

Det ble utført omfattende sikring under driving av tunnelene. Bergforholdene var mer krevende enn prognosene antydet. Det ble også utført sluttrensk og noe supplerende permanent sikring umiddelbart etter drivingen. I tabellen under vises noen tall for tunnellengde og sikringsomfang.

TUNNEL	TNL.LENGDE	STØP/SPR.B.	BART FJELL
Karmsund	4760 m	3810 m	950 m
Førdesfjord	3370 m	2270 m	1100 m
Førlandsfjord	3910 m	1960 m	1950 m
Samlet	12040 m	8040 m	4000 m

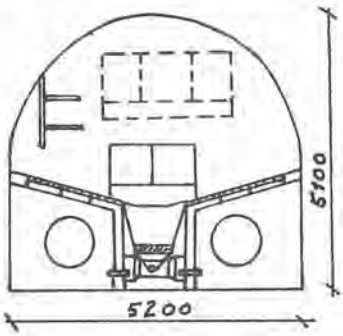


Fig. 1

Tunneltverrsnitt, renskerigg, kabelbro og gassrør.

For sikring av tunnelene forelå følgende retningslinjer:

- Det skal ikke forekomme blokkfall større enn 300 kg.
- Det skal ikke forekomme utrasninger større enn 5 m3.
- Mindre blokkfall kan aksepteres.

Det er kjent at spenningsomlagring og forvitring rundt et tunneltverrsnitt fører til stabilitetsendring over tid. Det kan forekomme blokkfall fra tidligere usikret berg. Utført sikring kan svekkes.Derfor er det gjennomført jevnlige inspeksjoner i tunnelene etter at de ble tatt i bruk for gasstransport. På dette grunnlaget ble det besluttet å gjennomføre systematisk etterrensk og evt. tilleggssikring.

Her beskrives disse arbeidene som ble gjennomført i perioden oktober 1989 til august 1990. Sikringsøkonomi og kvalitet kommenteres generelt på bakgrunn av observasjoner og erfaring.

UTSTYR OG UTFØRELSE

Et hovedpoeng under planleggingen av rensk/sikringsarbeidene var å beskytte rør og kabelbro mot fallende stein. Det ble valgt en løsning med spesialkonstruert renskerigg. Ideen ble utviklet av Aker Entreprenør A/S. Riggen ble bygget av NH-MASKIN. Prinsippet for utformingen er grovt skissert i fig. 1. Riggen er utstyrt med beskyttelsesskjold over rørene. Seks hydrauliske støttelabber gjør det mulig å spenne maskinen fast til tunnelveggene under arbeid. Understellet er utstyrt med fire støttebein.

Framdrift av riggen skjer ved fire radialstempelmotorer (en for hvert hjul) med påmonterte trommelbremser. En diselmotor på 35 kw sørger for drift av hydraulikksystemet.

Arbeidskorgen er 2.5 * 1.5 m. Den kan forskyves i lengderetningen og dreies 360 . I bunn av riggen er det bygget inn et transportband for transport av nedrensket stein. Steinen ble lastet over på en shovel av typen Wagner for utkjøring til tipp.

Riggen tillater rensk i seksjoner på 3.5 - 4 m mellom hvert flytt. Det er utført manuell spettrensk av alt bart fjell i tunnelene. Utstøping og sprøytebetong er inspisert med tanke på evt. svekkelser. For å kunne utføre sikringsarbeider er det påmontert kompressor og trykktanker for vann og luft. Boring for bergbolter er gjort med knemater.

Riggen har fungert fullt ut etter forventningene. Det har vært noe stopptid p.g.a reparasjoner etc. Omfanget har imidlertid vært i underkant av hva man måtte forvente for en prototyp som dette.

PRODUKSJON, FRAMDRIFT

Størstedelen av tunnelen er fra før sikret med utstøping eller sprøytebetong. Av totalt 12040 lm tunnel er bare 4000 lm bart fjell. Det er rensket ned et betydelig volum løs stein. Grovt sett har omfanget variert fra 1 - 4 m3 pr. 100 lm tunnel. Totalt anslås ca 80 - 100 m3 nedrenskede masser.

Det er også rensket ned en del blokker større enn 300 kg. Noen av disse var så løse at de med stor sannsynlighet kunne ha rast ut i løpet av anleggets levetid om de ikke hadde vært tatt ned på en kontrollert måte.

Man har oppnådd netto framdrifter under rensken varierende fra 1 til 6 seksjoner (3.5 - 24 m) pr. time, tilsvarende ca 20 - 100 lm rensk pr dag. En del spesielle rutiner og forsiktighetsregler er fulgt for å unngå skade på kabelbro og rør. Dette har gitt noe redusert framdrift i forhold til det som kunne ha vært oppnådd i en "ren" tunnel.

På grunnlag av observasjoner under rensken er supplerende sikring med bolter, fjellband og nett påmerket og utført. Det er satt inn 679 fullgyste bergbolter.

TIDLIGERE UTFØRT SIKRING

Det generelle inntrykket etter inspeksjon av tidligere utført sikring er at den er av bra kvalitet og fungerer etter hensikten.

Som normalt for utstøping ved stuff er det en del ujevn betongtykkelse og dårlige støpeskjøter. Det er imidlertid ikke avdekket svakheter som truer sikringens funksjon.

Det er tidligere boret ut prøver av sprøytebetong. Heftfasthet og trykkfasthet ble kontrollert. Kvaliteten viste seg gjennomgående å være god. Det er ikke avdekket vesentlig forringelse av betongkvalitet ved denne inspeksjonen.

Ved inspeksjonen har man imidlertid ved tre lokaliteter oppdaget sprekkdannelse og bom i sprøytebetong som følge av svelletrykk fra leirsoner. Situasjonen vurderes ikke å være umiddelbart truende, men sikringen er forsterket med bolter, band og nett. Lokalitetene holdes under oppsikt.

Tidligere bergbolting er i hovedsak utført med rørbolter. Hensikten med disse boltene er at de skal kunne settes ved stuff med ekspansjonshylse slik at man oppnår umiddelbar sikringseffekt. De skal siden ettergyses med cementmørtel for å oppnå god forankring og korrosjonsbeskyttelse. Bolten tilfredstiller dermed kravene både til arbeidssikring og permanent sikring.

Det har vist seg at et relativt stort antall bolter er dårlig ettergyst. Det bekrefter et problem som også er kjent fra andre fjellanlegg. Et godt resultat setter store krav til utførelse og utstyrsvalg. For tynn mørtel vil renne ut før herding. For tykk mørtel lar seg ikke pumpe inn. Konsekvensen av dårlig ettergysing er bolter som ikke har den forankring og den korrosjonsbeskyttelse som de forutsetningsvis skulle ha. Boltenes levetid er redusert.

ERFARING, KOMMENTAR

Rensk/sikringsarbeidene har vist seg å være berettiget. Spenningsomlagring og forvitring har resultert i gradvis dårligere stabilitet, med bomdannelse og løsning av blokker i tunnelperiferien. Nedenfor omtales noen av de situasjonene som hyppigst har skapt ustabilitet.

Fig. 2. Ustabile situasjoner.

a) Salveovergang
Sprengningsbetingede sprekker, evt. i kombinasjon med primærsprekker.

b) Bomdannelse mellom borpiper
Kombinasjon sprengningsriss/spenninger.

c) Vederlag
Kombinasjon steil sleppe/primærsprekk og sprengningsbetingede sprekker.

d) Nisjer
Spenninger og nedbøying av flak p.g.a stor spennvidde.

En del av de ustabile situasjonene kan føres tilbake til unøyaktig utførelse når det gjelder boring/sprenging.

SIKRINGSØKONOMI, KVALITET

Det er ikke grunn til å tro at stabilitetsforholdene i Karmøy - Kårstø tunnelene avviker vesentlig fra det som er normalt ved tilsvarende anlegg andre steder i Norge. Vi antar at erfaringene fra disse arbeidene i stor grad har generell gyldighet. Kort oppsummeres følgende:

- I tunneler med usikret berg kan faren for blokkfall ikke utelukkes.

- I tunneler med strenge stabilitetskrav må periodisk inspeksjon/rensk utføres.

- Det er en tendens ved tunnel/sikringsarbeid at kvalitet på utførelse blir lidene under kravet til effektivitet og framdrift. Akkordavtaler er en del av dette problemet. Et godt og gjennomført kvalitetssikringsopplegg har stor betydning både for korttids- og langtidsstabilitet.

Når permanent sikring skal bestemmes i tunnelanlegg med strenge stabilitetskrav melder ofte følgende spørsmål seg:

- Skal det utføres en total sikring med støp/sprøytebetong, eller vil tilstrekkelig sikkerhet kunne oppnås med rensk og sporadisk sikring?

For å illustrere problemstillingen tar vi utgangspunkt i Karmøy - Kårstø tunnelene. En total sikring her ville ha krevd sprøytebetong i en lengde av 4000 m til en kostnad av ca 12 mill kr.

Innkludert den spesialbygde renskeriggen har kostnadene for de utførte rensk/sikringsarbeidene vært i størrelsesorden 4 mill kr. Vi forutsetter at det også i framtiden vil være nødvendig med inspeksjon og rensk. På denne bakgrunn antydes fordelte kostnader på kr 4 - 500 000 pr. år i tunnelanleggets levetid. Fig. 3 viser en grafisk framstilling kostnadene ved de to sikringsprinsippene.

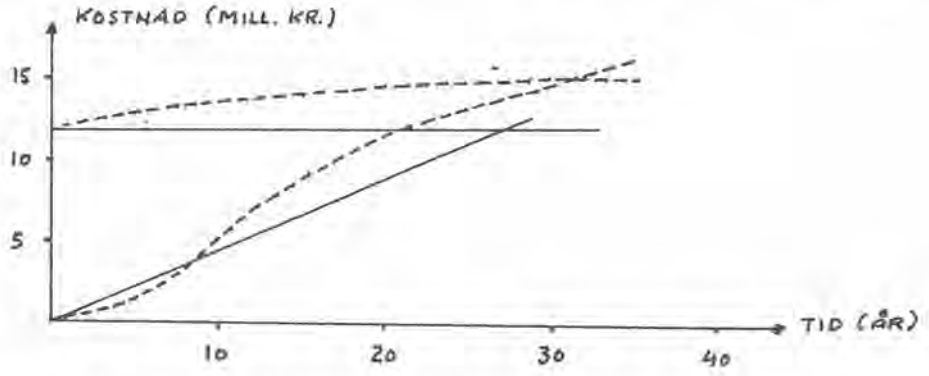


Fig. 3. Sikringsøkonomi. Totalsikring/Sporadisk sikring.

Skjæringspunktet viser ved hvilken levetid de to sikringsprinsippene er likeverdige fra et kostnadsmessig synspunkt. Den heltrukne linjen viser en sterkt forenklet betraktning. Resultatet av en mer detaljert analyse ville sansynligvis vært noe i nærheten av av de stiplede linjene. Her tas det hensyn til renteutgifter på investeringen ved totalsikring. En viss inspeksjons- og vedlikeholdsaktivitet ville sansynligvis være nødvendig også ved totalsikring. Utgiftene til rensk/ettersikring av bart fjell antas å være størst de første årene, for deretter å avta gradvis.

I en vurdering av sikringsprinsipp må kvalitet/sikkerhet være et vesentlig element. Det kan neppe være tvil om at totalsikring gir den beste sikkerheten. Spørsmålet kan bli hva man er villig til å betale for økt sikkerhet.

ERFARINGER FRA TUNNEL DREVET OPPOVER MED STIGNING 1:5.

EXPERIENCES FROM TUNNELING UPWARDS 1:5.

Siviling. Aud Røsbjørgen, Aker Entreprenør.

SAMMENDRAG

Å drive tunnel oppover med stigning 1:5 viste seg å ikke være så forskjellig fra å drive en "vanlig" tunnel. Det vi på forhånd ventet skulle bli vanskelig, ble ikke noe stort problem likevel.

Når det gjelder utstyret, er det lagt like mye vekt på å komme seg ned på en sikker måte som å komme seg oppover.

De største problemene har oppstått på grunn av alt vannet som renner nedover tunnelen, og i tida framover er dette den største utfordringen for oss.

SUMMARY

Tunneling upwards 1:5 is not very special compared to a "common" tunnel. Problems that we expected, didn't show up at all.

The machines we are using in the tunnel are chosen in the purpose of getting downwards in a safe way.

The greatest problems occured because of the water flowing downwards the tunnel. In the future, this is the biggest challenge for us.

KORT OM ANLEGGET.

Anlegget ligger på ytre Senja i Troms fylke, og det er Forsvarets Bygningstjeneste som er byggherre. A/S Fredriksen er konsulent for de bygningstekniske arbeidene. Tunnelen er en adkomstunnel for en radarstasjon som skal ligge på toppen ev et fjell - naturlig nok. Det er egentlig to tunneler, en på 1500 m og en på 2200 m. Mellom de to tunnelene kommer vi ut i dagen, og der skal det støpes tunnel. På grunn av tidsnød fløy vi opp utstyr og gjorde ferdig forskjæringene på forhånd i sommer slik at det bare var å fortsette med neste tunnel med minst mulig tap av tid. Begge tunnelene har stigning 1:5 med unntak av et "flatt" parti på 1:10 og 1:20 der vi kommer ut i dagen. Tunnelen går ikke i spiraler, men med slakke kurver, rettstrekk og en hårnålssving mot slutten. Tunnelen er liten, teoretisk tverrsnitt er 15,1 m2, men vi driver den 16-17 m2 for å få plass til duken. Bredden er 3,5 m. Geologien i området er beskrevet som løs amfibolittisk skifer, fast granittisk gneis og granitt.

UTSTYRET VI HAR PÅ ANLEGGET.

En ting er å komme seg oppover i en så bratt tunnel. Minst like viktig er det å komme seg ned igjen med liv, lemmer og bremser i behold, og utstyret er valgt deretter.

Borrigg

På grunn av leveringstid på ny rigg, startet vi anlegget med en Tamrock Minimatic 500. Men stigninga ble vel tøff for den. Vi måtte stadig vekk dytte den bak for å få den på stuff. Den nye riggen vi fikk var en Tamrock Mini 206 D, og den klarer stigninga som ingenting. Riggen har to bommer med bormaskiner av typen HL 500 Super. Strømforbruket er 2 x 55 kW under boring og utgående effekt er 22 kW. Nedkjøringa er heller ikke noe problem. Riggen har hydrostatisk framdrift, og vi kommer oss ned nesten uten å bruke bremsene.

Lastere

Til lasting av tunnelstein bruker vi beltelastere av typen Cat 963 med sidetipp. Lasterne har også hydrostatisk framdrift. Vi var spente på hvordan de ville holde, for i og med at det er nisjelasting blir det utrolig mye belting fram og tilbake i tunnelen. (Nisjeavstanden er ca 90 m.)

Men det har gått over all forventning. Vi har to beltelestere på bruket. Mens den ene er i drift, har vi service på den andre. Vi har sveiset på belteplatene en gang på hver laster på grunn av slitasje, ellers har de holdt i 1500 m uten problemer.

Utkjøring

Til utkjøring bruker vi lastebiler med 6-hjulstrekk og ettermonterte retarderbremser - også det med tanke på å komme seg ned på normalt vis. Nå har det vist seg at retarderbremsen trer ikke i kraft før hastigheten er oppe i 25-30 km/t, og så fort kjører vi ikke i den smale og bratte tunnelen. I praksis har vi kjørt på motorbremsen nedover, og vi har ikke hatt uhell av noe slag. Om monteringa av retarderen har vært bortkastet er vanskelig å si, men det er jo en sikkerhet den dagen farten skulle bli for stor. Vi har også prøvd både en tandembil og en boggibil i tunnelen, men det er ikk brukbart. De måtte ha med seg lass inn for å komme opp, og å kjøre stein inn i tunnelen er jo helt bak mål.

Driving av tunnel

Vi visste ikke riktig hva som ventet oss da vi startet på denne tunnelen. For det første trodde vi at vi måtte tjore fast riggen for å få den til å stå rolig under boring. Derfor ble den nye riggen bestilt med hydraulisk støttearm som skulle spennes fast i hengen, men den har vi demontert. Det er ikke noe problem i det hele tatt å få riggen til å stå stødig.

På riggen er det meste elektrisk styrt, og foran på riggen er det et skap for elektriske komponenter, bl.a. kretskort. I begynnelsen var vi plaget av endel merkelige feil på riggen som viste seg å være kortslutninger i kretskortene. Når en står og borer på 1:5, kommer det meste av vannet bakover langs bommene og havner foran på riggen. Og vann blandet med anolitt er ikke god kost for kretskort! Etter at vi fikk tettet skapet ordentlig, har ikke kretskortene skapt problemer.

Det er kun blåsende ventilasjon i tunnelen - noe annet er det ikke plass til. Vifta er ei Gal 14 , og duken er 1,20 m. Vi lurte på om det kunne bli vanskelig å få ut ladden når tunnelen går så bratt oppover, men det har gått bra på den første tunnelen.

Borvann tar vi fra en bekk like utenfor påhugget. Vannet blir pumpet derfra og opp i tunnelen gjennom 4" alveniusrør. Med jevne mellomrom har vi trykkforsterkere som vi kobler direkte inn i rørgata.

Så alt i alt er det ikk så mye "unormalt" med å drive en bratt tunnel. Nå har ikke alt vært bare enkelt. Det har uten tvil vært et år med mye motbakke - i dobbel forstand. Vi hadde en tung start og sliter fortsatt, men det skyldes hovedsaklig andre forhold enn selve stigninga.

Men på ett punkt har stigninga virkelig skapt problemer, og det gjelder vannet som renner nedover i tunnelen. Dere aner ikke for en fart vannet får nedover tunnelen! Etter å ha drevet ca. 500 m tunnel fikk vi en stor lekkasje, og før det var gått en time lå hele vegbanen på tippen. Vi skjønte at vanntrykket var stort, for da vi boret på vannet ble ventilene på borriggen rangvendt. Da vi fikk målt trykket viste det seg å være ca. 15 kg. Vi fikk tettet det meste ved å injisere,men fremdeles renner det ca. 5 l/s nedover tunnelen, det vil si 10-15 ganger mer enn borvannet. Når vannet får så stor fart, graver det med seg masser på tur ned. Det medfører at vegbanen blir ødelagt og vi får et slamproblem. Vi hadde bygd olje- og slamavskiller, men den viste seg å bli alt for liten til å ta imot så store mengder vann og slam. Dessuten hadde den for liten evne til å redusere hastigheten på vannet. Dermed har mye av slammet gått rett i bekken utenfor påhugget og til slutt havnet i et lite vann like ved. Slammet vil etterhvert legge seg på bunnen og ødelegge næringsgrunnlaget for fisken. Så der har vi virkelig fått et problem.

I skrivende stund er vi altså ferdige med den første tunnelen og har såvidt startet på den neste. Og den klart største oppgaven vi står overfor er å få kontroll på vannet som renner nedover tunnelen slik at vegbanestandarden blir akseptabel og slamproblemet blir ivaretatt. Så får vi håpe at vi slipper å treffe på så store mengder vann!

I.V.A.R. SENTRALRENSEANLEGG NORD-JÆREN

NORD-JÆREN SENTRAL SEWAGE TREATMENT PLANT IN ROCK

Sivilingeniør Gunnar Asting, Berdal Strømme a.s.

SAMMENDRAG

Interkommunalt vann-, avløps- og renovasjonsverk, I.V.A.R., bygger samlesystem med renseanlegg for avløpsvann fra Nord-Jæren. Den delen av systemet som beskrives her, ligger i fjell og består av tilløpstunnel Bjergsted-Mekjarvik, renseanlegg ved Mekjarvik og utløpstunnel Mekjarvik-Håsteinfjorden. Systemet er dimensjonert for 240.000 personenheter. $Q_{dim.}$ = 1,5 m^3/s og Q_{max} = 4,0 m^3/s.

Tilløpstunnelen fullprofilbores med D = 3,5 m er 8,1 km lang og tar underveis inn 5 lokale påslipp. Utløpstunnelen er 4,1 km lang og er drevet med konvensjonell sprengning, tverrsnitt 20 m^2. Halvveis bygges lukesjakt. Utslagsdybden i Håsteinfjorden er kt. -80 som er bestemt ut fra resipientmessige forhold.

Renseanlegget bygges for mekanisk/kjemisk rensing og er utformet som et system av haller. I tillegg bygges en rekke adkomsttunneler, pumpestasjon og nødutløpstunnel til Ytre Byfjorden. Totalt sprengningsvolum for renseanlegget er ca. 100.000 m^3.

Anleggsmessige erfaringer beskrives kort. Anlegget skal være driftsklart 1. januar 1992.

SUMMARY

Several municipalities in the northern part of Jæren in the county of Rogaland have established and organisation, I.V.A.R., who is responsible for building a transportation system and a common treatment plant for sewage water. The treatment plant will be situated 10 km to the north of the city centre of Stavanger. The system will serve an equivalent to 240,000 persons. The water flows are : $Q_{dim.}$ = 1,5 m^3/s, Q_{max} = 4,0 m^3/s.

This paper describes the following parts of the system:

- Transportation tunnel, length 8.1 km, from Bjergsted at the city centre of Stavanger to Mekjarvik
- Treatment plant in rock at Mekjarvik. Excavation volume is approximately 100,000 m^3
- Outfall tunnel, length 4.1 km, from Mekjarvik to Håsteinfjorden.

The transportation tunnel is TBM-driven with diameter 3.5 m and the outfall tunnel is excavated by conventional drill and blast method with a cross section of 20 m^2. The discharge depth, 80 m below sea surface, is determined by the conditions of the recipient.

The plant will be based on mechanical/chemical treatment and consists of a system of rock caverns. A pumping station with 20 m pumping head is also constructed. The treatment plant will be ready by 1. January 1992.

Experiences from the construction of the tunnels are described in the paper.

INNLEDNING

Interkommunalt vann-, avløps- og renovasjonsverk, I.V.A.R., er et selskap som består av kommunene Stavanger, Sola, Klepp, Randaberg, Gjesdal, Sandnes, Hå og Time. I.V.A.R. har bl.a. ansvaret for å planlegge og bygge ut et samlesystem med renseanlegg for avløpsvann fra Stavanger, Sandnes, Sola, Gjesdal og Randaberg. Se figur 1.

Prosjektet som er omtalt her, inngår som en del av dette systemet og omfatter følgende hoveddeler:

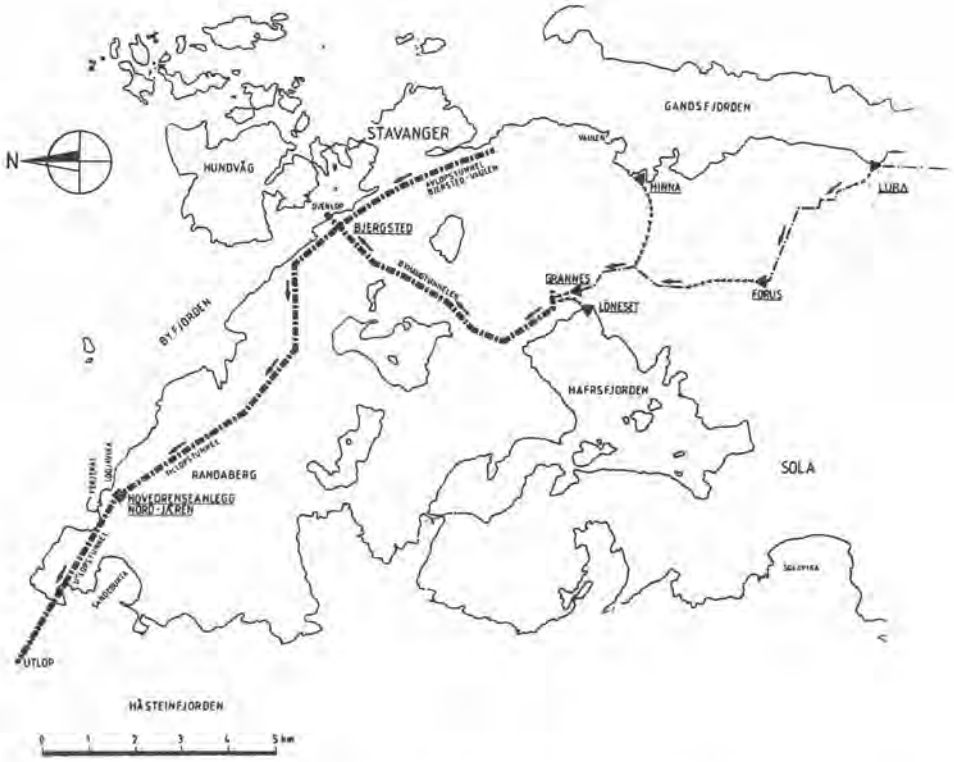
- Renseanlegg ved Mekjarvik i Randaberg
- Tilløpstunnel Bjergsted - Mekjarvik
- Utløpstunnel Mekjarvik - Håsteinfjorden

Systemet er dimensjonert for 240.000 personenheter. Sammen med antatt overvannstilrenning er dimensjonerende vannmengder følgende:

$$Q_{dim} = 1,5 \ m^3/s$$
$$Q_{max} = 4,0 \ m^3/s.$$

Renseanlegget er et mekanisk/kjemisk anlegg bygget som fjellanlegg hvor vannet pumpes inn fra et lavereliggende nivå.

Totalt budsjett for bygging av dette systemet er 450 mill.kr. Arbeidene i marken ble satt igang i februar 1989. Renseanlegget er planlagt satt i drift 1. januar 1992.



Figur 1. Oversikt over samlesystem for avløpsvann på Nord-Jæren

Prosjektet er altfor stort til å behandles detaljert i sin helhet her. Det er derfor lagt vekt på å få frem utvalgte aspekter i forbindelse med utforming og bygging av anleggene i fjell. Dessuten er renseprosessen kort beskrevet. De tre nevnte hoveddeler er behandlet hver for seg.

ENTREPRISEOPPDELING

Arbeidet utføres ved hjelp av en rekke entrepriser. Selve renseanlegget hvor det er et stort omfang av installasjonsarbeider, utføres med delte entrepriser. De entreprisene som har mest interesse her, er de store byggentreprisene for anlegg i fjell:

Entreprise B1: Tilløpstunnel Bjergsted - Mekjarvik
Entreprenør: Kruse Smith Stavanger A/S

Entreprise B2: Utløpstunnel til Håsteinfjorden
Entreprenør: A/S Veidekke

Entreprise B3: Renseanlegg Mekjarvik
Entreprenør: Kruse Smith Stavanger A/S

Entreprise B1 som startet først, inkluderer en del fellesarbeider i dagen, utsprengning av forskjæring og sprengning av adkomsttunneler til avløpstunnelene og pumpestasjon.

Kruse Smith har i tillegg utført utsprengninger for slambehandlingsanlegget.

I tillegg til entreprise B2 utfører også A/S Veidekke en nødutløpstunnel fra renseanlegget til Ytre Byfjorden ved Mekjarvik.

Alle entreprisene utføres fra Mekjarvik. Det at det ville bli trangt i anleggstiden, var et argument for å slå sammen arbeidene til en eller to store entrepriser. Det ble imidlertid valgt noen flere entrepriser. Dette var i hovedsak begrunnet i følgende:

- Arbeidene ble oppdelt i naturlige deler som stilte spesielle anleggsmessige krav til utførelsen.

- Oppdeling i mindre entrepriser gjorde det mulig for flere entreprenører å gi anbud.

Erfaring har vist at oppdelingen ikke har ført til koordineringsproblemer på byggeplassen.

GEOLOGI

Tunnelene ligger i hele sin lengde innenfor et skyvedekke med fyllitt som hovedbergart, men også med lagpakker av andre metamorfe sedimenter. Fyllitten opptrer med varierende mineralsammensetning og strukturer. Vanligst forekommer den som en grågrønn, finkornet glimmerskifer med en sterkt småfoldet og krøllet struktur. Sonevis opptrer fyllitten med en planparallell struktur i blant med glatte lagdelingsflater og til dels med grafittspeil.

Kvarts opptrer i fyllitten som en finkornet grunnmasse og som uregelmessige årer, innvevninger of porfyroblastre. Kvartsinnholdet varierer normalt mellom 10 og 50 %.

Av metamorfe sedimenter finner man soner av utpreget finfoliert lys glimmerførende kvartsitt og mer kompakte lag av kvartsitt med

7-10% feltspatmineraler. Bergarter av de to sistnevnte typene gir høy bor- og kutterslitasje.

Lagpakkene stryker i hovedsak fra N-S til ca. 60° Ø mens fallet hele tiden veksler mellom V og NV. Spesielle sprekkesoner kan være lokalt utviklet og da vesentlig med steilt fall. Normalt er de lite gjennomgående.

Både fyllitter og de andre metamorfe sedimentene må karakteriseres som tette bergarter.

Resultater fra laboratorietester av bergartsprøver tatt på forhånd er vist på figur 2.

	Fyllitt med kvarts-årer	Finkornet kvartsittisk fyllitt		Kvarts-dioritt
	1	2	3	4
Bergartsparametre				
Sprøhetstall (11,2-160 mm)	43	46	34,7	66,9
Flisighetstall	1,38	1,39	1,33	1,32
Pakningsgrad	2	0	2	1
Densitet	2,95	2,64	2,77	2,65
Sievers J-verdi (par.fol)	39	4,5	33	1,7
Slitasjeverdi, hardmetall	5,4	54	16	109
Slitasjeverdi, kutterstål	3,5	32	13	21
Kvartsinnhold, % (DTA)	21	38	55	86
Kisinnhold % (DTA)	spor	-	-	0,2
Utregnede indekser				
Borsynkindeks, DRI	50	41	41	59
Borslitasjeindeks, BWI	29	48	44	37
Indeks for kutterlevetid CLI	35	6,2	20	5,3
Enakset trykkfasthet (norm.fol.)	43			
Punktlaststyrkeindeks, IS32				
parallelt fol. median MPa		8,5		
" " middel "		8,5		
normalt " median "		12,9		
" " middel "		13,6		

Figur 2. Bergartsprøver. Resultat fra laboratorietester

TILLØPSTUNNEL BJERGSTED - MEKJARVIK

Beskrivelse

Tunnelen er 8,1 km lang og fullprofilbores med diameter 3,5 m fra Mekjarvik. Se figur 3.

Ved Bjergsted tas avløpsvannet inn fra to tunneler, Byhaugtunnelen og tunnel Vaulen - Bjergsted. Byhaugtunnelen har vært i drift

Figur 3. Oversikt tilløpstunnel

i flere år og har utløp i havnebassenget i Stavanger. Tunnel Vaulen - Bjergsted er ny og vil bli satt i drift samtidig med tunnel Bjergsted - Mekjarvik. Avløpsvannet føres ved selvfall til renseanlegget. Underveis vil det på 5 steder bli etablert lokale påslipp gjennom borede sjakter, D = 0,3 - 0,5 m. Tunneltraséen er bestemt av fjellforhold og plassering av lokale påslipp. Tunnelenes lengdeprofil bestemmes i prinsippet av minimumsfall for selvrensing for å redusere pumpehøyden ved renseanlegget så mye som mulig. På en kort strekning ved Ytre Tasta, ca. pel 4700, ligger imidlertid fjellet så lavt at man fant det nødvendig å presse tunnelen ned ca. 2,5 m for å oppnå en overdekning som ga til-strekkelig sikkerhet.

Det ble i anbudsdokumentene satt krav om at kurver skulle bores med radius 200 m. Krav til avvik fra teoretisk høyde er satt til maksimum 50 mm opp eller ned.

Anleggserfaringer

Kruse Smith Stavanger A/S (KSS) som gjennomfører en fullprofil-boret tunnel for første gang, valgte å satse på en ny maskin med

høy ytelse for å bore tilløpstunnelen. Maskinen har følgende data:

Type TBM	:	Atlas Copco Jarva MK12
Diameter	:	3,5 m
Kutterhode		
- Effekt	:	900 kW
- Omdreiningshastighet	:	12,2 o/min
- Torsjonsmoment	:	705 kNm
- Skyvkraft	:	6350 kN
- Slaglengde fremdrift	:	1500 mm
- Motorer	:	4 x 225 kW
Griperkraft	:	18870 kN
Griperkonfigurasjon	:	T-formet, foran og bak
Kapasitet på håndtering av bormasse	:	6 m tunnel pr. time
Maskinvekt	:	ca. 160 tonn
Kutterdiameter	:	413 mm

Maskinen ble bestilt i april 1989 og ved levering i oktober var adkomsttunnel og rigghall utsprengt og sikret. Montasje av bakrigg var også kommet langt. Etter en ukes montasjetid var utstyret klart for testing.

Etter en kort innkjøringsperiode kom inndriften i fyllitt opp i ca. 150 m/uke. Etter ca. 700 m kom imidlertid tunnelen inn i et område med høyt kvartsinnhold, og inndriften ble sterkt redusert. Kutterforbruket som hadde vært svært lavt, gikk dramatisk opp. Det er opplyst at en uke ble det skiftet 102 kuttere. Nettoinndriften som i den vanlige fyllitten hadde ligget i området 4-6 m pr. time, ble redusert til mellom 2 og 4 m pr. time. KSS forsøkte å gå over til spesiallagde kuttere av stål med hardhetsgrad 58-60 HRC i stedet for 40 HRC som benyttes i den ordinære fyllitten. Dette viste seg å gi fordeler. Kutterforbruket gikk markert ned. Etter en del vekslende forhold der ukeinndriften varierte mellom 45 og 210 m, har man etter ca. pel 2500 stort sett hatt vanlig fyllitt. Inndriftene har vært høye, og i uke 22 i år ble det notert angivelig nordisk rekord med 350,8 m. Største inndriften pr. skift er notert til 53,7 m. Nettoinndriften har siden pel 2500 ligget mellom 3,7 og 4,9 m/time.

Arbeidstiden er 106 timer pr. uke inkludert matpause. Det benyttes "nordsjøskiftordning" med 2 av 3 skiftmannskaper på jobb hver uke.

Pr. utgangen av september i år er tunnelen drevet til pel 6414. dette vil si at det 10,5 måneder, 22 arbeidsuker, etter oppstart er boret 6376 m (tunnelboring startet ved pel 38). Dette gir en

gjennomsnittsinndrift pr. arbeidsuke på 150 m og etter ca. pel 2445 på 189 m.

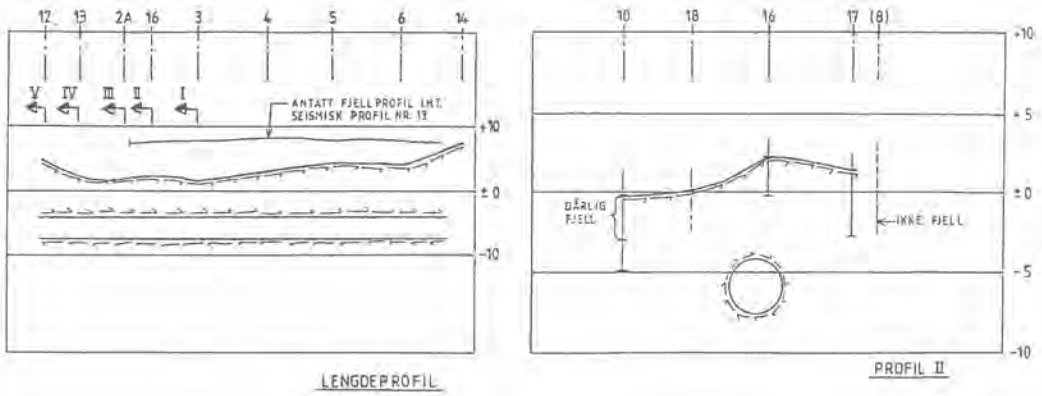
Arbeidet er pr. utgangen av september i år ajour med fremdriftsplanen. Gjennomboring til eksisterende tunnel ved Bjergsted ventes å bli i månedsskiftet november/desember i år. Maskinen vil bli tatt ut ved Bjergsted.

Bakriggen er laget av Fosdalen Industrier A/S og er den første norskproduserte for 2 spor i en 3,5 m tunnel. Fosdalen har også bygget vagger og tippesystem. Tippesystemet er basert på at vaggene løftes og tippes rett i lastebilene. Transportbåndet er hengt opp på en spesiell måte slik at man unngår å legge inn ledd selv ved kurveradier ned til 200 m. Entreprenøren er svært fornøyd med bakriggen.

Kontrollnivellement av boret tunnel viser at entreprenøren har hatt visse problemer i kurver med å holde de pålagte krav til nøyaktighet i høyde. I den andre kurven kom han på det meste 430 mm over teoretisk tunnelsåle. Han har fått anledning til å justere høyden 250 mm opp. Likevel gjenstår, ut fra forutsetningene, utbedring i en lengde av ca. 200 m.

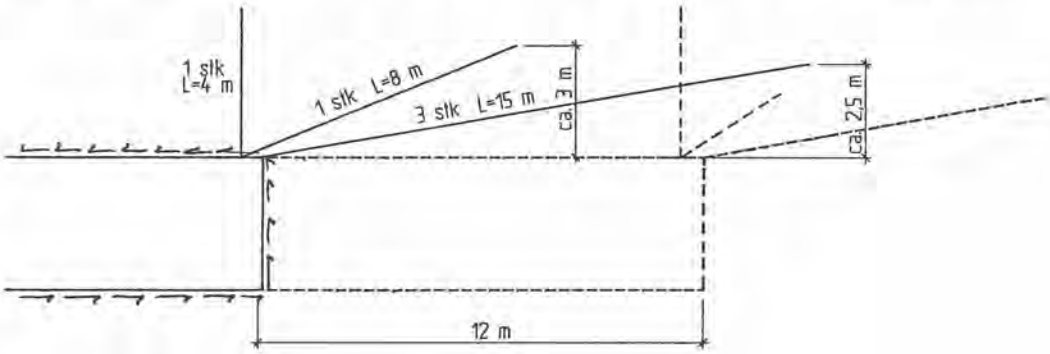
Entreprenøren har fått anledning til å øke kurveradien fra 200 til 300 m bortsett fra i en kurve ved Ytre Tasta hvor overdekningen var kritisk. I denne kurven klarte han ikke å holde radien. Dette fikk imidlertid ikke sikkerhetsmessige konsekvenser. Entreprenøren forklarer problemet med at det er styringen av selve tunnelboremaskinen i kurven som er vanskelig. Bakriggen har ikke hatt problemer med å gå igjennom kurven med 200 m radius.

Som tidligere nevnt hadde man ved ca. pel 4700 et kritisk parti med relativt liten overdekning. Kryssingsstedet var valgt først etter omfattende forundersøkelser. Etter leting ved hjelp av seismikk valgte man ut en trasé som ble kontrollert ved boringer. Til boringene var det nødvendig å benytte tungt Odex-utstyr på grunn av stor dybde og hardpakket morene med steinblokker. Det ble boret i alt 20 hull. Fra resultatene ble det tegnet et lengdeprofil og 5 tverrprofil. På figur 4 er lengdeprofil og tverrprofil II vist. Hullene ble boret ned i fjell. For noen av hullene ble det rapportert å være påtruffet dårlig fjell. Ved fastleggelse av tunnelnivå valgte man, med bakgrunn i at det fortsatt var visse usikkerheter ved fjellforholdene, å legge seg med en overdekning på 5 m rett over traséen.



Figur 4. Lengdesnitt og tverrsnitt av boringer ved Ytre Tasta

Da tunnelstuffen nærmet seg det kritiske partiet, valgte man en prosedyre med sonderboring og skrittvis fremdrift i 12 m etapper som vist på figur 5. Til sammen ble det boret 660 m sonderhull. Strekningen ble krysset uten at noen av sonderhullene ble boret ut i løsmasser. Bare i ett hull ble det påvist dårlig fjell og det oppsto en markert lekkasje fra en lomme som tømte seg raskt.



Figur 5. Prosedyre for sonderboring ved Ytre Tasta

For boring av sonderhull og også for boring av injeksjonshull om dette skulle bli nødvendig har entreprenøren satset på knematere av type Atlas Copco BBC 35. Boringen utføres ved at TMB trekkes tilbake slik at boringen kan utføres fra posisjon foran borhodet.

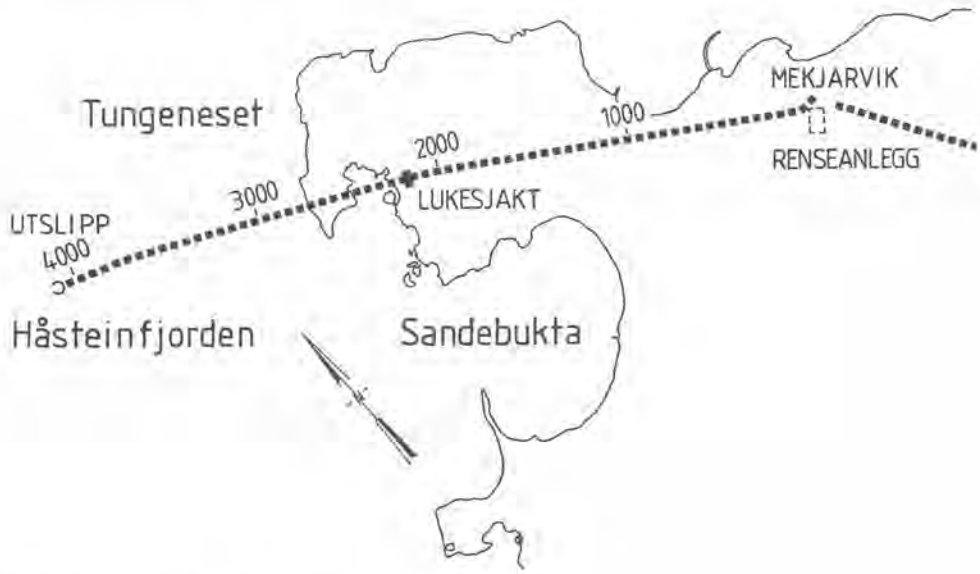
Kontrakten er lagt opp med beredskap for injeksjon, men til nå er ikke dette satt igang noe sted. Lekkasjene er relativt små.

Omfang av stabilitetssikring har vært ubetydelig. Det er satt 4 stk bolter og det er påført sprøytebetong på tilsammen 3 m tunnel.

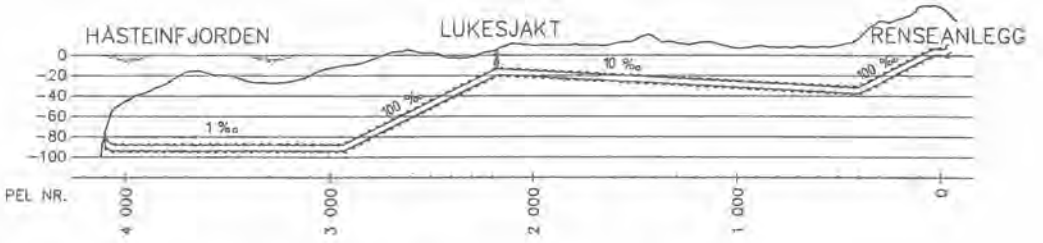
UTSLØPSTUNNEL MEKJARVIK - HÅSTEINFJORDEN

Beskrivelse

Tunnelen er 4,1 km lang og er drevet ved konvensjonell sprengning. Plan, se figur 6. Tverrsnittet er 20 m^2. Traseen går tilnærmet rettlinjet fra renseanlegget til utslagsstedet på kt -80 i Håsteinfjorden. Utløpets plassering og dybde er bestemt ut fra resipientsmessige vurderinger. Total tunnelstrekning under sjøen er ca. 1,6 km. Like før tunnelen går inn under sjøen ved Tungenes, ca. pel 2200, er det etablert en lukesjakt. Luka benyttes når selve utslaget til Håsteinfjorden foretas og ved senere inspeksjon og eventuelt rengjøring av tunnel mellom renseanlegg og lukesjakt. Lengdeprofil er vist på figur 7. Tunnelen går med sikker overdekning i hele traséens lengde.



Figur 6. Plan av utløpstunnel



Figur 7. Lengdeprofil av utløpstunnel

Utførte undersøkelser

På sjøstrekningen ble det i 1987 utført akustisk profilering langs aktuell trasé. Denne viste stort sett små løsmassemektigheter. Det ble i mai 1988 utført 2 seismiske profiler i antatt tunneltrasé, ett i en svak forsenkning ca 500 m fra land og ett ved utslagsstedet, totalt 450 m. Seismiske hastigheter ble beregnet til å ligge i området 5600 til 5900 m/s noe som indikerte godt fjell. Det ble imidlertid angitt at det kunne være noe oppsprukket overflatefjell.

Selve utslagsstedet ble detaljkartlagt med ekkolodd med profilavstand 10 m i mai 1988. Bunnprofilet samsvarte bra med seismisk profil. I anbudet var det dessuten forutsatt at entreprenøren skulle foreta en egen detaljopplodding av utslagsstedet. Resultatene fra dissse loddingene, som ble utført i mars 1990 med 1 m profilavstand, viste 10-15 m dybdeavvik fra tidligere utførte undersøkelser. Det ble da sjekket med et tidligere utført ROV-opptak. Også dette stemte brukbart med de først utførte undersøkelsene.

I slutten av mai 1990 ble derfor entreprenørens kontroll utført på nytt. Dette ga noe justering av bunnkotekartet, men fortsatt var forskjellen mellom undersøkelsene for stor. Det ble så i juni foretatt dybdemålinger med ROV. Disse målingene viste seg å gi et bunnprofil som lå enda nærmere det opprinnelige fra mai 1988. Se figur 8 hvor antatt bunn for forskjellige undersøkelser er inntegnet. ROV-undersøkelsene viste også at bunnen var ujevn. Det ble valgt ut et område som syntes best egnet for utslag. Dette var situasjonen da tunnelstuffen nærmet seg utslagsstedet.

Anleggserfaringer

Fra tunneldriften nevnes følgende tall:

- Gjennomsnittlig ukeinndrift
  - Synk 100 o/oo : 62 m/uke
  - Stigning 10 o/oo : 90 m/uke
- Timer pr. arbeidsuke ("Nordsjøskiftordning") : 106 timer inkl. matpause
- Borbarhet
  - Levetid borkroner : ca. 700 bm
  - " stenger : ca. 4000 bm
  - " nakker : ca. 5000 bm
- Sprengstofforbruk (dårlig bryting) : 5 kg/m^3
- Arbeidssikring 4100 m tunnel : 38 stk ekspansjonsbolter
  61 m^3 sprøytebetong
- Permanent sikring : ca. 250 stk bolter
  Ikke sprøytebetong
- Sonderboring og injeksjons-arbeider i undersjøisk tunnel til pel 4100.
  - Borhull : ca. 7000 m
  - Injisert sement : 31400 kg
- Injeksjonsarbeider pel 4100-4118 : 137 000 kg RP-sement
  : 1750 kg Mauring/Cemcil
  : 3425 kg Nonset 50

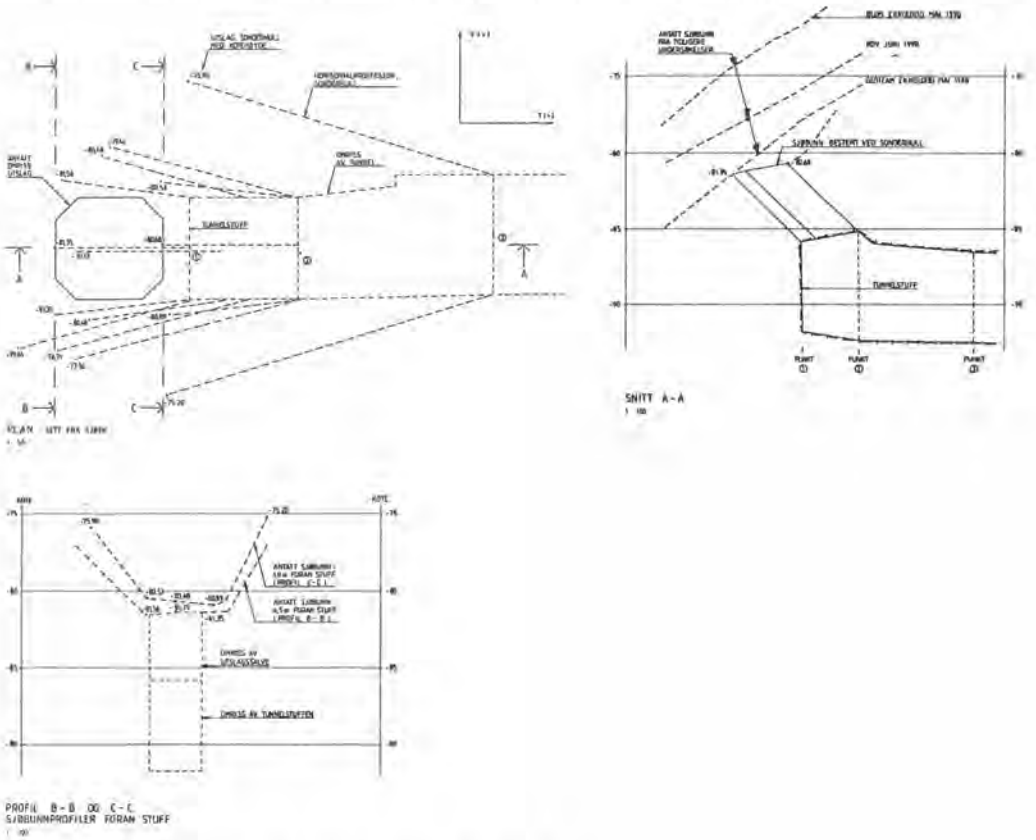
På den undersjøiske del av tunnelen ble det gjennomført i prinsippet 3 stk. sonderhull.

Opplysningen ovenfor viser at tunneldriften gikk svært bra frem til pel 4100. Det var på forhånd regnet som sannsynlig at tunnelene for den undersjøiske delen ville komme inn i en vestenforliggende (underliggende) kvartsrik glimmergneis. Dette viste seg imidlertid ikke å bli tilfellet.

Ved sonderboring fremover og oppover da man nærmet seg utslaget, fikk man tildels svært store lekkasjer. Det ble injisert betydelige mengder. Da kontrollboringer viste noenlunde tett fjell, ble det sprengt et par salver videre. Nye sonderhull viste fortsatt store lekkasjer og en ny injeksjonsomgang ble gjennomført. Slik ble sonderboring og injeksjon utført i 3 hovedom-

ganger. Situasjonen ble underveis oppfattet som kritisk, spesielt på grunn av problemer med å tette store lekkasjer nær sjøoverflaten. Det var bl.a. problemer med å få satt pakningene på grunn av det store trykket. Det ble bare benyttet engangspakninger.

På det siste partiet ble det boret ut til sjøen for å kartlegge fjelloverflaten. Det ble heldigvis tidlig oppdaget at detaljkartleggingen som entreprenøren hadde fått utføre ikke stemte. På grunn av uoverenstemmelsene var det på det tidspunktet klart at undersøkelsene utført fra sjøen måtte legges til side. Man måtte nå stole på kartleggingen fra tunnelen. Det ble gjennomført et boreprogram som vist på figur 8. Det er funnet et relativt flatt parti i et søkk der sjakten kommer ut. Bunnprofiler beskrevet fra de andre undersøkelsene er også vist på figuren.



Figur 8. Sonderboringer ved utslag

Utslagssalvene sto ferdig boret i slutten av august 1990. Arbeid med lukearrangementet pågår. Utslagssalven vil gå med stengt luke. Innestengt luft vil virke som pute. Maksimalt trykk er beregnet til 75,5 mVs. Utslagssalven er planlagt til desember 1990.

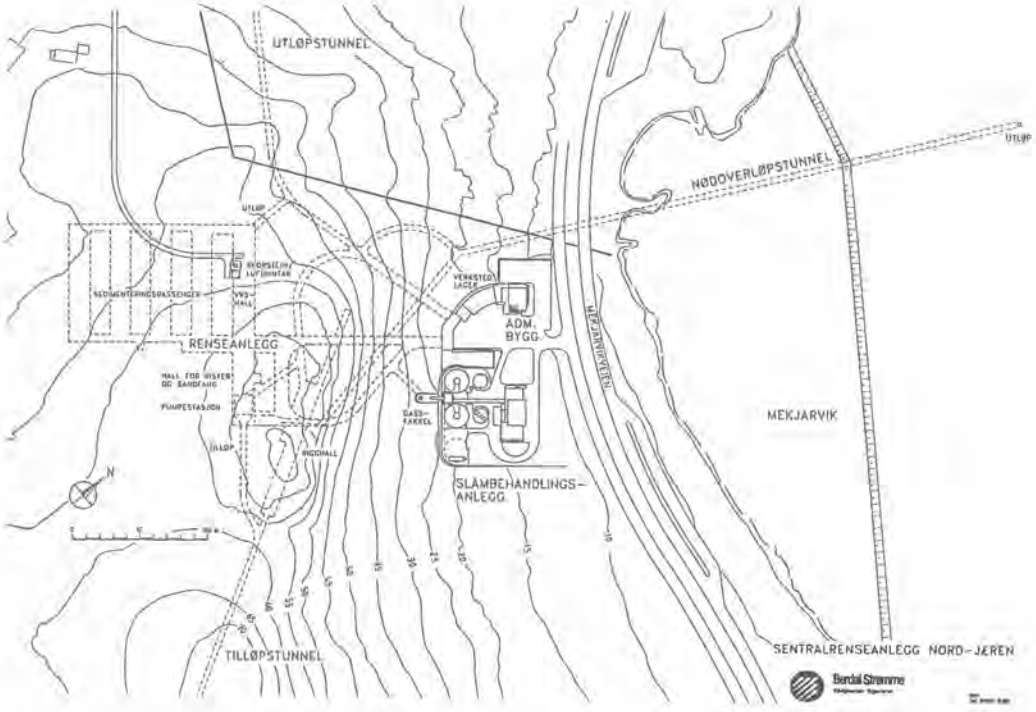
RENSEANLEGGET

Oversikt Mekjarvikområdet

Figur 9 viser en oversikt over området ved Mekjarvik. Følgende hoveddeler er vist:

Anlegg i dagen:

- Forskjæring med administrasjonsbygg, lager og verksted
- Slambehandlingsanlegg
- Ventilasjonsskorstein
- Utfyllingsområde i sjøen



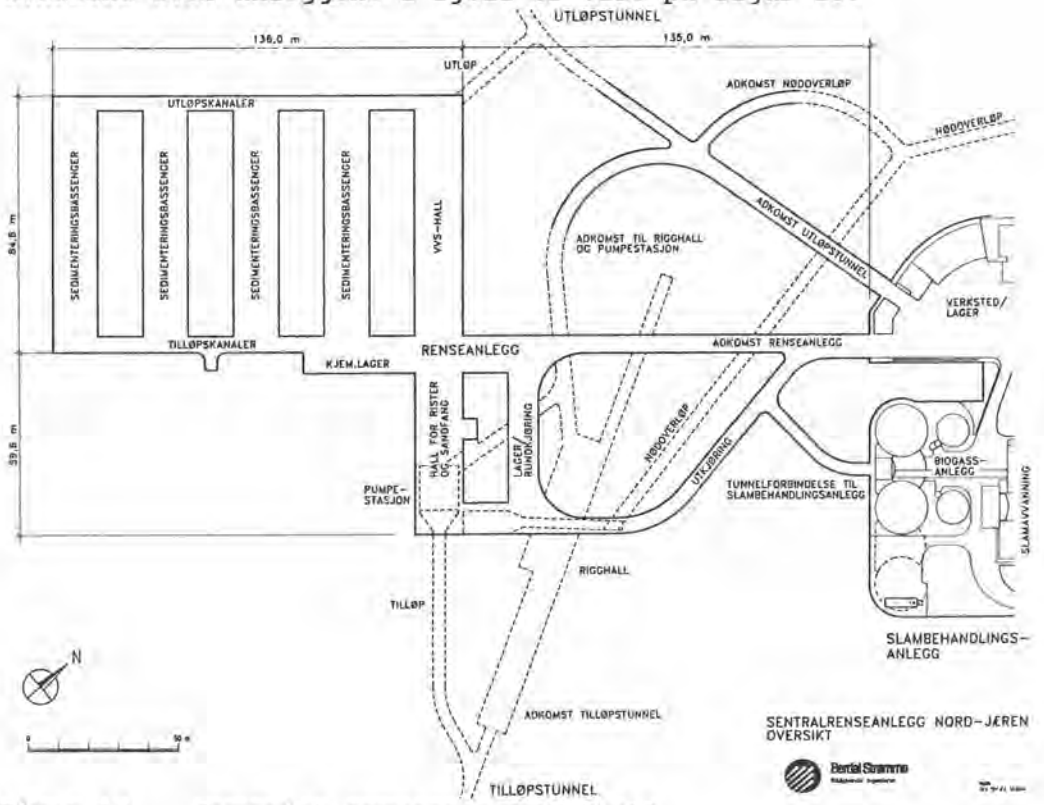
Figur 9. Oversikt ved Mekjarvik

Anlegg i fjell:

- Adkomsttunneler til de forskjellige anlegg i fjell
- Pumpestasjon m/sjakt
- Renseanlegget
- Nødutløpstunnel til Ytre Byfjorden

Beskrivelse av fjellanlegget

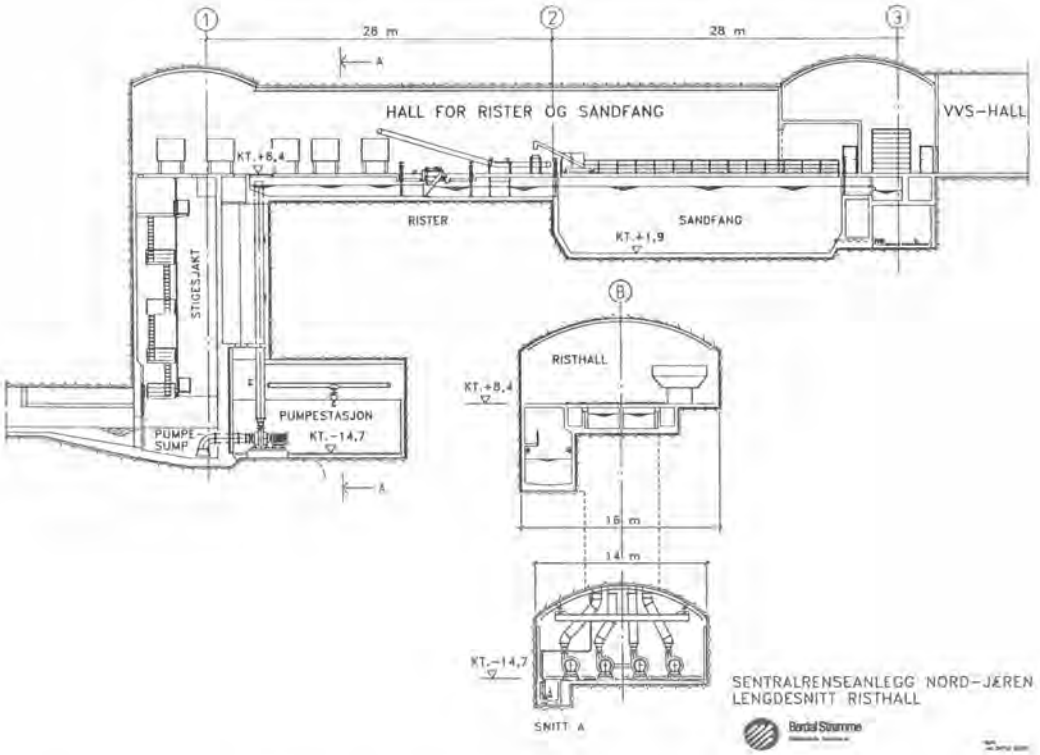
Oversikt over anleggene i fjell er vist på figur 10.



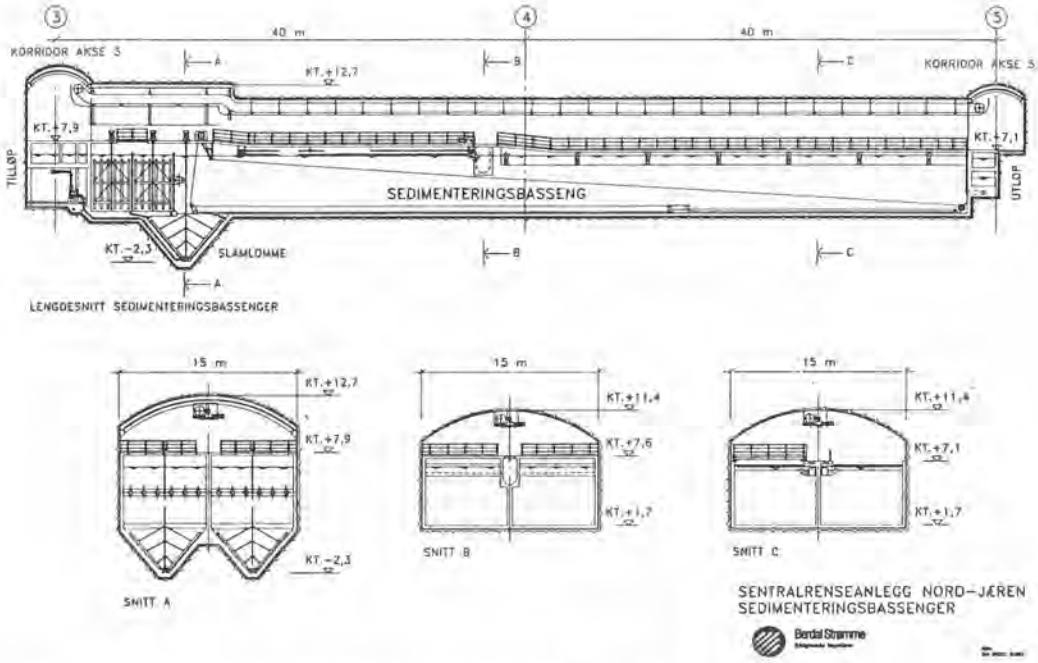
Figur 10. Oversikt renseanlegg i fjell

Det er laget en separat adkomsttunnel til tilløps- og utløpstunnelen. Tilløpstunnelen ligger på et lavere nivå enn renseanlegget. Nivået er bestemt av forhold som er beskrevet under TILLØPSTUNNEL. I forlengelsen av tilløpstunnelen er det sprengt ut en rigghall for tunneldriften. På samme nivå er det også sprengt en adkomsttunnel til pumpestasjon.

Selve renseanlegget er utført med konvensjonelle haller for de forskjellige funksjoner. Ved kryssende haller er det søkt gjennomført et prinsipp med at haller i én retning løftes i forhold til kryssende haller slik at vederlaget kommer i overkant av topp hvelv på hallene som ligger lavest. Maksimal spennvidde er 16 m. Totalt sprengningsvolum for renseanlegget er ca. 100.000 m^3. Betongarbeidene og installasjonsarbeidene i renseanlegget er svært omfattende, men beskrives ikke nærmere her. Som illustrasjon er det likevel tatt med en figur som viser snitt gjennom pumpestasjon (pumpehøyde 20 m), pumpesjakt og rist- og sandfanghall og en figur som viser lengdesnitt og tverrsnitt av sedimenteringsbassenger. Antatt betongvolum er ca. 15.000 m^3.



Figur 11. Lengdesnitt pumpestasjon og rist- og sandfangshall



Figur 12. Sedimenteringsbassenger. Lengdesnitt og tverrsnitt.

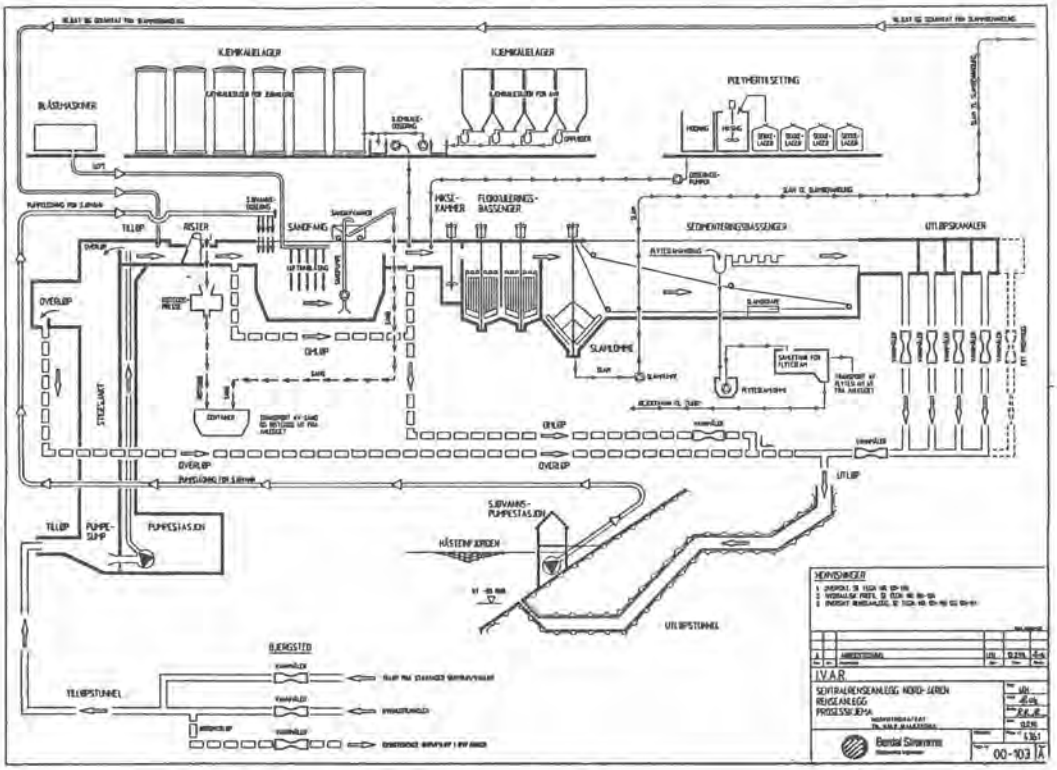
Vannbehandling

Avløpsvannet som hovedsakelig er kommunalt avløpsvann, gjennomgår en mekanisk/kjemisk renseprosess. Vannmengder er gitt foran i innledningen.

Fra pumpesumpen pumpes avløpsvannet til maskinrensede rister med spalteåpning 3 mm. Etter å ha passert ristene, føres vannet inn i 2 stk. luftede sandfang. Sand transporteres ut sammen rist-godset. Fra sandfangene ledes avløpsvannet til firekamrete flokkuleringsbassenger og videre til 8 sedimenteringsbassenger.

Det regnes foreløpig med at det skal benyttes jernklorid og sjøvann som fellingsmidler. Det må også regnes med at en i fremtiden kan bruke andre fellingskjemikalier som AVR og polymeriserte aluminiumsforbindelser. Som hjelpekoagulant kan det bli benyttet polymer.

Det utvendige slambehandlingsanlegget dimensjoneres for 25 tonn TS/d (råslam), men ved oppstart vil anlegget være lavere belastet. Prosesskjema for anlegget er vist på fig. 13. Det er en ikke helt oppdatert utgave som er vist.



Figur 13. Prosesskjema

Anleggserfaringer

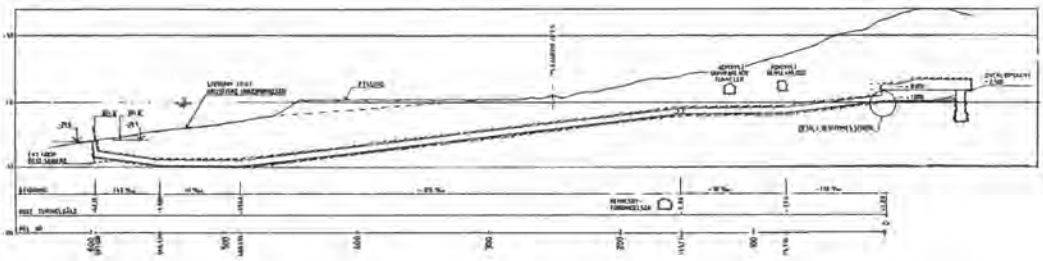
Utsprengningen av hallene har foregått på vanlig måte med uttak av toppskive og underliggende paller der høyden har krevd dette.

Fjellet har stått bra med relativt lite behov for arbeidssikring. Sikringen har bestått i bolter og sprøytebetong. Som permanent sikring er det utført systematisk bolting i mønster fra 1,5 x 1,5 m til 1,75 x 1,75 m i heng. Boltelengde fra 2,5 m til 4 m. Totalt utgjør dette ca. 5.500 bolter. Som permanent sikring er det videre påført ca. 6 cm sprøytebetong i heng og ca. 2-3 cm på veggen. Sprøytebetongen er delvis stålfiberarmert.

Det er påtruffet svært få vannlekkasjer i hallene.

Nødutløpstunnel til Ytre Byfjorden

Denne tunnelen, som ble endelig bestemt sist vår, er vist i plan på figur 9. Lengdesnitt er vist på figur 14. Nødutløpet skal fungere som reserve til utslippet i Håsteinfjorden. Utslippsdybde er kt. -30 m.



Figur 14. Lengdeprofil nødutløpstunnel til Ytre Byfjorden

Tunnelen utføres av A/S Veidekke, og stuffen nærmer seg i skrivende stund sjøkanten. I området for utslaget er det utført akustikk, og det er skutt et seismisk profil gjennom utslagsstedet. I tillegg er det utført to fjellkontrollborhull fra flåte i tunneltraséen nær utslagsområdet. Det er også utført 2 fjellkontrollboringer i traséen gjennom fyllingen i sjøen. Undersøkelsene viser små løsmassemektigheter langs traséen.

Dette utslaget vil bli utført med vannfylt tunnel. Tidspunktet ventes å bli i desember i år, omtrent samtidig med utslaget i Håsteinfjorden.

KNARRDALSTRAND RENSEANLEGG, SKIEN/PORSGRUNN

The Knarrdalstrand Sewage Plant, Skien/Porsgrunn

Siviling. Per Anton Brandtzæg
Aker Entreprenør a.s

SAMMENDRAG

Stadig synkende kostnader og forbedret teknologi ved underjordsanlegg gir nye muligheter for utnyttelse av undergrunnen i bymessige strøk.

Mindre fjellanlegg med meget kort byggetid og kompliserte rammevilkår representerer interessante utfordringer for en underjordsentreprenører med størst erfaring fra f.eks. kraftanlegg.

Renseanlegg Knarrdalstrand er et eksempel på et komplisert fjellanlegg med en svært kort byggetid, i overkant av et halvt år. Moderne tunnelteknologi gjorde det mulig å gjennomføre prosjektet innenfor tidsrammene og med positivt budsjettavvik for Byggherren.

Dette innlegget gir en generell beksrivelse av prosjektet. I tillegg ser en nærmere på hvordan de spesielle kravene med rask framdrift og komplisert geometrisk utforming ble i varetatt. Fjellkvaliteten skapte også problemer. Bore- og sprengningsteknisk viste forholdene ved anlegget seg å være mer ugunstig enn ventet.

SUMMARY

Continually decreasing real cost due to introduction of new technology and even improving machinery creates new possibilities in utilization of the underground especially in urban areas.

Minor underground projects with short time limits and complicated specifications represent an interesting challenge, especially for a contractor with extensive experience from underground hydropower plants.

The Knarrdalstrand Renseanlegg, an underground sewage plant is a typical example. The geometric design was very complex with four caverns, three tunnels and a shaft. The time schedule of drilling, blasting and rock support was very tight, only about eight months. Use of modern tecnology made it possible to realize the project within and even lower than budgetted cost.

This lecture gives a description of the project with a special view on the problems caused by the complicated geometry and the partiecular rock quality. The drillability and blasting property of the rock was worse than expected. The lecture describes how these difficulties were overcome within the preset limits of time and economy.

PROSJEKTET

Renseanlegget Knarrdalstrand er et samarbeidsprosjekt mellom Skien og Porsgrunn kommuner om utbygging av et felles kloakkrenseanlegg i fjell.

Anlegget er et primærfellingsanlegg som i første byggetrinn er dimensjonert for 56.100 personekvivalenter (pe). Rense-anlegget skal settes i drift 1. desember 1990. Ferdig utbygd skal anlegget dekke 82.500 pe.

Tidlig på 1980-tallet ble fjellanlegg vurdert mot et tradisjonelt anlegg i dagen. Miljø- og arealmessige forhold talte for underjordsløsningen. Kostnadsutviklingen i årene som har gått har trolig vært i favør av den valgte løsning.

Presentasjonen omtaler bergentreprisen som i hovedsak omfatter følgende elementer:

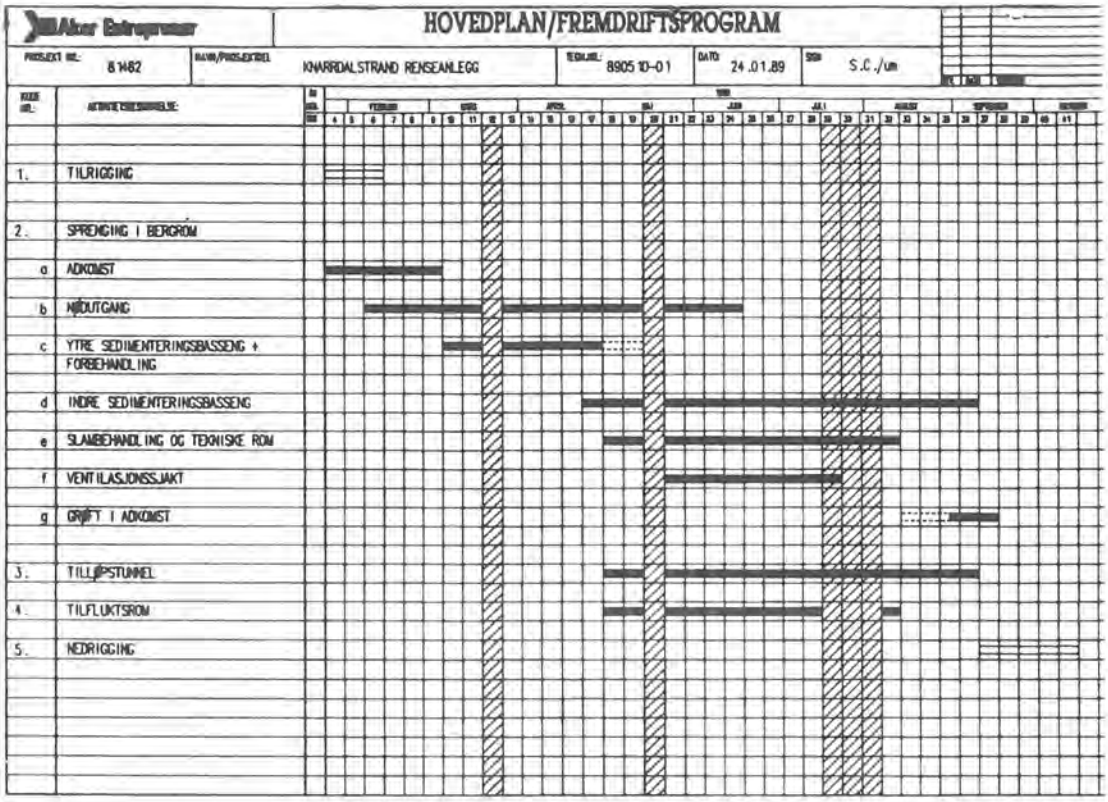
* *Fjellhaller med samlet volum 51.800 m^3.*
* *Tilløpstunnel, lengde 620 m.*
* *Ventilasjonssjakt, ca. 90 m.*
* *Adkomsttunneler m.v., samlet lengde 260 m.*

De engasjerte parter har vært:

Byggherre : RA - Knarrdalstrand.
Rådgiver : Prosjektledelse: ARK
Prosessteknikk : Vidar Tveiten A/S
Byggeteknikk : Aarum & Berge-Grøner A.S
Ingeniørgeologi: Ing. Chr. F. Grøner A.S
Entreprenør: Aker Entreprenør a.s

KONTRAKTEN

Kontrakten på 20,6 mill. kr ble tildelt Aker Entreprenør a.s medio desember 1988 og tilriggingsarbeidene startet i uke 2 1989, mens første tunnelsalve gikk i uke 4.

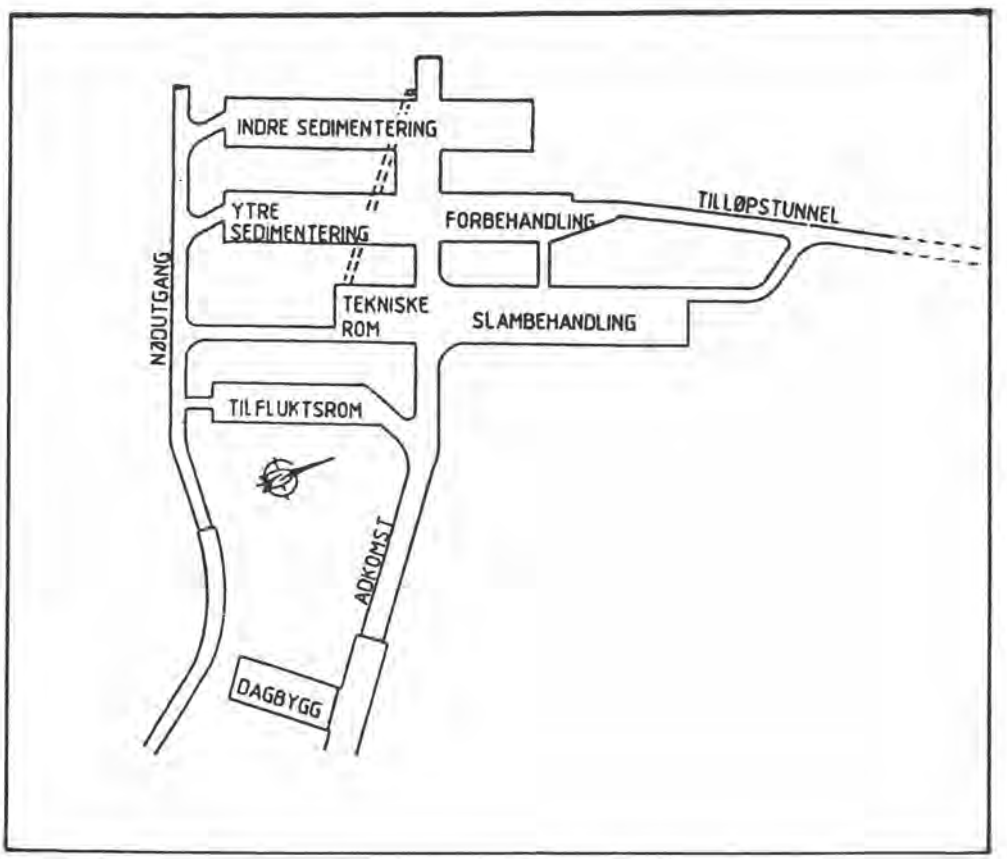


Figur 1.

Som det fremgår av kontraktsprogrammet skulle alle sprengningsarbeider være avsluttet medio september 1989.

I anbudsgrunnlaget var gitt anledning til en etappevis ferdigstillelse av anlegget 15.09.89, 20.11.89 og 01.03.90. Byggestart på betongentreprisen var planlagt til etter første delfrist og ansvaret for at disse arbeider ikke ble forstyrret var tillagt sprengningsentreprisen.

På bakgrunn av de vansker vi forutså ved dette fant vi det riktig å tilby ferdigstillelse av alle sprengningsarbeider før betongentreprisen startet. Anleggets kompleksitet tatt i betraktning vurderte vi programmet som meget stramt. På den annen side gjorde anleggets geometri med to separate adkomsttunneler og flere parallelle haller det mulig å etablere flere stuffer på et tidlig stadium og det var mulig å sette inn flere lag og mye utstyr.



Figur 2.

Hoveddimensjonene på fjellhallene var:

bredde: 14 - 16 m
høyde : 11,60 - 14 m
lengde: 45 - 110 m

Tilløpstunnel var ca. 18 m^2 med bredde satt til maksimalt 4,0 m. Lengden var 620 m.

Av spesielle ting ved kontrakten nevnes at det var avtalt RS-pris for all arbeidssikring. Videre var det meget strenge krav til kontur i de deler av anlegget der det skulle utføres kontaktstøpte konstruksjoner. Disse punktene vil bli omtalt seinere i dette innlegget. Som generell bemerkning må tas med at prisnivået i kontrakten gjennomgående var svært lavt. Dette gjenspeiler selvsagt den meget effektive produksjon det var kalkulert med.

VALG AV DRIFTSOPPLEGG

På grunn av den korte byggetiden på prosjektet fant vi det nødvendig å drive anlegget med 2 borrigger.

Anlegget har to hoveddeler: tilløpstunnelen og selve renseanlegget. De to deler er så vidt forskjellige at det kunne vært naturlige å dele anlegget i to områder med adskilt drift, noe som det også var anledning til.

For å effektivisere bruk av folk og utstyr bringe kostnadene ned valgte vi imidlertid å drive også tilløpstunnelen med adkomst gjennom renseanlegget.

Filosofien for driveopplegget var at vi ville ha en effektiv borrigg med 3 maskiner og stor rekkevidde for steinproduksjon i hallene og en mindre, fleksibel 2-boms rigg for sikring, pilotdrift og etterspregning, samt drift av tilløpstunnelen. For lasting i renseanlegget ble det valgt Cat 980 C fra under-entreprenør, og for tilløpstunnel last- og bæropplegg med egen Toro 350. Utkjøring med leiebiler fra lastebilsentralen.

Utformingen av anlegget med en 20 m^2 nødutgang i tillegg til adkomsttunnelen ga mulighet for på et tidlig stadium å etablere et tilstrekkelig antall stuffer til å holde en kontinuerlig og høy steinproduksjon. Uten denne ekstra adkomsten ville byggetiden for prosjektet blitt vesentlig lengre.

Fremdriftsmessig lå det imidlertid en klar konflikt i at det ville være nødvendig å gå raskest mulig gjennom renseanlegget for så tidlig som mulig å kunne starte driften på tilløps-tunnelen. Dette ville senere gjøre det nødvendig med en stans for å legge om ventilasjon, strøm- og vannforsyning til tilløpstunnelen.

Når det gjaldt rekruttering av folk til driften la vi vekt på flere kriterier:

* *Kontraktens kvalitetskrav krevde spesielt dyktige og nøyaktige borere og generelt gode fjellfolk.*

* *Det fleksible driftsopplegg med behov for sterk styring av produksjonen krevde folk som tenker og som ser sin rolle i større sammenheng.*

* *Kontraktens prisnivå krever folk med svært høy produktivitet og motivasjon.*

Administrasjonene bestod av anleggsleder og assistent (nyutdannet siviling.), stikningsingeniør, 2 skift-formenn samt verkstedformann.

Det må nevnes at vi valgte å rigge brakke med kokkelag for sprengningsentreprisen. Andre løsninger for innkvartering og forpleining var billigere på papiret, men vi valgte egen brakkerigg for å sikre den produktivitet som lå til grunn for kalkylen.

DRIFTSERFARINGER

Generelt var driftserfaringene fra anlegget meget positive. Spesielt gjaldt det utnyttelsen av de to borriggene og mannskapene. Ukeproduksjonen varierte en del, men lå stort sett mellom 3000 og 8000 m^3. I lange perioder var kapasiteten på lasting/utkjøring den bestemmende. Sjåfører som var uøvde i tunnel ga tidstap i starten.

Som jeg senere vil komme tilbake til valgte vi på et tidlig stadium i driften å leie inn en gravemaskin Cat 225 med hydraulisk hammer for å effektivisere stuffrensken. Fjellet var generelt storsleppet og krevde svært mye stuffrensk på store tverrsnitt. Dette førte til at vi i større omfang enn opprinnelig planlagt kom til å dele halltverrsnittene i takskive og bunnstross. Som tilleggsgevinst ga dette bedre kontroll med sprengning av veggflater med krav til kontur.

Vi fant det også hensiktsmessig å utføre en del pilotsprengning i hallene med 2-bomsriggen. Dette var gunstig av flere årsaker:

* Bedre utnyttelse av borriggen. Økt produksjonen.
* Gunstig i partier med svært dårlig fjell.
* Mulig å komme riktigere på ved tverrsnittsendringer.

Som vi hadde antatt krevde anleggets utforming med mange stuffer og kryssende linjer svært grundig driftsplanlegging. Dette var nødvendig også for å kunne mestre uventede vansker på grunn av fjellforhold, svikt i transportkapasitet el.l. Forenklet kan man si at vi hadde to sett produksjonsmål for en uke. Det ene var knyttet til ukens steinproduksjon mens det andre besto i å tilrettelegge for en best mulig produksjon den påfølgende uke.

Vi besluttet å endre driftsopplegget for tunnelen i sen fase. Lange partier med dårlig fjell i siste halvdel av tilløpstunnelen ga redusert inndrift, og vi valgte å drive siste del av tunnelen fra inntak ved Klyvebekken. Vi rigget meget enkelt for dette formål. Fordelen med omleggingen var at vi unngikk endel forstyrrelser i renseanlegget ved starten av betongarbeidene.

Før prosjektstart hadde vi gjort forholdsvis omhyggelige beregninger av ventilasjonsbehovet og hadde valgt noe vi mente var et rikelig opplegg basert på blåsende ventilasjon. Uten et ventilasjonsanlegg som fungerte godt ville det ikke være mulig å drive arbeidene med den intensitet som krevdes. Det som gjorde oss noe usikker var de mange grener av anlegget, og muligheten for stillestående "bakevjer" inne i noen av hallene.

Erfaringene fra driften var imidlertid meget gode. Ventilasjonsopplegget fungerte bedre enn vi hadde forventet. Forklaringen må ligge i de rikelige luftmengder og korte ledninger med stor dimensjon, diameter 1,4 m.

Stiknings- og tverrsnittskontrollen fungerte meget bra. Utsettingsoppgaven med store krav til nøyaktighet og tempo var formidabel. Moderne utstyr er endel av forklaringen. Meget grundig forberedelse og utrettelig innsats under hele driften en annen. Hver eneste salve ble merket av stikningsingeniør. I store deler av anlegget var det tverrsnittsendring på hver salve.

Administrasjonen forøvrig var som vi antok på det minimum man ofte tvinges til å drive. Senere i prosjektet, da vi også ble tildelt betongentreprisen, ble bemanningen øket med en materialmann og en ekstra stikningsingeniør. De kunne med fordel ha vært med hele tiden.

Noen nøkkeltall for prosjektet:

*	Samlet fjellvolum, inkl. tilløpstunnel	73.400 m^3
*	Spesifikk boring	1,62 bm/m^3
*	Spesifikk lading	1,86 kg/m^3
*	Timeforbruk, inkl. sikring	0,19 tv/m^3

Tunnelutstyr:

- Borrigg Atlas Copco H 188 med 3 stk. Cop 1440 maskiner.
- Borrigg Strømnes DCR 222 med 2 stk. Tamrock 538 maskiner.
- Hjullaster Cat 980 C, UE lasting.
- Hjullaster Cat 966 D, bakstuff.
- Hjullaster Cat 930 , service.
- Gravemaskin Cat 225 , med hydralisk hammer.
- Last-og bærmaskin Toro 350, tilløpstunnel.
- Ventilasjonsvifter AL 14 x 2.

BERGARTSFORHOLD

Bergarten i anleggsområdet var i den ingeniørgeologiske rapporten klassifisert som en grovkornet granittisk gneis med middels høy borsynk og borslitasje og middels til god sprengbarhet.

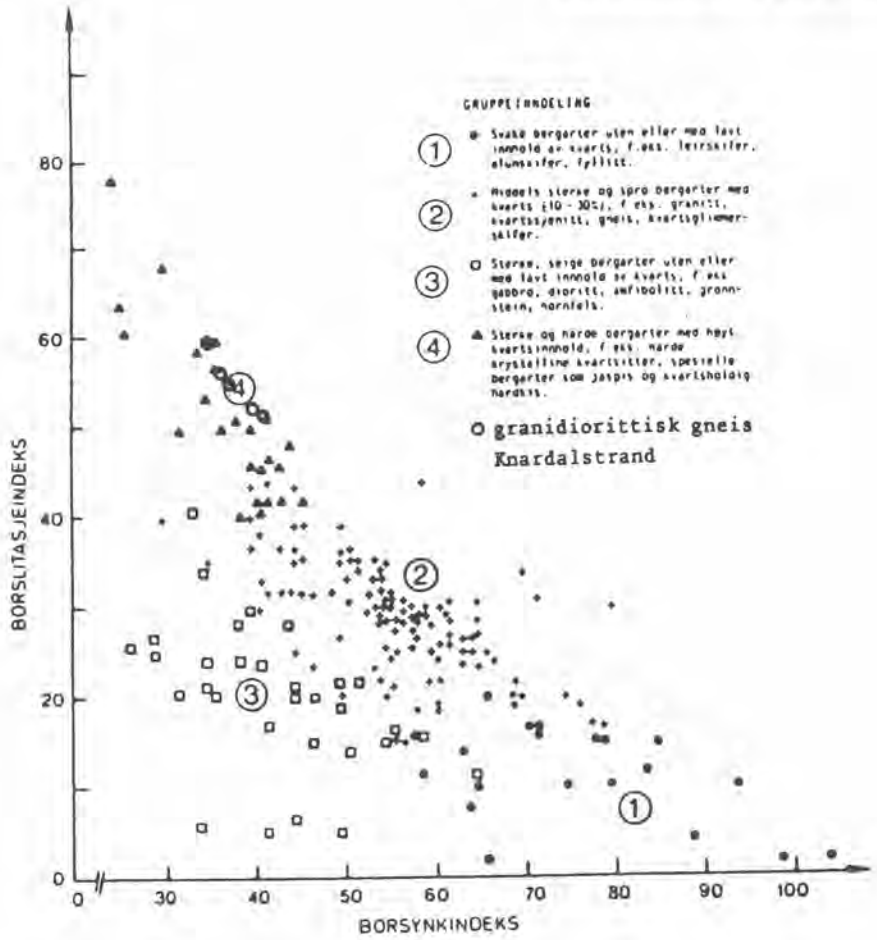


Diagram som viser resultater av borbarhetsanalyse for ca. 200 bergartsprøver utført etter laboratoriemetode utviklet ved Geologisk Institutt, NTH, Trondheim (Lien 1980).

Figur 3.

Figur 3 viser resultatet av borhetsanalyser av ca. 200 bergartsprøver hentet fra Håndbok Ingeniørgeologi - berg. Ut fra den ingeniørgeologiske beskrivelse måtte vi kunne anta en bergart beliggende i gruppe 2, middels sterke og sprø bergarter.

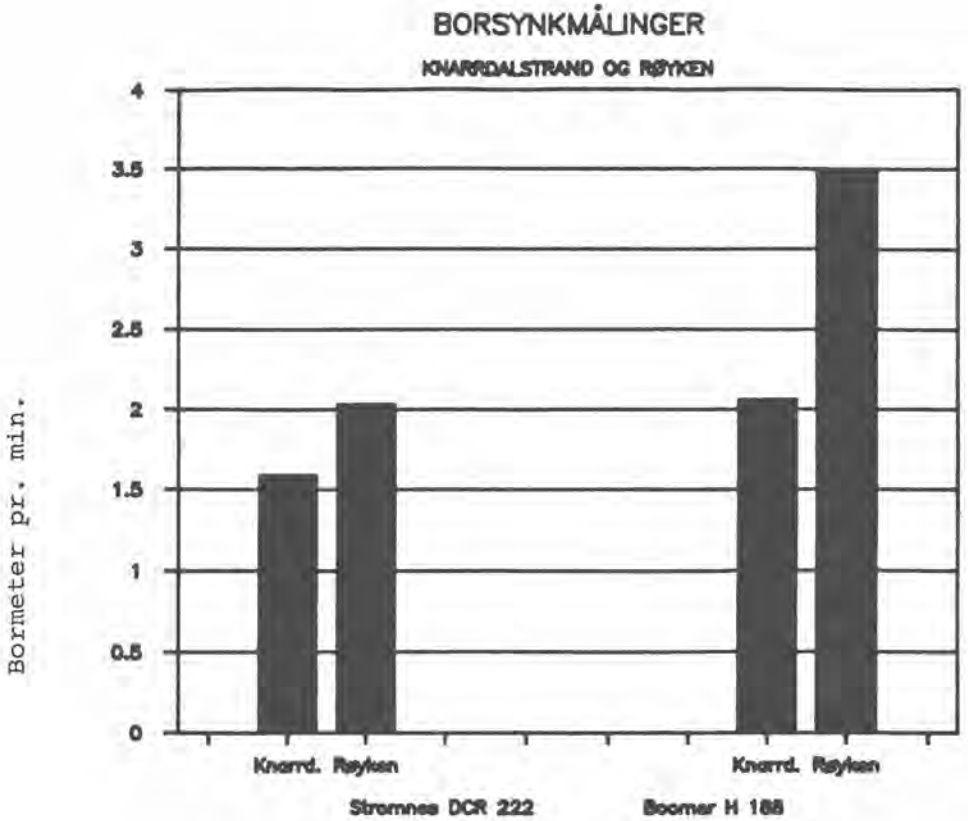
Erfaringene fra driften både med Strømnes-riggen med Tamrock HL 538 bormaskiner og Atlas Copcoriggen med Cop 1440 maskiner viste unormalt lav borsynk og meget stor borslitasje. Samtidig var sprengbarheten dårlig.

Det ble i samarbeid med byggherren tatt bergartsprøver for å søke å dokumentere forholdene. Analyser viste at vi hadde å gjøre med en finkornet granodiorittisk gneis med andre egenskaper enn de forutsatte. Prøvene faller inn under gruppe 4 på figur 3.

Etter en gjennomgang av erfaringene med byggherren var det enighet om at det forelå et klart avvik fra anbuds-forutsetningene som entreprenøren måtte holdes skadesløs for. Problemene oppsto i neste omgang da byggherren på prinsipielt grunnlag avslo å gjøre opp på basis av entreprenørens dokumenterte kostnader sett i forhold til de kalkulerte.

I stedet skulle den ingeniørgeologiske konsulent utrede entreprenørens ekstra kostnader. Ved bruk av data fra prosjektrapporter fra Institutt for Anleggsdrift forsøkte konsulenten å regne seg fram til en kompensasjon. Byggherre og entreprenør ble i siste omgang enige om oppgjør for de avvikende bergartforhold.

Et poeng som skapte en del problemer i den forutgående diskusjon var at konsulenten postulerte at Atlas Copco's den gang forholdsvis nye bormaskin Cop 1440 var mindre avhengig av variasjoner i borbarhetsforhold enn den tidligere standard maskin Cop 1238. Denne påstand kunne i og for seg virke logisk, men vår driftserfaring var den klart motsatte; effekttap og kostnadsøkning ved den nye bormaskinen var klart større enn for en mindre, svakere maskin. Forklaringen kan i noen grad ligge i at utviklingen på borstålsiden ikke holder følge med bormaskinutviklingen.



Figur 4.

Figur 4 viser at vi i forhold til boring i en lettboret granitt på et senere anlegg hadde et effekttap på 41% for Cop 1440 og 22% for HL 53 B. Det kan tilføyes at også i lettboret granitt måtte vi dempe Cop 1440-maskinene for å berge borstålsøkonomien.

SIKRINGSARBEIDER

Kontraktsmessige var det slik at entreprenøren hadde et totalansvar for all arbeidssikring, for et avtalt RS-beløp.

Fjellet var generelt storsleppet og krevde mye rensk. Vi fant tidlig ut at vi for å effektivisere stuffrensken og holde oppe kapasiteten måtte sette på en gravemaskin med hydraulisk hammer. Spesielt i de store halltverrsnittene ga dette godt resultat. Rensk av heng ble tildels utført manuelt.

Permanent sikring ble fastlagt av byggherrens ingeniør-geologiske konsulent. Med hensyn til stabilitetsforhold, sprekkesoner m.v. fremsto fjellforholdene i stor grad som beskrevet i anbudsgrunnlaget. Kontraktens sikringsvolum beløp seg til ca. 5 mill. kr mens det realiserte ble ca. 40% lavere. Vårt inntrykk var at denne reduksjon fremkom som en endring av sikringsfilosofi i forhold til hva som kunne tolkes ut fra anbudsbeskrivelsen. Under løpets gang var det stadige diskusjoner der ingeniørgeologen ville utsette eller redusere permanent sikring, også i de områder av anlegget der det ville være meget komplisert å komme til med ettersikring. Vi ga som entreprenør uttrykk for at vi mente deler av anlegget ble undersikret og har i kompletteringsfasen kunnet erfare at behovet for ettersikring allerede er tilstede.

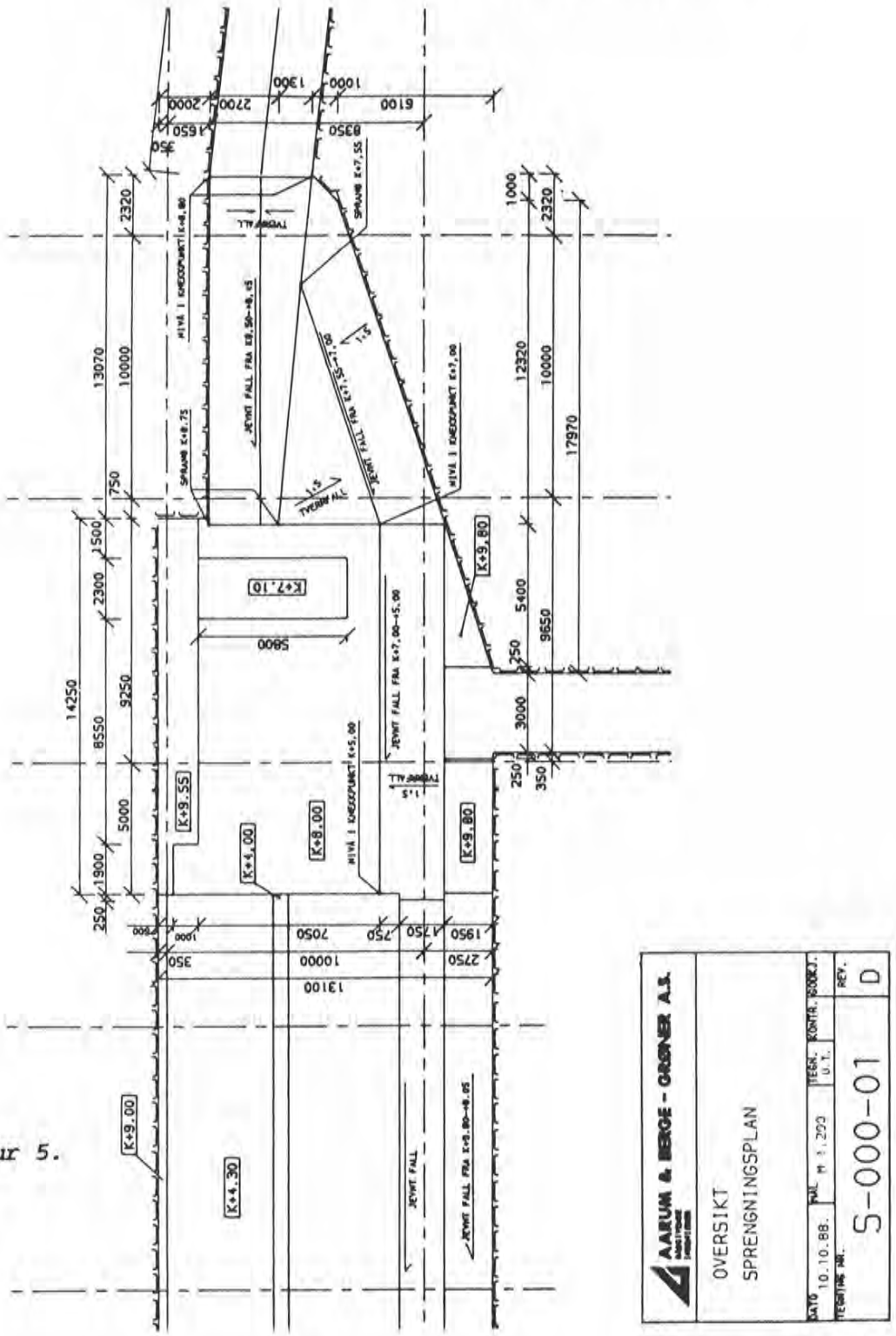
GEOMETRISK UTFORMING

Ved de siste års kontrakter har det vært en utvikling mot at entreprenørene har måttet ta et større og større ansvar for utfall eller det gjenstående fjell. Denne utvikling har tildels vært ønsket og entreprenørene må ta sin del av æren for den.

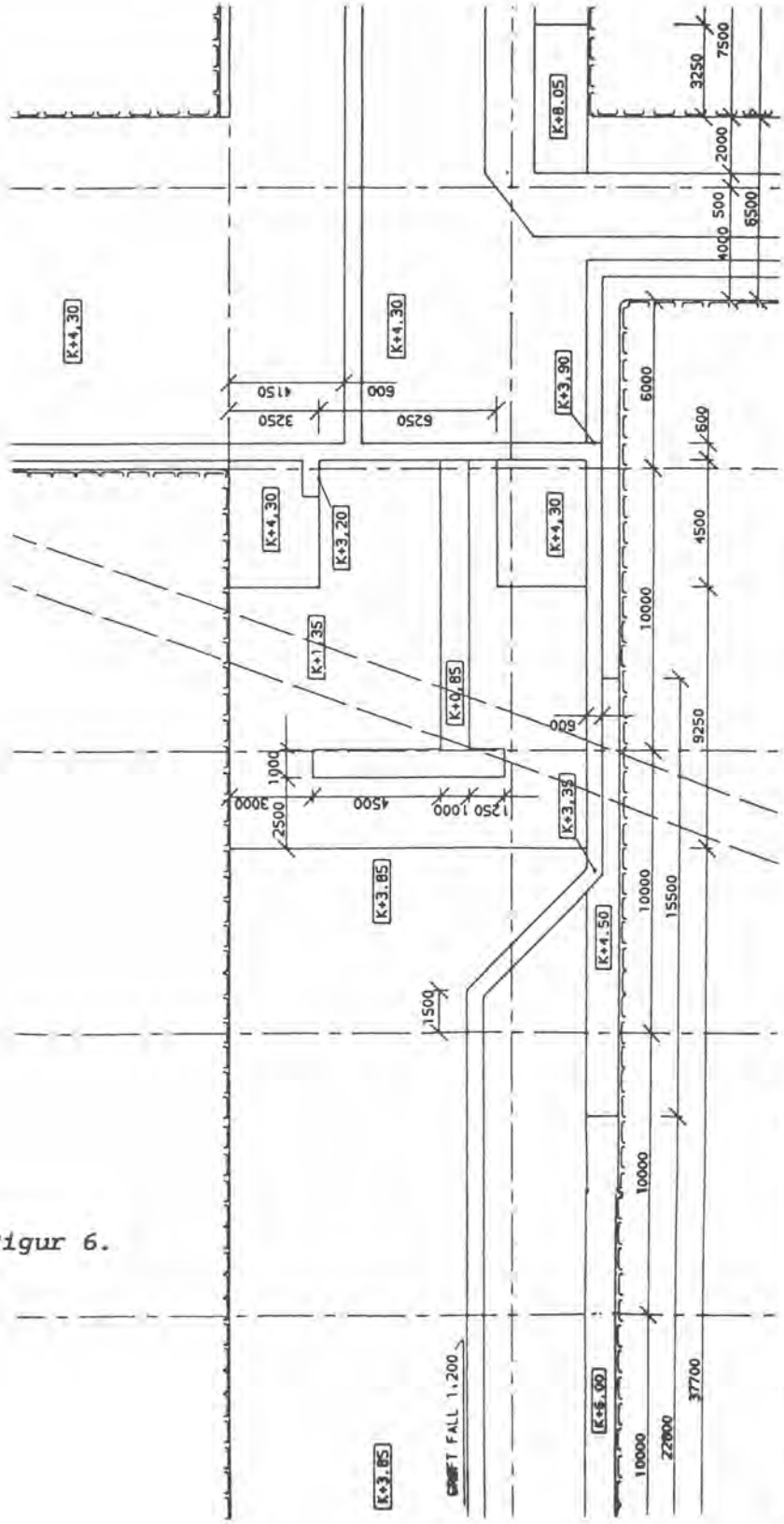
For renseanlegget på Knarrdalstrand der det for store veggflater skulle utføres kontaktstøp mot fjell, hadde vi som entreprenør ansvaret for eventuell overmasse betong utover 35 cm i gjennomsnitt. Kravet er meget strengt og vi anstrengte oss mye for å kunne oppfylle det. En basis forutsetning er en nøyaktig utsetting av hver eneste salve. Vårt opplegg på dette punkt var ressurskrevende, men fungerte meget bra. Kontrakten hadde en bestemmelse som avgrenset entreprenørens ansvar i de tilfeller der det kunne påvises at større utfall skyldtes sleppesoner m.v. i fjellet.

Vi hadde i vårt anbud et forsiktig formet forbehold knyttet til geometrien i fjellanlegget, og hadde egentlig lagt opp til en felles gjennomgang av noen områder av anlegget som etter vår menig ikke kunne forventes realisert som det var tegnet. Vårt forbehold ble imidlertid avvist og vi måtte i stedet satse på at fornuftige tilpasninger av geometrien ville bli foretatt underveis. Dette skjedde ikke.

Figur 5 og 6 viser utsnitt av plantegninger (sprengningsplan) for anlegget med eksempler på utsparinger i fjell.


K+7.10
K+9.80
K+9.55
K+8.00
K+4.00
K+4.30
K+9.00
JEVNT FALL
AARUM & BERGE - GRØNER A.S.
OVERSIKT
SPRENGNINGSPLAN
DATO 10.10.88.
S-000-01
REV. D

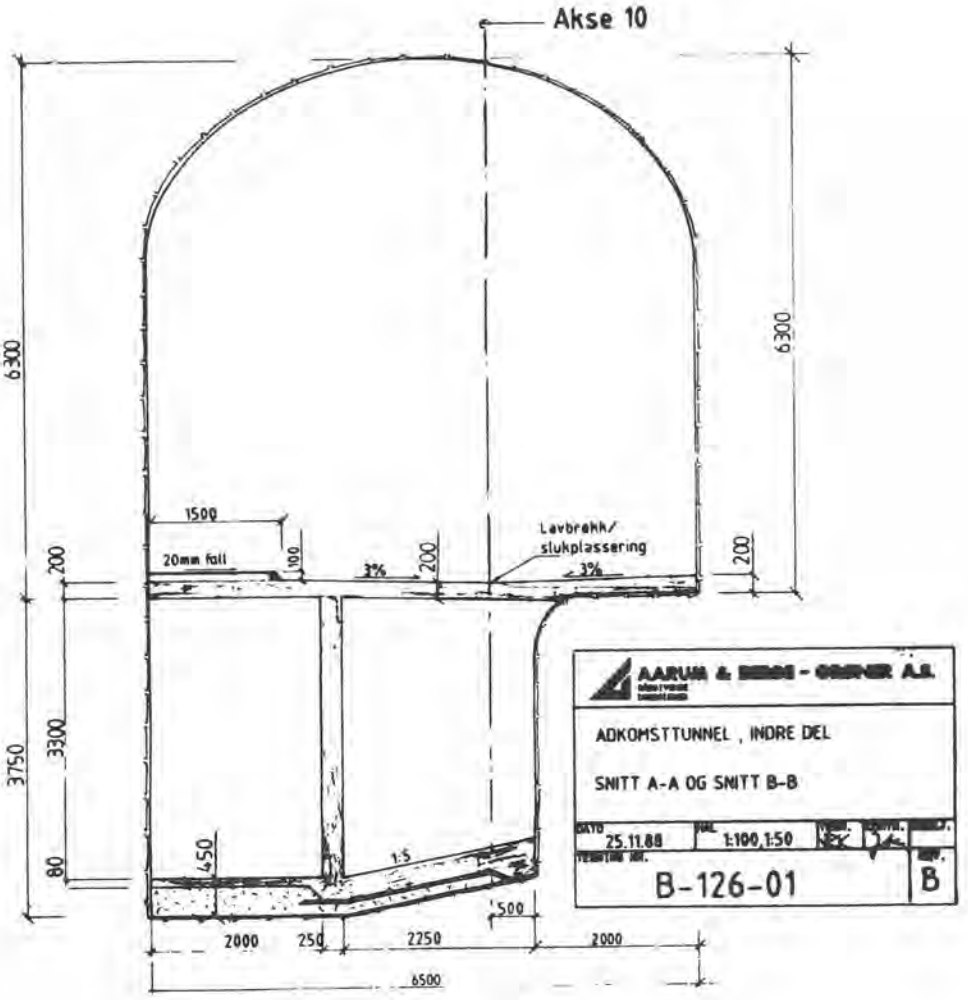
Figur 5.



AARUM & BERGE - GRØNER A.S.				
OVERSIKT SPRENGNINGSPLAN				
DATO 10.10.88.	M 1:250	TEGN. U.T.	KONTR.	GODKJ.
	S-000-01			REV. D

Figur 6.

Et aspekt ved spørsmålet om design av detaljer ved fjellanlegg er at man i et kontraktsforhold lett havner over i diskusjon om toleranser og oppgjørsregler. For å illustrere at det ikke bare er snakk om måleregler og betaling for ekstra betong tas med et utsnitt av kanal i adkomsttunnel.



Figur 7.

Forutsettes det at fjellet lar seg skjære som en ost, vil man i neste omgang oppleve at den ideelle betongkonstruksjon som skal komplettere byggverket ikke lar seg utføre som planlagt. Omprosjektering koster penger og tar tid. Begge deler kan være mangelvare i endel av dagens prosjekter.

ERFARINGER

Knarrdalstrand var for vår gruppe det første i rekken av flere intensive underjordsjobber der det i tillegg til stor kapasitet stilles strenge krav til kvalitet knyttet til fjellkontur, rystelsesforhold m.v.

Omstillingen fra å drive for eksempel kraftanlegg over 2-3 år til å utføre 2-3 anlegg i løpet av et år er utfordrende. Kravene til administarsjonen blir større, det samme gjelder kravene til arbeidsstokken, der særlig fleksibilitet og mangesidighet etterspørres. Valg av fornuftig rigg, ikke for stor, men god nok er avgjørende for anleggenes økonomi.

Med kortvarige jobber er det lettere å overføre erfaringer fra det ene prosjekt til det andre, forbedringene kommer hurtigere. Vi har erfart en imponerende (og overraskende) utvikling av totalpoduktiviteten fra prosjekt til prosjekt. En nødvendig forutsetning for å få til denne utvikling er kontinuitet i virksomheten slik at ikke lag unødvendig splittes opp.

Selv om det viser seg mulig å utføre underjordsanlegg på vesentlig kortere tid i dag enn for bare noen få år siden finnes det visse grenser. For Renseanlegg Knarrdalstrand ville anslagsvis to måneder ekstra byggetid kunne redusert kostnaden

i sprengningsentreprisen med minst 5%. Spesielt i første fase av prosjektet måtte vi ved veivalg stadig velge den løsning som sikret kortest mulig byggetid.

Hadde byggherren i stedet for å dele opp utførelsen i en bergentreprise og en bygningsentreprise slått disse sammen til en, ville det vært mulig å utnytte tiden på en bedre måte.

MERÅKERANLEGGENE. VURDERING AV FULLPROFIL OG KONVENSJONELL DRIFT.

Meraaker Hydro Power Plant. Hard rock tunnel boring versus drill and blast tunnels.

Dr.ing. Alf Thidemann
SINTEF Bergteknikk

SAMMENDRAG

Meråkeranleggene ligger i Nord-Trøndelag fylke, i fjelltraktene nær grensen mot Sverige. I september 1990 startet tunnelarbeidene ved de to hovedentreprisene. De samlede arbeider vil bestå i bygging av to kraftstasjoner, to fyllingsdammer, sprengning av ca 39.500 m vanntunneler, etc.

Bergartene i området tilhører en hovedgruppe av metamorfe sedimenter, partivis også med eruptivbergarten metagabbro. Prøver viste at metagabbro ville bli en vanskelig bergart ved fullprofilboring. Anlegget var planlagt med muligheter for bruk av alternative drivemetoder ved de fleste tunneler. I kontraktene er det nå valgt bruk av fullprofilboring ved en vel 10 km lang overføringstunnel, alle andre tunneler skal sprenges konvensjonelt.

EDB-programmer er utarbeidet for beregning av inndrifter og kostnader for begge tunnelmetoder. En analyse viser at inndrift - og herved kostnad - ved fullprofilboring er meget følsom for den prosentvise andel av bergarten metagabbro.

Meråkeranleggene bygges av Nord-Trøndelag Elektrisitetsverk med samarbeidsgruppene Merkraft og VSF som hovedentreprenører.

SUMMARY

Meraaker Hydro Power Plant is located in the county of Nord-Troendelag near the swedish border. In September 1990 the excavation of a total of 39,500 m tunnels was startet.

The rocks of the region may conveniently be characterized as metamorphic sedimentary rocks with some igneous intrusions of metagabbro. The metagabbro being the most difficult rock for tunnel boring. A tunnel with a length of about 10 km will be excavated by TBM, the rest with drill and blast methods.

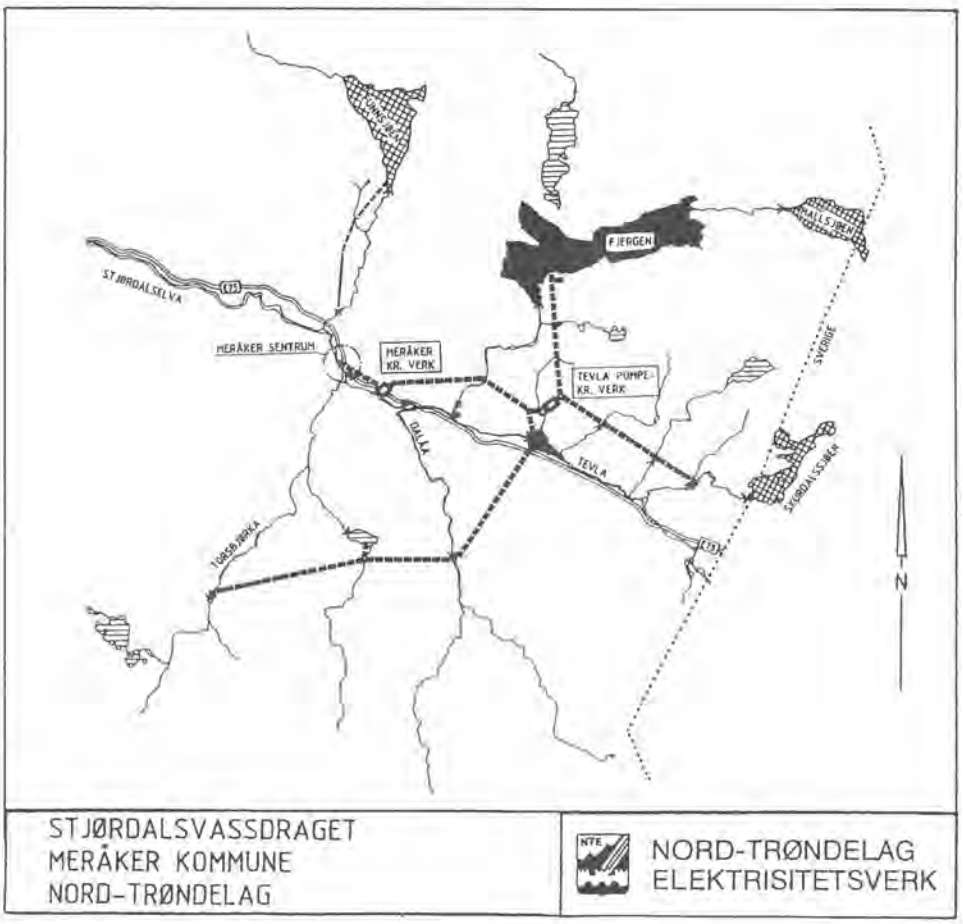
Computer-programs are used for calculation of advances and costs.

Meraaker Hydro Power Plant is owned by Nord-Troendelag Elektrisitetsverk. General Contractors are two groups of cooperating contractors: Merkraft and VSF.

INNLEDNING

Kraftverkene i Meråker vil utnytte øvre deler av Stjørdals-vassdraget i Nord-Trøndelag fylke. Alle anleggsteder befinner seg innen Meråker kommune.

Utbyggingen går i korthet ut på å bygge ut fallet fra hoved-magasinet i Fjergen og ned til foten av det nederste konsentrer-te fossefallet. Hovedanleggsdelene er vist i Fig. 1 og består ialt av to fyllingsdammer med morenekjerne ved henholdsvis Fjergen og Tevla, to kraftstasjoner - Tevla pumpekraftstasjon og Meråker kraftstasjon, kraftverkstunneler og overføringstunneler i en samlet lengde av 39,5 km. Installasjon og produksjon er vist i Tabell 1.



Figur 1. Oversikt Kraftverkene i Meråker.

	Installasjon	Brutto prod.	Pumping	Netto prod.
Meråker (2 maskiner à 1/3 og 2/3)	89 MW	425,0 GWH		425,0 GWH
Tevla	2 x 24 MW	137,9 GWH	46,7 GWH	91,2 GWH
Sum nye anlegg	137 MW	562,9 GWH	46,7 GWH	516,2 GWH
Funna	8,4 MW			56,0 GWH

TABELL 1. Kraftverkene i Meråker. Installasjon og midlere årsproduksjon. (MW=1000 kilowatt, GWH=millioner kilowatttimer)

Området hører geologisk med til Trondheimsfeltet. Bergartene er skjøvet i øst-sydøstlig retning over grunnfjellet. Strøket er normalt på skyveretningen og er markert i terrenget ved flere av side-elvenes løp. Tunneler og bergrom ligger hovedsaklig i metamorfe sedimenter med innslag av eruptive bergarter.

Kraftverkene i Meråker bygges av Nord-Trøndelag Elektrisistetverk, SINTEF Bergteknikk er ingeniørgeologisk konsulent. Utførende entreprenører ved Meråker kraftverk og overføringstunnel i syd er Merkraft, som består av Aker Entreprenør A/S, H. Eeg-Henriksen A/S og NCC - Nordic Construction Company A/S. Tevla pumpekraftverk og begge dammene bygges av Veidekke A/S og Selmer Furuholmen A/S (VSF).

TUNNELDESIGN

Tunneltraséene er i hovedtrekkene bestemt av de topografiske forhold. I tillegg er de vanlige ingeniørgeologiske designkriterier benyttet for overdekning og plassering i forhold til bergmassenes oppsprekning og svakhetssoner.

Da bergarter, m.v, allerede på et tidlig stadium ble vurdert til å være gunstige for fullprofilboring, ble også flere av tunnelene planlagt slik at det kunne gis alternative priser både for fullprofilboring og konvensjonell drift.

Ved de aktuelle tverrsnittene på opptil 4,9 m diameter for fullprofilboring er det kun skinnetransport som er aktuell. Stigningsforholdet er her begrenset, slik at kraftverk planlagt med trykktunnel også her må drives med konvensjonell sprengning på stigning over en lengde nærmest kraftstasjonen.

Kraftverkenes tilløpstunneler kunne drives med tunnelboringsmaskin (TBM) over følgende lengder.

- Tevla pumpekraftverk: ca 4840 m av ialt ca 6380 m
- Meråker kraftverk: ca 6090 m av ialt ca 7750 m

Kraftverkenes utløpstunneler var for korte til at TBM kunne nyttes. Dette skyldes de relativt høye montasje- og riggkostnadene som må fordeles på det samlede antall meter boret tunnel.

Stufflengdene kan være vesentlig lengre for fullprofilboring enn ved konvensjonell drift. Det er særlig det reduserte ventilasjonsbehovet som gjør dette mulig. Dette var begrunnelsen for at de to lengste overføringstunnelene ble forutsatt drevet ved fullprofilboring. Disse var:

- Overføringstunnel Skurdalsåa, ca 6820 m lengde og 3,2 m diam.
- Overføringstunnel Torsbjørka - Dalåa, ca 10 420 m lengde og 3,2 m diam.

For overføringstunnel mellom Dalåa og Tevla ble det bedt om alternative priser. Her var stufflengden:

- Overføringstunnel Dalåa - Tevla, ca 5330 m lengde med 4,0 m diameter for fullprofil (12,6 m^2) og 20,0 m^2 tverrsnitt for sprengt tunnel.

Falltapet i en sprengt tunnel er 3-4 ganger større enn i en fullprofilboret tunnel med samme tverrsnitt. Dette på grunn av større ruhet og ugunstigere utforming. Ved kraftverkene i Meråker har dette ført til at det økonomisk optimale tverrsnitt for fullprofilborede tunneler er beregnet til 59-63% av tverrsnittet for sprengt tunnel.

INGENIØRGEOLOGISKE UNDERSØKELSER

De ingeniørgeologiske forundersøkelsene foreligger i fem rapporter. Tre av disse er her nyttet som grunnlagsmateriale. (Se referanseliste [1], [2], [3]).

Med tanke på fullprofilboring er det foretatt bergartskartlegging og sprekkekartlegging langs tunneltraséene. Da større deler er overdekket av morene og myr, har nøyaktig kartlegging vært vanskelig. Den regionale kartleggingen har her vært til stor hjelp. Det er utført standard laboratorieanalyser på ialt 11 stk innsamlede prøver for vurdering av bergartenes borbarhetsegenskaper. Indeksen for borsynk (DRI), borslitasje BWI) og kutterringlevetid (CLI) er beregnet. Slik det fremgår av Tabell 2 er det også målt andre bergartsegenskaper.

LOKALITET	BERGARTS-TYPE	DENSITET (g/cm^3)	KVARTS-INNHOLD (%)	PUNKTLAST-STYRKE (⊥ fol., MPa)	PUNKTLAST-STYRKE-ANISOTROPI	DRI	BWI	CLI
G1	Metagabbro	2,96	0	7,1	∿1,0	45	21	20
G2	— " —	2,90	0	13,4	"	35	20	21
G3	— " —	3,07	6	18,9	"	24	53	25
GR1	Grønnstein	3,07	0	8,8	1,9	27	44	18
S1	Metasandst.	2,79	25	5,6	1,1	54	24	64
S2	— " —	2,75	20	9,2	1,0	35	36	16
S3	— " —	2,76	27	2,8	1,5	49	38	15
F1	Fyllitt	2,77	26	1,2	1,7	62	21	51
F2	- " -	2,80	24	2,6	1,0	56	22	79
F4	- " -	2,82	15	2,2	1,3	52	23	41
F5	- " -	2,79	16	2,4	1,3	62	19	58

TABELL 2. Sammenstilling av resultater fra laboratorieanalyser og beregnede borbarhetsindekser.

Som det fremgår av tabellen er det store variasjoner i materialegenskapene til de forskjellige bergarter og også innenfor samme bergartstype.

Undersøkelsene viser klart at metagabbro vil bli den mest problematiske bergarten ved fullprofilboring og fyllitten den gunstigste.

Undersøkelsene er satt opp i Tabell 3 som en oversikt over de aktuelle tunneltraséene for fullprofilboring. Sprekke- og stikkklasser er oppgitt i samsvar med retningslinjene i Prosjektrapport 1-83 fra Institutt for Anleggsdrift/Geologiske Institutt, NTH [4].

Sammenstillingen gir et grunnlag for prognosering av tunnelfremdrift og kostnader ved fullprofilboring. Sammenholdt med maskindata kan netto inndrift i timen beregnes for hver enkelt bergmassetype. Likedan kan borverktøyforbruket prognoseres, som vist i neste kapitel.

Sikringsprognosene er behandlet i egen rapport. Den skånsomme behandling av bergmassene ved fullprofilboring vil utvilsomt gi stabilitetsforbedringer i forhold til sprengt tunnel. Sirkulært tverrsnitt og redusert spennvidde bidrar også til bedre stabilitet. Den ingeniørgeologiske vurdering av nevnte fordeler kan være vanskelig, og må hovedsaklig bygges på faglig skjønn og erfaring.

TRASÉ/Km	BERGART	ANTATT LENGDE (km)	SPREKKE-/ STIKK-KLASSE	SVAKHETSFLATE-VINKEL, α	DRI	BWI	CLI
Tevla – Storbekken							
0 - 0,2	Fyllitt	0,2	ST III	35°	52	23	41
0,2 - 3,1	Metasandstein	2,0	SP I-/ST II	50°	35	36	16
	metagabbro	0,2	SP 0-I	"	40	20	20
	fyllitt	0,7	ST III	"	52	23	41
3,1 - 5,0	Fyllitt	1,7	ST III	45°	62	19	58
	metasandstein	0,2	SPI-	"	35	36	16
5,0 - 6,5	Metasandstein	1,2	SPI-	45°	54	24	64
	fyllitt	0,3	ST III	"	62	19	58
Torsbjørka – Dalåa							
0 - 1,1	Grønnstein	1,1	SPI	20°	27	44	18
1,1 - 1,9	Fyllitt	1,8	ST III	20°	56	22	79
2,9 - 5,1	- " -	2,2	"	30°	62	21	51
5,1 - 5,7	Kalkh. metasst.	0,6	SP I	35°	~45	~35	~30
5,7 - 6,3	Grønnstein	0,6	SP I	40°	27	44	18
6,3 - 10,7	Metasandstein	2,4	SP I/ST III	35°	49	38	15
	fyllitt	1,0	ST III	"	52	23	41
	metagabbro	1,0	SP I-	"	24	53	25
Dalåa – Tevla							
0 - 1,2	Metagabbro	1,2	SP I-	5°	35	20	21
1,2 - 4,0	Metasandstein	2,5	SP I/ST III	10°	49	38	15
	fyllitt	0,3	ST III	"	52	23	41
4,0 - 5,7	Fyllitt	1,7	ST III	5°	52	23	41

TABELL 3. Geologiske data for de aktuelle traséer for fullprofilboring.

Bolting. Her er boltebehovet for de fleste fullprofilborede tunneler beregnet til å være ca halvparten av behovet ved sprengt tunnel.

Utstøping eller sprøytebetong nyttes hovedsaklig ved bergmassenes svakhetssoner. Her er det sonenes mektighet og materialegenskaper som er bestemmende. Prognosene for utstøpning ved sprengt tunnel varierer fra 2,0-3,0% av tunnellengden og sprøytebetongen fra 2,0-3,2% av tunnellengden. For fullprofil-boret tunnel er de sikrede tunnellengder beregnet til å ligge i området 60-80% av tilsvarende lengde ved sprengt tunnel.

FREMDRIFTS- OG KOSTNADSBEREGNING

Når det bes om alternative tilbud på fullprofilboring og sprengning av en tunnel, vil oftest entreprenørenes forutsetninger være høyst forskjellige. Hensyn som tilgang på egnet, ledig tunnelutstyr, muligheter og behov for nyinvesteringer, m.v, kan være avgjørende.

Ved store entrepriser vil de fleste entreprenører utføre egne geologiske tilleggsundersøkelser. Disse og tidligere erfaringer kan endre beregningsforutsetningene både for fremdrift og kostnad.

Ved Institutt for Anleggsdrift, NTH, er det utarbeidet dataprogram for å beregne produksjon, kostnad, m.v, for både fullprofilboring og sprengt tunnel. Programmene bygger på flere prosjektrapporter. (For TBM: [5], [6]).

Som et eksempel tas her med en tidlig beregning av tunnel Torsbjørka - Dalåa, her med antatte bergartsparametere [7]. Lengdesnitt og bergartsfordeling er vist i Fig. 2.

Tabell 4 viser at midlere netto inndrift og ukeinndrift kan beregnes når de nødvendige TBM-data er kjent og de geologiske parametre er bearbeidet for de forskjellige bergartssonene - her ialt 8 soner.

Tabell 5 viser beregnede delkostnader og totalkostnad.

Resultatene er svært følsomme for endringer i de geologiske forutsetninger, se Fig. 3, To eksempler fra tilløpstunnel Tevla pumpekraftverk (T-Tevla) viser dette [8]. Alt. 2 i Fig. 3 gir nettoinndrift i meter pr time (m/h) for antatte bergartsparametere (GEO I), for en firedel oppsprekningsklasse gunstigere enn antatt (GEO II), for en halv oppsprekningsklasse gunstigere og 25% gunstigere CLI-verdi (GEO III), samt for en firedel oppsprekningsklasse ugunstigere og 25% ugunstigere CLI-verdi (GEO IV). I tillegg er inndriftene gitt for to forskjellige typer TBM. Fra en pessimistisk forutsetning til den mest optimistiske utgjør dette en fordobling av nettoinndriften.

Alt 2 gjelder for planlagt tunneltrasé med ca 14% metagabbro av total tunnellengde. En flytting av tunneltraséen, slik at andel metagabbro reduseres til 7%, er fremstilt i Alt 3. Midlere nettoinndrift øker med 30% - 50%.

TBM parametre

Diameter	3.50 m
Kutterdiam. 19.0 ", 483 mm	
Buet/flatt borhode(1/2)	1
Steglengden	1.55 m
Sporavstand	72.92 mm
Omdreiningstall	13.1*o/min
Nyttbar matekr.	280*kN/kut
Antall kuttere	24*stk
Effekt 1411 hk	1055*kW

Inndrift

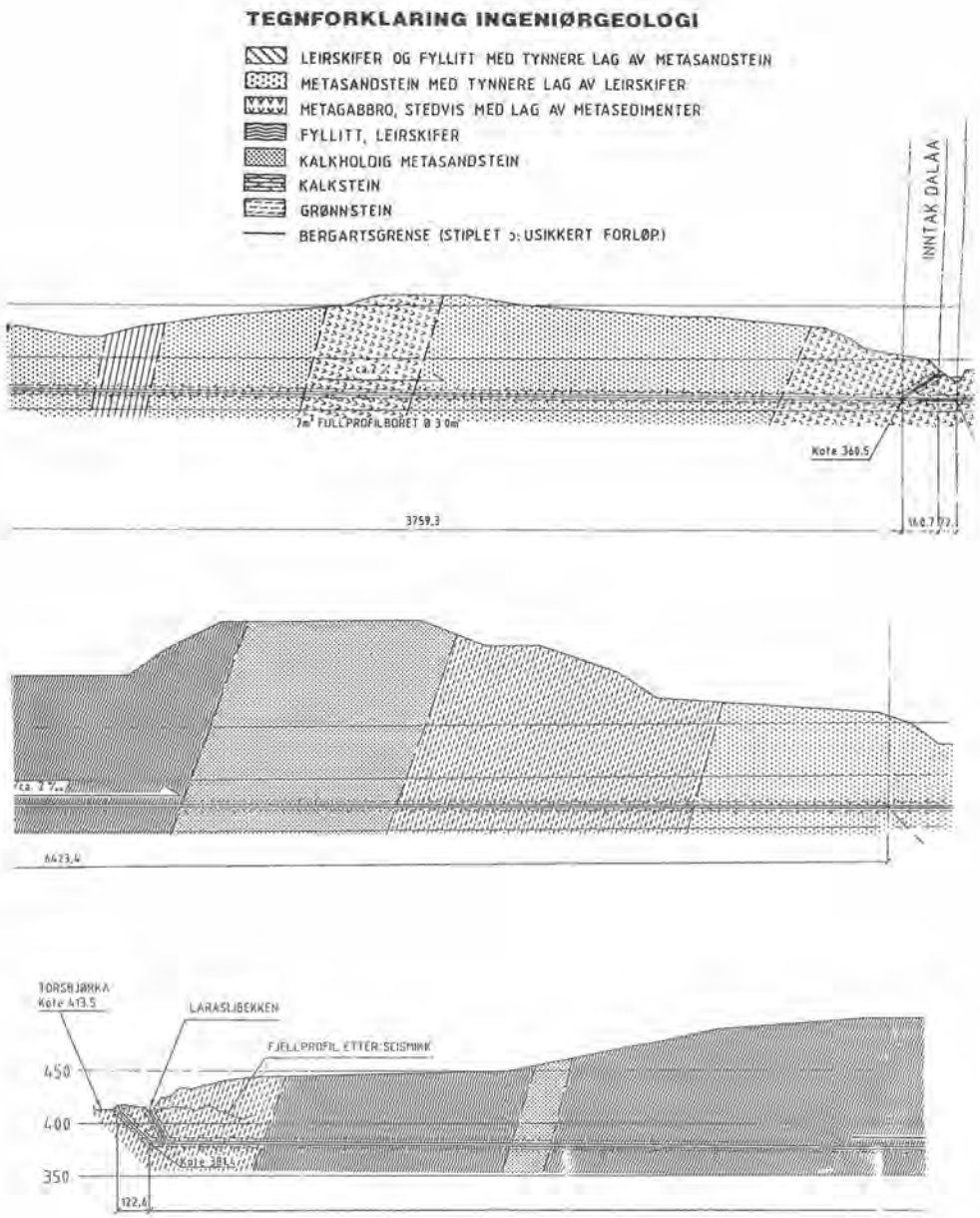
	Matekraft	% dreiemom.	Netto inndr
Sone 1:	280 kN	100.0 %	4.92 m/h
" 2:	280 "	100.0 "	4.47 "
" 3:	280 "	100.0 "	4.00 "
" 4:	280 "	100.0 "	3.32 "
" 5:	280 "	100.0 "	4.00 "
" 6:	280 "	100.0 "	2.59 "
" 7:	280 "	100.0 "	4.00 "
" 8:	280 "	100.0 "	5.08 "
" 9:	0 "	0.0 "	0.00 "
" 10:	0 "	0.0 "	0.00 "
Midlere netto inndrift over tunnel:			4.13 m/h
Boring, gjennomsnitt over tunnel:			242.2 h/km
Takskift, " " " :			59.1 "
Kutterskift, " " " :			45.0 "
Rep. service og annet :			335.0 "
----------Sum :			681.4 h/km
Tot.utnyttelse:35.5 %, Ukeinndr.:			147 m/uke

TABELL 4. Tunnel Torsbjørka - Dalåa. Beregningseksempel: TBM-ukeinndrift.

Totalkostnader

Montering / demontering		170 kr/m
Kostnader TBM		1197 kr/m
Kostnader bakrigg		308 kr/m
Midlere borverktøykostnad		537 kr/m
Bakstuffarbeid=B·ki= 1441 ·0.87	=	1247 kr/m
Lønn=L·kkut·khj= 1519 ·0.90 ·1.00	=	1369 kr/m
Tillegg for tverrslag i synk		109 kr/m
Driftsfaktor tillegg		0 kr/m
Pristigning fra jan. 88		592 kr/m
Sum		5528 kr/m
Uforutsett 10.0 %		553 kr/m
Totalt		6081 kr/m

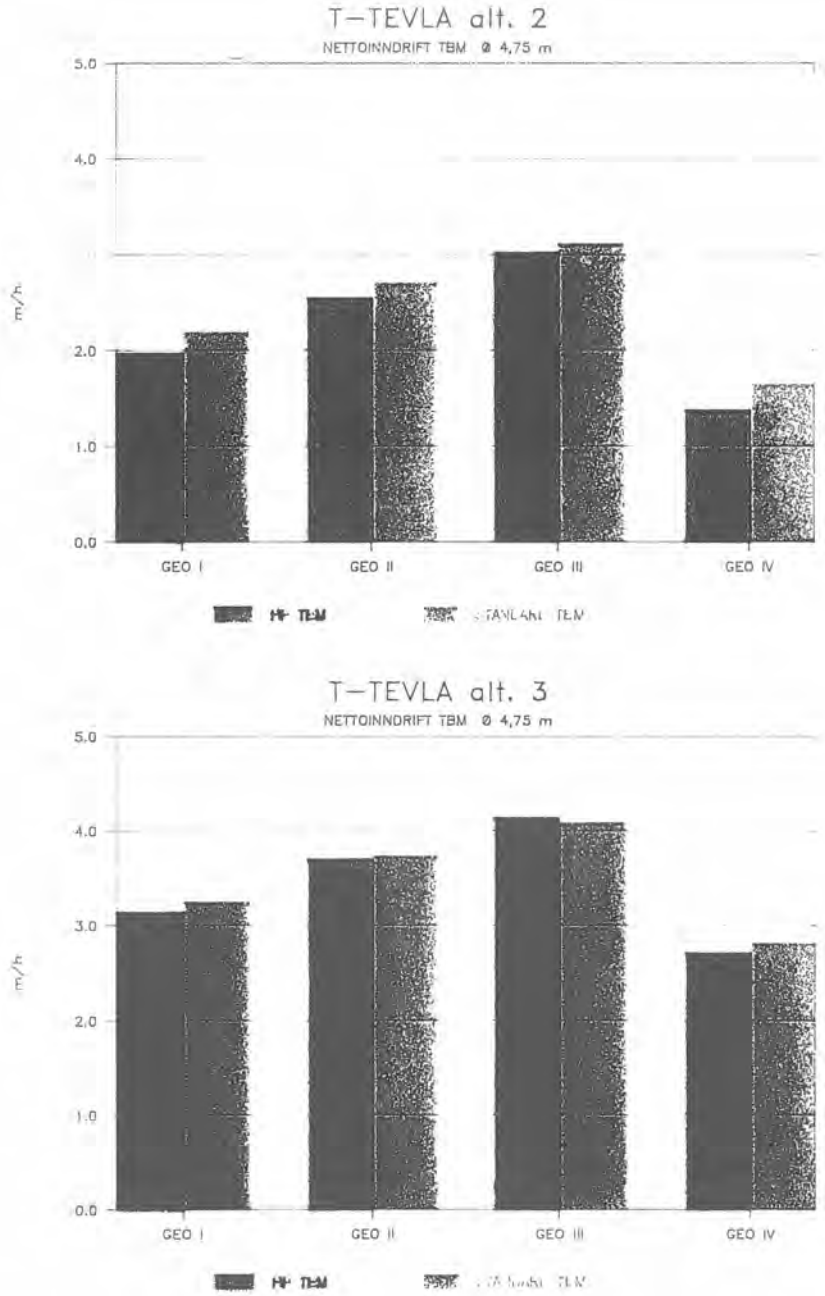
TABELL 5. Tunnel Torsbjørka - Dalåa. Beregningseksempel: TBM-kostnader.



FIGUR 2. Tunnel Torsbjørka - Dalåa. Lengdesnitt.

VURDERING AV ANBUDENE

Det ble levert inn to anbud på entreprise Meråker kraftverk og tre anbud på entreprise Tevla pumpekraftverk. Det var liten spredning i anbudssum mellom entreprenørene. De enkelte enhetspriser for sprengning, fullprofilboring og fjellsikring kan vise



FIGUR 3. Analyse av nettoinndriften i meter pr time (m/h) ved tilløpstunnel Tevla pumpekraftverk ved forskjellige geologiske forutsetninger. (HP- og Standardtype av TBM er sammenstilt).

betydelige forskjeller. Oftest utjevnes disse ved tilsvarende forskjeller motsatt veg i rundsumpostene for "Rigg og drift".

Som allerede nevnt skal samarbeidspartene i "Merkraft" bygge ut Meråker kraftverk m.v, og "VSF-gruppen" bygge ut Tevla pumpekraftverk. Tilfeldigvis har begge entreprisene samme anbudssum : ca 265 mill kroner.

TBM-drift falt ut som aktuelle alternativ for alle tunneler med unntak for overføringstunnel Torsbjørka - Dalåa.

Tilløpstunnelene for Meråker kraftverk og for Tevla pumpekraftverk lå henholdsvis ca 10% og ca 7% lavere i kostnad for konvensjonelt drevet tunnel enn for fullprofilboret tunnel. Dette kan ha flere årsaker. En hovedårsak er trolig gyldig for alle tunneler: Nyere undersøkelser tyder på at høyt innhold av amfibol i bergartene vil redusere kutterringlevetiden betraktelig. Metagabbro i Meråkerområdet har et innhold på ca 50% amfibol. Dette gjør fullprofilboringen ugunstigere enn opprinnelig forutsatt. Det forhold at deler av tilløpstunnelene må drives konvensjonelt er heller ikke i favør av TBM-drift.

Overføringstunnel fra Skurdalsåa ble også billigst som sprengt tunnel, selv om stufflengden her skulle være til fordel for TBM. Fire bekkeinntak reduserte imidlertid ventilasjonsproblemet, samtidig som det er enklest å kombinere samtidig drift av sjakter for bekkeinntak med konvensjonell tunneldrift. Konvensjonelt sprengt tunnel ble ca 10% billigere enn TBM-drevet tunnel.

Overføringstunnel Dalåa - Tevla hadde en uheldig orientering i forhold til sprekker, stikk og foliasjon. Dette har nok medvirket til at konvensjonelt sprengt tunnel ble ca 20% billigere enn fullprofilboret tunnel.

Overføringstunnel Torsbjørka - Dalåa med sin stufflengde på over 10 km kan rent teknisk kun drives med TBM. Ved sprengt tunnel måtte det etableres et ekstra tverrslag med tilhørende rigg. Et alternativ med sprengt tunnel ville utvilsomt ha gitt en høyere totalkostnad.

Ved alle tunneler hvor det var anledning til å gi alternative priser, har de samlede fjellsikringskostnadene vært til fordel for det fullprofilborede alternativ.

En interessant utvikling for fjellsikringsprisene for henholdsvis arbeider på og bak stuff kan registreres også ved kraftverkene i Meråker. Prisdifferansene er betydelig redusert i senere år.

ANLEGGSSTART VED MERÅKERANLEGGENE

Entreprenørene startet opp medio september 1990. Nord-Trøndelag Elektrisitetsverk hadde på forhånd utført forberedende arbeider

med vegbygging, brakkerigg og forskjæringer. De første salvene kunne derfor skytes kort tid etter anleggsstart.

Valget av maskiner og utstyr for fullprofilboring av tunnelen Torsbjørka - Dalåa er ikke endelig foretatt når dette skrives. (Uke 40).

Forhåpentligvis gis det derfor anledning til å rapportere fra Meråkeranleggene senere i løpet av den ca 3 1/2 år lange byggeperioden.

REFERANSER

[1] NILSEN, B. [1988]: "Kraftverkene i Meråker. Ingeniørgeologiske undersøkelser." Rapport SINTEF Bergteknikk, 15 s.

[2] NILSEN, B. & THIDEMANN, A. [1990]: "Kraftverkene i Meråker. Sikringsprognoser." Rapport SINTEF Bergteknikk, 10 s.

[3] NILSEN, B. [1990]: "Kraftverkene i Meråker. Sluttrapport for ingeniørgeologiske undersøkelser." Rapport SINTEF Bergteknikk, 18 s.

[4] JOHANNESSEN, O. et al. [1983]: "Fullprofilboring av tunneler." Prosjektrapport 1-83, Institutt for Anleggsdrift, NTH, 159 s.

[5] JOHANNESSEN, O. et al. [1988]: "Fullprofilboring av tunneler." Prosjektrapport 1-88, Institutt for Anleggsdrift, NTH, 183 s.

[6] JOHANNESSEN, O. et al. [1990]: "Borbarhet - katalog over borbarhetsindekser." Prosjektrapport 13-90, Institutt for Anleggsdrift, NTH, 179 s.

[7] INSTITUTT FOR ANLEGGSDRIFT [1990]: "Fullprofil. Dataprogram for PC, versjon 1.15."

[8] SKONNORD, B.Ø. [1990]: "Kraftverkene i Meråker. Fullprofilboring." Hovedoppgave NTH, upubl.

ERFARINGEER MED NYE ROBBINS HP-MASKINER VED SVARTISEN-ANLEGGENE

Expirience whith the new Robbins HP-mashines at Svartisen Hydro Power Scheme.

Siv. ing. Erik Dahl Johansen
Statkraft, Svartisen-anleggene

SAMMENDRAG

Statkraft benytter 3 stk Robbins HP (High Performance) fullprofilmaskiner i Trollberget ved Svartisen-anleggene. To av maskinene har boret 13 km 4,3 m diameter tunnel i løpet av vel et år, den 3. har boret ca 1 km 3,5 m diameter tunnel i løpet av vel 2 måneder. Maskinene borer i varierende glimmerskifer, gneiser, granitter, kvartsitter og marmor.

Maskinene er meget kraftige. De benytter 19" kuttere og matekraft opp mot 32 tonn pr. kutter.

Problemer med kutterhodebolter og med kuttere på de to første maskinene - prototypene- har gjort at disse ikke har kunnet opperere med så høge matetrykk som forutsatt. Disse problemer har delvis - om enn langsomt- blitt løst undervegs slik at maskinene nå ser ut til å kunne bore med matetrykk opp mot spesifikasjonene. Den tredje maskinen har foreløpig ikke sett tilsvarende problemer og har boret med matetrykk opptil 32 tonn/kutter.

HP maskinene representerer en ny generasjon TBM. Det gjenstår imidlertid enda noe utvikling før maskinene kan oppereres økonomisk i henhold til spesifikasjonene. Når barnesykdommer og ny kunnskap er modifiseres inn i maskinene vil en få maskiner som flytter grensene for hva som er økonomisk å bore med TBM.

SUMMARY

Statkraft is operating three Robbins HP (High Performance) TBM's for tunnelboring at Svartisen Hydro Power Scheme. Two of the machines , 4,3 m diameter, started boring september 1989 and have bored 7.1 and 6.1 km through mica shist and gneis. The last mashine started boring august this year and has bored 1 km of 3,5 mØ tunnel til now (oktober 1990).

The HP maschines are designed for cutterloads up to 32 tonn/cutter and are using high capacity 19" cutters. Considerabel problems with cutterhead-bolts and cutters have prohibited operation according to spesifcations until august/septeber this year. The 3.5 m Ø machine has been opperatet close to spesifications without any problem so fare.

We think we can see the beginning of a new generation TBM's but we know there is still some developpment to be done before the machines realy can show there high performance.

INNLEDNING

Utviklingen av fullprofilmaskiner for hardt fjell har gitt stadig kraftigere maskiner som i dag er i stand til å bore i de aller fleste bergarter. Inndriften i en gitt bergart er avhengig av:

- matekraft pr kutter
- avstand mellom kuttere
- omdreiningstall på kutterhodet

Maskinen må ha et dreiemoment som står i forhold til disse faktorer. Høgere matekraft krever høgere dreiemoment, dvs større installert effekt for rotasjon av borhodet.

Statkraft har vært med i forkant når det gjelder utvikling av maskiner for boring i hardt fjell. Det startet i Ulla-Førre der det ble det boret en 8.8 km lang tunnel med en 3.5 mØ Robbins TBM i gneiser og granitter som til da var av det aller mest krevende som var boret. Statkraft har til nå boret ca 73 km tunnel med diameter fra 3.5 til 8.5 m i et vidt spekter av bergarter, fra greie glimmerskifere til svært umedgjørlige gneisergranitter og kvartsitter.

Utviklingen av maskinene slik at de kan takle hardere og mer krevende bergarter har bidratt til en stadig mer utstrakt bruk av TBM.

Statkraft har i dag 5 stk Robbins TBM'er i arbeid ved Svartisen-anleggene. Disse maskinene har boret 26 km og har ca 31 km igjen i Svartisen.

Tre av maskinene er nye for dette prosjektet. Statkraft valgte etter omfattende forhandlinger å benytte Robbins HP maskiner. HP står for High Performance. Dette er maskiner med store kuttere, høg matekraft og høgt dreiemoment. Maskinene er de tre kraftigste i verden. Sammenlikningen nedenfor mellom den føste 3.5 mØ TBM som Statkraft kjøpte til Ulla Førre i 1980 og den siste som ble anskaffet til Svartisen i 1990 viser den utvilking som har vært de siste ti årene.

Modell	Robbins 117-220	Robbins HP 1251-257	*Endring av spesifik.*
Byggeår	1980	1990	
Diameter	3.5 m	3.5 m	*0 %*
Kuttere	15.5 "	19 "	*23 %*
	27 stk	25 stk	*-7 %*
Matekraft pr. kutter	18 tonn	32 tonn	*78 %*
totalt	486 tonn	800 tonn	*65 %*
Kutteravstand	75 mm	100 mm	*33 %*
Omdreiningstall	11 RPM	12.5 RPM	*14 %*
Rotasjonsmotorer, ant	4 stk	4 stk	*0 %*
effekt pr. motor	200 hk	450 hk	*125 %*
samlet eff. rotasjon	800 hk	1800 hk	*125 %*
Vekt TBM	120 tonn	180 tonn	*50 %*
Pris TBM (1980/1990 kr)	13 mill kr	25 mill kr	

Robbins har bygget 4 stk HP maskiner, 3 til Svartisen og en 5,0 mØ til Hong Kong. En 3,5 mØ maskin er bestilt og skal leveres til Meråker om et knapt år.

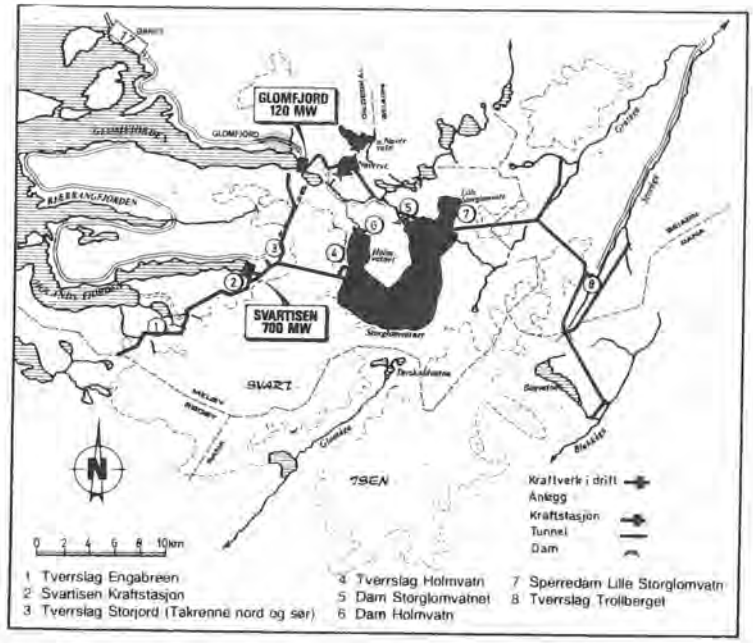
Både Atlas Copco og Wirth har tilsvarende kraftige maskiner på tegnebrettet, men foreløpig er altså de tre maskinene i Svartisen de eneste som er i boring.

Dette innlegget skal berette litt om de erfaringer en har med disse maskiner etter ca et års boring ved Svartisen-anleggene.

SVARTISEN-ANLEGGENE

Stortinget vedtok i 1987/88 utbygging av Svartisen-anleggene. Denne utbyggingen består av 4 kraftverk i området rundt Svartisen i Nordland. Utbyggingen av Stor-Glomfjord, Svartisen Kraftverk ble startet i 1987. Dette er det største av kraftverkene. De tre øvrige, Beiarn, Bjøllåga og Melfjord er ikke igangsatt.

Figur 1 viser oversikt over Stor-Glomfjord utbyggingen. Statkraft står selv for planlegging og utbygging av dette prosjektet.



Av 79 km vanntunnel skal ca 58 km bores med TBM, med diameter fra 3.5 til 8.5 m.

Svartisen Kraftverk vil fullt utbygget ha to agregater på 350 MW hver, disse vil bli landets største. Magasinet i Storglomvatn vil få et magasinvolum på 3460 mill. m3, og vil også bli landets største.

Kraftstasjonen skal være i produksjon høsten 1992. Byggetrinn 2 med dammer og agregat 2 er utsatt inntil videre. Tabellen nedenfor viser endel nøkkeltall for Stor-Glomfjord utbyggingen.

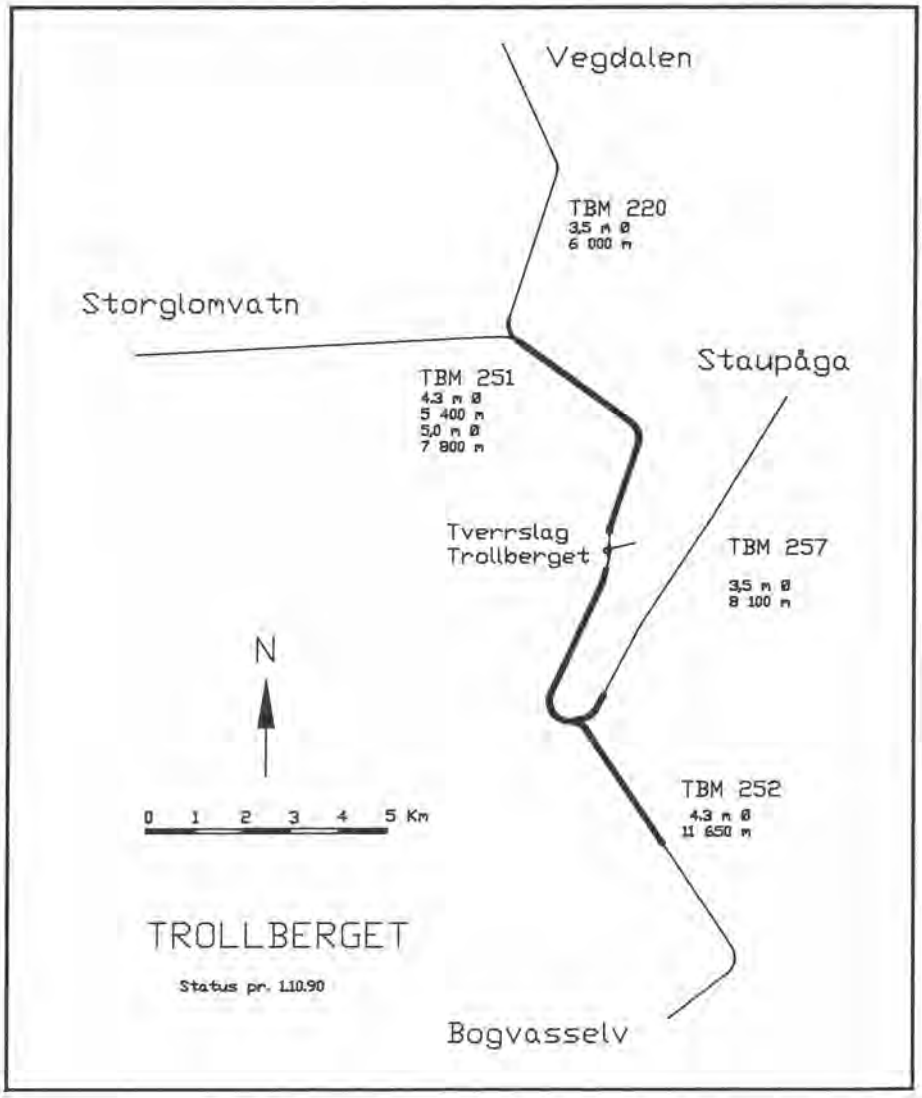
DATA FOR SVARTISEN KRAFTVERK

	Byggetrinn 1 1×350 MW	Byggetrinn 1+2 2×300 MW
Nedbørfelt	554 km²	560 km²
Midler tilløp til kraftverket inkl. flomtap	1.678 mill. m³	1.692 mill. m³
Vannmagasin	1.030 mill. m³	3.470 mill. m³
Magasinprosent	61%	205%
Høyeste regulerte vannstand	520 m.o.h.	585 m.o.h.
Laveste regulerte vannstand	460 m.o.h.	460 m.o.h.
Midlere energi-ekvivalent	1,21 kWh/m³	1,308 kWh/m³
Midlere produksjon	1901 GWh/år	2112 GWh/år
Fastkraft	1901 GWh/år	2519 GWh/år
Innstalasjon	350 MW	700 MW
Investeringer eks. renter	3.407 mill. kr	4.627 mill. kr

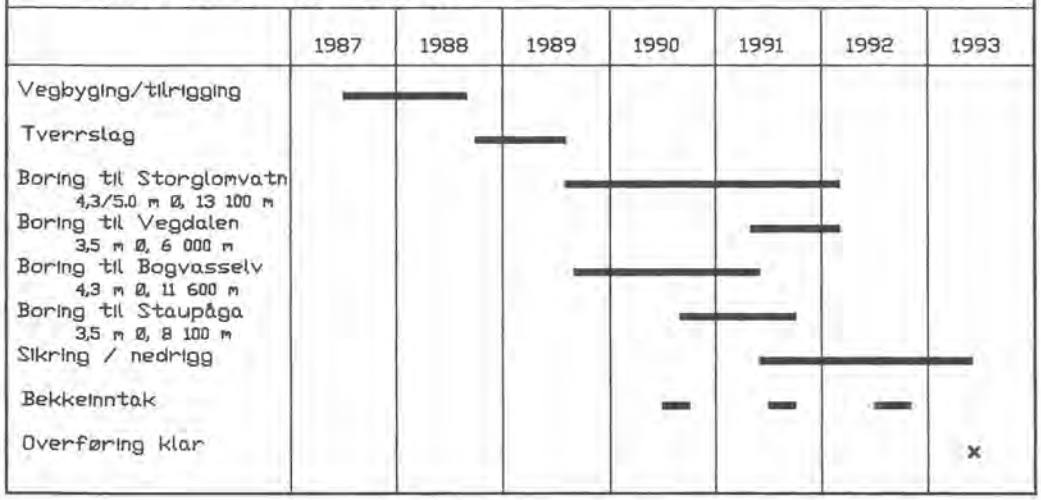
Byggetrinn	Byggetrinn 1	2
Adkomsttunneler	12.600 m	250 m
Vannførende tunneler	79.300 m	700 m
Sjakter	2.300 m	
Stasjonshaller	60.000 m³	
Sandfangshaller	70.000 m³	
Bekkeinntak	46 stk.	
Storglomvass-dammen		5,25 mill. m³
Holmvassdammen		1,2 mill. m³
Anleggsveger	28 km	
Annleggskraftlinjer	41 km	

TROLLBERGET

Tverrslag Trollberget ligger i Beiarn kommune, øverst i Beiardalen, like nord for polarsirkelen. Arbeidstedet ble etablert i 1987/88. Sprengning av tverrslag og riggområdet i fjell startet høsten 1988 og boring startet høsten 1989. Fra tverrslag Trollberget skal det drives 41.6 km tunnel, derav 39.5 km med fullprofilboring. Oversikt over tunnelsystemet, framdriftsplan og hoveddata for tunnelene fremgår av figurene nedenfor.



TROLLBERGET



TROLLBERGET TUNNELDATA

	Tverrsn.	Lengde	Samlet tunnellengde
TVERRSLAGET			
Adkomsttunnel	49/35 m2	800 m	
Servicetunneler	70/25 m2	400 m	
Tunneler i vannvegen	25 m2	30 m	1,230 m
TUNNEL TIL STORGLOMVATN			
Sprengning i tv.slagsområdet	30 m2	360 m	
Sprengning i kryss Vegdalen	20 m2	90 m	
Sprengning ved utlop Storglomvatn	25 m2	73 m	
Boring med TBM 251	4.3 m Ø	5,400 m	
Boring med TBM 251	5.0 m Ø	7,771 m	13,694 m
TUNNEL TIL VEGDALEN			
Boring med TBM 251	4.3 m Ø	620 m	
Boring med TBM 220	3.5 m Ø	5,971 m	
Sprengning		0 m	6,591 m
TUNNEL TIL BOGVASSELV			
Sprengning i tv.slagsområdet	25 m2	357 m	
Boring med TBM 252	4.3 m Ø	11,647 m	12,004 m
TUNNEL TIL STAUPÅGA			
Sprengning i kryss Staupåga	25 m2	65 m	
Boring med TBM 257	3.5 m Ø	8,104 m	8,169 m
Sprengte tunneler utenom vannvegen			1,200 m
Sprengte tunneler i vannvegen			975 m
Borede tunneler i vannvegen			39,513 m
Totalt i Trollberget			41,688 m

Tunnelsystemet skal bores med 4 fullprofilmaskiner.

	TBM		Diameter
Tunnel til Storglomvatn			
til kryss Vegdalen	Robbins HP, 1410-251	Leiet maskin	4.3
videre til Storglomvatn	Robbins HP, 1410-251-1	"	5
Tunnel til Vegdalen	Robbins, 117-220	Egen maskin	3.5
Tunnel til Bogvasselv	Robbins HP, 1410-252	Leiet maskin	4.3
Tunnel til Staupåga	Robbins HP, 1251-257	Kjopt maskin	3.5

Robbins-maskinene har et nummer som indikerer diameter og produksjonsnr. Våre maskiner har produksjonsnr. 220, 251, 252 og 257 som det fremgår av tabellen ovenfor. Produksjons-nummerene brukes som "navn" på maskinen, så også i fortsettelsen her.

Sidetunnelene til Vegdalen og til Staupåga bores fra avgreninger i hovedtunnelene.

TBM 251 skal bygges om fra 4.3 til 5.0 m Ø i kryss til Vegdalen. Kravet til tverrsnitt i tunnelen til Storglomvatn er 4.3 mØ fram til kryss mot Vegdalen og 5.0 mØ derfra og til utløp i Storglomvatnet. Det ble vurdert å bore med 5.0 mØ helt fra tverrslaget, men en fant lønnsomhet i å bore med 4.3 m diameter fram til kryss Vegdalen på pel 5400 og bygge om maskinen til 5.0 m diameter for boring til Storglomvatn.

Da Stor-Glomfjordutbyggingen ble planlagt i 1970-årene, var det planlagt 5 angrepspunkter på østoverføringen. I 1976 begynte en å vurdere fullprofilboring og en fant lønnsomhet i å bore endel av tunnelsystemet som gikk i glimmerskifer. Der hvor tunnelen gikk i gneis og granitt, var det den gang helt uaktuelt å tenke på boring. Prosjektet er imidlertid revurdert i takt med utviklingen av fullprofilmaskiner og i dag bores hele tunnelsystemet med unntak av adkomsttunneler og tunneler i riggområdet.

Dette tunnelsystemet er et godt eksempel på hvordan et prosjekt kan dra nytte av de muligheter som ligger i fullprofilboring. Det at vegbygging og etablering av arbeidsteder i høgfjellet kan unngåes betyr ikke bare mye i byggekostnader, men også at en unngår naturinngrep i urørte områder.

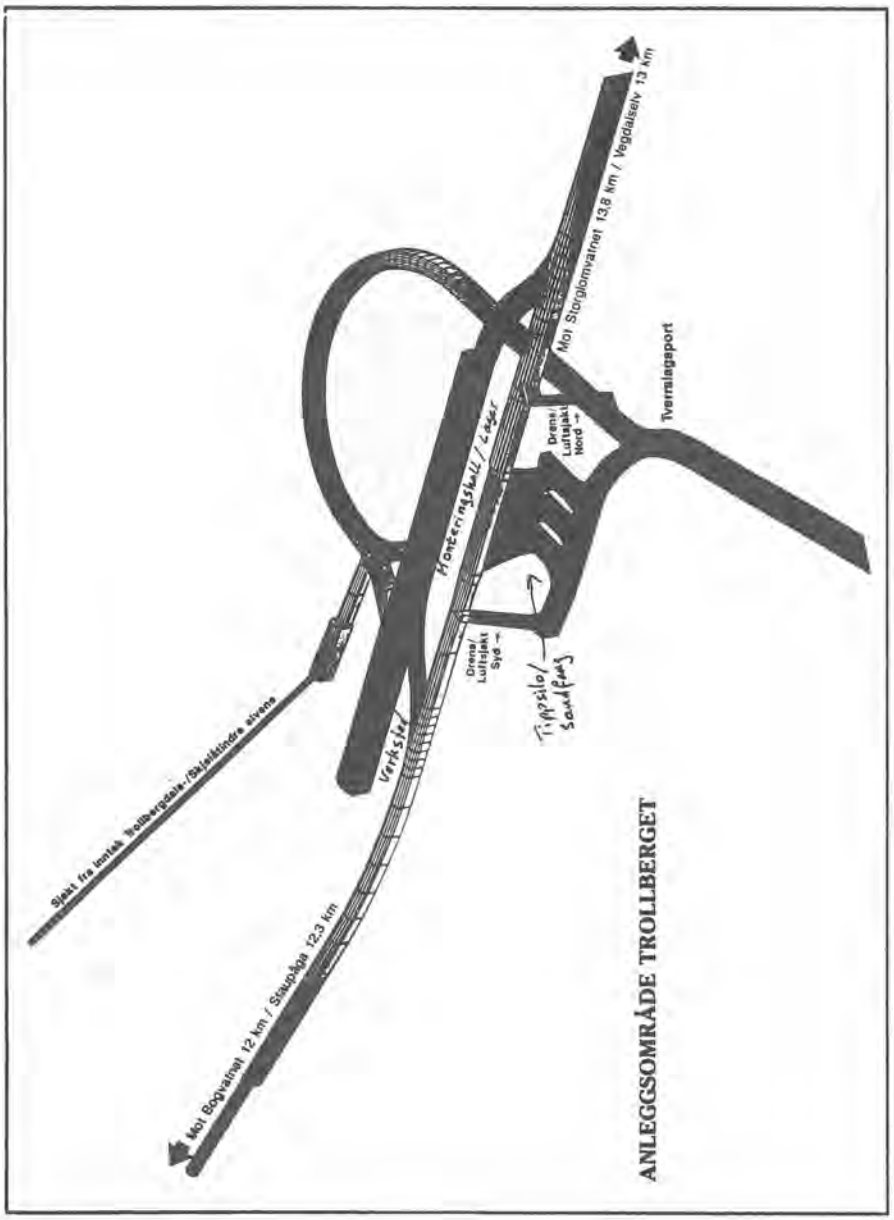
GEOLOGI

Bergartene i området tilhører Beiardekket som er omdannede bergarter fra kambrosilur. Berggrunnen består hovedsaklig av glimmerskifer, delvis ganske massive granatglimmerskifere og dels glimmerskifer med vel utviklet skifrighet. Tunnelene går også gjennom områder med massiv marmor, gneiser, granitter og kvartsitter. Endel av gneisene er meget massive og overlater

all bryting til TBM-ene. DRI-verdiene for bergartene varierer fra under 40 til over 60, oppsprekningsgraden fra kl. 0 til kl III. Foliasjonen har i hovedsak et strøk nord-syd og steilt fall.

DRIFTSOPPLEGG

Arrangentet i tverrslagsområdet er vist på figuren nedenfor. Dette er ganske omfattende. Det er tilrettelagt for effektiv boring med 4 fullprofilmaskiner samtidig og for montering/demontering av fullprofilmaskiner og bakrigger samtidig som boring på igangværende stuffer skal kunne gå mest mulig uforstyrret.



Tunnelboringen foregår med nordsjødrift, 2 uker arbeid og 1 uke fri for mannskapet. Det foretaes noe innarbeiding av ekstra fri i forbindelse med jul, påske etc slik at en vanlig arbeidsuke har 102.5 timer.

Arbeidstedet er lagt opp med kutterverksted og lager ute som betjener alle stuffer. Videre er det verksted i tverrslagsområdet som også betjener alle stuffer og som utfører vedlikehold av lok og vagger samt alt annet forefallende verkstedarbeid på arbeidstedet. Tverrslagsområdet er også forsyningsbase for alt materiell som skal inn på TBM'ene, skinnegang, vannrør, ventilasjon, kuttere, sikringsmateriell etc, etc.

Hver TBM har følgende bemanning

Opperatør	1 mann			
Reparatør	1 mann			
Elektriker	1 mann			
Lokkjører	1 mann	4 mann	x 3 skift =	12 mann

Når stufflengden overstiger ca 6 km
må det settes inn et ekstra vaggsett
og dermed en ekstra lokfører

I tillegg kommer bemanning på hjelpeanlegg

Verksted	2 mann			
Lagerområdet	1 mann			
Kutterverkst.	1 mann			
Elektrikere	1 mann	5 mann	x 3 skift =	15 mann
Lager	1 mann			
Brakker, div	1 mann			
Blanderi,	1 mann			3 mann

Underentreprenører	
Utkjøring	6 mann
Diverse sveising etc	3 mann

Til sammen er det på arbeidstedet ca 75 mann som er involvert i boring med 3 stk TBM'er.

UTSTYR

Utstyret som brukes i tunneldriften er summarisk listet opp nedenfor.

Bakrigger	Wirth/Statkraft, dobbeltspor,	(251)
	Fosdalen/Statkraft, dobbeltspor,	(252)
	MCS, dobbeltspor,	(257)
	Mulhauser/Statkraft, dobbeltspor,	(220)
Lokomotiver	Shøma, 20-24 tonn, ? hk	8 stk
Servicelok	Levahn, 9 tonn	3 stk
Vagger	Fosdalen, bunntømmende	100 stk
Skinnegang	33-35 kg skinner	
Sviller	Stålsviller, type Trollberget.	
Utkjøring fra silo	Tippsemi og lastebildumper, entreprise.	

ROBBINS HP FULLPROFILMASKINER

Ved valg av TBM-er til Trollberget ble det innhentet tilbud fra Atlas Copco, Robbins og Wirth. En fikk tilbud på standard-maskiner og på maskiner med store kuttere og høg matekraft. Det var mange runder med forhandlinger både med leverandører og internt i bedriften. Fra før hadde vi erfaring med alle tre leverandører.

Til slutt havnet vi på to stk Robbins HP maskiner med 4.3 m diameter, den ene med et påbyggingsett til 5.0 m diameter. Disse maskinene ble bestillt sommeren 1988 og levert et år senere. De eies av en gruppe norske investorer, K/S Troll Sisters, som, gjennom Robbins, leier ut maskinene til Statkraft.

Våren 1989 ble det inngått kontrakt om nok en Robbins HP TBM, denne gangen en 3.5 m diameter maskin som ble kjøpt av Statkraft. Denne ble levert i juli 1990.

Tabellen nedenfor viser de viktigste data for TBM-ene.

Modell	Robbins HP 1410-251/252	Robbins HP 1410-251-1	Robbins HP 1251-257
Byggeår	1989	1989/90	1990
Diameter	4.3 m	5.0 m	3.5 m
Kuttere	19 "	19 "	19 "
	29 stk	36 stk	25 stk
Matekraft pr. kutter	32 tonn	32 tonn	32 tonn
totalt	928 tonn	1152 tonn	800 tonn
Kutteravstand	100 mm	100 mm	90 mm
Omdreiningstall	12.5 RPM	12.5 RPM	12.5 RPM
Rotasjonsmotorer, ant	7 stk	7 stk	4 stk
eff.	450 hk	450 hk	450 hk
samlet eff. rotasjon	3150 hk	3150 hk	1800 hk
Vekt TBM	270 tonn	290 tonn	180 tonn

Følgende førhold ble særlig vektlagt ved vurderingene

1 høg matekraft, (garantert 32 tonn/kutter)
2 fornuftig rotasjonshastighet
3 høgt dreiemoment
4 7 store el.mototrer for rotasjon gir reserver direkte på maskinen slik at en ikke taper produksjon dersom en motor eller gearboks får havari
5 hovedlager med tillitsvekkende konstruksjon og kapasitet
6 troverdige kuttere og kutterfilosofi
7 fornuftig kutteravstand og antall kuttere

MONTERING OG OPPSTART

De to første maskinene, 251 og 251 ble transportert over Atlanteren på linjeskip til Tyskland og derfra på spesielt chartret tungeløfteskip til Bodø. I Bodø ble maskinene og øvrig utstyr losset. Hver maskin var delt i to kolli på ca 90 tonn og dertil ca 100 tonn i kolli på under 20 tonn. I tillegg omfattet transporten kuttere, reservedeler m.mer slik at total vekt på transporten var ca 780 tonn.

I Bodø ble de tunge maskindelene lastet rett på spesialtrailere som Statkraft eier og oppererer. Statkrafts spesialskip Elektron transporterte hengere og trekkvogner til Tverrvik kai i Beiarn. Derfra ble maskinene kjørt direkte opp i monteringsområdet i tverrslaget.

Transportutstyret er meget manøvreringsdyktig i alle akser. Sammenkobling av de to tunge enhetene kunne foregå direkte ved hjelp av tilhengerene uten bruk av kraner eller omfattende jekking.

Maskinene ankom Bodø 1.8.1989. 11.8 ble den første maskinen kjørt på stuff og den startet prøveboring 1.9. Den andre maskinen lå ca en uke etter.

Oppstart av maskinene og tilpassning til bakrigger gikk greit. De første inndrift-tester ble foretatt og disse viste svært gode resultater med inndrifter opp til 5-6 m/time i glimmerskiferen. Kutterene så ut til å stå bra, i hvert fall på den ene maskinen. På den andre ble det i en kortere periode boret med opptil 35-36 tonn pr. kutter. Dete røynet meget hardt på kutterene som fikk skader som vi ble plaget med en stund framover.

ERFARINGER ETTER VEL 1 ÅR BORING

Erfaringene med HP maskinene er så langt noe blandet.

1. Vi vet at vi har maskiner med et stort potensiale med hensyn på inndrift og tilgjengelighet.

2. Vi har fått erfare at vi har to maskiner som er prototyper. På endel fundamentale felter har det vært - og er det - et gjenstående utviklingsarbeide som har kostet oss tid og penger og som i perioder har påført oss store frustrasjoner.

Oppnådde resultater er noe av erfaringene. Inndrifter i glimmerskifer med DRI på ca 55-60 og stikk kl. II lå på 4-6 m/time. Det ble sat den ene norske rekorden etter den andre for beste skift, dag, uke og måned. Kutterene stod bra med levetider på 200-250 m3 pr kutter. Senterkutterene og de innerste face-kutterene stod optil 2000 m. Nedenfor er listet endel resultater fra vel et års boring med TBM 251 og 252 og vel to måneder med 257

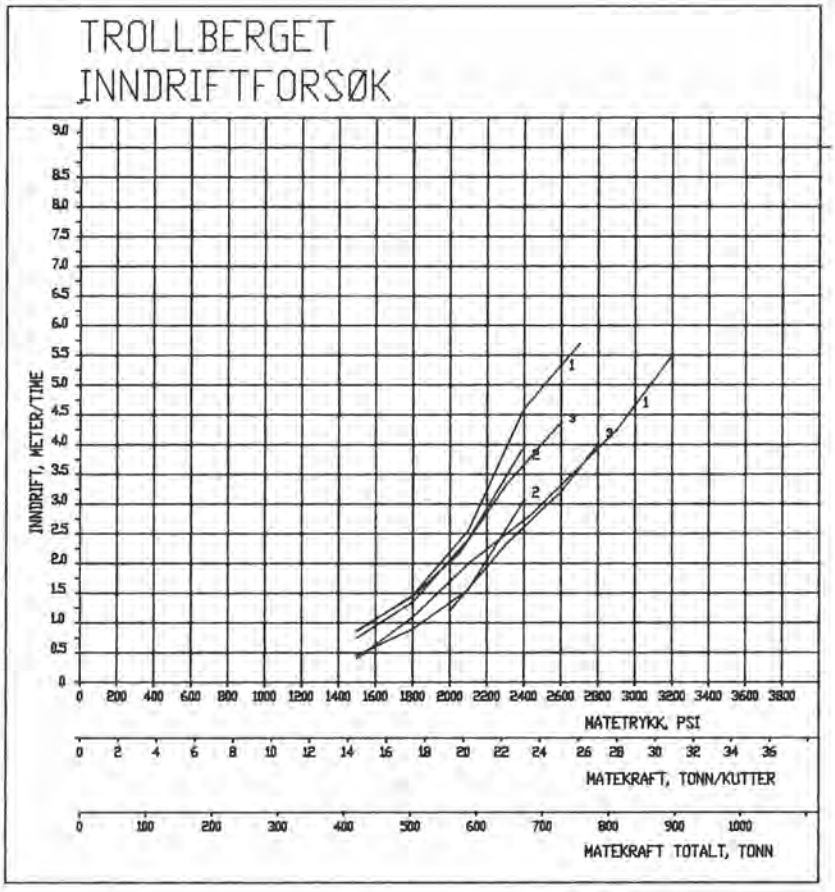
		251	252	257
Start boring		1.9.89	8.9.89	31.7.90
Antall eff. uker boring		48	42	7
Boret meter	meter	5868	6502	637
Boret timer	timer	1554	1833	207
Gj.snitt meter pr. time	m/t	3.78	3.55	3.08
Beste skift	meter	36.2	43.1	26.3
dag	meter	62.4	75.8	44.2
uke	meter	236	312	145
måned	meter	737	1087	
Kutterlevetid	m3/kutter	150	140	220
Tidforbruk, %				
Boring		31.7	42.5	28.2
Takskifte		6.7	6.0	9.3
Rep TBM		7.0	11.5	2.4
Kutterskift		14.3	17.1	10.5
Sikring/vanninbrudd		8.8	0.2	0.0

252 ligger langt foran framdriftsplanen. 251 ligger litt etter, det skyldes en ca en km lang strekning med store vanninnbrudd og betydelige sikringsproblemer med ras over maskinen og utstøping på stuff. Hadde ikke denne maskinen hatt slike forhold ville også den ligget godt foran planen. 257 har hatt en lang innkjøringsperiode og ligger noe etter planen.

Dette burde forsåvidt tilsi at vi skulle være fornøyd med maskinene. Forventningene til maskinene var imidlertid veldig store, og vi vet det bor mer i TBM'ene enn vi har hatt anledning til å ta ut.

HP-MASKINER ?

Det er kjørt en rekke inndrift-tester på maskinen. Figuren viser resultatet fra noen av testene. Nivået på kurvene er avhengig av fjellet, men alle kurvene viser en dramatisk økning av inndriften når matekraften øker. Dette viser hvor viktig det er å kunne opperere maskinen med så høg matekraft som mulig.



HP-maskinene er bygget med stor kutteravstand, 100 mm på størstedelen av borhodet på de to 4,3 mØ maskinene og 90 mm på 3,5 m Ø maskinen. Til sammenligning har maskiner med 15-17" kuttere typisk kutteravstand på 65-75 mm. Større kutteravstand krever større matekraft for å oppnå samme inndrift. Grunner til å øke kutteravstanden er:

færre kuttere gir mindre kutterkostnader og stopp for kutterskifte.
færre kuttere gir mindre totallast på kutterhodet med en gitt last pr. kutter.

Det er svært viktig å finne et optimalt kompromiss for kutteravstand og matekraft.

Maskinene er garantert for 32 tonn pr. kutter. Følgende forhold avdekket seg imidlertid snart når matekraften kom opp i 28-30 tonn pr. kutter:

det ble et stort antall blokkeringer på enkelte posisjoner på borhodet.
kutterringene fikk kraftig avskalling

Som en følge av dette ble maskinene opperert med matekraft på 24-27 tonn pr kutter. Bredden på kutterringene ble øket fra ca 16 mm til 19 mm. Dette redusserte problemet med avskalling på kutterringene når matekraften under 28-30 tonn pr. kutter.

Etter ca 2-3 km boring begynte boltene som fester kutterhodet til hovedlageret å ryke. De fikk brudd på grunn av utmattelse, men ingen viste hvorfor. Det var en klar sammenheng mellom matekraft og antall knekte bolter.

Det er meget arbeidskrevende å skifte disse boltene. Det ble famlet mye for å finne en løsning på problemet. I mellomtiden ble det boret med ytterligere redusert matekraft for å unngå å stå mesteparten av tiden for bolteskifting, - og for å unngå at vi skulle slippe opp for bolter. I lange perioder ble det boret med bare 20-24 tonn pr. kutter.

Etter et totalt mislykket forsøk på å lage sterkere bolter fikk vi omsider i juni/juli måned nye bolter som straks ble installert. Etter at de nye boltene ble montert er matekraften øket. Ingen av de nye boltene har røket til nå, slik at det ser ut til at dette problemet er løst.

Men det har tatt alt for lang tid.

Den tid som er tapt på grunn av skifting av bolter og den inndrift som er tapt fordi maskinene har måttet bore med for lav matekraft utgjør trolig mellom 1 og 1.5 km tunnel på TBM 252 som har vært mest plaget!

Etter at problemet med boltene er løst, har vi sammen med Robbins gjort forsøk med å øke matekraften opp til de 32 tonn som er garantert. Det er gjort visse endringer på rutiner for kutterskift, kutterreparasjoner og bruk av kuttere på borhodet.

Med disse modifikasjoner har vi over en kortere strekning med massiv gneis kjørt maskinene med opptil 32 tonn pr. kutter. Dersom fjellet er noe oppsprukket eller det er blanding av hardt og bløtt fjell på stuffen må matekraften reduseres for å unngå å knuse kutterene. I glimmerskifer med god borbarhet er det ikke mulig å oppnå 32 tonn pr kutter fordi det rett og slett går for fort innover, hydraulikksystemet på maskinene er ikke bygget for mer enn vel 6 m/time som maks inndrift.

Det er enda for tidlig å kunne si om maskinene kan bore effektivt og økonomisk med 32 tonn pr. kutter. Kontraktene sier at dersom maskinene ikke kan bore med 32 tonn pr. kutter, så er de ikke HP maskiner, og da fortjener de heller ikke HP pris.

I forhold til kontraktene finnes det ingen mellomting mellom HP og standard-maskiner. Det er vel imidlertid det vi har med 251 og 252 i dag. Med lirking og finkjøring kan maskinene opereres med 32 tonn pr. kutter under gunstige fjellforhold, men praktisk og økonomisk matekraft ser ut til å ligge noe lavere.

Erfaringene til nå tilsier at avstanden mellom kutterene er noe for stor på deler av borhodet slik at enkelte kuttere får for stor belastning. Endret utforming på kutterhodet og bedre plassering av kutterne vil kunne utjevne belastningene og gi mulighet for boring med høgere matekraft. Denne erfaring er allerede tatt til følge idet det nye kutterhodet som skal monteres på 251 for utbygging til 5.0 m diameter er modifisert og påmontert to ekstra kuttere i det mest kritiske området.

De erfaringer som her er gjengitt, gjelder for de to første maskinene - prototypene -. Den tredje maskinen, 257 har hittil boret med høg matekraft uten å se tilsvarende problemer. Endel av de svakheter som ble erfart på 251 og 252 er lagt inn i 257. Kutteravstanden er noe mindre og det at diameteren er mindre er trolig bare en fordel.

Selv om det har vært endel problemer er helhetsinntrykket av maskinene at det er kraftige maskiner med stort potensiale som det enda ligger mulighet for å utvikle videre.

FULLPROFIL BORING MED MINIMASKIN.
Erfaringer fra boring av en sekstifem meter oppover-rettet sjakt med 1.2 meter diameter.

FULL FACE DRILLING WITH A MINI TBM
Experiences from drilling of sixtifive metres blind-hole shaft with a diametre of 1.2 metre.

Dr.ing. Gunder Homstvedt, Piotech a.s.
Ing. Robert Vik, Piotech a.s.

SAMMENDRAG
Utprøving av en ny boremaskin, Piodril, for produksjon av mindre blindsjakter med diameter 1.2 m, er presentert. Maskinen gjennomførte sin første prøveboringen for Statkraft i Svartisen-anlegget sen-vinteren 1990. Boringen ble gjennomført med godt resultat hva angår retningsstyring og treffsikkerhet. Mindre problemer underveis reduserte borehastigheten til 1 m/t og opprigging på borestedet viste seg også å være for tungvint. Med mindre utbedringer ansees maskinen for å være godt egnet for fremtidig produksjon av slike hull.

SUMMARY
A new drilling machine, Piodril, has been tested for drilling of blind shafts with a diameter of 1.2 m. The drilling test was done in the hydro-power plant of Statkraft, Svartisen, during late winter 1990. The drilling was accomplished with satisfactory direction control, and the machine hit the target with good precision. Minor problems while drilling reduced the drilling speed to 1 metre per hour. The setup of the drilling machine was too laborious. With minor adjustments the machine has proven to be a promising concept for future production of such blind shafts.

BAKGRUNN

Produksjon av mindre sjakter har tradisjonelt vært gjort med "raise-bore"-teknikk eller Alimak.
Her beskrives et forsøk med en ny, alternativ metode for blindhulls-boring av slike små sjakter. Metoden begrenser seg til å kunne bore sjakter på stigning mellom 45 og 90 grader. Hensikten med å utvikle denne boreteknologien for en slik anvendelse var å kunne effektivisere boring av sjakter i de tilfelle hvor oppgavens beskaffenhet eller terrengmessige forhold vanskeliggjorde anvendelse av "raise-bore"-teknikk. Videre er det kjent at Alimak-produksjon av sjakter med små tverrsnitt er ineffektivt og lite lønnsomt.

Her beskrives de erfaringer som ble gjort ved den første større fullskala test av boremaskinen Piodril.

UTSTYR

Figur 1 viser boremaskinen. Maskinen borer med en fastspenningsmekanisme som består av en ekspanderbar belg. Denne tar matekraft og rotasjonsmoment som oppstår når borhodet presses under rotasjon inn i bergmaterialet. Det utborede kakset samles i en trakt på borhodet og ledes gjennom maskinen og ut av sjakten på sålen. Maskinens slaglengde er en halv meter. Når boreslaget er gjennomført, tas nytt tak ved at maskinen holdes i posisjon av styre-labbene foran på maskinen. Retningsstyring oppnås ved å påtvinge borhodet en side-rettet kraft ved hjelp av disse labbene. Videre er maskinen utstyrt med en tilbakefalls-sikring som hindrer maskinen fra å falle ut av sjakten i tilfelle bortfall av energitilførsel eller ved andre problem-situasjoner.

Maskinen er hel-hydraulisk og drives fra et aggregat utenfor sjakten. Maskinen overvåkes og styres fra en pult utenfor sjaktåpningen gjennom hydraulisk kommunikasjon.

Det utborede kakset fanges opp ved utløpet av startrøret og ledes via transportbånd til en plass hvor en lastemaskin kan hente det.

Tilrigging skjer ved at maskinen transporteres i sitt startrør som hydraulisk forstilles i posisjon mot fjellet.

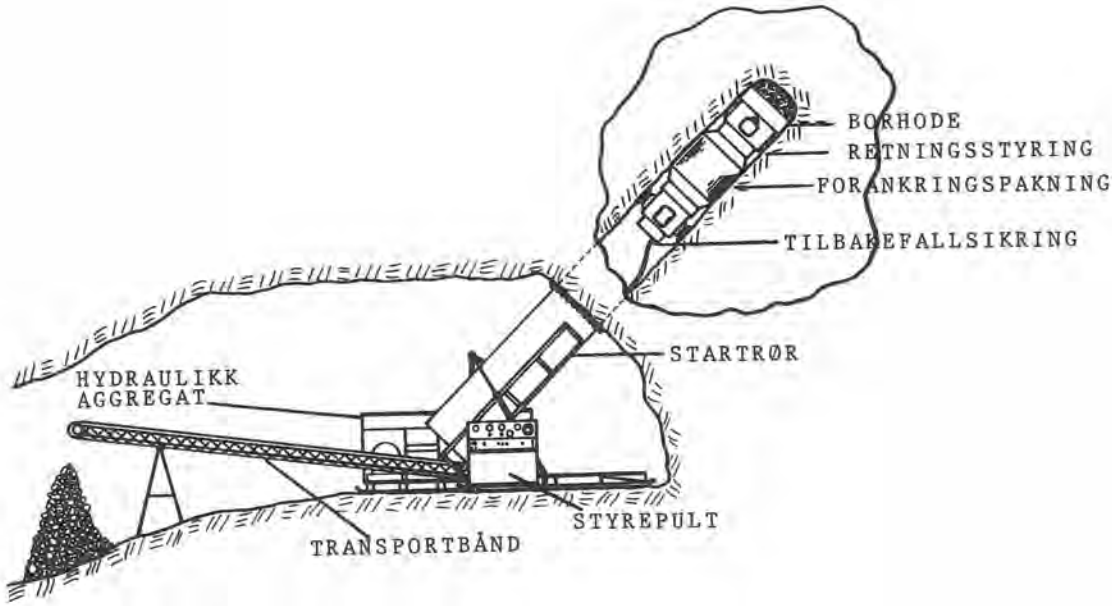


Fig. 1 Boremaskin Piodril opprigget til boring.

BOREOPPGAVEN

Figur 2 viser en skisse av den aktuelle boreoppgaven som skulle gjennomføres i forbindelse med takrenne sør i Svartisen-anlegget, Storjord, Kilvik i Nordland. Fordi det her skulle bores en forbindelse mellom to tuneller var det mulig å overvåke treff-punktet nøye.

Bergarten på stedet var glimmerskifer med en trykkfasthet på 180 MPa. Bergarten klassifiseres som middels lett borbar og lett/middels slitende.

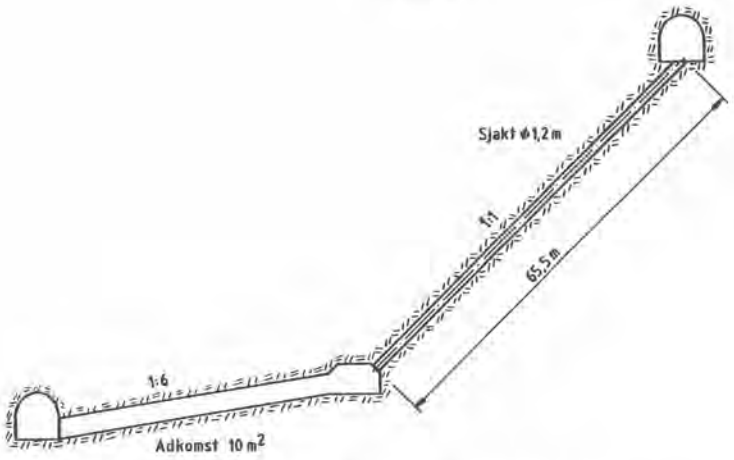


Fig. 2 Sjaktens plassering

OPPRIGGING

Slik som vist i figur 2, var oppriggingsstedet i enden av en ca. 70 meter lang tunell med stigning på 1:6 med tverrsnitt på 10 m². Transporten av selve boremaskinen, som veier ca. 13 tonn, fram til oppriggingsstedet, ble vanskeliggjort p.g.a. tverrsnittet og stigningen av adkomst-tunellen. Transporten ble gjennomført ved en skyve/trekke-operasjon med anvendelse av en doser og shovel i kombinasjon. Oppriggingen mot fjellveggen ble gjort mot en forhåndsplassert stålplate med utstøpt foring mot fjell-veggen. Alle disse operasjonene medførte en betydelig riggetid (ca. 2 uker), noe som forbedres i den videre utvikling av maskinen.

BORINGENS GJENNOMFØRING

Boringen startet med at maskinen tar holdetak i startrøret for å bore seg ut av dette og inn i fjellet. Et fenomen som tidlig ble observert, var at enkelte kaksfragmenter passerte forbi skrapene på borhodet og samlet seg foran spennpakningen. Dette medførte et gradvis økende problem ved flytting av pakningen for hvert spenntak. Løsningen på dette ble å installere en spyling for å vaske vekk dette kakset for hvert takskifte. Dette reduserte effektiv borehastighet idet tiden for takskifte økte drastisk. Dette er også et av de forhold utbedres i den videre-utviklede versjonen av maskinen.

Evnen til å bore med god retningsstyring var helt avgjørende. Dette ble derfor viet betydelig oppmerksomhet, og det ble innstallert en laser i startrøret som indikerte ønsket retning til enhver tid. Som en ekstra kontroll ble det installert en laser på maskinen som pekte ut av sjakta. Ved å korrelere disse to strålene var det mulig å overvåke maskinens boreretning nøyaktig. En essensiell erfaring fra boringen, er den svært gode vibrasjonsdempingen som gjør maskinen meget stabil under drift p.g.a. den store innspennings-flaten som maskinen har.

Etter noe boring ble det oppdaget at helningsvinkelen var noe høy i forhold til ønsket trace, og boreretningen ble justert noe ned. Etter ytterligere 5 meters boring, viste det seg at denne justeringen representerte en over-kompensasjon som så på nytt ble korrigert. Ved halveis fullført sjakt, ble det oppdaget en antydning til sideavvik mot venstre. Dette ble forsiktig korrigert slik at maskinen idet den nådde sitt endemål, boret i en svakt oppoverrettet høyrekurve. Det endelige treffpunkt ble nådd uten nevneverdig avvik. Det maksimale side-avviket i løpet av boretraseén var i størrelsesorden 10 cm, mens det maksimale høyde-avviket var i størrelsesorden 17 cm.
Etter fullført boring ble maskinen tatt ut av sjakten ved å kjøre mate-mekanismen i revers.

Utprøving av en prototyp er alltid et spennende foretak noe som også slo til her. En plutselig oljelekkasje i tilførselen til en av rotasjons-motorene hadde nesten satt en stopper for den videre fremdrift. Dette ble imidlertid taklet ved å sjalte ut denne motoren slik at resten av sjakten ble boret med redusert rotasjonsmoment. Borehastigheten ble imidlertid opprettholdt ved å øke rotasjonshastigheten.

VIDEREUTVIKLING

Prøveboringen bekreftet at konseptet fungerte tilfredsstillende. Samtidig ble det avdekket behov for videre-utvikling på enkelte områder som vil bli viet oppmerksomhet fram mot neste bore-prosjekt. Herunder kan nevnes: enklere tilrigging for mer effektiv oppstart av boring og mer effektiv oppsamling av kakset på borhodet.

ETTERORD

Det rettes en takk til Statkraft for positiv inn-stilling til prosjektet ved bl.a. å gi mulighet for prøveboring i Svartisen-anlegget. Videre rettes det en takk til DU og Industrifondet som økonomisk var med på å muliggjøre prosjektet.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 1990

Oppremming av 1 m diameter tunneler med fall 20 grader og utslag under vann på 60 m djup.

Reaming of 1 m diameter tunnel, inclination 20 degrees and break through at 60 m waterdeep.

Siv.ing Lars Skålnes
Sikringsteknikk a.s

SAMMENDRAG.

I januar 1990 fullførte Sikringsteknikk den siste av to tunneler for Bustvik Fiskeoppdrett a.s. Tunnelene hadde diameter 1,0 meter og lengde 171 meter. Gjennomboringen var på 60 meters vanndjup.
Kontrakten inngjekk som ein del i eit landbasert oppdretts anlegg for laks.
For å få verifisert konklusjonar frå studiar samt mulighetene for vidare utvikling av teknologi og utstyr blei det inngått ein samarbeidsavtale mellom Statoil, Norwegian Contractor og firma Rolf Heflo med Sikringsteknikk som utførande entreprenør og Bustvik Fiskeoppdrett som kjøpar av produktet.
Pilotprosjektet bekrefta at oppremming med hydraulisk utspyling av kaks er gjennomførbar.
Gjennomsnitt netto inndrift var 0,8 m/t.
Kutter slitasjen under oppremming var langt større enn ved vanlig oppremming. Lagerhavari i kutterane var også langt hyppigare enn forventa.

SUMMARY.

Sikringsteknikk completed in january 1990 two raisedrilled tunnels. The tunnels had a diameter of 1,0 m and total length was 171 m. The breakthrough was 60 m below waterlevel.

The tunnels was a part of the water suply system of an aquaculture plant at Frøya.

The project confirmed that reaming of tunnels with hydraulic transport of cuttings is possible for also this type of tunnels.

The project was a cooperation between Statoil, Norwegian Contractors, Rolf Heflo, Sikringsteknikk and Bustvik Fiskeoppdrett.

1. BAKGRUNN OG MÅLSETTING.

Gjennom studiar har Norwegian Contractors, Aker Entreprenør og Sikringsteknikk, på oppdrag av Statoil, vurdert ulike metodar for opprømming av småkvadrats tunnelar med utslag under vann. Dette med tanke på alternative metodar for ilandføring av olje og gassrøyrledningar. Konklusjonen frå dei teoretiske studiane var at å rømma opp ovenfrå med hydraulisk utspyling av kakset gjennom eit forbora pilothol var bedre enn andre tradisjonelle sjaktboringsmetodar både når det gjaldt økonomi og sikkerhet. Desse studiane var i 1988/89 kommne så langt at det var behov for å utføra eit pilotforsøk. Dette for å få verifisert konklusjonar ein hadde trekt i løpet av studiane. Gruppa hadde difor behov for ein egna plass til å utføra boringa og aller helst også ein kunde for tunnelen.

Løysinga på dette fall på plass då Bustvik Fiskeoppdrett på Frøya hadde behov for tunnelar til vannforsyninga til eit landbasert oppdrettsanlegg for laks bedriften hadde under utbygging.

Målsettinga for pilotprosjektet var å dokumentera at det er teknisk mulig å bora tunnelar med utslag under vatn samt å skaffa eit grunnlag for videreutvikling av teknologi og utstyr slik at metoden kan bli økonomisk anvendbar.

2. GEOGRAFI OG GEOLOGI.

Bustvik Fiskeoppdrett sitt anlegg ligg 5 km øst for Titran på Frøya i Sør-Trøndelag. Anlegget ligg i sjøkanten i eit småkupert område. Sjå figur 1.

Utslaget for tunnelane ligg i botnen av ein steil undersjøisk bergvegg på kote -60,0. Plan og lengdeprofil for sjaktene er vist på figur 2. og figur 3.

Sjøbotnen utanfor bratthenget er relativ flat omkring kote -63 til -72. Eit ugunstig retningsavvik i vertikalplanet ville ha medført at ein ikkje fekk utslag i sjøen i det heile.

Bergarten i området er prekambrisk gneis med dioritttisk sammensetning. Ved påhogget skjærer fleire sleppesoner kvarandre og to steile sleppesoner med innebyrdes avstand 13 – 15 m har forløp under sjøbotnen i samme retning som tunneltraseen.

Ein fjellrygg som står att etter utsprenginga av byggegropa dannar sammen med opplagte grove blokker ein molo mot grov sjø.

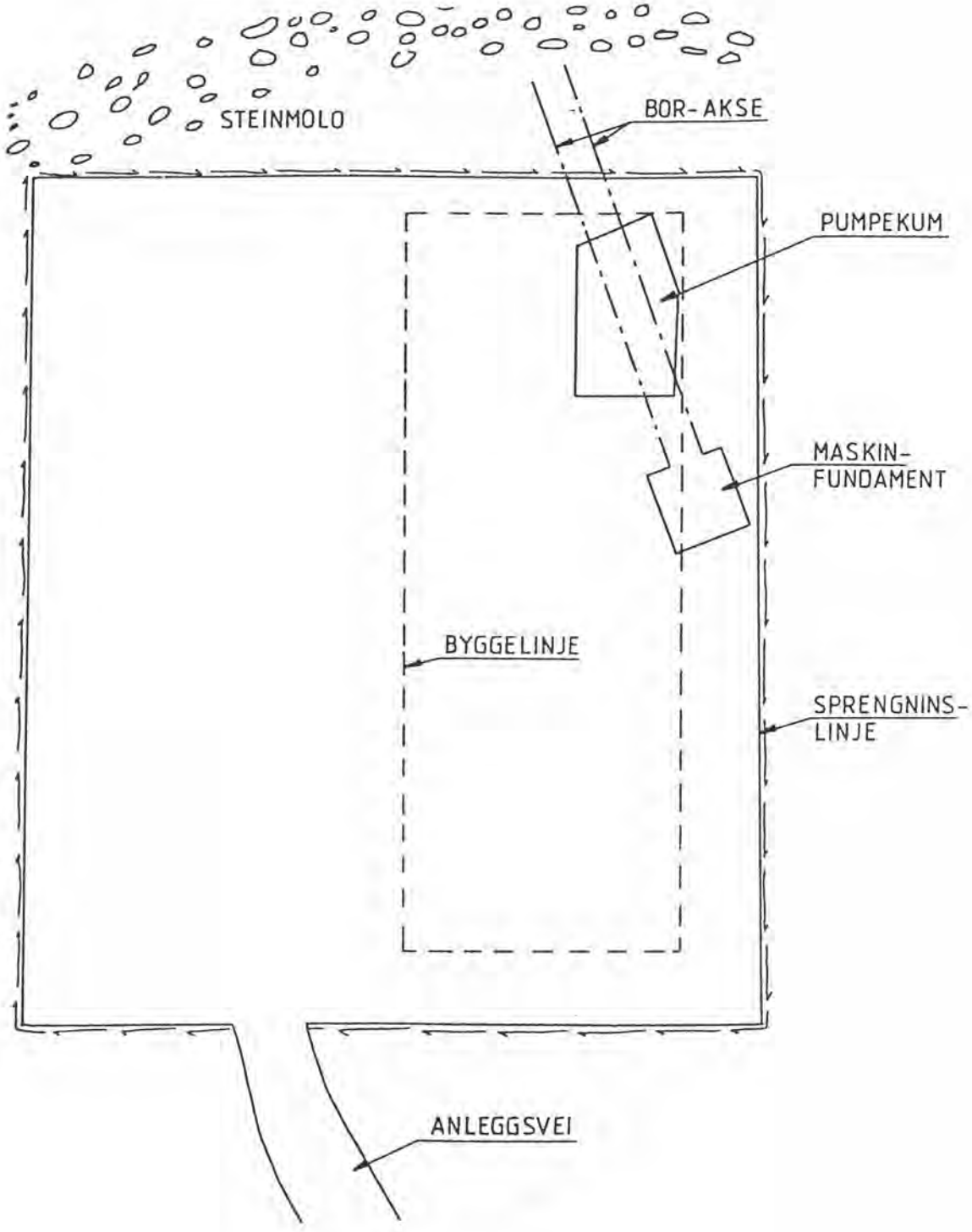


Fig. 1. Plan av byggeplass

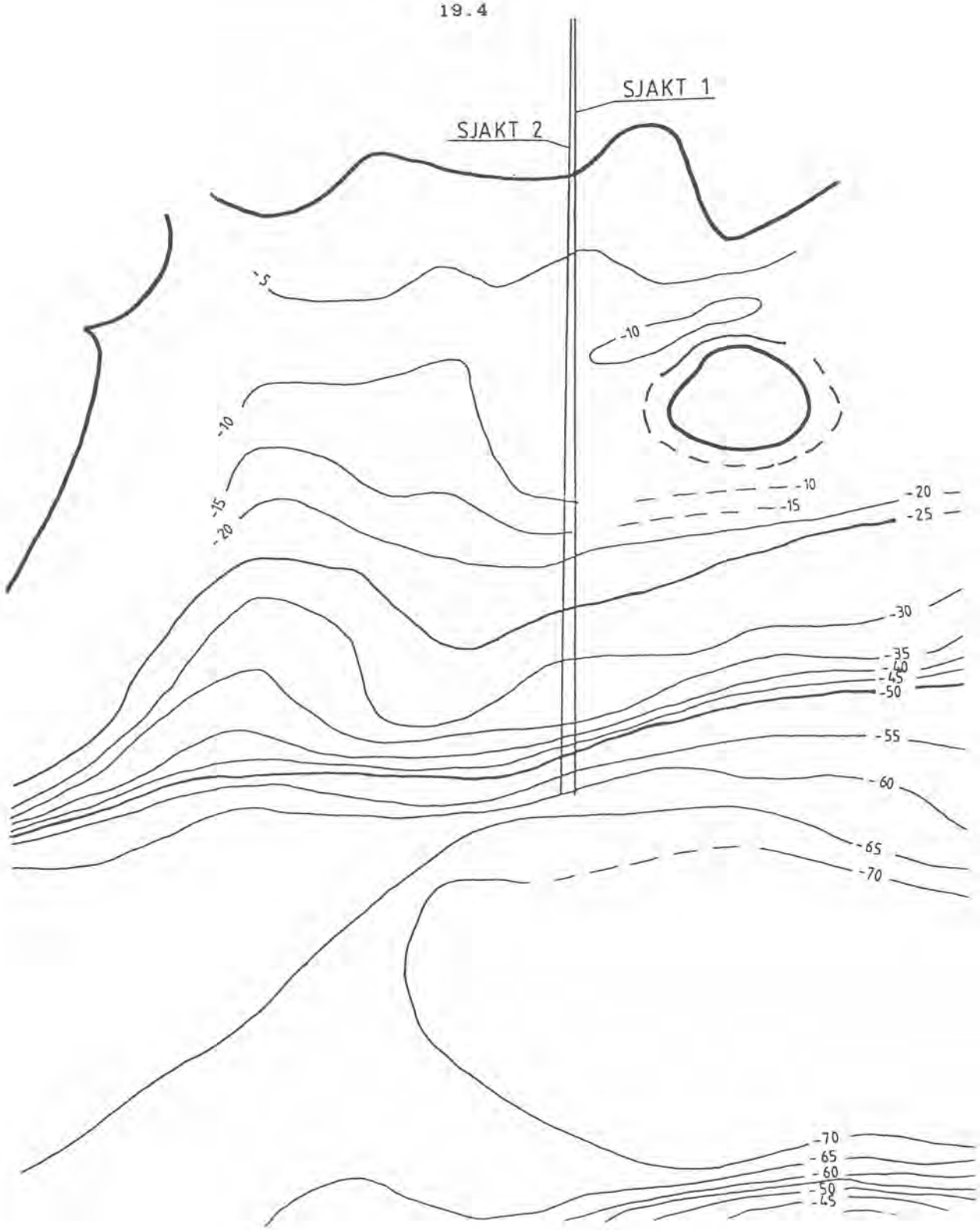


Fig. 2. Plan av sjaktene

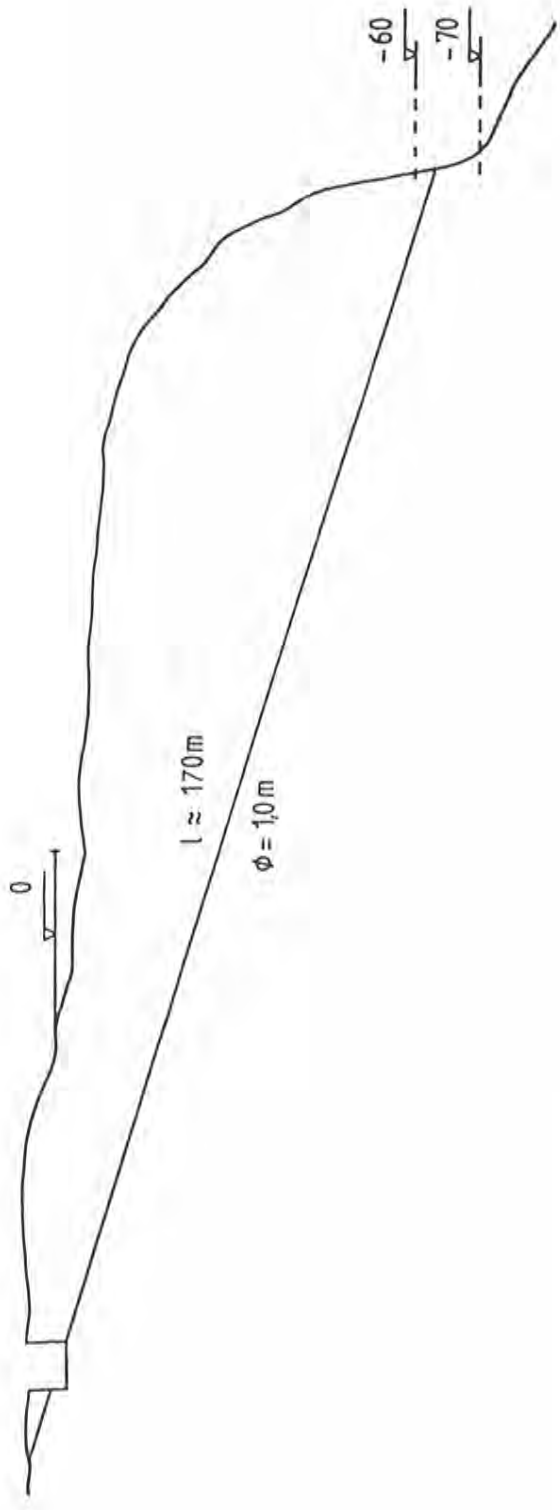


Fig. 3. Lengdeprofil av sjaktene

3. ANLEGGET.

Kontrakten med Bustvik Fiskeoppdrett a.s bestod i å bore to tunneler med diameter 1,0 meter for inntak av sjøvann på 60 meters djup. Vatnet skulle brukast i eit landbasert anlegg for oppdrett av laks.

Andre relevante data:

Fundament boremaskin	kote 1,00
Påhogg	kote -5,00

4.MASKINAR OG UTSTYR.

Til gjennomføringa av prosjektet blei det stort sett brukt standard utstyr. Ein del av utstyret var imidlertid modifisert og / eller nyutvikla.

Standard komponentar:

- Indau Raiser 170 H sjaktboremaskin
- Drilco 10" HS borrøyr
- Drilco 11" HS stabilisatorer
- Reed 11" pilotkrone
- GTA no 7 kuttere
- 17 1/2" cc TCI kuttere

Nyutvikla komponentar:

- Borkrone
- Rørstyringar
- Sluse

4.1 Borkrona.

Design av krona blei gjort av Drilco Industrial i samarbeid med prosjektgruppa. Krona blei produsert av The Hole Opner Company i Texas.
Krona er byggd opp i to steg:

- frå 11" - 28 1/2"
- frå 28 1/2" - 40"

Første steget hadde tre kutterar som opprinnelig var ei 17 1/2" pilotkrone som blei splitta opp. Det andre trinnet hadde tre GTA kutterar.

Foran på krona er det plassert ei styring som skal sikre at krona følger pilothullet.

Det er spyling på alle kutterar. Vatnet blir tilført gjennom borstrengen og går ut gjennom dyser plassert i to nivå.
Prinsipskisse over krona inkludert styring og spyling er vist på figur 4.

4.2 Røyrstyringar.

Røyrstyringane har til oppgave å sentrera borstrengen i den ferdig opprømma tunnelen for derved å hindra knekking. Styringane er konstruerte av Sikringsteknikk. Dei er delt i to og har plastforingar inn mot borrøyret. For å hindra aksial gliding er det montert stopparar på borstrengen foran og bak sjølve styringa.

4.3 Sluse.

På toppen av tunnelen blei det montert ei sluse. Dette for å oppnå høgt nok trykk til å kunna spyla ut borkakset gjennom pilotholet. Fjellet rundt slusa blei tetta ved injeksjon. Slusa hadde gummipakningar både på lukeblad og inn mot borstrengen. Tettinga mot borstrengen var svært problematisk på grunn av nøkkelgrepa på borrøyra.

4.4 Pumpestasjon.

Det dimensjonenande kriteriet for pumpestasjonen var kravet om at stuffen skulle vara mest mulig fri for kaks under opprømming og at borkakset skulle spylast ut gjennom pilotholet.

Pumpestasjonen bestod av ei Vogel pumpe med kapasitet 2.000 l/min, og ei Pleuger pumpe med kapasitet 5.000 l/min. Den første pumpa leverte vatn gjennom borstrengen til spyling av kutterane og fjellflata like framfor disse. Den andre pumpa leverte vatn gjennom den ferdig opprømma sjakta til utspyling av kakset.

I tillegg til dette var det lensepumper for å tørrlegge pumpekummen når dette var nødvendig, blant anna ved montering av røyrstyringar.
Den permanente pumpekummen for oppdrettsanlegget blei brukt som pumpekum også under opprømming. Sjøvatn blei tatt inn gjennom henholdsvis pilothol og ferdig tunnel. Til spylinga av det første piloten blei det pumpa vatn direkte frå havet.

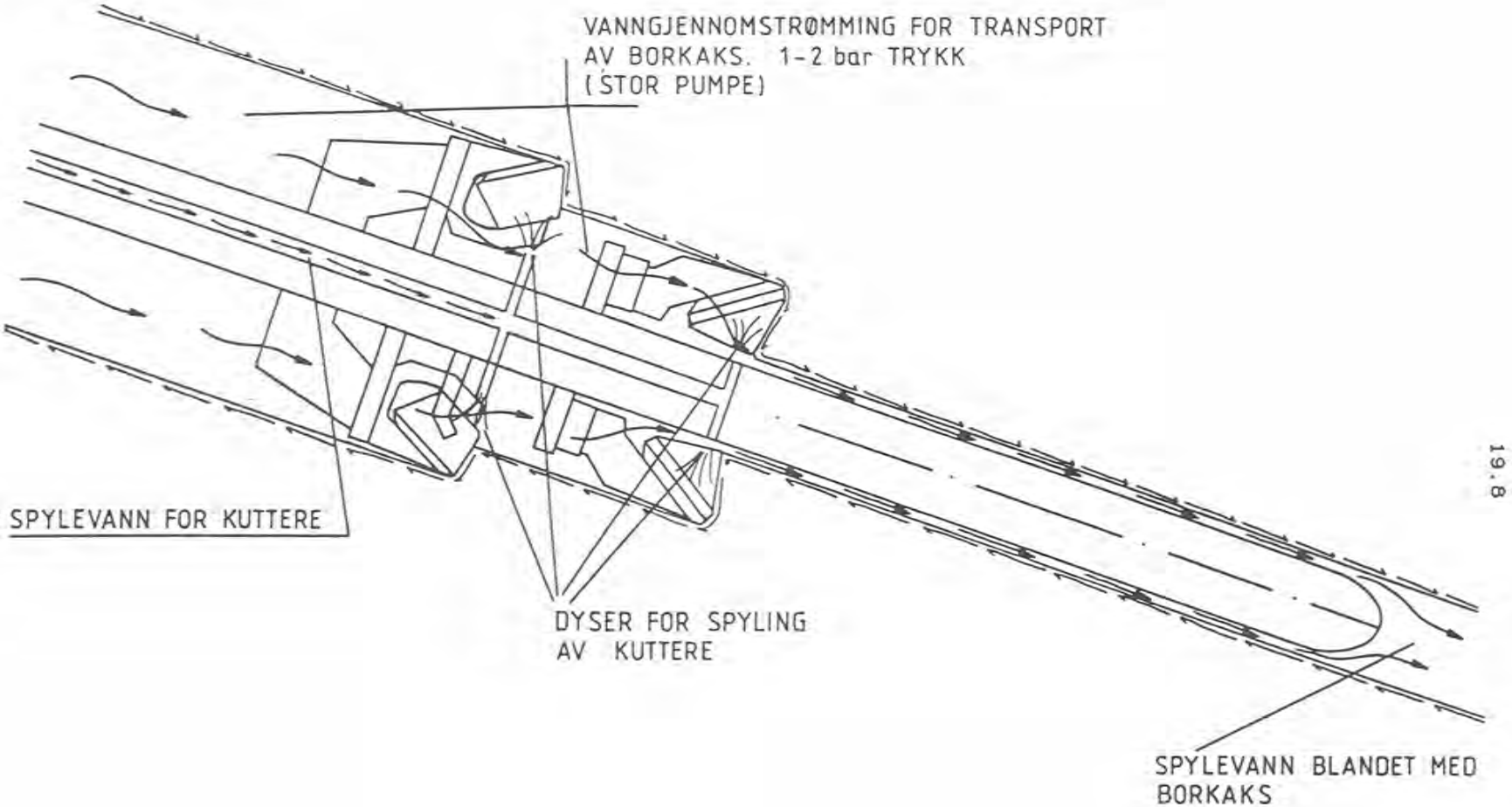


Fig. 4. Spyling av stuff

5. DRIFTSOPPLEGG OG ARBEIDSPROSEDYRER.

Det blei arbeidet 2 + 1 skiftsordning på prosjektet med ein operatør og hjelpemann på kvart skift.
Arbeidet starta i juli 1989 og var ferdig i februar 1990.

Begge pilothola blei bora før opprømminga starta. Dette på grunn av leveringstida på opprømmingskrona. Dessutan tillet det også oss å montera pumpestasjonen vår i den permanente pumpekummen til oppdrettsanlegget, da vi tok vatn inn gjennom pilotholet.

I prosedyrane for boringa blei det lagt stor vekt på at stuffen og pilotholet blei spylt rein etter kvar bora røyrlengde. Dette blei gjort for å hindra oppstuving av borkaks på stuffen og i pilotholet.

Gjennomsnittlig netto borsynk for dei to sjaktene var 0.8 m/t og 0,9 m/t.

Opprømming av første tunnelen tok i alt 90 dagar inkludert uforutsette hendelsar som:

- oversvømmelse av byggeplassen
- boring ut av kurs
- kronehavari

Tilsammen gjekk det tapt 75 dagar på dette.

Opprømminga av den andre tunnelen tok 21 dagar.

6. ERFARINGAR.

6.1 Slitasje av kuttere og pilotkrone.

Det blei brukt kun ei pilotkrone til disse to tunnelene og slitasjen var som forventet.

Når det gjaldt kutterne var usikkerheten i våre anslag for levetider langt større. Våre anslag var at ett kuttersett skulle kunna bora en tunnel, altså ca. 200 meter. Dette er i utgangspunktet ca. 30 % av normal levetid ved tradisjonell sjaktboring.

For å følge med på kutterslitasjen blei følgende inspeksjonsprogram fulgt:

1. etter 5 meter
2. etter 49 meter
3. etter 105 meter

for den tunnelen som blei rømma opp først og

4. etter 82 meter

i siste tunnelen.

I tillegg blei det sjølsagt inspisert ved ferdige tunnelar.

Inspeksjonen viste følgende resultat:

1. Uventa stor kutterslitasje.

2. Lagerhavari i periferikutterne.
   Alle periferikuttere byttes.

3. Samtlige kuttere nedslitt. Eit lagerhavari.
   Samtlige kuttere byttes.

4. Samtlige kuttere så slitt at de byttes ut.

Ved avsluttning av tunnelen var lagera i samtlige periferikuttere havarerte.

6.2 Borkaks og kakstransport.

Dimensjoneringa av pumpesystemet var basert på at borkaks med kornstørrelse opp til 30 mm skulle transporterast ut med ein vannhastighet tilstrekkelig til at massen ikkje bygde seg opp i pilotholet. Det viste seg at transport av borkaks blei oppnådd med lågare pumpetrykk enn antatt. Dette sammenholdt med den store kutterslitasjen tyder på at kakset blei meir finmalt enn det vi antok.

6.3 Påhogg.

Området i nærheten av slusa var sterkt oppsprukket på grunn av sprengningen av pumpekummen. Dette området blei tetta ved injisering i to omgangar og skapte etter dette ingen praktiske problem for utspylinga av borkakset

Det er også vanskelig å få bort kakset ved opprømming av dei første metrane, det vil seia inntil opprømmingskrona og første røyrstabilisatoren er kommet så langt inn at ein kan få stenge slusa. Inntil dette tidspunktet må ein spyla ut all kakset ved hjelp av det vatnet ein får tilført gjennom borstrengen. Dette har betydning for kutterslitasjen.

7. TEKNISKE PROBLEM.

7.1 Boring ut av kurs.

I den første sjakta som blei rømma opp skar styringa på sjølve pilotkrona ut frå pilotholet. Dette medførte at ein etter 49 meter tunnel måtte trekka krona tilbake og få den inn på rett kurs att. Dette var eit vanskelig og tidkrevande arbeid.

7.2 Kronehavari.

Etter at det var rømma opp 105 meter oppdaga vi under kutter-inspeksjon at krona var i ferd med å sprekka i ein sveis. Ved kontroll viste det seg at alle sveisar var feil utført og at dei måtte forsterkast.

Desse to forholda pluss at heile byggeplassen blei sett under vatn forklarar den relativt lange opprømmingstida for den første tunnelen.

8. KONKLUSJON.

Pilotprosjektet har bekrefta at opprømmingsteknikken med hydraulisk utspyling av borkaks er teknisk gjennomførbar. Dei oppnådde netto inndrifter er lågare enn dei ein oppnår ved konvensjonell opprømming og kutterslitasjen er fleire ganger større. Lagerhavari har også inntruffe hyppigare enn forventa.

Nokre av dei tekniske svakhetene som utstyret hadde blei eliminert gjennom dette forsøket, men det er ennå rom for forbedringar og ytterligare tilpassing av utstyret.

9. ANVENDELSE AV METODEN.

Det kan tenkjast mange anvendelsesområder for denne metoden. På Frøya blei den brukt til å bora tunneler for inntak av sjøvann til eit landbasert oppdrettsanlegg for laks.

I tillegg til anvendelse innan akvakultur kan metoden tenkjast brukt innan VAR-teknikken. Ein kan for eksempel bora nye innslepp på eksisterande kloakktuneller medan desse er i drift. Den gjør det også økonomisk mulig å føre kjølevatn til større djup og å gje det større spredning.

På det nåverende tidspunkt synes det realistisk å anta at metoden kan videreutvikles til å kunna brukast på tunnellengder inntil 500 meter. Med diverse forbedringar og forsterkningar av sjølve opprømmingskrona skulle det vara mulig å rømma opp til diameter 2,0 meter.

Med bruk av kutterar med spesialtilpassa lager og pakningar skulle ei kunna bora ned til 100 meter under vannflata.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1990

RV 160 GRANFOSSLINJEN - PROSJEKT OG ERFARINGER

RV 160 GRANFOSSLINJEN - PROJECT AND EXPERIENCIES

Prosjektsjef Kjell Ottar Berge, Oslo veivesen

SAMMENDRAG

Den 2,6 km lange parsellen Granfosslinjen består av 2,3 km tunneler, hvorav 1,9 km fjelltunneler. Vegen bygges som 2 tunneler med 2-3 kjørefelt, tverrsnitt 62 - 123 m^2, laveste punkt -9,5 m.

Første etappe bygges ut fra januar 1990 med åpning oktober 1992 for vestgående trafikk. Kostnad for fullt prosjekt 785 mill (1990-) kr, for første etappe 452 mill kr.

Entreprenøren benytter to nye datarigger, AMV og Tamrock, og har noe ulike erfaringer med disse. Beboerne i området har klagd på rystelser fra sprengning og støy fra anleggsarbeidene. Nyordningen med lokale bydelsutvalg som har fått delegert myndighet, kan føre til at beslutninger fattes ut fra sterkt lokalt press. Dette vil kunne føre til ulik praksis ved anlegg i Oslo, med variable støygrenser og arbeidstider. Liten overdekning og sterke begrensninger for rystelser karakteriserer sprengningsarbeidene for tunnelen.

SUMMARY

The new 2 x 2 lane highway from Ullern to Lysaker is 2,6 km long, of which 2,3 km is tunnel, mainly bedrock tunnel. The cross section varies between 62 m^2 and 123 m^2, lowest point in the tunnel is 9,5 m below sea level.

The first stage is constructed from January 1990 - October 1992 for westbound traffic. Estimated cost for total project is 785 mill NOK (1990-value), for the first stage 452 mill NOK.

Special problems is low overburden down to 2-5 meters, usually 13-20 meter and population conserned about noise and shaking from the blasting works. The local city council has newly been delegated authority to decide working hours and noise levels.

PROSJEKT

Rv 160 Granfosslinjen omfatter forbindelsen mellom Store Ringvei ved Ullern og Lysakerkrysset på E18. Parsellen bygges med 2 x 2 gjennomgående kjørefelt, med utvidelser for av- og påkjøringsramper og krabbefelt. Total lengde på parsellen er ca. 2900 meter, med lengde fjelltunnel 880 + 1076 = 1966 m i vestgående løp og 866 + 1046 = 1912 m i østgående løp for henholdsvis tunnel mot Lysaker og mot Ullern. Samlet overbygd tunnellengde er ca. 2300 m.

Første etappe av Granfosslinjen omfatter ferdigstillelse av vestgående løp for trafikk. Fjelltunnelen i østgående løp blir sprengt ut og sikret. Drenssystemet blir lagt, og vegfundamentet avrettet.

I dagsonene på Lysaker Vest og Store Ringvei inngår de arbeidene som er nødvendige for å sette trafikk på vestgående løp. Verken ramper eller kryss på Mustad blir bygget i første etappe. I andre etappe er det meningen at Mustad skal bebygge dagsoneområdet på ca. 210 meter, slik at samlet tunnellengde blir ca. 2,2 km.

Kostnader for prosjektet i 1990-kr er samlet beregnet til ca. 785 mill kr (1990-kr). Siden anlegget går både i Oslo og Akershus fordeles kostnadene mellom de to fylkene med 58 % på Oslo og 42 % på Akershus, direkte tilsvarende kostnadene for bygging av vegen innen hvert av de to fylkene.

Kostnadene for prosjektet er relativt høye. Selv om reguleringsplan ble vedtatt så tidlig som 17. juni 1987 i Bærum og 25. november 1987 i Oslo, har det vært vanskelig å plassere anlegget på bevilgningskartet.

På grunn av lav sysselsetting i anleggsbransjen ble Granfoss-prosjektet i 1989 trukket fram som et egnet tiltak for å skape økt sysselsetting i bransjen. Regjeringen bevilget derfor i 1989 ekstraordinære midler til å starte arbeidene.

Kostnadene for 1. etappe er på grunn av det lave prisnivået i bransjen beregnet såvidt nøkternt som 452 mill kr (1990-kr).

Tidsperspektiv

Arbeidene med fjelltunnelen er tidsbestemmende. De ble derfor lyst ut på anbud høsten 1989 med anbudsåpning 23. november 1989. Det kom inn anbud varierende fra 172,3 mill kr til 264,5 mill kr ekskl. mva, prisstigning og eventuelle tilleggsarbeider.

Kontrakt ble inngått januar 1990 med Selmer Furuholmen Anlegg A/S med sluttdato 15. juni 1992.

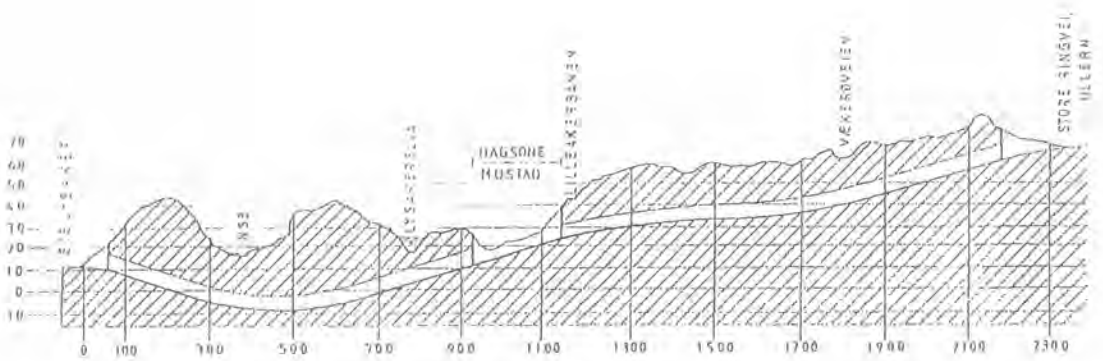
I oktober 1990 lyses anbud ut for daganlegg Lysaker (i Akershus) og for daganlegg Ullern (i Oslo). Beregnet åpningstidspunkt ut fra antatt investeringstakt er oktober 1992.

Fjelltunnelene

Som nevnt består denne anleggsdelen av ialt 4 fjelltunneler med lengde mellom 866 meter og 1076 meter. Bergarten er hovedsaklig sedimentære bergarter som veksler mellom leirskifer og kalk med tallrike eruptivganger (syenitt, diabas, menaitt og rombeporfyr).

Normalprofilet varierer fra 62 m^2 for tofeltstunnel til 86 m^2 for trefeltstunnel. Ved siktutvidelse i vestgående tunnel er tverrsnittet oppe i 123 m^2.

Laveste punkt i tunnelen er ved kryssing av Lysakerdyprenna med -9,5 meter. Stigningen opp til høyeste punkt på 66 meter ved Ullern er maksimalt 58 °/oo. Minste horisontale kurveradius er 205 meter ved kryssing av Granfossen i stigning. Under anbudsregningen ble kurveradius justert opp fra 190 meter til 215/222 meter for å oppnå en mer trafikksikker kurvatur spesielt i vestgående løp, som her går med et fall på 65 0/00. Kurvaturen kan fortsatt neppe karakteriseres som god



LENGDESNITT

Overdekning varierer fra antatt 5-6 meter under Lysakerelven til ca. 13-20 meter for tunnelene mot Ullern. Ved passering med østgående løp under Granfossen viste det seg at overdekning var helt nede i 2,0 meter over et ca 4-5 meter og ca 4 meter bredt område.

Vannmagasin er plassert ved laveste punkt og består av et basseng ned til cote -17 meter. Magasinet rommer tilstrekkelig volum til å dekke innlekkasje over en periode på ca. 2-3 døgn.

ERFARINGER

Utstyr

Entreprenøren, Selmer Furuholmen Anlegg A/S benytter to borrigger på de 4 tunnelene. En 3 boms AMV 3GBC utstyrt med Bever Control retningsinstrumenter. Lengde 15 m, vekt 40 t. Dekningsareal 8,70 m i høyde og 14,0 m i bredde. Bormaskiner Montabert HC 80 for 16 fots stenger.

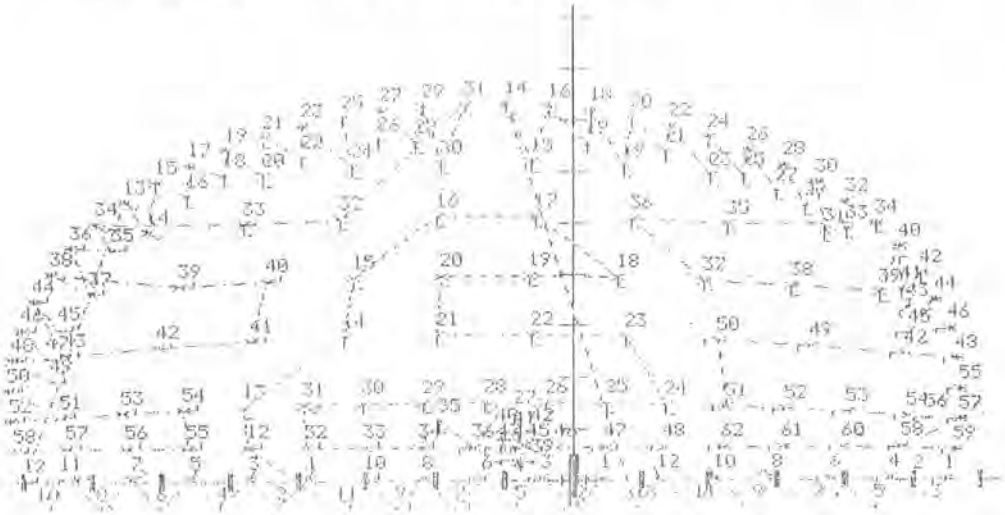
Rigg 2 er en 3 boms Tamrock datamaxi 30 GT, en av de første som er levert. Dekningsareal 8,6 m i høyde og 12,35 m i bredde. Bormaskiner Tamrock HL 500 Super for 18 fots stenger.

Begge riggene kom nye til anlegget i henholdsvis mai og august 1990.

AMV-riggen hadde oppstartproblemer som ventet, men har etter en kort innkjøringsperiode fungert bra.

Med Tamrock-riggen var det veldig store problemer i starten, men den går nå bedre. Nøyaktigheten i dataprogrammene virker som forutsatt.

Entreprenøren mener at det enda ikke er økonomisk å benytte datarigg. Det er mye arbeid å endre dataprogram ved flytting av laser, ved endringer av tverrsnitt, ulike salvelengder eller ved justering av borplaner. Dette arbeidet krever 1 mann ekstra. Det har heller ikke vært mulig å spare inn på bemanningen på stuff.

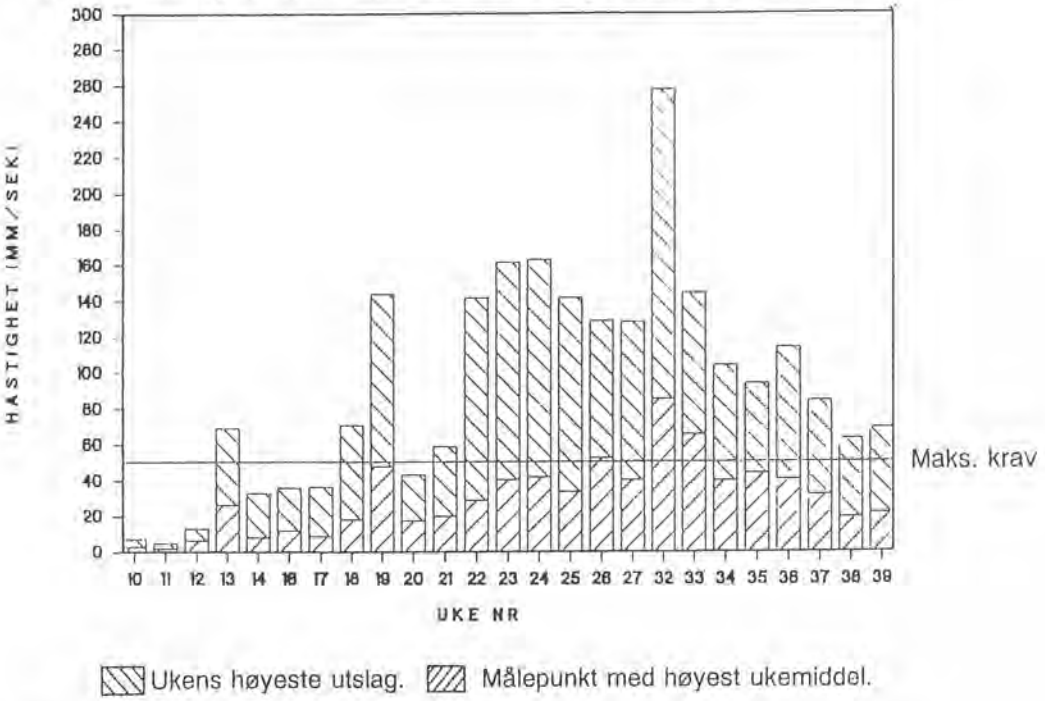


Eksempel på borplan - 3 felts tunnel.

Det er ikke nødvendig å merke på stuff for salveboring. Riggen kan i praksis ikke bore salven alene, men må ha bevoktning for å ta vare på avvik og problemer som måtte oppstå. For eksempel må ladekurv flyttes for å unngå kollisjon med bommer.

Sprengning/rystelser

Det er i kontrakten satt krav til at rystelsene skal være mindre enn 25 mm/sek for bygninger fundamentert på leire og 50 mm/sek for bygninger fundamentert på fjell. Dette er gjort av hensyn til de ca. 300-350 bygningene som ligger innenfor en avstand av ca. 100 m fra tunnelene. Rystelser ble i oktober 1990 målt med 10 målepunkt tilknyttet 2 stk. UVS 1608, og 4 målere av type UVS 1201. Det har i starten vært problemer med å overholde rystelseskravene.



Alle de nevnte bygningene besiktiges før sprengningsarbeidene er kommet nærmere enn 150 m. Besiktigelsen utføres med registrering på video. Denne registreringsform anser vi bedre og enklere enn fotografier, spesielt ved så store bygningsmasser.

Naboproblemer

Det karakteristiske ved anlegget hittil har vært problemer med naboene.

Allerede ved oppstart av arbeidene i februar 1990 med utgraving av 80 000 m3 jord og sprengning av 25 000 m3 fjell i dagsonen mellom tunnelene, kom de første klagene fra beboere i nærheten. De klaget over anleggsstøy generelt, og da sprengningen begynte 6. mars klaget de også over dette, og klagene ble forsterket. Slåing av spunt ble målt til 98 db ved nærmeste hus.

Det ble holdt et orienteringsmøte for de nærmeste beboere 28. april. Da var også Bydelsoverlegen tilstede og ga en orientering.

Spesifiserte typer støyende arbeider var i anbudet gitt tidsbegrensning kl. 22.00, samtidig som Oslo Helseråds forskrifter var gjort gjeldende. Enkelttilfeller som f.eks. bortkjøring av en gravemaskin kl. 0100 om natten fikk beboerne til å gi kraftige signaler om natteforstyrrelser.

Det nye i nabosituasjonen i Oslo er at Bydelsforvaltningene har fått delegert myndighet etter at det sentrale helserådet er nedlagt. Forvaltningen ivaretas av administrasjonen i bydelene, og er underlagt helse- og sosialutvalget.

Ifølge helseforskriftene for Oslo skal det søkes om tillatelse til sprengnings- og spuntarbeider.

Dette benyttet bydelsoverlegen seg av, og fra 10. mai 1990 ble det gitt midlertidig tillatelse til sprengningsarbeider slik at disse bare kunne utføres i tidsrommet 0600 - 1900. Denne tillatelsen ble bekreftet 25. mai av helse- og sosialutvalget.

Entreprenøren søkte 27. juni om ny dispensasjon til å utvide tidsrom for sprengning. 25. juli ble tillatelse gitt til å sprenge i tidsrommet 0600 - 2200, samtidig som støygrense ble hevet fra 60 dbA til 63 dbA. Det var knyttet som betingelse til dette at dersom bydelsoverlegen på helsemessig grunnlag fant at beboerne kunne bli utsatt for alvorlig helsetilstand ved å bli boende, skulle det skaffes erstatningsbolig.

Det er i oktober 1990 6 husstander som har skaffet seg erstatningsbolig, og får dette dekket av vegvesenet.

Lufttrykket fra sprengningene har gitt et problem i avstander opptil 600 m med kraftige klager fra enkeltpersoner. Karakteristisk er at rystelser og lufttrykk forveksles.

Vibrasjoner fra salveboring har vært og vil bli årsak til klager i nærheten av stuff med så lave overdekninger som 13 - 20 m på Ullerntunnelen. Typisk er at klager kommer fra beboere ca. 40 m foran stuff.

Nyordningen med lokale bydelsutvalg som har fått delegert myndighet, kan føre til at beslutninger fattes ut fra sterkt lokalt press. Dette vil kunne føre til ulik praksis ved anlegg i forskjellige bydeler i Oslo, med variable støygrenser og arbeidstider.

Forinjeksjon

I anbudet var lagt inn 172 forinjeksjonsskjermer med 20 m lange borhull c-c 1 m. Avstand mellom hver skjerm 12 meter.

Som injeksjonsmiddel baserte vi oss på 2500 tonn sementbaserte midler, hovedsaklig mikrosement W 650.

I anbudet var det lagt inn 420 m tunnellengde med vanntett betongutstøping for å sikre mot utdrenering av overliggende løsmasse-avsetninger, med fare for setninger på bebyggelse.

Dersom erfaringene med fjellinjekjson også på dette anlegget blir gode, antar vi at en stor del av denne betongutstøpningen skal kunne unngås , og erstattes av sementbasert injeksjon. Hittil er erfaringene gode, fjellet tar mindre masser enn vi hadde trodd, og det ser ut til at det også blir tettere enn vi hadde trodd.

Vann- og frostsikring

I anbudet ble det bedt om priser for to typer hvelv for vann- og frostsikring, nemlig lettbetonghvelv og aluminiumshvelv. Ialt er det behov for 33 000 m2 hvelv. Dette har ført til en videre vurdering av forskjellige typer løsninger i relasjon til kostnader. Alternativene er fortsatt under vurdering.

TUNNELPÅHUGG- NYE UTFORDRINGER

TUNNEL PORTALS- NEW CHALLENGES

Bergingeniør Knut Garshol
O. T. Blindheim AS

SAMMENDRAG

Behovet for underjords anlegg i tettbygde strøk øker. Spesielt for slike prosjekter er sjansen stor for å få vansker med å finne påhugg direkte i fjell. Kostnadene ved "cut-and-cover" og andre løsninger som medfører riving av bygninger o.l. kan bli meget høye. Bruk av korte løsmassetunneler kan derfor lønne seg, selv om meterprisen synes høy.

Norske erfaringer fra driving gjennom svakhetssoner, kan umiddelbart tas i bruk sammen med lett tilgjengelige teknikker mer vanlig brukt utenlands . Vanlig bemanning, organisasjon, utstyr og beslutningssystem vil kunne fungere godt. Planlegging er et nøkkelord for godt resultat.

Tiltak foran stuff brukes for å gi korttidsstabilitet slik at stegvis utgraving og sikring kan foretas kontrollert. Dette er tiltak som konsoliderings- og kompakteringsinjeksjon, Jet-injeksjon, Tubex- (Odex) boring, forbolting eventuelt med boreanker, samt injeksjon for tetting sammen med drenering.

Sikring av tunneldriften kan skje med de tradisjonelle midler, der særlig fiberarmert sprøytebetong vil være et sentralt element.

I de fleste tilfeller kan man gjennomføre løsmasse-tunneldrift for en 60 m² tunnel for mindre enn kr 150.000,- pr. meter.

Frysing er i de fleste tilfeller en aktuell reservemulighet, hvis andre metoder synes for risikable.

SUMMARY

In urban areas the demand for underground installations is increasing. The chances of finding an accessible rock surface for the portal of a tunnel is small. The best tunnel alignment therefore often includes excavation through soil for a

short initial length. The cost per meter may be high, but solutions like cut-and-cover or removing buildings or installations may be even more costly.

Norwegian hard rock tunnelling involves between 5 and 10 km per year of extremely bad ground through shear zones. Experience from this kind of ground conditions can be applied also in soil tunnelling. The Norwegian system of decision-making and the utilization of available techniques more common in other countries, may be easily combined.

The process involves ground improvement ahead of the tunnel face and normal support measures inside the tunnel.

The cost of soil tunnelling for a 60 m^2 tunnel, will normally be below NOK 150.000,- per meter (1 USD = 6 NOK).

Ground freezing is always there as a last resort, when it is not the first alternative.

PROBLEMSTILLING

En tunnel starter alltid med et påhugg. Ved valg av påhuggsted forsøker man naturligvis å finne en fjellskrent med rimelig gode forhold, men det er ikke alltid mulig. For eksempel kan det ligge tykke løsmasser i form av ur, morene eller annet materiale og dekke fjellet i aktuelt område. Ofte har man da gravet bort slike masser for å kunne ta påhugg i fjell.

Fig. 1: Forskjæring i morene, Tussentunnelen, Molde

Fjerning av masse fører ofte til store gravearbeider og i bratt terreng kan påvirket volum og areal bli meget stort. I noen tilfeller må man benytte betongtunnel med tilbakefylling, for å redusere graveskråninger og problemer med skråningsstabilitet. Estetiske hensyn kommer også sterkere inn i bildet enn før.

Ett eksempel på den vanlige gjennomføringsmåten under vanskelige forhold er Tussen-tunnelen ved Molde. Rundt påhugget på nordsiden av fjellet er det gravet og rippet 130.000 m^3 morene. Med en normal m^3-pris skulle dette samlet koste ca. 3,25 mill. kroner. Med en rimelig forskjæring kombinert med tunnel gjennom morene, ville løsmassetunnelen blitt ca. 30 m lang. Med andre ord ville man ha hatt ca. kr 100.000,- pr. tunnelmeter til disposisjon for en slik løsning.

Stadig mer undergrunnsarbeid skjer i tettbygde strøk. Det ligger i sakens natur at påhugg for tunneler stadig må komme i konflikt med bygninger og installasjoner av forskjellig slag. Lange forskjæringer kan bli umulige å gjennomføre. Selv om betongtunnel med tilbakefylling kan benyttes i noen tilfeller, kan kostnadene bli meget høye.

Utfordringen er egentlig ikke ny, men blir i dagens samfunn stadig tydeligere. Vi må som fagfolk ta opp hansken og utnytte mulighetene.

MULIGHETER

En del metoder som i dag benyttes i norsk tunnelpraksis kan enkelt overføres til drift av korte strekninger i løsmasser i forbindelse med påhugg. Dette er metoder som er utviklet for å komme gjennom alvorlige svakhetssoner i fjelltunneler, hvorav mange allerede gjennomførte kryssinger er minst like vanskelige som drift gjennom løsmasser på overflaten. Eksempler kan være kryssing av skyvesone i Hommelviktunnelen ved Trondheim, kryssing av vannførende svelleleirsoner i Ålesundstunnelene, kryssing av dyprenna under Rådhusplassen i Oslotunnelen etc.

I tillegg finnes det metoder som vi normalt ikke benytter, som uten større tilpasning kan tas i bruk. Det viktigste er kanskje at det å gjennomføre en kortere drift av løsmassetunnel kan skje med stort sett normal bemanning, utstyr, materialer, organisasjon og beslutningsopplegg. Terskelen er kanskje ikke så høy som man har en tendens til å tro. Nøkkelen ligger i gode forundersøkelser, skikkelig planlegging og oppfølging tilpasset en slik løsning av problemet. Improviserte opplegg bør unngås, selv om den fleksibilitet som kjennetegner norsk tunneldrift bør opprettholdes.

DRIVING AV LØSMASSETUNNEL, HOVEDPROBLEM

Ved driving av tunnel gjennom norske kvartære løsmasser, må man stort sett regne med at massen har for dårlig fasthet til å være stabil. Dette vil oftest gjelde også innenfor meget kort tid (timer og minutter). I praksis betyr det at man oftest ikke kan grave ut masse slik at det oppstår et tak, uten at dette raser

ned umiddelbart eller etter meget kort tid. Det kan derfor heller ikke etableres en sikring av taket, uten spesielle tiltak som går forut for utgravingen.

Løsmasser kan være så ustabile at heller ikke veggflater (eller stuffen) vil stå uten sikring når tverrsnittet blir stort. Vannforholdene kan ellers ha meget stor innflytelse på hvordan massene vil oppføre seg. Silt, sand og grus som eventuelt har en stor trykk-gradient inn mot tunnelen, kan kollapse på grunn av spyle-effekt eller ved hydraulisk grunnbrudd. I overgangen løsmmasser/fjell kan dette være spesielt utpreget.

Ved siden av det umiddelbare problem å drive og sikre tunnelen, vil det i tettbygde strøk også være et krav at setninger ikke skal skade omkringliggende bygninger og installasjoner. Dette kan kreve spesielle tilpasninger utover hva som kreves for tunneldriften isolert sett.

En klassifikasjon av typiske grunnforhold ved tunneldrift i løsmasser, finnes i vedlegg 1, utarbeidet av B. N. Whittacker et. al. (1).

AKTUELLE TILTAK FORAN STUFF

Konsolideringsinjeksjon

Slik injeksjon kan brukes til å stabilisere massene rundt tunnelen, slik at nødvendig korttidsstabilitet oppnås. Ved siden av å øke evnen til å oppta belastninger vil det ofte være et mål å stoppe vannstrøm gjennom massene. En forutsetning for bruk av slik teknikk er at massene er injiserbare.

Permeabiliteten må være minst 1 x 10^{-6} m/s for injeksjon med de mest lavviskøse kjemiske midler. Det vil si at grov silt kan injiseres, mens finere silt evt. med noe leire blir for tett. Man kan vel også si at kohesive masser normalt er for tette.

Det finnes et stort antall materialer som kan være aktuelle til formålet. Tradisjonelt har silikater med esther-basert herde-system vært benyttet. Fastheten i injisert og herdet masse kan sammenlignes med en svak magerbetong (1 - 4 MPa). Dagens mikrosementer i kombinasjon med superplastiserende betongtilsatsmidler kan også benyttes. Ellers brukes det en del polyurethan med lav viskositet.

Av nyere produkter finnes det silikater med silan-basert herder, som gir permanent virkende stabilisering. Videre er det kommet vannløselig pulversilikat, som gir ganske høy fasthet i injisert masse (10 - 15 MPa). Hvis hensikten i hovedsak er å stoppe vannstrøm i løsmassen, kan forskjellige svake geler med ekstremt lav viskositet komme på tale. Eksempelvis Duroseal gel fra BBZ, med viskositet lavere enn vann.

For mange av de kjemiske midlene må man desverre si at de er mer teknisk enn økonomisk interessante.

Kompakteringsinjeksjon

Slik injeksjon brukes når massene er for tette til å kunne injiseres ved inntrengning mellom kornene. Finsilt og leire vil være typiske eksempler.

Lite konsoliderte masser av denne typen kan være meget ustabile og de vil normalt rase umiddelbart ved utgraving. Massen kan også være sensibel for indre vanntrykk.

Ved å injisere med et sementbasert bruk som har god fasthet etter herding, kan man oppnå to effekter. Sementbruket må pumpes inn ved så høyt trykk at massen splitter og lager åpninger som bruket kan spre seg i. Det oppstår da en forkomprimering eller kompaktering av løsmassen. Plassering og utstrekning av slike mørtelkiler i massen kan styres. Ved en passende fordeling av herdede mørtellag, vil jord/mørtel-massen få en vesentlig forbedret skjærfasthet.

Metoden krever tett hullavstand og er nokså tidkrevende. Blant annet tar det fra 1 til 3 døgn fra avsluttet injeksjon til man kan starte videre fremdrift. Best egnet er metoden når den kan utføres på forhånd ovenfra. Sensitiv og fet leire krever så lang konsolideringstid, at utførelse fra stuff er uaktuelt.

Horisontal Jet-injeksjon

Jet-injeksjon er en metode der sylindriske søyler av sement-stabilisert masse plasseres i grunnen ved høytrykks-vannspyling med en roterende dyse og blanding av løs-spylt masse med sement. Prosessen starter ved at det bores til ønsket dyp. Deretter spyles det under opptrekk, samtidig som sement og løsmasser blandes.

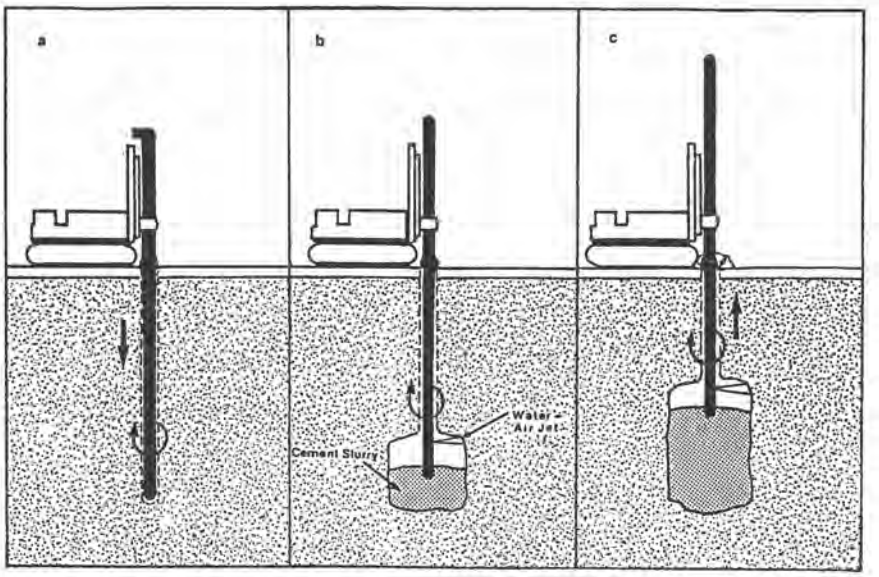


Fig. 2: Jet-injeksjon, prinsipp (1)

Metoden kan brukes i de fleste typer løsmasser, men det oppstår problemer hvis det er for mye og for stor blokk og stein.

I Italia brukes en lignende metode i grus og sand, der det bores inn en 3" rulleborkrone. Ved stegvis tilbaketrekking av borstrengen utføres det injeksjon gjennom denne, med trykk helt opp i 100 bar. Injisert masse er vann/sement 1:1 eller noe tykkere, delvis brukes det også bentonitt.

Også Jet-injeksjon krever 1 - 3 dager herdetid for hver etappe, før utgraving kan starte.

Tubex-boring (Odex)

Tubex kan brukes til å bore inn stålrør rundt tunnelkonturen, i spiss vinkel til denne. Rørene kan fylles med betong for bedring av stivheten og rørene vil virke som en kraftig armering av løsmassene. Det vanlige er å begrense rørlengden til ca. 12 m og så drive tunnel 9 m. Dette gir 3 m overlapp når neste rørlengde skal bores inn.

Avstanden mellom rørene blir et økonomisk og sikkerhetsmessig spørsmål. Godt konsolidert sand og grus med så mye finstoff at kohesjonen er god, kan klare seg med inntil 1 m mellom rørene. Blir massen mindre kohesiv og dårlig pakket må avstanden minskes, slik at det ikke begynner å rase mellom rørene før sprøytebetong kan forsegle oveflaten.

Kostnaden ved Tubex-boring er relativt høy (700 - 800 kroner pr. meter boret). Ved kort hullavstand blir det mange hull for å dekke heng og vederlag og altså høy samlet kostnad. I Italia har man tilpasset systemet ved å legge inn ventiler i stålrøret. Gjennom disse injisere massene rundt og mellom rørene slik at avstanden i alle typer masser kan holdes på et rimelig nivå (antar ca. 1 m). S. Pelizza et. al. (2) og D. Martin (3).

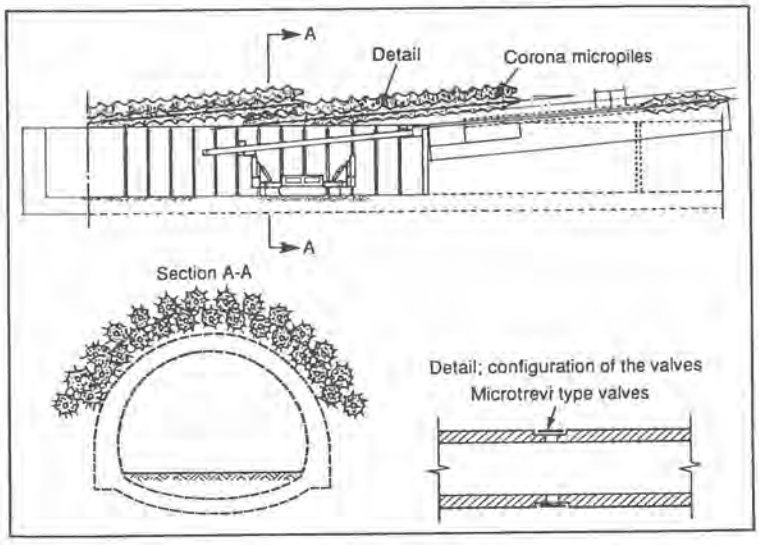


Fig. 3: Kombinasjon av Tubex (Odex) og injeksjon (2 og 3)

Det brukes 7 mm tykke stålrør med ytre diameter 140 mm sammen med Tubex borkrone med diameter 160 mm. Ventilene består av 4 stk. 8 mm borhull for hver 0,5 m rør. Det er frest ut et spor i stålrøret, der det er lagt inn et båndstål som lukker hullene. Båndet gir etter ved 30 bar trykk og slipper injeksjonsmassen ut i mellomrommet mellom stålrør og løsmasser. Se fig. 3.

Forbolting

Det finnes steder i Norge der hardpakket morene ligger oppå fjellet og hindrer påhugg direkte i fjell. Slik morene kan være så stabil at utgraving og sikring nesten kan gjennomføres uten forbolting, eller Tubex-rør. Nordre påhugg for Tussentunnelen i Molde, kan være eksempel på en slik situasjon.

Under slike forhold og tildels også i mer sandholdig og lite kohesivt materiale, kan IBO-anker være et alternativ.

IBO-anker består av et rørformet rep-gjenget boltestål. Bolten benyttes som borstang, bores inn til ønsket dyp og etterlates i hullet. Det kan enten brukes en engangs borkrone , eller normale utslitte fjellborkroner. Stålet er utvendig gjenget i full lengde og eventuell skjøting kan derfor gjøres med vanlige skjøtehylser.

IBO-anker lages i to dimensjoner:

-R 32, bruddlast 25t, gysehull Ø 17 mm, borkrone Ø 52 mm
-R 38, Bruddlast 45t, gysehull Ø 25 mm, borkrone Ø 70 mm

Etter at boltene er boret inn, utføres gysing normalt med sementmørtel. I tillegg til spyle/gyse-hull gjennom borkronen, er det hull i boltestangen bak kronen. Dette sikrer utgang av masse også hvis spylehullet skulle være tettet under boring. Man kan også benytte gyse-hull lenger bak på stangen.

Boltene leveres i lengder opp til 12 m, kan skjøtes og legges inn på normale tunnelrigger uten tilpasning, på samme måte som en vanlig borstang.

Utførelse av forbolting med bore-bolter, blir sterkt effektivisert av flere grunner. Bolten bores inn uten behov for å renske i borhullet. I Ålesund-tunnelen kunne det ta 30 minutter å forsøke opprensk i et borhull på bare 6,0 m lengde. Videre behøver man ikke ha mørtelutstyret stående klart med blandet masse, for øyeblikkelig å kunne gyse i opprensket hull. Ved plunder og heft må man dessuten regne med å kassere blandet masse som er blitt for gammel. Ved bore-bolter tas gysingen normalt seriemessig til slutt.

IBO-anker kan gi en lignende effekt som Tubex-rør med injeksjon av løsmassene mellom rørene, hvis man legger litt arbeid i å bruke boltene som injeksjonspakker og bruker skikkelig trykk. Det er normalt å sette forbolter på ca. 25° vinkel til tunnelkonturen og med minst full overlapp. Boltene er altså minst 2 x den seksjonslengden som graves ut.

Drenering

I for eksempel en skrånende fjellside med løsmassedekke kan kontaktsonen fjell/løsmasser være ekstra permeabel og vannførende. Det er ikke unormalt at det ligger noe grovere masse direkte på fjellet, med morene og leire oppå. I noen tilfeller kan gruslaget i bunnen føre artesisk vann.

Dette er en situasjon som kan være farlig hvis den kommer overraskende. Problemet kan løses ved å forinjisere ovenfra eller fra tunnelstuff umiddelbart rundt planlagt tunnelkontur og i tillegg drenere området utenfor. Drenshull kan enkelt bores fra tunnelstuff før man er kommet inn i selve den vannførende sonen.

Frysing

Frysing er vel kjent som et sikkert og godt tiltak i situasjoner som det vi her er inne på. Hvis forholdene er spesielt vanskelige og utstrekningen ikke er for stor, kan frysing være første alternativ. K. Garshol (4).

INNVENDIG DRIFTS- OG PERMANENT SIKRING

Sprøytebetong

Sprøytebetong (eventuelt med stålfiber) vil være et sentralt element i en slik tunneldrift. Ved utgraving av massene begrenses uttaket til hva som er forsvarlig ut fra korttidsstabilitet. Når denne strekningen er gravd ut (f.eks. 1 - 2 m), påføres det umiddelbart sprøytebetong for å hindre rasutvikling. Stuffen kan det også være nødvendig å sprøyte. I spesielt vanskelige masser kan stuffen boltes med trelekter satt i mørtel (la-kjepper), eller med IBO-anker.

Spesielle fagverksribber laget for innsprøyting med betong, er et meget godt alternativ til stålbuer. Ribber kan også lages av fiberarmert sprøytebetong, eller ved bruk av stangarmering som sprøytes inn.

Bolter

Innstøpte kamstålbolter satt radielt kan være godt egnet i noen typer løsmasser. Skulle det være vanskelig å få borhullet til å stå, kan IBO-anker brukes også her.

Radielle bolter settes ofte gjennom ribber, for å sikre god forankring av disse og fordeling av ankerkreftene. Boltene gir økt attraksjon i omkringliggende masser.

Permanent sikring

Sikringen kan man velge å fullføre med sikringsmidler som nevnt foran. Kanskje mer normalt vil man utføre en utstøpning med forskaling til slutt.

Valget er betinget av økonomi, utseende, belastninger etc.

KOSTNADER

Kostnadene vil variere svært mye etter hva forholdene krever av tiltak. Det samme gjelder kostnadene for alternative løsninger, flytting av påhugg, riving av bygninger etc.

Hvis man tar utgangspunkt i en 60 m^2 veitunnel, kan antatt variasjonsområde for kostnad av løsmassetunnel ferdig sikret være fra 60.000 til 300.000 kroner pr. meter. Svært mange av de aktuelle løsningene kan utføres for 150.000 kroner pr. meter.

Et eksempel kan illustrere hva man får for pengene. Oppstillingen viser kostnaden pr. m tunnel i tillegg til normal tunneldrift:

Forbolting 3 x overlapp, 3 stk. pr. buemeter, 15 m bue, kr 200,- pr. boltemeter	kr 27.000,-
Tillegg på normal tunnelmeterpris for uttak av masser i korte etapper, f.eks. 2 m	kr 5.000,-
50 cm sprøytebetong med fiber, 20 m bue, kr 2.500,- pr. m^3	kr 25.000,-
Armerte ribber c/c 1 meter	kr 10.000,-
Sum	kr 67.000,
Eventuell omfattende forinjeksjon og/eller drenasje	kr 83.000,-
SUM	kr 150.000,-

Heftkostnader på grunn av langsom fremdrift er ikke regnet inn. I en etableringsfase i forbindelse med tunneldrift, behøver ikke slike kostnader å være vesentlige. Arbeidsstokken kan oftest brukes i forbindelse med riggarbeider, når det er ventetid på stuff.

KONKLUSJON

Vi har som tunneldrivere i hardt fjell lett for å se på løsmasser som uaktuelle for tunneldrift. Utnytter vi våre erfaringer fra svakhetssoner i fjelltunneler og kombinerer med relativt enkle metoder som er lett tilgjengelige, er det ikke noe stort teknisk problem å lage løsmassetunneler.

Kostnadene pr. meter tunnel kan bli svært mye høyere enn vi er vant med. I gitte situasjoner er likevel forholdet at alternativene kan bli både dyrere og gi dårligere løsninger. Vi må med andre ord være mer aktive ved vurdering av forholdene rundt påhugg og ta i bruk de mulighetene som finnes.

REFERANSER

1. Whittaker B. N., Frith R. C. "Tunnelling design, stability and construction". The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1990.

2. Pelizza S., Barisone G., Campo F., Corona G., "Neolithic site kept safe under Italian umbrella". Tunnels and Tunnelling, mars 1990, s. 33.

3. Martin D., "Ring of success". Tunnels and Tunnelling, sept. 1990, s. 42.

4. Garshol K., "Fjellinjen, bergmekaniske vurderinger for kryssing av dyprenna." Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk og Geoteknikk, Oslo 1989.

Vedlegg 1: Klassifikasjon av løsmasser, (1)

Classification	Behaviour	Typical soil types
Firm	1. Heading advance without initial support being required. 2. Final lining can be installed before ground movement begins.	1. Loess above water table. 2. Hard clay. 3. Cemented sand and gravel providing not highly stressed.
Ravelling	1. Flaking or peeling of tunnel periphery especially sidewalls or the arch. 2. Fast ravelling can occur below water table, and slow ravelling above it. 3. Process of fast ravelling can occur within a few minutes. 4. Degree of overstressing of clay influences ravelling response.	1. Residual soils or sands with binder. 2. Stiff, fissured clays.
Squeezing	1. Plastic deformation into tunnel without visible fracturing or loss of continuity. 2. No perceptible increase in water content generally evident. 3. Ductile, plastic yield and flow due to overstress.	1. Ground of low frictional properties. 2. Degree of overstress influences squeeze rate. 3. Very soft clay can result in squeeze at shallow depth. 4. Stiff clay can move in combination with ravelling.
Running	1. The angle of repose governs the slope angle of granular materials without cohesion. 2. Material frictional and cohesion properties influence running behaviour.	1. Clean, dry granular materials exhibit consistent running properties. 2. Cohesive running exhibited by moist sand, or weakly cemented granular soil; may stand briefly during ravelling breaking down and running.
Flowing	1. Soil and water can flow into a tunnel like a viscous fluid. 2. Such material can enter tunnel from invert, or any other place around the tunnel. 3. Possesses ability to flow great distances. 4. Can fill tunnel completely in some cases.	1. Silt, sand, gravel can exhibit flow behaviour below the water table; clay content in such materials can give significant cohesion and plasticity. 2. Highly sensitive clays can exhibit flow properties when disturbed.
Swelling	1. Increase in volume of ground due to absorbing water. 2. Slow expansion of ground into the tunnel.	1. Highly pre-consolidated clay with plasticity index generally in excess of about 30. 2. Montmorillonite is often present in significant amounts.

HENRIK IBSEN-RINGEN ØST

Sivilingeniør Erik Strøm
Geoteknisk kontor, Oslo kommune

SAMMENDRAG

Henrik Ibsen-ringen utgjør Oslo's indre hovedtrafikkåre rundt by-kjernen (Ring I). Østre del av Ibsen-ringen består av en to-plan løsning med omtrent 300 m tunnel, hvorav 100 m delvis er fjelltunnel. Det opprinnelige konseptet forutsatte en utbygging etter "Cut & Cover" prinsippet med permanente spuntvegger og en momentstiv forbindelse mellom takplate i betong og spunt veggene.

En senkning av tunneltrasèen har medført at prinsippet med momentstiv forbindelse mellom takplate og vegger ble forlatt på deler av strekningen. Videre har økede laster medført at vertikalbelastningen delvis måtte opptaes av separate stålpeler.

"Cut & Cover" prinsippet med støping av takplate og reetablering av gategrunnen før utgraving av tunnelen er beholdt. Fordelen med metoden ligger i mindre forstyrrelser i gatebildet enn ved åpen graving. Fordelen med en momentstiv overgang mellom tak og spunt-vegger ligger i en bedre utnyttelse av spuntprofilene. Feltmomentene i spunten reduseres og deformasjonene ved utgravingen blir mindre.

SUMMARY

The "Henrik Ibsen line" is the second through-road in the Oslo city sentre. The east section of the "Line" is an approximately 300 m long tunnel; 200 m in clay and about 100 m in rock.

The tunnel is built by the "cut & cover" method with permanent sheet-pile walls. The roof slab is made from reinforced concrete and is construeted before the tunnel section itself has been dug out.

Part of the tunnel is constructed with a "stiff transition" between the sheet-pile walls and the concrete roof. This is done in order to reduce the midspan bending moments of the sheet piles and in that way minimize both the necessary sheet-pile profiles and the deflections during tunnel construction.

Henrik Ibsen-ringen blir Oslo's andre hovedtrafikkåre ved siden av Fjellinjen. Ibsenringen knyttes sammen med Fjellinjen i øst ved Nylandsveien og i vest nær Vestbanen, eventuelt senere via den påtenkte Slottstunnelen.

Henrik Ibsen-ringen bygges delvis i to plan. Toplan løsningen strekker seg stort sett fra Vaterland til Pilestredet. Mellom Pilestredet og Akersgata går veien i kjelleren under det omtalte Dittenkvartalet. Fra Akersgata til Møllergata følger veien opprinnelig gatenivå og videre fra Møllergata til Vaterland bygges en vegkulvert rett under eksisterende gatenivå. Gjennomslag for denne sistnevnte tunnelen fant sted i juli måned i år og planlagt åpning av prosjektet er litt ut på våren neste år (1991). Pr idag foregår diverse innredningsarbeider i kulverten samt omfattende arbeider med ventilasjonshus og tårn på Tukthusplassen. Ventilasjonsbygget er en separat entreprise som ikke skal omtales spesielt her. Det skal likevel nevnes at underjordsdelen er bygget v.h.a. en noe spesiell nedtrekkningsteknikk og det er vel trolig at prosjektet kommer til å bli spesielt omtalt ved senere anledninger.

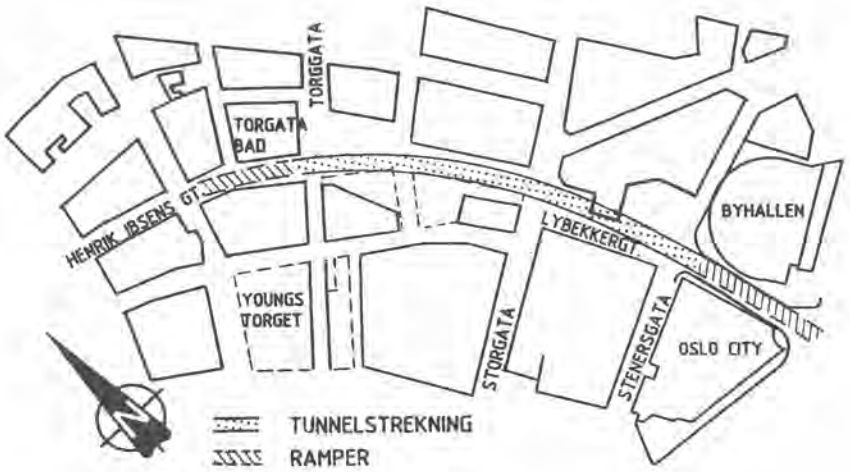


Fig. 1. Oversiktsplan.

Vegkulverten fra Møllergata til Vaterland er såvidt vi kjenner til det første større "Cut & Cover" prosjektet i Norge. Metoden innebærer at vegger og tak i tunnelen konstrueres før utgraving og støping av bunnplate. For Henrik Ibsen-ringen øst er dette gjennomført ved at det er rammet spunt langs sidene som permanente tunnelvegger, gravd ned til underkant takplate mellom spuntrekkene og deretter støpt takplate opplagt på spunten. Gatenivået er reetablert før tunnelgravingen startet og normal trafikk etter denne fasen har foregått uforstyrret av anleggsarbeidene.

I utgangspunktet var spunten forutsatt som eneste bærende vegg-konstruksjon. Spunten skal kles med lettvegger (stikkord: vedlikehold, utseende, isolasjon), men det støpes ikke betongvegger. Flere forhold under prosjektering og bygging har ført til en rekke stålpeler langs spunten for å oppta økede vertikallaster; det opprinnelige konseptet med permanent bærende spunt er likevel beholdt.

Henrik Ibsen-linjen øst er totalt ca. 550 m lang. Av dette utgjør tunnelstrekningen totalt noe over 300 m; hvorav løsmassetunnel utgjør drøyt 200 m og tunnel hvor sålen og deler av tverrsnittet ligger i fjell, snaue 100 m.

Tunneltraséen ligger stort sett under gategrunn, men går likevel under et eksisterende bygg og et større prosjektert bygg. Traséen krysser to sterkt trafikkerte gater (Torggata og Storgata). I tillegg berører prosjektert et utall av gamle og nye rør- og ledningsinstallasjoner.

En stor del av disse problemene; og utfordringene både for byggeherre, konsulenter og entreprenører, skal ikke omtales videre i denne sammenheng.

I resten av innlegget vil vi ta for oss noen hovedelementer av prosjektet og omtale dette nærmere. Vi vil ta for oss:
- rampe vest ("påhugg" og kryssing Torggata)
- løsmassetunnel
- fjelltunnel

og stort sett ikke omtale nærmere rampen mellom Oslo City og Byhallen, kryssing av Lybekkergata og Storgata, omfundamentering av Lybekkergata 2 etc.

GRUNNFORHOLD

Terrengnivået stiger fra ca. kote +4 ved rampe øst til ca. kote +10 i vest.

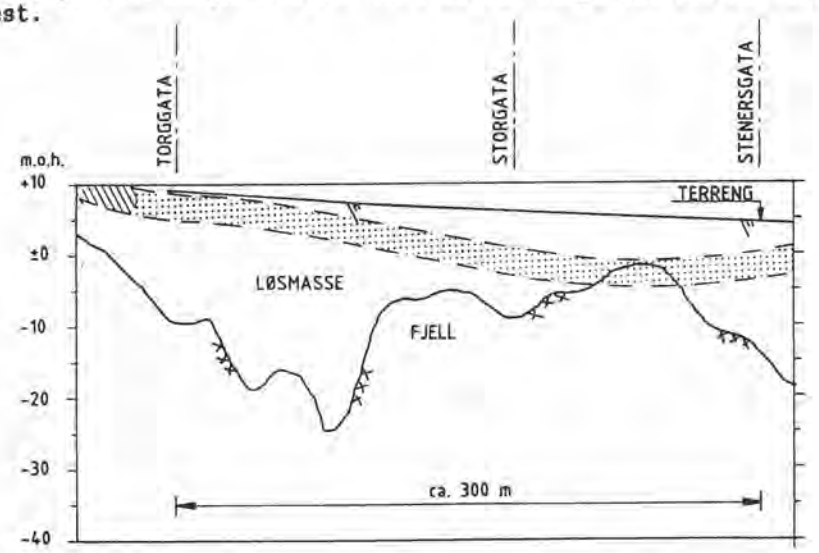


Fig. 2. Lengdeprofil.

Fjellnivået ligger generelt 15-25 m under terrengnivå, dvs. vesentlig lavere enn sålen i kulverten som på det laveste ligger ca. 9 m under terreng. Unntaket er øvre del av rampe vest samt en strekning i Lybekkergaten, hvor fjelloverflaten på det høyeste ligger 3-4 m under terrengnivå. Denne strekningen vil bli omtalt spesielt. Bergartene er stort sett alunskifer med noe leirskifer inneblant. Skiferen gjennomskjæres av en del mindre ganger med permiske intrusivbergarter. Intrusivgangene ligger stort sett parallelt med lagdelingen. En del sprekker og riss forekommer med strøk stort sett på tvers av tunnelen og med steilt fall.

Løsmassene består generelt av veioverbygningsmasser, byfyll og tørrskorpeleire til 2-3 m dybde. Under dette nivå er det middels fast ikke sensitiv leire.

"PÅHUGG" VEST

Forskjellen mellom dette "påhugget" og et vanlig tunnelpåhugg kan stikkordsmessig settes opp som følger:
- Løsmasser, ikke fjell
- Tilnærmet horisontalt terreng
- Nærliggende bygg, både fundamentert på fjell og direkte fundamentert.
- Krav til kontinuerlig drift av rør- og ledningsinstallasjonsjoner og overflatetrafikk.

Overgangen fra åpen rampe til tunneltverrsnitt ligger umiddelbart overfor krysset Henrik Ibsens gate - Torggata. I tillegg til diverse mindre installasjoner krysser veitunnelen her en Ø 1600 mm avløpskulvert. Krav om at denne skulle legges om som dykket kulvert under tunnelsålen, behov for tekniske rom på begge sider av tunnelen samt krav om å opprettholde gatetrafikken gjorde at det generelle konsept med "Cut & Cover" måtte fravikes her. Løsningen ble i prinsippet en konvensjonell spuntet byggegrop. Skjønt en byggegrop på ca. 15 x 30 m med største gravedybde omtrent 8 m, hvor biltrafikken hele tiden skulle gå over gropen og hvor en større avløpskulvert samt både høy- og lavspentledninger hele tiden skulle holdes i drift gjennom den, knapt kan kalles konvensjonell.

I tillegg måtte spuntlinjen ligge bare få meter fra bebyggelsen på tre av gatehjørnene. To av disse byggene (Folkets Hus og "Torggata Bad") er fundamentert til fjell, mens det tredje, Torggata 15, er direkte fundamentert.

Alle disse forhold og funksjonskrav i anleggsperioden medførte at den geoteknisk prosjekterende delvis måtte løse anleggstekniske problemer. Dette dikterte i stor grad utstrekningen av byggegropen og plassering og dimensjonering av avstivingssystemene.

Det ble anvendt relativt komplekse stiversystem med en blanding av bakforankring til fjell med kabelstag og innvendig avstiving. Flere nødvendige brudd/hull i spuntlinjen ble taklet med omfattende bruk av bjelkestengsel. Dette fungerte utmerket, delvis takket være en dyktig og fleksibel entreprenør.

Peler for nødvendig Bailey-bro samt både spunt og avstivingssystem ble dimensjonert på forhånd. Det var imidlertid klart at forutsetningene og arbeidet måtte justeres underveis. Gamle fundamenter, rør og ledninger som ikke lå akkurat der de var forutsatt å ligge og lignende forhold gjorde at spunt til fjell/styltespunt og plassering og dimensjoner av puter/stag og innvendig avstiving hele tiden ble endret.

Største delen av rampe vest er en konvensjonell konstruksjon. Veibanen er dels fundamentert direkte på fjell, og dels på peler og pilarer til fjell. Utgravingen har foregått både åpent og i innvendig avstivet spuntgrop. Eksisterende bebyggelse tillot ikke bakforankring. Innvendig avstiving er nesten 14 m lang og måtte derfor også dimensjoneres for knekking. Spunten er kun midlertidig og rampen består således av et trau med betongsåle og vegger, på deler av strekningen også med et ståltak.

TUNNELSTREKNINGEN

Generelt

Som nevnt innledningsvis er byggemetoden for veikulverten basert på "Cut & Cover" prinsippet, altså at tunnelvegger og tak etableres før utgraving slik at trafikk på gatenivå kan foregå uhindret av videre anleggsvirksomhet.

Tunnelen er basert på en udrenert utførelse. Konstruksjonen skal forutsetningsvis være vanntett og ikke påvirke grunnvannsstanden/ poretrykksfordelingen i permanenttilstanden.

Tunnelen er dimensjonert for oppdrift med grunnvannstand i terrengnivå i ulykkesgrensetilstanden. Sikkerheten mot oppdrift er hovedsakelig basert på vekt og friksjon mot veggene, men det har også vært nødvendig å benytte strekkforankring til fjell i mindre målestokk.

Vanntetting av spuntveggene er utført ved sveising av alle spuntlåsene. Det er ikke stilt andre konstruktive krav til denne sveisen enn at den skal være tett. Tettesveising av øvre del av spunten er utført før takplata ble støpt og resten av sveisearbeidet før permanent bunnplate ble støpt. Spuntlåsene er således tettet min. 60 cm under veibanenivå i tunnelen.

Takplaten er tettet med bentonittmembran som igjen er beskyttet av en 8 cm påstøp før gjenfylling.

Bunnplaten er bygd opp av en min. 15 cm tykk avstiving/arbeidsplate støpt direkte på gravenivå umiddelbart etter utgraving av hver seksjon. Dette dekket har alene fungert som avstivingssystem for spuntveggene og arbeidsdekke for den videre drift inntil tunnelen var ferdig gravd ut og arbeidet med den permanente bunnplaten igangsatt.

Den permanente bunnkonstruksjonen er bygd opp av 6 cm isolasjon direkte på avstivingsplaten og videre oppover; fiberduk, bentonittmembran, 5 cm beskyttelsesstøp og 65 cm konstruktiv armert plate.

I overgangene mellom spunt og bunn & takplate er det videre lagt inn fugebånd av svellende materiale festet til spunten og injeksjonsslanger i 1-4 m lange sløyfer.

Under første del av prosjekterings- og anbudsfasen var det forutsatt at veikulverten skulle ligge såvidt grunt under gatenivå at det kunne graves åpent ned til takplatenivå. Det var forutsatt at takplaten skulle legges opp på spunttoppen og armeres fast i denne, altså en momentstiv overgang.

Planene ble imidlertid endret underveis og veikulverten ble over deler av strekningen lagt dypere enn opprinnelig forutsatt, bl.a. p.g.a at det ble bestemt å legge trasèen under kjelleren i Lybekkergata 2. Dette medførte vesentlig dypere utgraving for etablering av takplaten. Utgravingen ble derfor umulig å gjennomføre i åpen byggegrop. Alternativene var da å ramme en separat midlertidig spunt utenfor den permanente spuntveggen eller å benytte den permanente spunten også som midlertidig støttekonstruksjon ved utgraving for takplaten. Førstnevnte alternativ var lite aktuelt p.g.a. pris og plassmangel. Det andre, valgte alternativet medførte at takplaten ble støpt mellom de permanete spuntrekkene og ikke over disse; overgangen ble tilnærmet leddet og altså ikke momentstiv.

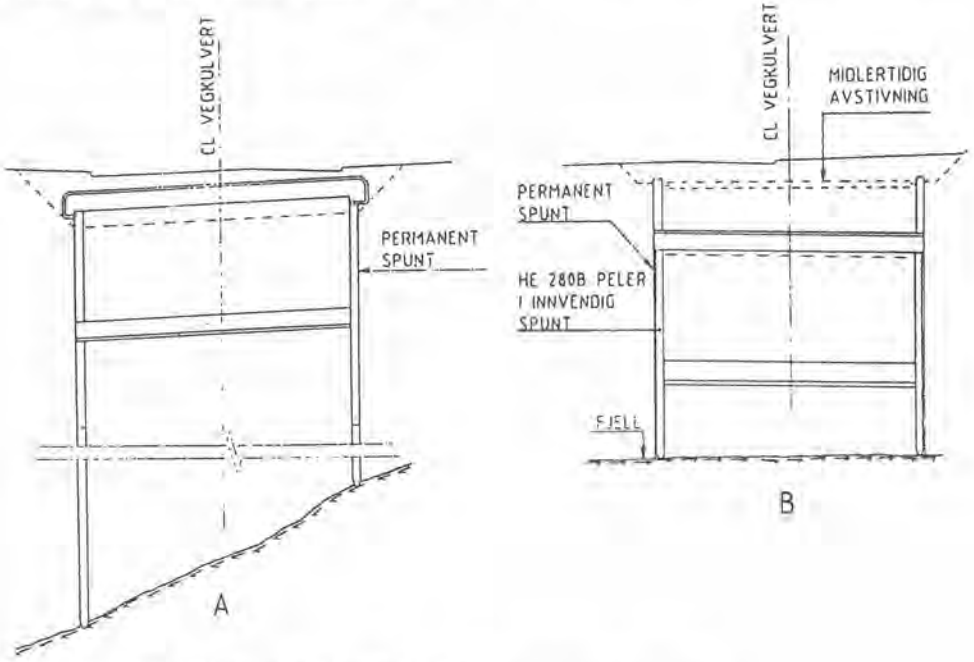


Fig. 3. Tunneltverrsnitt, prinsipp
a) Momentstivt hjørne, b) "Leddet" hjørne

På grunn av at veitunnelen ble senket og også p.g.a. høyere laster fra fremtidig bygg over deler av tunneltrasèen enn tidligere forutsatt, måtte vertikallastene på takplaten tas opp av separate peler. Det er således rammet over 100 HE 280 B profiler til fjell i spuntbukene.

Over en kortere strekning, hvor fjellet ligger mindre enn ca. 3,5 m under terrengnivå, er det støpt konstruktive vegger til fjell i samband med takplaten. Spunten har således ingen permanent funksjon på denne strekningen.

Den statiske dimensjoneringen av spuntveggene vil bli noe nærmere omtalt i påfølgende avsnitt. Da spunten skal virke som en permanent konstruksjon er imidlertid endelig valg av spuntprofilen også avhengig av korrosjonsforhold. For Henrik Ibsen-linjen er således krav til tykkelse av spuntprofilene øket med 4 mm i forhold til nødvendige dimensjoner ut fra statiske beregninger.

Spunten er ikke korrosjonsbeskyttet ved påstrykning av maling etc. eller andre metoder. Lettveggene inne i tunnelen består imidlertid av demonterbare paneler slik at spuntveggene er tilgjengelig for ettersyn og vedlikehold, eventuelt forsterkning i løpet av tunnelens levetid.

For statisk dimensjonering av spunten er det utført beregninger i både brudd- og bruksgrensetilstanden. For bruddgrensetilstanden er det utført manuelle beregninger i kombinasjon med programmet SPUDIM (som beregner moment i spunten på grunnlag av gitt jordtrykkfordeling og gitt fordeling av stiverkreftene). For bruksgrensetilstanden er det benyttet programmet SPUNT A2 (som gir krefter/momenter/deformasjoner på grunnlag av gitte jordtrykksparametre og spuntdimensjoner). Beregninger i bruksgrensetilstanden er gjennomført med materialfaktor 1.0 og opptredende momenter på grunnlag av disse beregningene er deretter multiplisert med lastfaktor 1.5 for å gi dimensjonerende moment.

Løsmassetunnel

Bygging av H. Ibsen-kulverten har foregått etter følgende prosedyre:

1 Ramming av spunt/utgraving for takplate
2 Støping av takplate, reetablering av terrenget oppe på takplaten
3 seksjonsvis utgraving under takplata, og støping av bunnplate

Pkt. 1 og 2 er utført med tradisjonelle metoder. Ved støping av takplata er det stedvis forholdsvis dyp utgraving like inntil eksisterende bygg, noe som har medført en del midlertidige avstivninger dvs. innvendig avstiving av permanent spunt over takplate nivået.

Ved utgraving under takplata er det ca. 5,3 m åpning mellom underkant takplate og bunn utgraving. Utgravingen har foregått uten midlertidig innvendig avstiving. Utgravingen ble utført seksjonsvis ved 3-5 m graving i full dybde og deretter utstøping av en arbeidsplate i bunnivå for denne strekningen før neste seksjon ble gravd ut.

I lengderetningen av tunnelen er denne utgravingen beregningsmessig ikke stabil når det vurderes som en plan stabilitetstilstand. Bredden av utgravingen er imidlertid ikke mer enn 10 m og ved å ta hensyn til "fortannede" endeflater mot spuntveggene øker materialfaktoren til 1,3-1,4. Dette ble vurdert som tilstrekkelig for denne midlertidige fasen.

Bortsett fra aller første graveseksjon, hvor man muligens gravde med en litt for optimistisk skråningshelning, har utgravingen inne i tunnelen foregått uten spesielle episoder.

Med tanke på stabiliteten av spunt langs tunneltraséen har vi ikke forsøkt å utnytte noen 3-dimensjonale beregningsmodeller.

For å kunne regne på spuntdimensjoner med en 2-dimensjonal regnemodell, har vi vært nødt til å anslå et ekvivalent gravenivå, som i prinsippet skulle tilsvare den seksjonsvise utgravingen.

Vi har antatt at seksjoneringen tilsvarer en gravedybde som ligger 2,0-2,5 m over bunn utgraving. Dette er stort sett gjort ut fra en geometrisk betraktning. Ved dette nivå er avstivingseffekten p.g.a. den midlertidige bunnplaten lagt inn i beregningene, før det i neste omgang er forutsatt utgraving til full dybde.

Løsning med momentstiv overgang takplatespunt

Mellom Storgata og Torggata er takplata av betong lagt opp på spunttoppen og armert fast i spunttoppen. Det blir dermed en momentstiv overgang. Når takplata utsettes for belastning (vekt av jord, vegbane og trafikk), vil takplata bøyes noe ned, og således påføre moment (støttemoment) i toppen av spunten.

Ved videre utgraving under takplata vil momentet (feltmomentet) i dybden øke. Dersom støttemomentet i toppen på forhånd er forholdsvis stort (større enn ca. 200 kN/m), vil dette beregningsmessig holde seg konstant ved videre utgraving. Dersom det er mindre enn dette, vil det gjerne øke noe.

Fordelene med en momentstiv forbindelse ligger i å utnytte spuntdimensjonene bedre, dvs. feltmomenter og støttemomenter av tilnærmet samme størrelse. Av dette følger direkte at en momentstiv forbindelse ville gi mindre deformasjoner ved tunnelutgravingen og redusert behov for midlertidige avstivinger. Ulempene ved konseptet ligger i mere kompliserte beregninger og delvis i mer komplisert utførelse.

Beregningsmessig er ovennevnte betrakting vanskelig å utføre i bruddgrensetilstanden bl.a. fordi bruk av materialfaktor i noen situasjoner kan gi mindre dimensjoner enn uten materialfaktor. F.eks. gir materialfaktor på det horisontale jordtrykket mot spunten mindre moment i takplata.

I følge beregninger av interaksjoner mellom spunt og takplate utført av Berdal-Strømme A/S vil man kunne få maksimalt moment i spunttoppen på opp mot 700 kNm/m. Dette er moment i bruddgrensetilstanden, og gjelder spesielt der hvor det kommer ned søylelast på takplata fra et framtidig bygg. For det øvrige området vil maksimal moment i spunttoppen være noe mindre, anslagsvis i område 300-500 kNm/m for bruddgrensetilstanden. En beregning (bruksgrensetilstanden) der vi har satt på et moment i spunttoppen på 300 kNm/m antas derfor å være representativ. Ved full utgraving er fremdeles momentet i toppen 300 kNm/m, mens feltmomentet har øket til ca. 200 kNm/m i nivå ca. 1-2 m

over bunnplaten. Dette anses å være akseptabelt og tilsvarer beregningsmessig en utbøyning av spunten på ca. 3 cm.

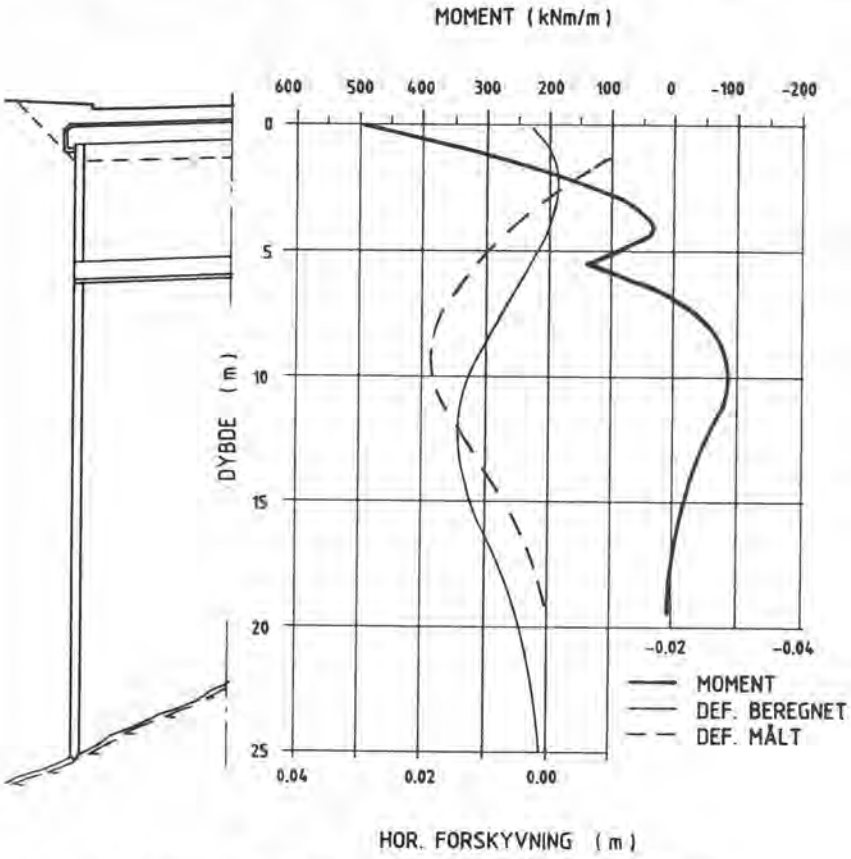


Fig. 4. Momenter og deformasjoner ved stivt hjørne

I beregningene er det antatt helt stiv overgang mellom takplate og spunt. Momentet som bygges opp, skyldes nedbøyning av takplata, og deformasjonen i toppen av spunten p.g.a. nedbøyningen er meget liten, overslagsmessig mindre enn 0,4 mm. Det skal dermed svært lite til før momentet blir lavere enn det man beregningsmessig får ved full innspenning.

Dersom momentet blir lavere i toppen, d.v.s. at man ikke har full innspenning vil man få større feltmoment lenger ned på spunten, ca. i nivå med bunnplaten, og utbøyningen av spunten vil dermed øke.

Anvendt spuntprofil er hovedsaklig Hoesch 215 i stålkvalitet St. 52.3 og med motstandsmoment 3150 cm3/m. Godstykkelse for dette profilet er 19 mm i "flensene" og 12 mm i "steget".

Innenfor den strekningen i Lybekkergata hvor fjellnivået ligger høyere enn tunnelsålen er det brukt et noe mindre spuntprofil, Hoesch 175.

Leddet overgang takplate - spunt

Mellom Stenersgata og Storgata ligger takplata såvidt dypt og spunten står så nær eksisterende bebyggelse at man må benytte midlertidig innvendig avstiving mellom spuntveggene noe under terrengnivå, før man graver ned til takplata som ligger 2,5 - 3,5 m lavere. Vertikallasten fra takplata blir tatt opp av peler innvendig i spuntbukene. Det blir dermed ikke overført noe moment mellom takplata og spuntveggen.

Det mest kristiske området for denne spunten er nær Storgata, ved ca. profil 230, der kombinasjonen mellom stor dybde til fjell og stor gravedybde faller sammen. Beregningsmessig vil man her få størst utbøyning og moment i ca. 6,5 m's dybde der maksimalt moment er 500 kNm/m og innbøyning av spunten er ca. 6 cm.

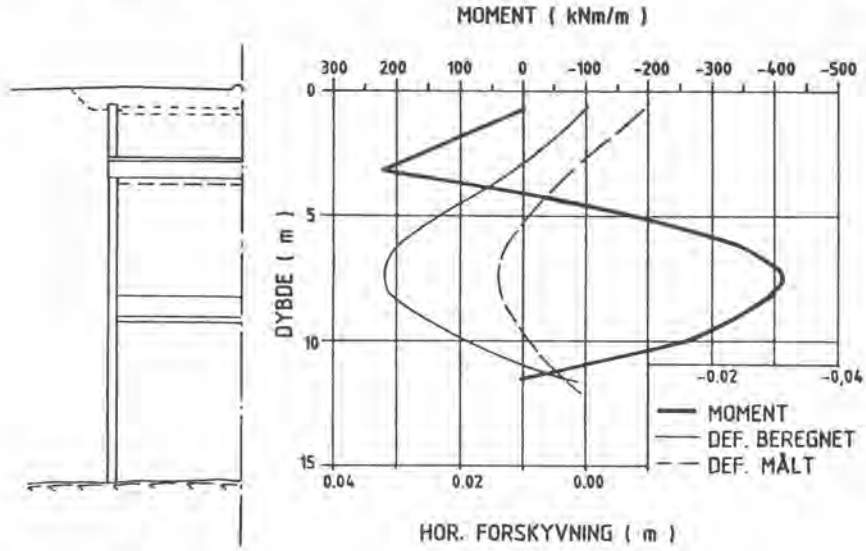


Fig. 5. Momenter og deformasjoner ved "leddet" hjørne

Setninger

Geoteknisk kontors anslag over setningene lød i sammendrag som følger: "Terrengsetningene på siden av utgravingen vil omtrent bli like stor som innbøyningen. Dersom våre beregninger er riktige vil altså setningene på nabobebyggelsen begrense seg til opp mot 6 cm. Pessimistisk anslag vil være 10 cm."

I ettertid viser det seg at målte setninger, med et vesentlig unntak, stemmer rimelig bra med beregningene. I områdene med leddet takplate, på østsiden av Storgata, er de største målte setninger hittil 48 mm ved ca. profil 230. På andre siden av Storgata er de største målte setningene imidlertid ca. 120 mm. Dette er målt meget nær tunnelveggen og det har foregått utgravingen for felleskulvert/tekniske rom like ved i tillegg til utgraving for veitunnelen. Likevel er disse setningene merkbart større enn vi forventet.

Langs den del av traséen hvor overgangen mellom spunt og takplate er tilnærmet momentstiv er setningene vesentlig mindre.

De største målte setningene er i underkant av 50 mm. Disse målingene inkluderer imidlertid også de setningene som oppstod ved arbeidene med rampe vest og kryssing av Torggata. Setningene p.g.a deformasjoner av spunten etter tunnelutgravingen utgjør således ikke mer enn omkring 20 mm.

Fjelltunnel

Strekningen hvor tunnelsålen ligger på fjell er omkring 90 m. På det høyeste ligger fjellnivået ca. 0,5 m under takplaten. Prinsippet med "Cut & Cover" metoden er benyttet også langs hele fjelltunnelen, men som tidligere nevnt er det støpt betongvegger til fjell over kortere strekninger hvor fjellet ligger høyest.

Alt fjell er tatt ut ved pigging etter at tunnelstrekningen i løsmasser var gravd ut fra øst. Totalt er det pigget omkring 1200 m3 fast fjell. Bergarten er alunskifer og noe leirskifer og enkelte 0,2-1,5 m brede intrusivganger. Piggearbeidene har ikke medført spesielle problemer.

Fjellet ble i utgangspunktet forsøkt tettingsinjisert fra terrengnivå gjennom foringsrør påsveiset spuntnålene. Vanntrykksforsøk og injisering viste imidlertid at fjellet var såvidt tett at bare ubetydelige sementmengder ble presset inn.

Under tunnelarbeidene viste det seg likevel at poretrykket i nærheten av fjelltunnelen i en periode sank inntil 2-3 m. Etter dette ble det bestemt å gjenoppta vanninfiltrasjon i en gammel brønn i området, samt installere to nye vanninfiltrasjonsbrønner i fjelltunnelen. Disse tre brønnene har totalt tilført grunnen ca. 20 l/min. og poretrykket ble hevet til omtrent samme nivå som før tunnelarbeidene startet.

Det kan forøvrig nevnes at poretrykket i området, for noen år siden da arbeidene med Byhallen og Oslo City pågikk, lå inntil 4 m lavere enn det som er målt i forbindelse med Henrik Ibsen-ringen.

Spuntfoten over fjellskjæringen er sikret ved tradisjonelle metoder. Fra terrengnivå er det montert vertikale fordyblingsbolter gjennom foringsrør på spunten. Etter løsmasseutgravinger er det montert skråbolter under spunten og støpt en armert betongdrager langs spuntfoten. Fjellskjæringene er sikret ved bolting.

SPESIELLE FORHOLD VED HELE PROSJEKTET

I hvert fall første fase av prosjektet var preget av forsert fremdrift. Anbudet ble skrevet parallelt med prosjekteringen. Årsaken til dette ligger hovedsaklig i måten prosjektet ble finansiert på. Henrik Ibsen-linjen var opprinnelig tenkt som en 4-felts veistrekning på gatenivå. Ved å legge to felt under terrengnivå åpnet dette for en sterkere utnyttelse av eiendommene langs traséen. Grunneierene var

således villig til å være med å betale for tunnel. Da det ble oppnådd enighet om finansieringen mellom veimyndighetene og grunneierne lå derfor den tekniske planleggingen etter den finansielle.

Dette har medført at mye av detaljprosjekteringen er utført samtidig med byggingen. Likeledes er det innført endringer i prosjektet underveis. Endringen som har hatt størst konsekvenser for utførelsen er senkningen av tunnelen i Lybekkergata.

AVSLUTNING OG FORELØPIGE KONKLUSJONER

Vår konklusjon er at prosjektet teknisk sett er vellykket. Vi tror alle involverte i etterhånd innser at en del detaljer kunne vært gjort anderledes og trolig bedre. (Dette er vel forøvrig ikke spesielt for dette prosjektet alene!) Sett i sammenheng med at dette er første gang "Cut & Cover" konseptet er brukt i større målestokk i Norge og prosjektets framdrift med tildels store endringer underveis, tror vi de fleste problemer er løst rimelig bra. "Cut & Cover" konseptet sammen med en utførelse med momentstiv overgang mellom vegg og takplate tror vi kan utnyttes senere ved grunne tunneler i bystrøk. Det er helt klart at terreng-/gatenivå raskere kan reetableres enn ved åpen graving i full dybde. Miljømessig har således metoden fordeler. Både beregnings- og utførelsesmesig tror vi imidlertid "hjørneløsningene" kan videreutvikles.

For Henrik Ibsen-linjen øst er det ikke gjennomført annet enn meget grove kostnadsoverslag for andre byggemetoder. Disse tyder ikke på at åpen graving ville blitt rimeligere.

Totale entreprenørkostnader for prosjektet ligger i størrelsesorden kr. 200.000,- pr. løpemeter tunnel og ramper. Kostnadene for de forskjellige etatsarbeidene (vann- og avløp, høy- og lavspent, telefon & tele) og overflatearbeider er inkludert i dette beløpet.

Byggeherre for prosjektet har vært Statens vegvesen ved veisjefen i Oslo. Oslo veivesen har hatt byggeledelsen og entreprenør har vært Eeg-Henriksen A/S med Entreprenørservice A/S som viktigste underentreprenør. Hovedkonsulenter har vært arbeidsfellesskapet Bruer-Strømme (senere Berdal - Strømme) og Geoteknisk kontor, Oslo kommune.

Det er både vanlig og naturlig å takke alle involverte parter for godt samarbeide ved en anledning som denne. For Henrik Ibsen-linjen øst er denne litt "floskelaktige" frasen trolig mer relevant enn i mange andre tilfeller. P.g.a. "nye" byggemetoder og prosjektering og bygging samtidig har dette gode samarbeider vært en helt nødvendig forutsetning for den vellykkede gjennomføringen av prosjektet.

STABILITETSPROBLEMER OG FORSLAG TIL UKONVENSJONELL SIKRING VED TELLNES DAGBRUDD

Stability problems and proposed unconventional rock support at the Tellnes open pit mine.

Dr.ing. Bjørn Nilsen, Institutt for geologi og bergteknikk, NTH/SINTEF Bergteknikk.

Siv.ing. Ragnar Hagen, Titania A/S.

SAMMENDRAG

Ved Tellnes dagbrudd ble det etter et kraftig regnvær våren 1989 oppdaget at et parti langs veien til hovedknuseren hadde satt seg noen centimeter i forhold til sidefjellet. Veien befinner seg her ca. 75 m over bunnen i dagbruddet. Geologiske undersøkelser viste at partiet var i størrelsesorden 40.000 m^3 og underkuttet av markerte slepper og sprekker.

Ved stabilitetsanalyser ble det konkludert med at partiet var i labil likevekt, og at sikring følgelig var påkrevd. På grunn av vanskelige adkomstforhold ble det i dette tilfellet anbefalt en noe ukonvensjonell sikringsmetode, som går ut på å plassere og gyse grupper av Ø 32 kamstål i grovhull (7 - 8" borhull). Metoden er kjent fra bl.a. Canada, men er ikke kjent benyttet tidligere i tilsvarende situasjoner her til lands. Setninger over veinivå har gjort det nødvendig å fjerne omlag 15.000 m^3 ustabilt berg før den planlagte boltesikring kan påbegynnes. Utlasting av disse massene er ennå ikke fullført.

SUMMARY

As a result of a heavy rainstorm during the spring of 1989, there was a 2.5 cm settlement in the road to the primary crusher at Tellnes open pit mine. The road is here located approx. 75 m above the bottom level of the mine, and according to geological investigations a rock volume of approx. 40,000 m^3 is undercut by continuous joints and faults.

Based on analyses it was concluded that the longterm stability was not satisfactory, and hence rock support was necessary. Due to very difficult access-conditions a somewhat unconventional rock support method was in this case recommended. In brief the

method involves grouting of bunches of several rock bolts in large diameter boreholes (7 - 8"). Due to instability of the rock slope above the road comprehensive scaling has been necessary to carry out prior to the planned rock bolting. This scaling operation is still in progress.

INNLEDNING

Titania A/S har drevet dagbruddsdrift på Tellnes siden 1960. Den totale bergfangsten de senere år har vært omlag 6 millioner tonn, og produksjonen av råmalm (ilmenitt; $FeTiO_3$) har vært ca. 3 millioner tonn i året.

Dagbruddet ligger ca. 7 km øst for Hauge i Dalane og tilhører geologisk det prekambriske Egersundfeltet. Bergartene i Egersundfeltet er magmatiske. Tellnes-malmen forekommer som en intrusjon av ilmenitt-noritt i anortositt som vist i fig. 1.

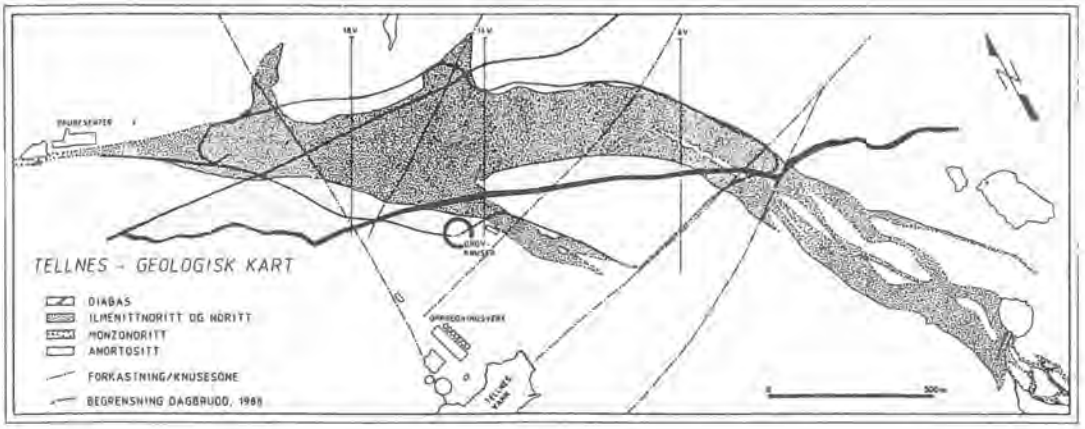


Fig. 1. Geologisk oversikt over Tellnes-forekomsten med angivelse av dagbruddsbegrensning (etter Hagen[1]). Aktuelt parti med stabilitetsproblemer er angitt med sirkel.

Malmmektigheten sentralt i forekomsten er ifølge utførte undersøkelser omlag 250 m. I den vestlige delen avtar mektigheten sterkt mot dypet, og i den østlige delen har malmen "skålform", i hovedsak med søndre flanke skjult i dypet, se fig. 2. Det fremgår av både kart og profiler at de magmatiske bergartene i Tellnes-området flere steder er gjennomsatt av yngre diabasganger.

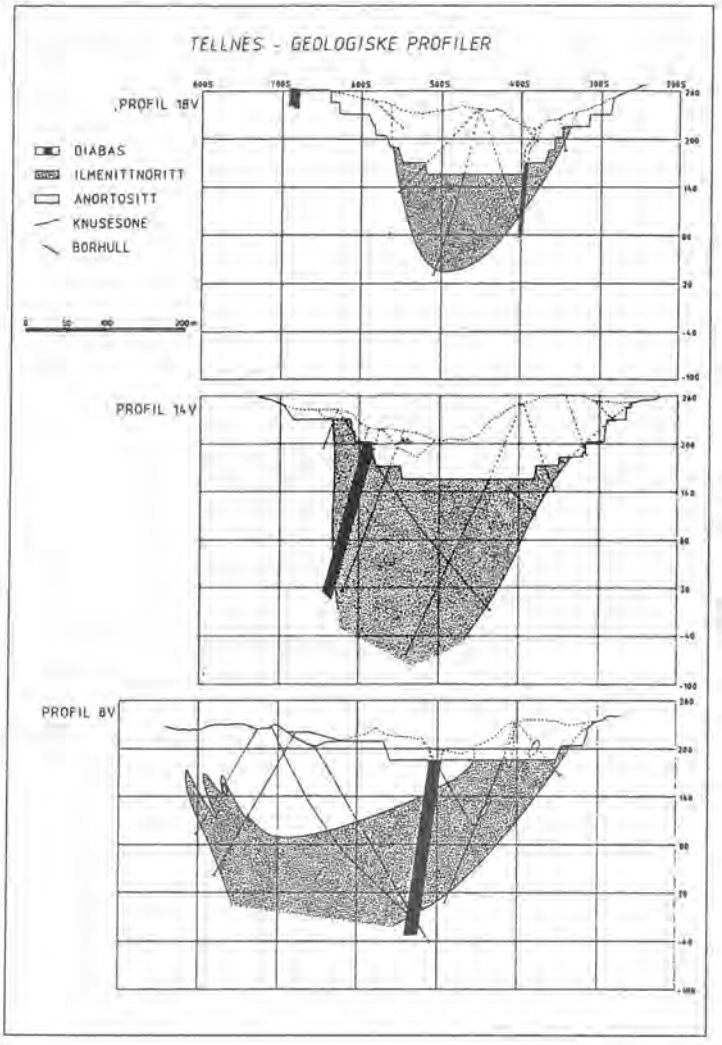


Fig. 2. Geologiske profiler (etter Hagen[1]).

Malmen brytes i ca. 15 m høye paller og totalvinkelen for ferdig dagbruddsvegg er ca. 55°. Største dagbruddsdyp pr. i dag er ca. 150 m. På grunn av uheldige kombinasjoner av sprekke- og slepperetninger har det forekommet lokale stabilitetsproblemer flere steder i dagbruddsveggene. I denne artikkelen vil den videre oppmerksomheten bli konsentrert om de stabilitets-problemene som siden våren 1989 har vært knyttet til dagbrudds-veggen langs veien til grovknuseren. Beliggenheten av det aktuelle partiet er vist i fig. 1, og fremgår også av fig. 3.

Fig. 3. Utabilt parti i hengveggen i Tellnes dagbrudd fotografert fra nord i juni -89. Grovknuseren kan sees opp til venstre, de nedraste massene skyldes renskearbeider.

STABILITETSPROBLEMER LANGS VEI TIL GROVKNUSER

Geometrien av det ustabile partiet fremgår av fig. 4, som viser et utsnitt av dagbruddsveggen like vest for grovknuseren (profil - 1400 i lokalt nett på fig. 4 tilsvarer 14V på fig. 1, profil 1500 tilsvarer 15V osv.)

Dagbruddsbunnen befinner seg som vist her på nivå 155 m.o.h., og hylle for vei til grovknuser på nivå 230 m.o.h. Naturlig terreng umiddelbart i bakkant av øvre pall befinner seg på det høyeste på nivå ca. 265.

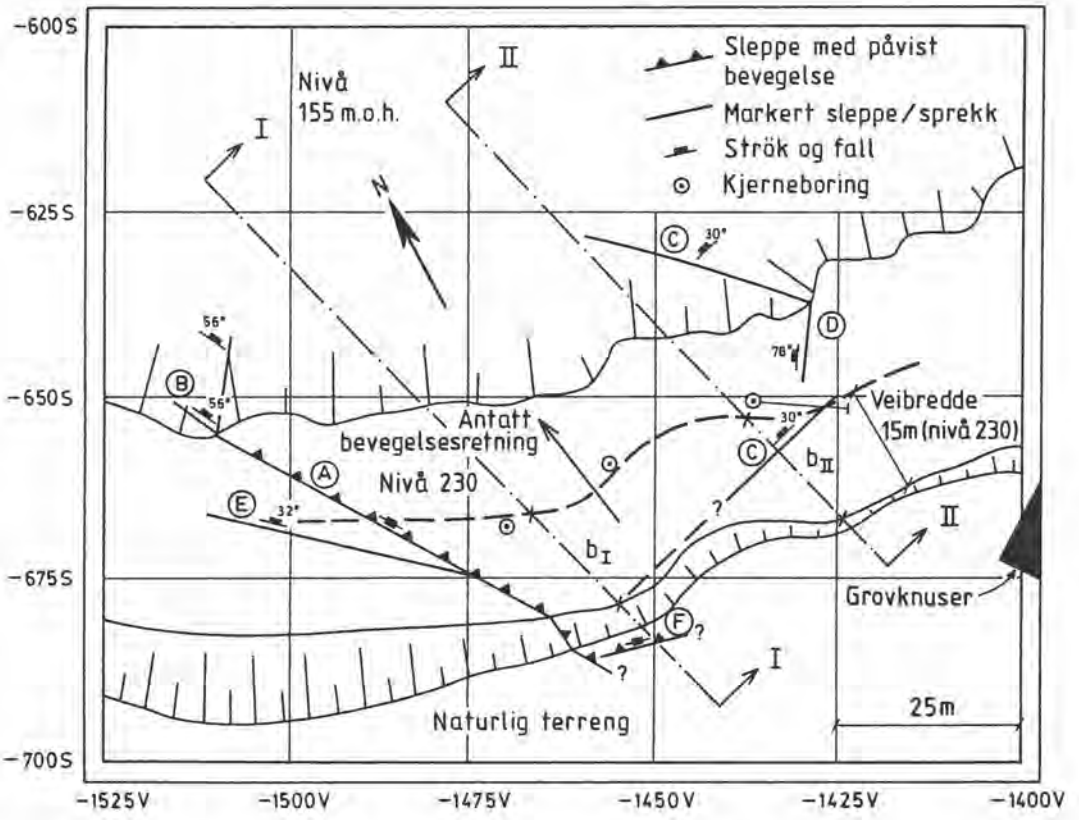


Fig. 4. Situasjonsplan for dagbruddsvegg like vest for grovknuseren.

Stabilitetsproblemene inntraff under et kraftig regnvær natten til 10. mars -89. I løpet av en 24 timers periode ble det da på Tellnes målt 96 mm nedbør, og det ble registrert en markert og plutselig setning i hovedtransportveien ca. 100 m vest for grovknuseren. Samme natt gikk det også et mindre ras ytterligere ca. 300 m lenger vest i hengveggen.

Setningen i veien kunne registreres som en skrå sprekk mellom profil 1475V og 1500V (merket "A" på fig. 4). Den vertikale bevegelsen var ca. 2,5 cm nærmest bruddet, horisontalbevegelsen var umulig å anslå p.g.a. nedrast veimateriale. For øvrig kunne sprekken følges gjennom løsmassene i føringskanten og ut i bruddet, samt i skjæringen over nivå 230 og inn under løsmassene i naturlig terreng fra nivå ca. 256.

Stabilitetsforholdene ble etter dette vurdert som svært usikre, og hovedtransportveien til grovknuseren ble umiddelbart stengt for all trafikk. Det ble raskt igangsatt analyser for å utrede muligheten for sikring av området langs hovedveien.

OVERVÅKNING

For å overvåke eventuell ny bevegelse ble det utplassert reflektor sentralt i setningsområdet og foretatt hyppige avstandsmålinger. Området ble overvåket i 3 1/2 uke uten at signifikant bevegelse ble registrert[2]. Målingene måtte avsluttes da renskearbeider ble påbegynt.

INGENIØRGEOLOGISKE UNDERSØKELSER

Titania A/S igangsatte geologisk detaljkartlegging og kjerneboring umiddelbart etter at setningen langs veien var registrert. Fra mai -89 ble det også foretatt rensk samt fjerning av løsmasser i området. Dette lettet kartleggingen vesentlig.

Den følgende beskrivelse av fjellforholdene er i hovedsak basert på Titania's internrapport fra de geologiske undersøkelsene[2], og dessuten supplert med resultater fra undersøkelser foretatt av SINTEF/NTH i juni -89[3].

Berggrunnen i hele det aktuelle området består av anortositt. Bergarten er homogen og har høy mekanisk styrke, men er relativt tett gjennomsatt av markerte sprekker og slepper. Ved bryting i dette området var det problemer med boring av presplitt-hull. Det ble lastet flere meter bak splitten, og mindre ras og blokkutfall har siden da arbeidet seg inn mot føringskant og vei[2].

På grunnlag av de utførte undersøkelsene ble det konkludert med at setningen etter alt å dømme hadde sammenheng med at et fjellvolum på anslagsvis 40.000 m^3 er fullstendig avløst av markerte sprekker og slepper. Utgående til de respektive bruddstrukturene er skissert på fig. 4. Deres karakter og den betydning de ser ut til å ha hatt for stabiliteten kan beskrives som følger:

A: Markert, nær steiltstående sleppesone med mellom 30 cm og 40 - 50 cm sterkt omvandlet bergart og "feit leire". Relativt plan. Representerer avgrensning av det utstabile parti i bakkant mot vest.

B: To parallelle, gjennomsettende slepper med ca. 0,5 m innbyrdes avstand og oppknust berg imellom. Bølget og ru sprekkeflate, tynt leirbelegg. Representerer glideflate i vestre side.

C: Plan, gjennomsettende sleppe med liten ruhet og tynt leirbelegg. Flere parallelle slepper kan observeres i veggen nedenfor veien. Representerer glideflate i østre side.

D: Steiltstående, markert sprekk. Representerer avgrensning i bakkant mot Øst.

E: Utholdende sprekk som ikke ser ut til å ha noen direkte betydning for setningen.

F: Markert, steiltstående sprekk. Representerer avgrensning i bakkant mot syd.

Fig. 5 gir et inntrykk av situasjonen i den aktuelle delen av hengveggen, og viser tydelig utgående til flere av de markerte sleppesonene.

I den naturlige fjelloverflaten umiddelbart i bakkant av bruddet (nivå ca. 256 m.o.h.) ble det registrert tydelige tegn på tensjonsbevegelse. Langs sone A og F ble det målt sprekkeåpninger på henholdsvis opptil 5 cm og 5 - 15 cm.

Samtlige av de aktuelle bruddstrukturene inneholder sleppemateriale, til dels i rikelige mengder. Analyseresultater for materiale fra sleppesone A viser at det finnes aktiv svelleleire i området (fri svelling 230%, montmorillonitt påvist ved DTA-analyse)[3]. Det må derfor påregnes lav friksjon langs leirrike slepper, og at sleppematerialet kan gi opphav til betydelige svelletrykk.

Innmålte strøk og fall er angitt på fig. 4. For de sleppeplan som viser seg å være spesielt sentrale i denne problemstillingen (B og C) var det p.g.a. svært vanskelige adkomstforhold også vanskelig å foreta nøyaktige målinger av strøk og fall. På grunnlag av kontrollmåling fra flere alternative standplasser regnes det allikevel med at de verdier som er oppgitt har en tilfredsstillende nøyaktighetsgrad.

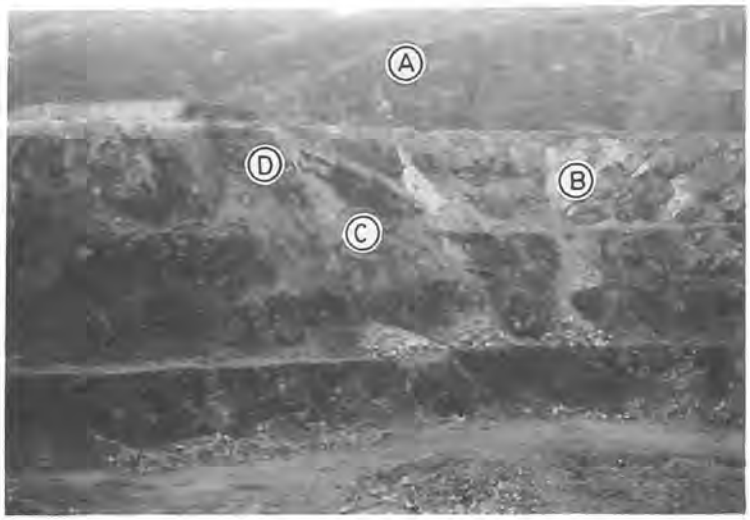


Fig. 5. Hengveggen like vest for grovknuseren med angitt beliggenhet av de markerte bruddstrukturene A, B, C og D.

STABILITETSANALYSE

Så vel feltobservasjoner som teoretiske analyser indikerer at bevegelsen i mars -89 hadde form av en kileformet utglidning av et fjellparti som i sidene var begrenset av sleppesonene B og C, og i bakkant av A, D og F.

Den sannsynlige bevegelsesretningen fremgår av fig. 6, hvor retningen til skjæringslinja mellom sleppeplan B og C er funnet ved inntegning av storsirkler i stereografisk projeksjon. Det fremgår at bevegelsesretningen meget nær faller sammen med fallretningen for sone C. Dette betyr at en uten særlig feil kan tillate seg å regne utglidningen som en plan utglidning langs sone C.

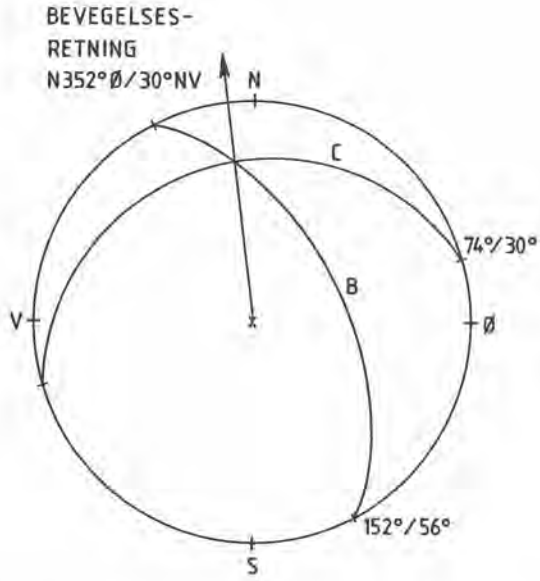


Fig. 6. Storsirkler for sleppeplan B og C inntegnet i Lambert flate-tro prosjeksjon, nedre halvkule.

Åpningen av tensjonssprekkene A og F i naturlig fjelloverflate bak bruddet ble oppgitt å ha skjedd samtidig som setningen langs veien. Det er derfor sannsynlig at bergmassen ovenfor veien og inn til sone A og F representerer en del av det utstabile partiet, og gir et tillegg til de drivende krefter.

Det skjedde utvilsomet en rask oppbygning av sprekkevannstrykk under det kraftige regnværet i mars -89, og det er liten tvil om at nettopp høyt sprekkevannstrykk var en sterkt medvirkende årsak til den utglidning som inntraff.

Det er videre sannsynlig at sprekker og slepper åpnet seg under selve bevegelsen (setningen), slik at partiet ble drenert. Dette bekreftes av observasjon av veggen i bruddet, hvor det ble

hevdet å ha vært betydelig større vanninnbrudd fra slepper like etter bevegelsen enn før.

På grunn av det høye leirinnholdet i sleppene ble situasjonen vurdert dithen at det relativt raskt kunne risikeres at drenasjeveiene igjen ble tettet slik at det ville være fare for oppbygning av fullt vanntrykk. Når dette eventuelt skjedde, ble det vurdert å ville være stor fare for ny utglidning.

Etter dette kunne det vanskelig trekkes noen annen konklusjon enn at fjellkilen mellom sone B og C var i labil likevekt. Etter som kilen først beveget seg noen få centimeter og deretter stanset helt, ble sikkerhetsfaktoren under ugunstige forhold (sterk nedbør) vurdert å måtte være tilnærmet lik 1,0. Det var dermed klart at det måtte foretas sikring av det aktuelle partiet dersom veien på nivå 230 fortsatt skulle kunne fungere som adkomst til grovknuseren.

På grunn av de tidligere omtalte mindre ras og blokkutfall samt renskearbeider var det, som det også fremgår av fig. 5, lite av gjenstående hyller i det aktuelle området av dagbruddsveggen. Situasjonen er skissert i fig. 7, som viser profiler gjennom henholdsvis den sentrale og den østre delen av det ustabile området. Profilene er lagt vinkelrett strøkretningen til den potensielle utglidningsflaten (sone C).

Dersom det hadde vært mulig å arbeide i forkant av den ustabile fjellkilen (dvs. øverst i selve dagbruddsveggen), er det liten tvil om at drenering og innsetting av forspente fjellankre i dette området hadde vært det beste alternativet for sikring. Det var imidlertid enighet om at slik sikring ville være ugjennomførbar i praksis, og at all sikring måtte foretas ovenfra.

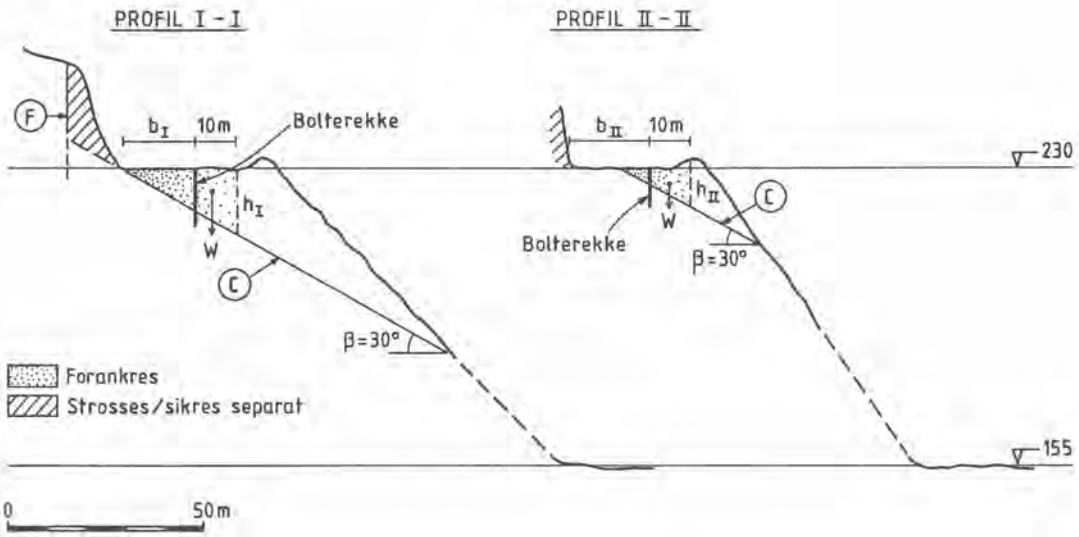


Fig. 7. Profiler gjennom den ustabile delen av dagbruddsveggen. Profilplassering er angitt i fig. 4.

Et mulig alternativ for å oppnå forspenningseffekt ville være å bore skråhull fra ytre del av veien og gjennom sone C. På grunn av de svært vanskelige adkomstforholdene ble imidlertid også dette alternativet forkastet.

En enkel løsning med hensyn til utførelse i et tilfelle som dette, og også et rimelig alternativ, er å foreta sikring ved hjelp av ikke-forspente stag- eller bolte-grupper nedsatt i vertikale borhull. På bakgrunn av en samlet vurdering av fjellmassens oppsprukne karakter, adkomstmulighetene, plasshensyn m.v. ble dette vurdert å være det klart beste alternativet. Metoden er noe ukonvensjonell, og er ikke kjent benyttet tidligere i tilsvarende situasjoner her til lands. Fra Canada er det imidlertid kjent at bunter av heiskabel har vært benyttet for tilsvarende sikring.

Sikkerhetsfaktoren mot utglidning (F) er generelt definert som forholdet mellom stabiliserende og drivende krefter:

$$F = \frac{\text{stabiliserende krefter}}{\text{drivende krefter}} = \frac{R}{S}$$

I dagbruddssammenheng regnes vanligvis F = 1,3 for tilfredsstillende, men i særlig viktige områder av bruddet, som f.eks. ved hovedtransportveier, ønskes vanligvis en sikkerhetsfaktor i størrelsesorden $1,5^4$.

Ikke-forspente boltesystemer i vertikale borhull (generelt på tvers av den potensielle glideflaten) må dimensjoneres etter skjærkapasitet. Dersom sikkerhetsfaktoren, som vurdert i dette tilfellet, i utgangspunktet er tilnærmet lik 1,0, og målet er å oppnå F = 1,5, blir kravet til total boltekapasitet (skjærkapasitet):

$$P_{(tot.)} = 0,5 \cdot S$$

Også partiet i bakkant av veien på nivå 230 (i forkant av sone F på fig. 4 og 7) er åpenbart i labil likevekt. Dette partiet forutsettes imidlertid nedsprengt eller sikret separat, og tas følgelig ikke med i stabilitetsberegningen for fjellkilen mellom sone B og C.

Den drivende kraft i dette tilfellet utgjøres av fjellkilens tyngdekomponent parallelt det potensielle glideplan (se fig. 7). Kravet til total boltekapasitet blir følgelig:

$$P_{(tot.)} = 0,5 \cdot W \cdot \sin\beta$$

Titania's primære mål med de planlagte sikringsarbeider er å sikre en kjørebane, dvs. 15 m veibredde. En minimumsbredde på 15 m er stiplet inn på fig. 4, og bredde tilsvarende 15 m er også angitt i fig. 7 (henholdsvis b_I og b_{II}). På grunn av

slepper og sprekker har fjellmassen i alminnelighet så godt som ingen kapasitet til å overføre strekkbelastning. Ved eventuell skjærbevegelse langs sprekkesone C er det følgelig realistisk å regne med at det i hovedsak bare vil være fjellmassen i bakkant av boltene som vil belaste disse. For å være på den sikre siden er det imidlertid forutsatt at det i tillegg kan risikeres belastning fra fjellmassen inntil 10 m utenfor bolterekken (se fig. 7).

For profil I vil kravet til boltekapasitet etter dette være:

$$P_I = 0{,}5\left(\frac{(b_I + 10) \cdot h_I}{2}\right)\rho \cdot \sin\beta = \underline{151 \text{ t/lm}}$$

For profil II blir kravet::

$$P_{II} = 0{,}5\left(\frac{(b_{II} - 12) + 10}{2} \cdot h_I\right)\rho \cdot \sin\beta = \underline{61 \text{ t/lm}}$$

ρ = bergartens densitet = 2,7 t/m^3, de øvrige parametre fremgår av fig. 4 og 7.

ANBEFALTE SIKRINGSTILTAK

For det sprekkeavløste partiet i bakkant av veien (i forkant av sone F på fig. 4 og 7) ble den beste løsningen ansett å være en fullstendig eller delvis nedstrossing. For eventuelt gjenstående parti ble boltesikring forutsatt utført slik at dette ikke representerer noen tilleggsbelastning for hovedpartiet under veien.

Ved dimensjonering av boltegrupper for skjærbelastning som i dette tilfellet er et av problemene å avgjøre hvor stor belastning en kan regne med at boltene kan ta på skjær. Det kan slås fast at det har vært noe uenighet innenfor fagmiljøet om

dette spørsmålet, men i dag ser det jevnt over ut til å være enighet om at en kan regne at kamstålbolter tar like mye på avskjæring som på strekk-bruddlast. For Ø 32 mm K500 TS kamstål, som anses som det mest aktuelle i dette tilfellet, har Ørsta Stålindustri A/S oppgitt skjærkapasiteten ved flyting til ca. 40 tonn[5] (dvs. tilnærmet det samme som strekk-kapasiteten ved flyting). Med en materialkoeffisient på 1,3 blir tillatt skjærbelastning for en Ø 32 mm bolt av denne typen:

$$P_{\tau(till.)} \sim 30 \text{ tonn}$$

Dette samsvarer meget godt med resultater som er rapportert oppnådd ved skjærforsøk på innstøpte bolter (kapasitet 30 - 50 t for Ø 32 mm bolter)[6].

Det ustabile området er stort, og for å oppnå sikkerhetsfaktor F = 1,5 vil det følgelig bli behov for et stort antall Ø 32 mm forankringer. I et dagbrudd som Tellnes finnes imidlertid grovt borutstyr på stedet, og forholdene ligger dermed vel til rette for å velge en løsning med bunter av flere kamstål i hvert borhull. I dette tilfellet ble i utgangspunktet utstyret for produksjonsboring foreslått benyttet (7 7/8" rotasjonsbor), og hver forankring ble foreslått bygd opp av 9 stk. Ø 32 mm kamstål. Et slikt boltesystem vil ha en brutto-diameter på ca. 6", og en total, tillatt skjærbelastning på:

$$P_{\tau(tot.)} = 270 \text{ t}$$

Lengden av det ustabile parti i retning vinkelrett profil I/II er ca. 50 m. For å oppnå en sikkerhetsfaktor F = 1,5 vil det

nødvendige antall boltegrupper eller forankringer med 9 stk. Ø 32 mm kamstål tilnærmet kunne beregnes som:

$$\underline{n} = \frac{(P_I + P_{II})/2 \cdot 50}{270} = 19{,}2 \text{): } \underline{20 \text{ stk.}}$$

Som ved alle stabilitetsberegninger, er det også i dette tilfellet knyttet usikkerheter til sluttresultatet p.g.a. usikre inngangsparametre. Den utførte analysen vurderes imidlertid å være konservativ, slik at det sannsynligvis er innebygget en ikke uvesentlig ekstra sikkerhet i beregningene.

Med hensyn til den praktiske utførelsen ble de til sammen 20 stk. forankringene i utgangspunktet anbefalt nedsatt langs en rekke etter den planlagte ytterbegrensingen til ny vei (se fig. 4 og 7). Avstanden mellom boltegruppene ble forutsatt fordelt i forhold til tyngdefordelingen av det ustabile partiet, dvs. med senteravstand ca. 5 m i den østlige delen, 2 - 2,5 m i de sentrale deler, og ca. 1,5 m i den vestlige delen (mot sprekkesone A). Nøyaktig plassering av hver enkelt forankring ble anbefalt tilpasset sprekkemønsteret og geometrien lokalt slik det ville bli avdekket etter avsluttet rensk. For å oppnå effektivt samvirke mellom boltene ble det understreket som meget viktig at hulrommet mellom bolter og borhullsvegg ble fylt fullstendig med betongmørtel.

For å oppnå tilstrekkelig forankring i fast fjell ble lengden av hver enkelt forankring forutsatt å være slik at minimum 3 m når under sleppesone C. Dette betyr minimumslengder på ca. 10 m i den østlige delen, ca. 15 m i den sentrale delen og ca. 20 m i den helt vestlige delen.

Et alternativ til nedsetting av 20 stk. forankringer kunne være å satse på en kombinasjon av forankring og drenering, f.eks. etter følgende plan:

1) Forankring med sikte på å oppnå en beregningsmessig sikkerhetsfaktor under ugunstige forhold lik 1,3, dvs. totalt 12 stk. forankringer.

2) Boring av anslagsvis 3 - 4 loddhull for måling av vannstand/vanntrykk og beredskap for eventuell pumping med sikte på å hindre oppbygging av farlige sprekkevannstrykk.

Dette alternativet ble vurdert å kunne gi en like god sikkerhet mot utglidning som alternativet med 20 stk. forankringer. Alternativet ble imidlertid forkastet da det ble vurdert å være forbundet med relativt store ulemper med hensyn til praktisk utførelse og drift.

Effekten av sikringstiltak som dette vil i stor grad avhenge av kvaliteten av utførelsen. For å ha en forsikring om at tiltaket fungerer som forutsatt ble det derfor anbefalt etablert et opplegg for stabilitetsovervåkning med sikte på å registrere eventuell bevegelse langs de markerte sprekke- og sleppesonene.

UTFØRTE OG PLANLAGTE SIKRINGSTILTAK

Det innledende sikringsarbeidet besto i å renske veibanen ned til fast fjell. Området er tett gjennomsatt av slepper og oppknuste soner, særlig ut mot bruddkanten, og det har vært mulig å fjerne betydelige masser med bare gravemaskin.

I deler av det ustabile partiet ble det rensket langt innenfor veibredde tilsvarende én kjørebane. Under renskingen ble en markert, steiltstående sleppe, merket "G" på fig. 8 avdekket. En kile avgrenset av sleppene A og G representerte den alvorligste innsnevringen etter rensking.

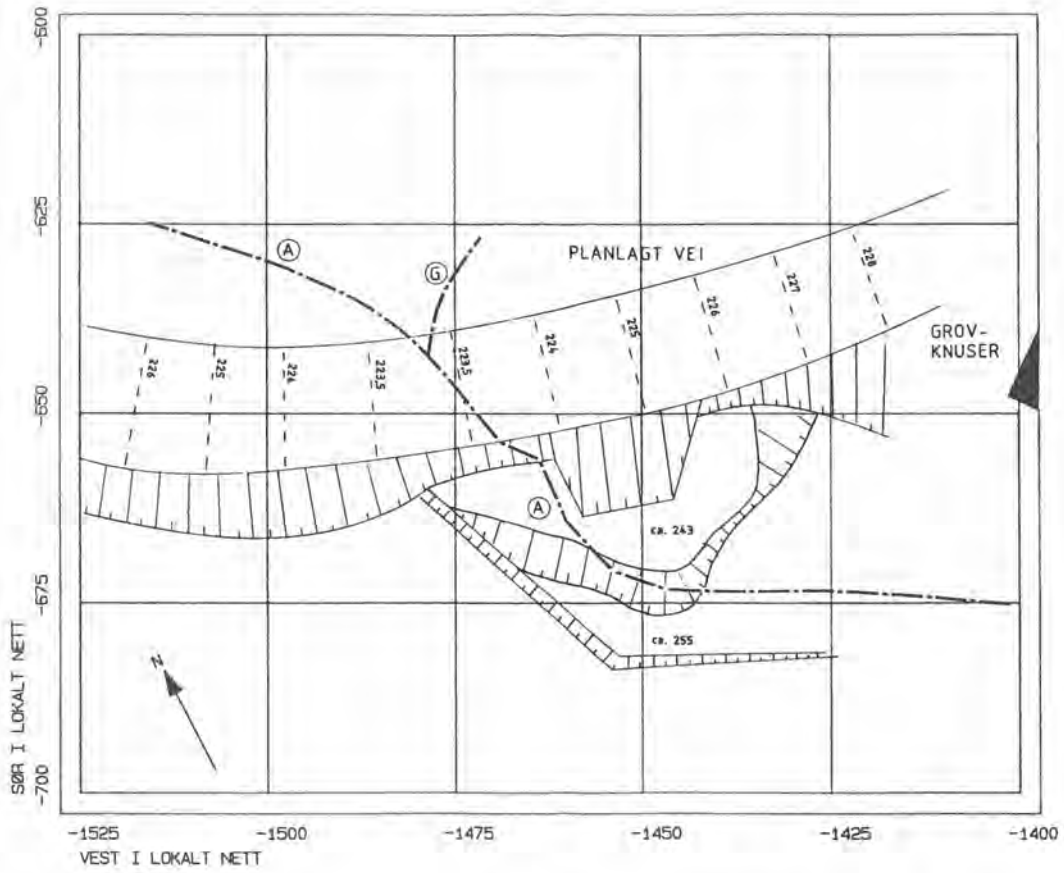


Fig. 8. Situasjonsplan med utført renskearbeid over veinivå. Planlagt, senket veibane er inntegnet.

For å oppnå tilstrekkelig veibredde ble det besluttet å senke veibanen i det kritiske området ned til nivå 223. En senking var også ønskelig ut fra behovet for opptil 20 m dype forankringer fra nivå 230. Med en senket veibane kan Titania's borrigg med standard borstreng for produksjonsborhull benyttes for boltehullene.

Under arbeidet med senking av veibanen oppsto nye setninger i fjellet over veibanen. Det ble registrert bevegelse langs

sleppene A og F (fig. 4) og langs forgreninger av disse. Den horisontale bevegelsen på sleppe F ved denne episoden var 5 til 10 cm. Undersøkelser indikerte at glidebevegelsen foregikk langs et større sleppeplan som muligens kan korreleres med sleppe E på fig. 4. Ved senking av veibanen fikk planet utgående i veggen over veibanen, med det resultat at masser over planet mistet sin støtte og setningen inntraff.

Også fjellet over veinivå er generelt sterkt oppsprukket. Særlig fremtredende er steile slepper parallelt med sleppe A. For å sikre dette området er det foretatt nedstrossing og rensking av de ustabile massene. Dette arbeidet har med diverse avbrudd foregått helt frem til høsten 1990. For ikke å skade bakenforliggende fjell har det vært nødvendig å utføre arbeidet trinnvis med mindre salver og spretting, rensking og udersøkelser mellom salvene. Totalt er omlag 40.000 tonn anortositt fjernet over veibanen.

Pr. dato (ultimo september 1990) er arbeidet med fjerning av masser over veinivå avsluttet. Utlasting av de nedskutte massene på veinivå pågår. Når utlastingen er avsluttet, planlegges sikringsarbeidet utført som beskrevet foran. I det smaleste området ved sleppene A og G (fig. 8) vil det bli nødvendig å støpe en betongkant over den kileformede innsnevringen i veibanen. Denne føringskanten av betong vil bli forankeret i den ytterste bolterekken, samt i en ekstrabolt på den stabile siden av sleppe A.

Siden det finnes en alternativ vei til knuseren, er sikringsarbeidet ikke blitt forsert. Arbeide er bare utført i perioder med ledig kapasitet, og det vil ta ennå noe tid før alle planlagte sikringstiltak er fullført.

REFERANSER

1. Hagen, R. (1988): "Titania A/S - Geologien". Bergverksnytt, årg. 34, nr. 10, s. 7 - 8.

2. Hagen, R. (1989): "Geologiske undersøkelser av setning i vei til hovedknuser på nivå 230". Titania A/S, teknisk rapport nr. 0231, 12 s.

3. Nilsen, B. (1989): "Tellnes dagbrudd - Stabilitet langs vei til hovedknuser". SINTEF bergteknikk, rapport nr. STF36 F89056, 16 s.

4. Hoek, E. & Bray, J.W. (1981): "Rock Slope Engineering". Institution of Mining and Metallurgy, 2nd ed., s. 8.

5. Eikrem, K.J. (1989): Muntlig informasjon fra Ørsta Stål-industri A/S, juni 1989.

6. Ludvig (1983): "Shear tests on rock bolts". Proc. Int. Symp. on Rock Bolting, Abisko 1983, A.A. Balkema, s. 113 - 123.

FORSPENNI"?/FORANKRING AV BYGG PÅ GRØNLANDS TORG

ANCHORING/PRESTRESSING OF A BUILDING AT GRØNLANDS TORG OSLO

Siv.ing. Walter Hoffmann, GEOTEAM TERRAPLAN a.s

SAMMENDRAG

I forbindelse med utbyggingen på Grønlands Torg ligger en bygningskropp delvis over Grønland T-banestasjon. Tilleggslaster til taket på T-banestasjonen var ikke akseptabelt. Fundamentene for bygningskroppen ble derfor ført ned ved siden av T-banen og til fjell. I noen snitt ligger bygningskroppens tyngdepunktsakse inne på T-banetaket. Det ble derfor nødvendig å ta opp fundamentlaster via et kraftpar der den ene delen av kraftparet må ta strekk opptil 9000 kN.

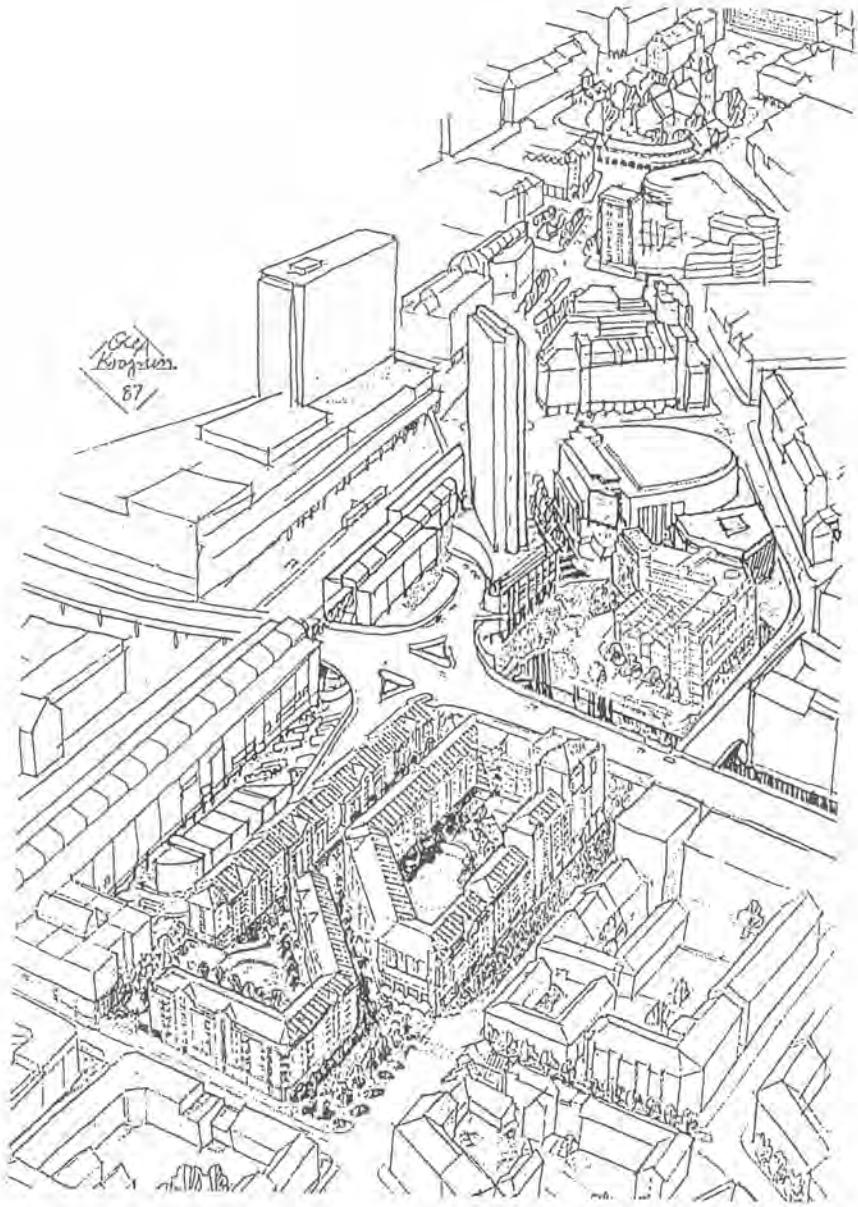
SUMMARY

At Grønlands Torg in Oslo a building under construction is situated above and partly covering a subway station. The subway station was not designed for extra loads to be transferred to the roof. Foundation points for the building were placed outside the walls of the station and brought to bedrock. In some crossections the centre of gravity of the building is located within the area of the subway. Thus the foundation load had to be transferred by means of a pair of parallel forces, one of the legs of which has been designed to take tension up to 9000 kN.

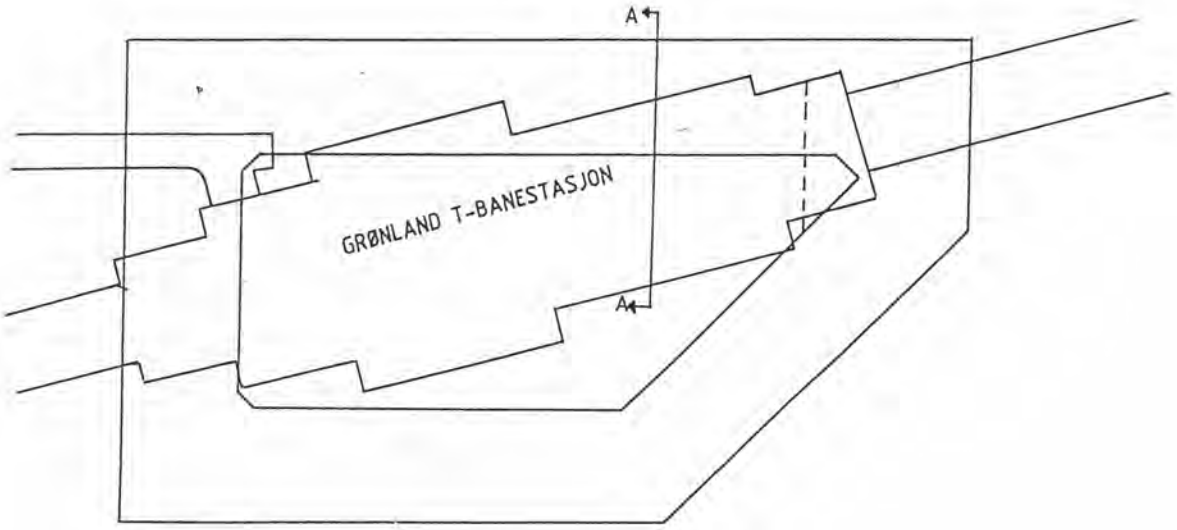
INNLEDNING OM PROSJEKTET

Selmer Furuholmen Oslo er iferd med en utbygging på Grønlands Torg i Oslo. Det dreier seg i det vesentligste om et boligprosjekt med innslag av næringsarealer på terrengnivå.

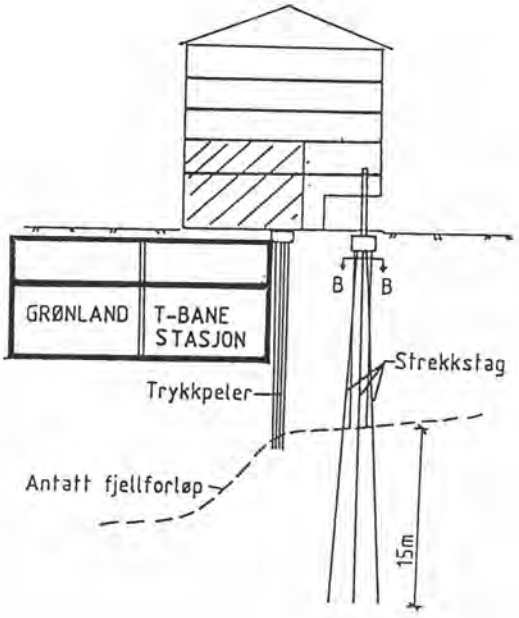
Bygningsmassen består av to større deler som blir skilt fra hverandre ved et gågateanlegg, fig.1. Fjelltopografi og anleggene til Oslo Tunnelbane var to faktorer som bidro vesentlig til at bygningsmassen på den ene siden av gågaten er utført som flytende kompensert fundamentering med kjeller. Bygningsmassen på nordsiden av gågaten er fundamentert til fjell, og for denne delen er det ingen kjeller. Gulv i første etasje ligger her omtrent i nivå med terreng.



Figur 1: Oversiktsbilde Grønlands Torg



Figur 2: Situasjonsplan



Figur 3: Snitt A-A

Bygningsmassen nord for gågaten ligger tildels over anleggene til Grønland T-banestasjon. Bygningslinjene for Grøndlands Torg utbyggingen er ikke paralelle med bygningslinjene for T-banestasjonen. T-banestasjonen er ikke bygget for å tåle særlige tilleggslaster på taket, og dette ligger ikke særlig dypt under dagens terreng.

Fundamentene for Grønlands Torg utbyggingen måtte derfor føres utenom bygningskroppen til T-banen. På enkelte steder i øst og vest der utbyggingen direkte krysser T-banen, er konseptet for statikken at man har fundamentert på begge sider av T-banen og latt overbyggingen fungere som en "bro" mellom fundamenteringspunktene. Situasjon fig. 2.

På et parti langs fasaden ut mot Grønland ligger bygningskroppen slik til at bygningens tyngdepunktsakse ligger inne over T-banestasjonen. I dette området var det derfor ikke til å unngå at man måtte benytte et statikkonsept som går ut på et trykkledd tett inntil T-banekroppen og et strekkledd plassert nær bygningslivet langs Grønland. Trykkleddet og strekkleddet fungerer som et kraftpar som ekvivalerer momentet fra bygningen (vekt ganger avstanden mellom tyngdepunktsakse og rotasjonspunkt). I tillegg til kraftpardelen må trykkleddet ta hele bygningens vekt. Lastfaktorer må selvfølgelig tas hensyn til i de nevnte vurderingene. Snitt fig.3.

Resten av foredraget dreier seg vesentlig om oppbygging og dimensjonering av strekkleddet.

TRYKKLEDD

Trykkleddet dimensjoneres for de krefter som opptrer, og kan i prinsippet være flere spissbærende peler forbundet med en lastfordelende plate ved peletopp, eller en pilar. I det konkrete tilfelle ble det i det ene tilfelle benyttet en pilar, og i det andre tilfellet nedborede stålkjernepeler. Det siste ble valgt fordi stål gir mindre deformasjoner enn betong.

STREKKLEDD

Strekkleddet bør ikke utformes som et rent strekkledd. Strekkleddet er i vårt tilfelle langt, og deformasjonsforskjeller ved vekslende belastninger kan bli sjenerende. I tillegg vil oppstrammingsprosedyren bli problematisk, og neppe kunne føre til

en oppstramming til en last som gir sikkerhet for at den passive fjellforankringen har tilfredsstillende feste.

Strekkleddet bygges derfor inn i et trykkledd som bare har to funksjoner. Den ene er å ha noe å spenne mot, den andre er å jevne ut deformasjoner som forspenningen gir. Fig. 3.

Strekkleddet er bygget opp av tre deler: Passiv forankring i fjell, selve strekkleddet og aktiv forankring med låshode. For permanente konstruksjoner må man kreve at man hele veien har tilfredsstillende beskyttelse mot korrosjon.

Korrosjonsbeskyttelsen foregår ved et system som går under betegnelsen dobbelt korrosjonsbeskyttelse, opprinnelig vel lansert av Dywidag - og nedfelt i DIN 4125.

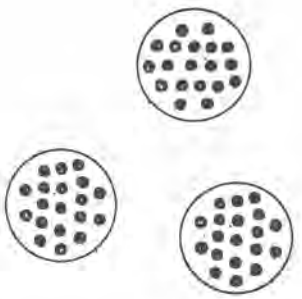
Ankeret er bygget opp av et ytre stivt glatt rør, i stål eller plast. Dette bores vanligvis ned med Odex-metoden. Dette røret bores et stykke inn i fjell. Stålstrekkleddet bygges opp av et antall liner av samme type som brukes i grove forspente betongkonstruksjoner. Utenom den passive forankringssonen i fjell, er hver enkelt line omhyllet av en hylse av polypropylen. På den strekningen denne hylsen befinner seg, er det et fett av Tectyllignende type mellom hylsen og stålet og også mellom enkelttrådene som linen er bygget opp av. Antall liner bestemmes av den totale kraft som ankeret skal ta. Mellom det glatte ytterrøret og linene er det et korrugert plastrør, samme type som drensrør, men uten drenshull. Hele rommet mellom det ytre røret og linene, dvs på begge sider av det korrugerte plastrøret fylles det opp fra bunnen av med sementmørtel v/c=0.4, og tilsatt et svinnreduserende middel. Det fylles utenfor og innenfor det korrugerte røret samtidig. Linene er befridd for polypropylenhylsen og fett i den passive forankringssone i fjell
og i den aktive sone ved forankring og låshode i toppen. Låshodet og den øvre del av linene bygges inn i en kappe som etter endelig oppstramming og kapping av linene, fylles med fett.

DIMENSJONERING AV ANKERETS STÅLDEL

De liner som benyttes for forspente ankere fremstilles i noe forskjellige kvaliteter og dimensjoner. Dimensjonene er vesentlig 0.5" og 0.6" diameter. Fasongen på den enkelte deltråd i linen (7 deltråder pr line) kan variere, og det totale stålareal pr line kan variere mellom 98.7 mm^2 og 165 mm^2. Man må ta for seg en

katalog i hvert enkelt tilfelle og gjerne konferere med utførende spesialfirma. Stålet produseres i flere forskjellige kvaliteter. Det oppgis imidlertid alltid flytegrense, definert som 0.2 grense, og bruddgrense.

Stagene prøvetrekkes alltid til en last som ligger 10% over høyeste forekommende last i bruddgrensetilstanden. Dimensjoneringsgangen fremgår av fig. 4. Lastfaktorene er fastlagt i NS 3479. Når det gjelder materialkoeffisienter, finnes det i Norge



Snitt B-B

Totalt antall liner, n:

$$n = \frac{F_A}{f_d \cdot A}$$

F_A : Påført kraft
f_d : Dimensjonerende materialfasthet
A : Areal pr line

Antall liner pr anker må ses ut fra praktisk synsvinkel med sideblikk til forankringshodet.

Figur 4: Dimensjonering av ankerets ståldel

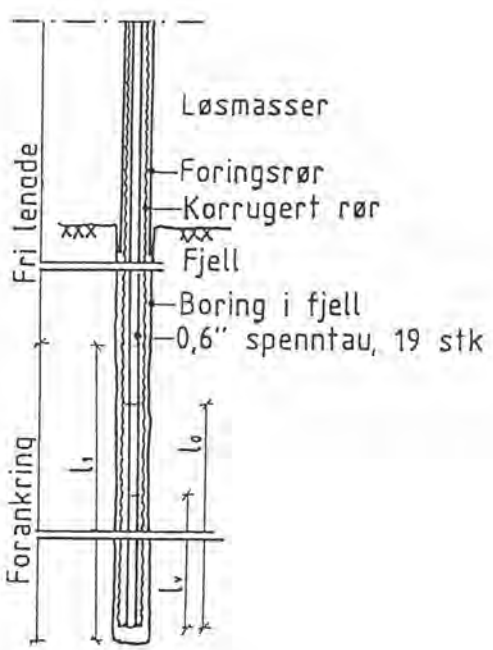
ingen separat norm for ankere i jord og fjell. I Tyskland finnes en slik standard, DIN 4125, og også Sveits har standard for dette. I disse standardene ligger materialkoeffisienten høyere enn for tilsvarende materiale anvendt i spennbetongkonstruksjoner. I NS 3473 ser det ut til å foreligge et variasjonsspekter på materialkoeffisienten mellom 1.25 og 1.75. Det synes da rimelig å velge materialkoeffisienten til omkring 1.5.

DIMENSJONERING AV PASSIV FORANKRINGSSONE I FJELL

Forankringssonen dimensjoneres tradisjonelt ut ifra heftbetraktninger. Prinsipielt undersøkes tre heftsituasjoner:

- -den enkelte line mot mørtel (1)
- -linebunten mot mørtel (2)
- -mørtel mot fjell (3)

Formelmessig ser dette ut som vist på fig. 5.



l_1: Forankringslengde linebunt

$$l_1 = \frac{F_1 \cdot n}{\pi \cdot D_b \cdot fbn_1}$$

l_0: Ankerets kraftoverføringslengde i fjell

$$l_0 = \frac{F_1 \cdot n}{\pi \cdot D \cdot fbn_2}$$

l_v: Forankringslengde enkeltline

$$l_v = \frac{F_1}{\pi \cdot D_1 \cdot fbn_1}$$

F_1: Kraft pr line
n : Antall liner
D_b: Linebuntens diameter
D : Borhullsdiameter
D_1: Diameter enkeltline
fbn_1: Heftspenning mørtel-stål
fbn_2: Heftspenning mørtel-fjell

Figur 5: Dimensjonering av passiv forankring i fjell

I betraktningene 1 og 2 er det en betraktning som gjelder heft mellom stål og mørtel. I forankringsmørtelen benyttes et materiale med v/c=0.4. Dette tilsvarer minst fasthetsklasse C45 som har en angitt heftstyrke mellom stål og betong f_{bn}=3.5 N/mm^2.

Under (1) er det linens diameter som går inn. Under (2) er det vanskelig å definere linebuntens diameter. Om man betrakter linebunten som massivt stål, kan det beregnes en diameter. Linebuntens diameter må ligge et sted mellom denne diameter og borhullsdiameteren. Valg av en diameter midt mellom disse to virker fornuftig. Der hvor man har lagt inn et korrugert plastrør for korrosjonsbeskyttelse, vil innerdiameter for det korrugerte røret danne en tilsvarende ytterbegrensning.

Verdien for heftstyrke mellom mørtel og fjell, betraktning 3 ovenfor, er det forskjellig praksis for. I en artikkel i tidsskriftet BYGG beskriver Kjell Ludvigsen prøvetrekking av stag i alunskifer ved Norges Bank. Trekkforsøkene ble ført til bruddlast for stålet, uten at det oppsto brudd i forankringssonen. Man kan da regne seg tilbake til de opptredende heftspenninger etter betraktningene 1 og 2, og finner f_{bn}>3.6 N/mm^2. En tilsvarende betraktning for 3 ovenfor, heft mellom mørtel og fjell, gir f_{bn}>3.2 N/mm^2. Når heftstyrkene hhv mellom stål og mørtel og mellom mørtel og fjell ligger så nær hverandre som det fremgår ovenfor, er det dimensjoneringen av forankringen mellom linebunt og mørtel som blir utslagsgivende. For heftstyrker er det vanlig å benytte en materialkoeffisient på 1.25.

Man filosoferer ofte om det ikke også er en bergmekanisk vurdering som må til, slik at ikke strekkstag river ut et fjellegeme. Formulert annerledes; er det fare for at det kan forekomme brudd i et fjellegeme utenom ankersonen i fjell? Ved stag gjennom løsmasser til fjell er det ikke mulig å gjøre en tilfredsstillende kartlegging av sprekkesystemer rundt forankringssonen. Man kan ikke ad den vei definere noen soner som brudd skulle kunne beregnes etter.

Vi mener det er nær utenkelig at man skulle kunne ha et sprekkesystem som var slik arrangert rundt staget (sprekker paralelt staget) at dette sammen med et fjellegeme skulle kunne trekkes ut uten at skjærspenninger måtte mobiliseres. Regeltilfellet må være at en bruddflate blir tvunget til å krysse sprekkeplan. I så tilfelle må en på kortere eller lengre strekninger trekke på skjærstyrken til fast fjell som minst er av samme størrelsesorden som de som settes inn i beregningene som heftspenninger mellom stål og mørtel, og mellom mørtel og fjell.

I det aktuelle tilfelle er det flere stag pr fundamenteringspunkt og stagene ble satt med en viss spredning for å få en viss minsteavstand mellom forankringssonene. Stagene har en lengde under fjelloverflaten på 15 meter. Forankringssonen er 5 meter. Den ekstra lengden i fjell utover teoretisk forankringssone er begrunnet med vurderinger knyttet til oppdrift,(uten å trekke på skjærstyrke ved oppdriftslegemets begrensningsflater) og fordi vi er svært nær en fjellskrent med antatt dårlig fjell. Vi ønsket å ha forankringssonen i antatt godt fjell. Vi har vurdert noe konservativt ved den praktiske dimensjonering i forhold til de synspunkter som ble nevnt i forrige avsnitt. Den totale kraft som skal tas opp i den hardest belastede av de to forankringene er 9000 kN. den er fordelt på tre stag som hvert består av 19 liner.

GENERELL ERFARING

I skrivende stund er ikke stagene på Grønlands Torg montert ennå. På Aker Brygge er det imidlertid montert flere hundre stag som er dimensjonert etter de prinsipper som er referert ovenfor. Man kan ikke ennå si å ha langtidserfaring, men med erfaringer fra forankringer i andre sammenhenger så skjer brudd i forankringssonen i forbindelse med oppspenning til prøvekraften som alltid ligger over ugunstigste kraftkombinasjon i bruddgrensetilstanden.

Byggherre og utførende entreprenør: Selmer Furuholmen Oslo a.s.
Underentreprenør: Entreprenørservice A/S.
Rådgiver byggeteknikk: Multiconsult a.s.

BRUK AV FANGVOLL SOM RASSIKRING
ERFARINGER FRA STØREN

USE OF DIKE AS SECURING MEASURE AGAINST ROCKFALL
EXPERIENCES FROM STØREN

Ing. geolog Werner Stefanussen
NOTEBY A/S, Trondheim

SAMMENDRAG

I forbindelse med bygging av ny E6 forbi Støren ble det nødvendig å passere eN bratt og høyt fjellvegg som flere steder har ustabile partier med fare for steinsprang/ras.

På grunn av vanskelig tilgjengelighet for sikringsarbeider, samt usikre kostnader med slik sikring ble det bygget en fangvoll som skal ta opp eventuelle steinsprang/ras.

Fangvollen er bygget i underkant av fjellveggen, og det er en 30-40 meter løsmasseskjæring fra vollen og ned til vegen. Vollen er ca 1,5 meter høy og grøftebredden innenfor vollen er minimum ca 7-8 meter. Maksimal horisontal spranglengde for eventuelle blokker er beregnet til 22 meter.

For å få testet vollens effekt og få studert blokkers fallbane nedover fjellveggen ble det foretatt video-opptak av kontrollert nedsprengning av fire partier i fjellveggen.

Forsøkene viser at topografien i fjellveggen har svært stor betydning for blokkers fallbane. Videre ble det tydelig klargjort at bruk av fangvoll som sikring mot steinsprang og ras kan gi godt resultat. Dette er imidlertid avhengig av vollens utforming og plassering i forhold til rasmassene og topografien ovenfor vollen.

SUMMARY

In connection with building of a new road, E6, passing by Støren, a nearly 100 m high and very steep cliff has to be passed. Many unstable zones have been observed and the risk of rockfalls were considered possible. As securing measure against stone and block falls a protection dike has been constructed. The dike is about 1,5 m high and the ditch behind it has a minimum width of 7-8 meters. The dike materials is sand.

The top of the dike is placed 20 meters from the anticipated last toutching points of the stones running downhill.

To test the trajectory of the blocks falling and the effect of the dike,, four controlled blastings of unstable zones in the cliff were performed. The tests were recorded on a video-tape.

The results show that the effect of local topography of the rock sloping surface has a vital importance in determining the blocks trajectories.In this specific test it was clearly showed that the use of the dike with ditch behind it as securing measure against rockfalls is a possible solution.

PROBLEMSTILLING

I forbindelse med bygging av ny E6 forbi Støren har det vært nødvendig å passere en høy og svært bratt fjellvegg. Fjell-veggen er på det meste ca 90 meter høy og vegen passerer 30-60 meter fra fjellet. Fra underkant av fjellveggen og ned mot vegen er det en løsmasseskjæring med ca 30 graders helning.

Fjellveggen har tildels dårlig stabilitet. På grunn av vanskelig tilgjengelighet for sikringsarbeider samt usikre kostnader ble det vurdert alternative metoder for å sikre vegen mot eventuelle ras/steinsprang.

LØSNING

Massene i løsmasseskjæringen er finsand/silt med noe stein. Dette er derfor lett eroderbare masser samtidig som de er lette å grave ut. Det ble av anleggsledelsen ansett nødvendig å lage en steinsatt dreneringsgrøft i overkant av løsmassaskjæringen for å hindre store erosjonsskader.

Av terrengmessige årsaker var det relativt liten plass til rådighet å bygge noen form for sikring mot steinsprang nede ved vegen.

I samråd med anleggsledelsen ble det bestemt å lage en fangvoll i overkant av løsmasseskjæringen opp mot fjellet.

DIMENSJONERING

Dimensjoneringen av en fangvoll er avhengig av flere faktorer:

- størrelse av steinsprang/ras
- fallhøyde
- terrenget ovenfor fangvollen
- massetype i rasbanen
- plassering av vollen
- ambisjonsnivå/effekt

I tilfellet på Støren ville fallhøyden fra potensielt rassted og ned til vollen variere fra 70 til 90 meter. Terrenget er meget bratt med fjell og litt løsmasser i nederste del. Hovedhensikten med vollen ble definert å skulle være oppsamling av steinsprang og småras. Plasseringen var kun mulig i overgangen mellom fjell og løsmasser. Vår oppgave var derfor å beregne nødvenig bredde og utforming av vollen. Det vil si hvor lange horisontale sprang vil blokker/stein gjøre ved nedfall?

Det finnes svært lite tilgjengelig litteratur på dette feltet. Når det gjelder utforming av vollen og grøftens dybde vurderte vi at en vollhøyde på 1,5 - 2 meter skulle være tilstrekkelig. Grunnlaget for denne vurderingen var at det i hovedsak var blokker/steiner i fritt fall som skulle samles opp, -ikke rullende blokker/steiner.

For å beregne spranglengdene til blokker benyttet vi en enkel betraktning ved hjelp av potensiell energi i fall, omsatt til bevegelsesenergi etter støt/sprang. Beregningene viste at spranglengder på opptil 22 meter fra treffpunkt måtte forventes. I figur 1 er vist et vilkårlig profil.

Figur 1. Vilkårlig profil

Utforming og plassering av grøfta/fangvollen ble gjort i samarbeid med anleggsledelsen. Med utgangspunkt i de beregninger som forelå (spranglengder på opptil 22 m) ble vollen plassert i forhold til de nederste forventede treffpunkt for blokker/stein. Krona til vollen ble plassert slik at avstanden til forventete treffpunkt i fjellsiden ble 20 m. Dette medførte at grøftebredden fra foten av fjellveggen ble 7 til 8 meter på det minste. På enkelte partier var det en ugunstig terrengformasjon med en høy avsats like innenfor grøfta. Slike mindre lokale uregelmessigheter ble ikke tatt hensyn til i full grad.

I vurderingen av plassering og utforming lå også forventet effekt (ambisjoner) samt kostnader med tiltaket.

PRAKTISK FORSØK

For å få et inntrykk av hvordan fangvollen fungerer ble det etter bygging besluttet å foreta kontrollerte nedsprengninger av fjellblokker i fjellveggen. Vi ville med dette få belyst hvordan blokkene oppførte seg i fallet, samt at vi ville få belyst fangvollens effekt.

I november 1989 ble det foretatt nedsprengning av fire ustabile partier i fjellveggen. Partiene lå opp mot toppen av fjellveggen, 5-15 meter fra toppen. Høyden fra grøften til sprengningsstedene varierte fra 60 til 90 m. Størrelsen på de nedsprengte partiene var 5-10 m^3. Det ble benyttet dynamittladninger på ca 2-3 kg ved hver sprengning. Dynamittmengden syntes å være av passende størrelse da blokkene ble sprengt i stykker uten å bli kastet langt ut fra fjellveggen. Det ble derfor oppnådd en situasjon som var nær et naturlig steinsprang/steinras.

Det ble gjort video-opptak av sprengningene.

Gjennom de fire nedsprengningene fikk vi en god demonstrasjon på hvordan et steinsprang/steinras utvikler seg nedover en fjellvegg. Videre fikk vi demonstrert hvilken betydning terrenget har for rasutviklingen og blokkers spranglengde og vi fikk belyst fangvollens effekt.

ERFARINGER

Erfaringene fra forsøket på Støren kan oppsummeres slik:

1. Den forhåndsberegnede, maksimal spranglengde viste seg å være realistisk.
   Blokkene og steinene som kom ned hadde en spranglengde på i hovedsak mellom 12 og 20 meter. En blokk hadde imidlertid en spranglengde på ca 30 meter.
   Oppsamlingseffekten ble gjennomsnittlig vurdert til 75-80 %.

2. Vi fikk tydelig demonstrert topografiens innvirkning på steinmassenes bevegelsesbane.
   Avsatser i fjellveggen som befinner seg nede ved grøften og i liten avstand fra denne virker svært ugunstig. Når grøftebredde skal vurderes er det svært viktig å ta hensyn til topografi og total fallhøyde for blokker/stein.

3. For å få god dempingseffekt av stein/blokk som treffer grøfta/vollen bør fangvollen være bygd opp av løsmasser-(sand/grus eller finere materiale). Den siltrike sanden som ble benyttet på Støren gav svært godt resultat.

4. Forsøkene på Støren viser at bruk av grøft i kombinasjon med voll kan gi god effekt som sikring mot steinsprang og ras fra fjellsider.

GEOTEKNISKE PROBLEMSTILLINGER I FORBINDELSE MED T-BANEUTBYGGING I TAIPEI

Geotechnical aspects related to subway construction in Taipei

Avdelingsdirektør Kjell Karlsrud
Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

I Taipei står man foran en omfattende T-baneutbygging omfattende ca 35 km med tunneler og 30 tilhørende stasjoner under bakken. Grunnforholdene i området består av mektige avsetninger med leire, silt og sand. Poretrykkene er vesentlig lavere enn hydrostatisk som følge av brønnpumping, men viser en stigende tendens. For de 17-20 m dype byggegropene for stasjonene er det nødvendig med dype slissevegger for å oppnå tilfredsstillende sikkerhet mot grunnbrudd og begrense deformasjoner og fare for skade på nabobygg. Antatt poretrykkstilstand og mektighet av leirlag under bunn av byggegropen har stor innvirkning på valg av drenert eller udrenert analysemetode, og beregnet nødvendig fotdybde av veggene. Det er mulig å oppnå store besparelser i prosjektet ved å velge en annen konstruktiv utforming av stasjonene enn den byggherren har gått inn for. Tunnelene mellom stasjonene vil bli drevet med lukkede boreskjold-maskiner. Grunnforsterkning kan vise seg nødvendig for å begrense deformasjoner på strekninger der nabobygg ligger nærmere enn ca 10 m fra C_L av tunnelene.

SUMMARY

An extensive subway system for the city of Taipei is currently under design, including 35 km of tunnels and 30 stations underground. The subsoil conditions consist of more than 50 m of clay, silt and sand sediments. In situ pore pressures are strongly influenced by deep well pumping. Slurry walls are required to support the 17-20 m deep cut- and cover excavations for the stations. The slurry walls must extend to large depths to prevent blow-in and toe kick-in. The tunnels will be driven using closed-faced bored shield machines. Ground treatment will probably be required in some areas to limit ground displacements and damage to neighbouring buildings.

INNLEDNING

Taipei er en by med vel 4 millioner innbyggere som i dag er en av de mest trafikkbelastede i verden. En omfattende utbygging av et T-banesystem er nå planlagt. Fase 1 av utbyggingen utgjør ca 35 km med tunneler og 30 tilhørende stasjoner under bakken, og ca 55 km med baneanlegg over bakken. Undergrunnsanleggene knytter seg til de to respektivt N-S og Ø-V gående linjene Ponchiao og Hsientien vist i fig. 1. Kostnadene forbundet med bygging av undergrunnsanleggene utgjør alene ca 30 milliarder kroner, mens hele Fase 1 utbyggingen er anslått til vel 100 milliarder.

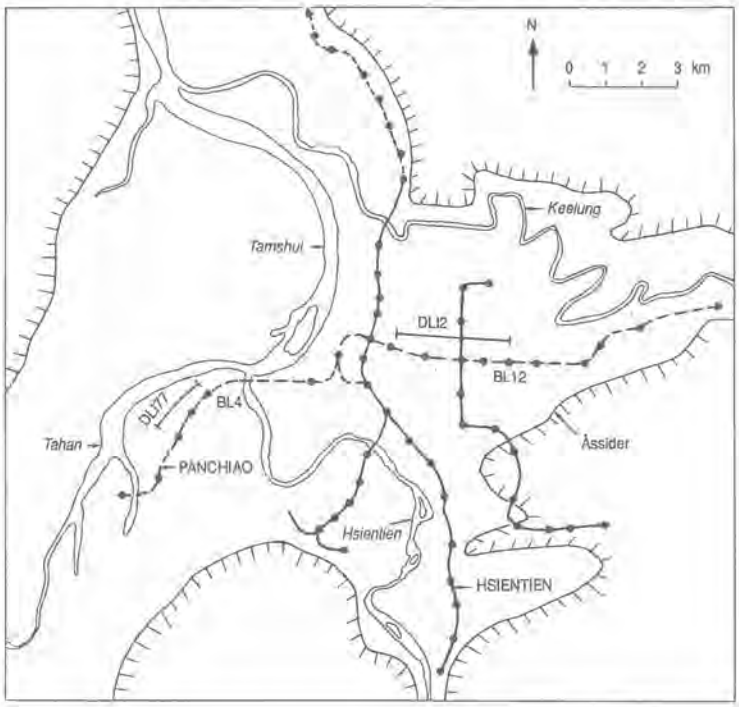


Fig. 1 Plan Fase 1 utbygging

Undergrunnsanleggene vil i sin helhet bli liggende i mektige løsmasse-avsetninger bestående av vekslende lag med leire, sand og silt med grunnvannstand 2 m under bakken. Stasjonene vil ligge med u.k. 17-20 m under bakken og ha en lengde på 200-250 m og bredde på 19 m. De vil bli bygget i

åpen byggegrop fra terreng langsetter byens hovedgater. Tunnelene mellom stasjonene er planlagt bygget som enkeltsporede paralelle løp ved bruk av skjolddriftsmaskiner. Tunnelene vil ha innvendig diameter på ca 5.4 m, ligge med o.k. 11-12 m under terreng og ha innbyrdes avstand fra ca 11 til 15 m. Langs mesteparten av traséene ligger det bebyggelse innenfor 5-15 m avstand fra stasjons-eller tunnelkroppene. Dette setter strenge krav til sikkerhet, og setninger og deformasjoner forårsaket av anleggene.

Myndighetene har selv bygget opp en meget stor prosjektorganisasjon (Department of Rapid Transit System, DORTS) som sammen med en hovedkonsulent (American Transit Consultants, ATC) har utarbeidet hovedplanene og retningslinjer for detaljprosjektering. Detaljprosjekteringen er oppdelt i ca 20-30 parseller. En rekke utenlandske og lokale konsulentfirmaer samarbeider om de forskjellige prosjekteringskontraktene. NGIs engasjement har vært gjennom Taiwans største konsulentfirma, Sinotech. Vi ble først engasjert for å gjennomgå dimensjoneringsprinspipper for parsell DL172, og spesielt de fire stasjonene langs denne (fig. 1), hvor prosjekteringen allerede var godt i gang. I neste omgang ble vi trukket med fra starten på parsell DL 177, som inneholder to stasjoner og 2 km tunnelstrekning. Vi har i denne sammenheng hatt hovedansvaret for den geotekniske siden av prosjekteringen, men med god støtte fra Sinotech. Alt vårt arbeide har foregått på stedet.

Formålet med dette foredraget er å belyse en del av de viktigste geotekniske problemstillinger og utfordringer forbundet med prosjektet, knyttet opp mot eksempler fra DL172 og 177, som på mange måter gir et representativt tverrsnitt av problemstillingene for alle stasjoner og tunnelstrekninger.

GRUNNFORHOLD

Geologi/lagdeling

Det såkalte Taipei bassenget som byen ligger i, er et tektonisk basseng fylt med kvartære avsetninger. Fra dagens terreng på kote +5 til +6 og ned til 45-60 m dybde består avsetningen av lag med leire, silt og finsand i varierende mektighet og utstrekning, også kalt Sungshan-formasjonen eller "Taipei silts". Herunder ligger den såkalte Chingmei-formasjonen, som består av grovsand og grus, og har en mektighet av 90 til 130 m.

Det er Sungshan-avsetningene som naturlig nok er av mest interesse for undergrunnsbaneprosjektet. Denne antas for en stor del å være avsatt i ferksvann eller brakkvann av de tre elvene som har sitt utspring fra åssidene i øst, syd og syd-vest (fig. 1) og løper ut i hovedelven Tanshui. Sungshan formasjonen kan grovt underoppdeles i seks hovedlag
regnet nedenifra og opp:

Lag nr.	*Type materiale*
1	Finsand, men kan også være leire i overgangen til Chingmei-formasjonen
2	Siltig leire
3	Finsand
4	Siltig leire, leirig silt eller sterkt lagdelt blanding av leirig silt og finsand
5	Finsand
6	Siltig leire

I østre del av bassenget, og i størst avstand fra de omkransende elvene, dominerer leire/silt-lagene i mektighet. Dette er f.eks. tilfellet ved stasjon BL12-DL172, som vist i fig. 2. Her er det bare enkelte spredte tynne

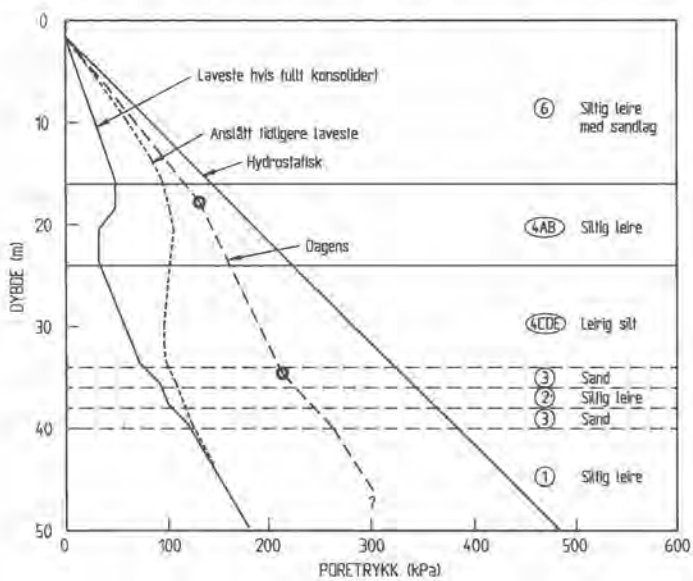


Fig. 2 Lagdeling og in-situ poretrykk ved BL12, DL177

sandlag mellom 5 og 10 m dybde (rester av lag 5) og noen par metertykke sandlag mellom 34 og 40 m. Vestover, og mot hovedelven Tamshui, blir

sandlagene raskt mektigere. Forholdene ved BL4-DL177, som vist i fig. 3, representerer om ikke helt, så i hvert fall nesten, den andre ytteligheten. Her er det finsand fra ca 2 til 9 m (lag 5) og også vesentlig finsand med enkelte metertykke lag/lommer av leire/silt fra 25 til 48 m.

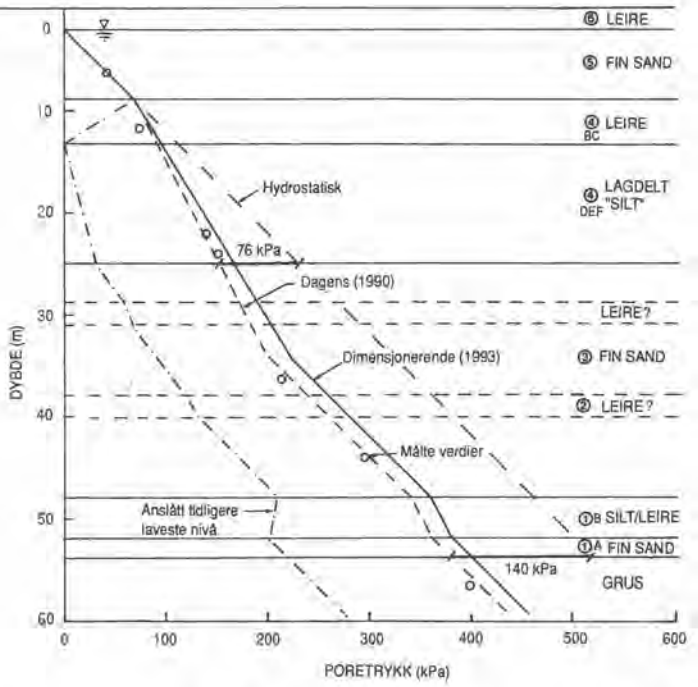


Fig. 3 Lagdeling og in-situ poretrykk ved BL4, DL172

Selv om hovedtrekkene er rimelig klare kan det være relativt store variasjoner i lagenes mektighet og utstrekning over korte avstander. Dette har naturlig sammenheng med at massene er avsatt i elvesletter med grunt vann der elveløp er blitt suksessivt erodert og fylt igjen.

Samtidig med at sandlagene øker i mektighet fra øst mot vest, endrer spesielt "leirlag" 4 karakter fra å bestå av vesentlig middels plastisk siltig leire i øst til mer siltmateriale i vest. Bokstavsymbolene i fig. 2 og 3 på lag 4 gir en antydning om dette. Dette står grovt sett for følgende klassifisering:

4 A, B, C - Homogen siltig leire med vanninnhold, w, respektiv på 40-45%, 35-40% og 30-35% og Ip = 25 → 10%

4 D, E - Relativt homogen leirig silt, w = 25-30%, Ip = 10%.

4 F - Sterkt lagdelt materiale av leirig silt, sandig silt og siltig sand, w = 20-30%.

Finsandlagene 5 og 3 er relativt ensgraderte med et siltinnhold på 10 til 30%, stort sett økende med dybden.

In-situ poretrykkstilstand og spenningshistorie

En forståelse og klarlegging av in-situ poretrykkstilstand og spenningshistorie har vært av vesentlig betydning for prosjektering av anleggene, og spesielt byggegropene for stasjonene. Grunnvannspeilet ligger gjennomgående 2 m under terreng, men som det fremgår av fig. 2 og 3 er det i dag et betydelig poreundertrykk i dybden i forhold til en hydrostatisk fordeling. Dette skyldes grunnvannspumping fra dype brønner satt ned i Chingmei-formasjonen. Denne grunnvannspumpingen startet for alvor rundt 1940. Fig. 4 viser målt vannstand i en brønn sentralt i Taipei. Det fremgår at

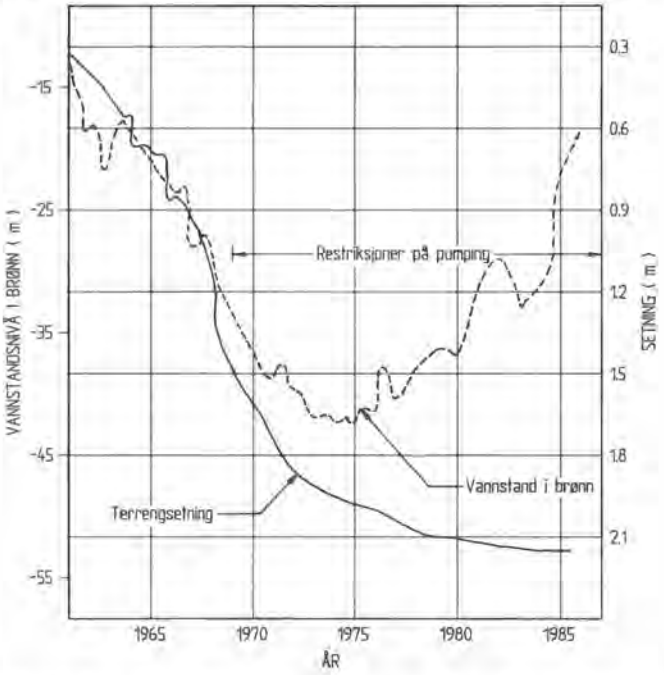


Fig. 4 Vannstandsnivå i dyp brønn og terrengsetning sentralt i Taipei

vannspeilet sank jevnt og trutt frem til 1972, og var da ned på kote -42, eller ca 45 m under opprinnelig vannstand. Den økende vannstanden fra 1976 og frem til i dag skyldes at myndighetene innførte restriksjoner på grunnvannspumpingen. Undertrykket i Chingmei-formasjonen har naturlig medført konsolidering og poretrykksreduksjon i den overliggende Shungshan - formasjonen. Som vist i fig. 4 har dette medført terrengsetninger på over 2 m, hvilket var den direkte årsak til at myndighetene innførte restriksjoner på grunnvannspumpingen.

I forbindelse med TRTS-prosjekteringen er det nedatt en rekke piezometre. Som vist i fig. 3 er det ved BL 4 i dag et poreundertrykk på 14 t/m² i 54 m dybde i overgangen til Chingmei-formasjonen, og 7,6 t/m² i overgangen mellom "silt" og finsand på 25 m dybde. Fig. 3 viser også anslått tidligere laveste poretrykk i avsetningen basert på en konsolideringsanalyse. Disse beregninger viser nærmest full konsolidering (dvs. poretrykk som for stasjonær nedadrettet strømning) for et undertrykk på 30 t/m² i overgangen til Chingmei. Ved BL 12, hvor det er vesentlig mer leire, har man ikke nådd tilsvarende grad av konsolidering som følge av vannstandsredusjonen i Chingmei-formasjonen (fig. 2).

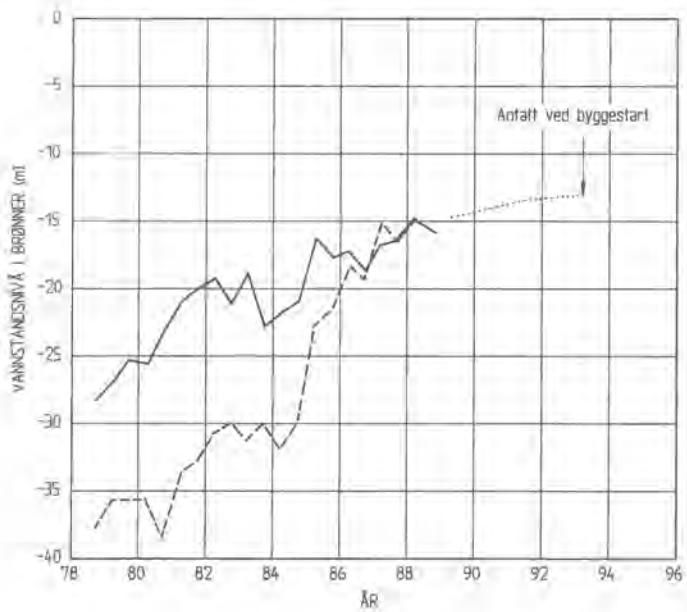


Fig. 5 Vannstandsnivå i dype brønner nær DL177

Fig. 5 viser nyere data for vannstandsutviklingen i dype brønner nær DL177. Dataene antyder en noe redusert stigningstakt de siste 3 årene. Basert på trenden i disse data er det antydet at når byggingen av stasjonene vil finne sted i 1993, vil vannstanden ha steget med ca 2 m. Som en konsekvens av dette er, som vist i fig. 3, dimensjonerende in-situ poretrykk valgt tilsvarende høyere enn dagens. En forutsigelse av fremtidig vannstand eller poretrykk er imidlertid beheftet med betydelig grad av usikkerhet, og har vært gjenstandfo mye diskusjon. Det er opplagt at pumping fortsatt foregår i Chingmei-formasjonen og at vannstanden i denne har vært, og vil bli, svært avhengig av omfanget av pumping. Skulle pumpingen helt opphøre, kunne man risikere en vesentlig kraftigere økning enn 2 m frem til 1993, hvilket kan få betydelige konsekvenser for gjennomføring av prosjektene.

Geotekniske egenskaper

På grunn av forkonsolideringen forårsaket av grunnvannspumpingen, har avsetningene styrke- og deformasjonsegenskaper som er vesentlig gunstigere enn for en normalkonsolidert avsetning.

På leire/siltmaterialene fra DL177 og DL172 er det utført både aktive og passive udrenerte og drenerte treaksialforsøk. Resultatene viser betydelig spredning . Følgende normaliserte udrenerte styrker er typiske (σ'_{vo} = dagens effektive overlagringstrykk):

	DL172	*DL177*
Aktive treaksialforsøk	$s_{ua} = 0.70\ \sigma'_{vo}$	$0.40\ \sigma'_{vo}$
Passive "	$s_{up} = 0.40\ \sigma'_{vo}$	$0.25\ \sigma'_{vo}$

De vesentlig høyere styrkene ved DL177 har dels sammenheng med høyere grad av forkonsolidering, men det er også en tendens til at styrken øker med avtagende leirinnhold og plastisitet. Dette skyldes kraftigere tendens for dilatasjon for de mer siltige materialene. (Styrkene ovenfor er tatt ut ved 4% tøyning.)

Effektiv friksjonsvinkel, ϕ', viser også betydelig variasjon avhengig av forsøkstype, materialtype og spenningsnivå. Hvis man velger a = 0, er $\phi = 35 \pm 3^o$ typisk for aktive/passive pålastningstype forsøk (eg. høye spenningsnivåer), men avlastningstype forsøk gir tilsynelatende friksjonsvinkel på hele $\phi' = 45\text{-}55^o$. Velger man å sete $\phi' = 30^o$ for alle forsøkene, vil attraksjonen, a, kunne variere fra 10 til 80 kPa. For finsandlagene er friksjonsvinkelen bestemt ut fra skjærboksforsøk og trykksonderinger anslått til $\phi = 33^o \pm 2$.

Permeabilitet av de enkelte lagene har vært bestemt ved laboratorie- og feltforsøk samt en vurdering basert på kornfordeling (spesielt for sandlagene). På grunn av betydelig micro/macro lagdeling vil de fleste lagene fremstå med vesentlig høyere permeabilitet i horisontal (k_H) enn i vertikal (k_v) retning. Følgende verdier er på denne bakgrunn anslått som typiske for de viktigste lagene:

	k_v (cm/sek)	k_H(cm/sek)
Leire (4ABC og 2)	$1 - 3 \times 10^{-7}$	$2 - 6 \times 10^{-7}$
Silt (4DEF)	$5 \times 10^{-7} - 1 \times 10^{-6}$	$2 \times 10^{-5} - 2 \times 10^{-6}$
Finsand (5 og 3)	$3 \times 5^{-5} - 1 \times 10^{-4}$	$3 \times 10^{-4} - 5 \times 10^{-4}$

Ødometerforsøk viser stort sett konsolideringsegenskaper i tråd med hva man vil forvente for denne type leire/siltmaterialer:

	Konsolideringskoeffisienter		*Modultall*
	C_{vnc} (m²/år)	C_{vsr} (m²/år)	m
Leire 4A, B, C	4-10	20-60	10-15
Silt 4D, E, F	20-80	200-500	15-25

Merk at c_{vsr} gjelder for normalkonsolidert materiale og c_{vsr} gjelder for avlastning (svelling) og rebelastning under forkonsolideringstrykket.

DIMENSJONERINGSASPEKTER - STASJONER

Konstruktiv utforming av stasjonene

Fig. 6 viser et typisk snitt av selve stasjonskroppen slik byggherren har ønsket den. Merk at mellomdekket henger utkraget på veggene, og bare er gjennomgående over korte strekninger der rulletrapper fører ned til plattformnivå. Det er heller ingen søyler som kan overføre vertikale laster mellom takplate og bunnplate. Med ca 19 m fri spennvidde mellom veggene og ca 13 m fri takhøyde gir dette i utgangspunktet store påkjenninger på stasjonskroppen.

Som midlertidige avstivningsvegger har valget falt på slissevegger for samtlige stasjoner. Dette har vist seg å være den rimeligste løsning under hensyntagen til krav til stivhet av veggene for å begrense deformasjoner og setninger på nabobebyggelse. Slissevegger medfører også vesentlig mindre støyulemper enn ramming av spunt.

Byggherren har satt som krav at stasjonene i permanent tilstand er nærmest absolutt vanntette, og ikke medfører påvirkning på poretrykkstilstanden. Dette var etter NGIs oppfatning et unødig strengt krav, fordi avsetningene tidligere har opplevet vesentlig lavere poretrykk enn dagens, slik som vist tidligere (fig. 2 og 3).

Det har vært mye diskusjon med byggherren om den konstruktive utforming av stasjonene og samvirket mellom slisseveggene og de indre stasjonsveggene. NGI foreslo først at slisseveggene også kunne fungere som permanente stasjonsvegger, slik at man bare trengte en blindingsvegg innvendig. Med dagens metoder og utstyr vil slisseveggene kunne bli tilstrekkelig vanntette. Fugene er det svake punktet, men her kan man sette inn foringsrør for senere injeksjon hvis lekkasjer skulle oppstå. På grunn av den store spennvidden mellom tak og bunnplate ville slisseveggene måtte bli ca 1,3 m tykke hvis de alene skulle bære det utvendige permanente jordtrykk/poretrykk. I byggefasen er det tilstrekkelig med ca 1 m tykke vegger. Fordi veggene som vist i det etterfølgende må gå relativt dypt under gravenivå for å ivareta stabilitet, drar man med seg mye ekstra betong i slisseveggene under gravnivå.

Et annet problem med slisseveggene som permanente vegger i forbindelse med byggherrens konsept, er overføring av de store innspenningsmomentene fra tak- og bunnplate, og utkraging av mellomdekket. Skulle bruk av slissevegger som eneste bærende element gi noen vesentlig kostnadsbesparelse, måtte man etablere mellomdekket som et gjennomgående bærende dekke og få etablert gjennomgående bærende pilarer mellom alle dekkene. Dette ville ikke byggherren av rent estetiske/arkitektoniske årsaker akseptere, selv om man derved kunne redusert kostnader ved betongkonstruksjonene for hver stasjon med ca kr 30 millioner.

For den valgte løsning, fig. 6, har det også vært diskusjon om selve samvirket mellom slissevegg og innvendig vegg, og hvorledes man skal oppnå en tilfredsstillende vanntetthet av konstruksjonen. Byggherren har gått inn for å etablere en fullstendig vanntett sveiset plastmembran rundt hele stasjonskroppen. Dette har vi forsøkt å fraråde både av tekniske og økonomiske grunner. Faren for at man skal punktere membranen er stor, selv om sveisene i utgangspunktet kan være tilfredsstillende utført. Dessuten vil det være mulig å oppnå en tetthet av slisseveggene som bare innbærer mindre fuktgjennomslag omkring enkelte fuger. Vannmengdene som vil lekke inn er helt ubetydelige, og vil ikke ha noen innvirkning på poretrykkstilstanden utenfor stasjonene. Dette er bekreftet ved lokale erfaringer, og våre erfaringer med slissevegger i Oslo (Karlsrud, 1981). Vi mente følgelig at de innvendige vegger ikke behøvde dimensjoneres for det fulle utvendige vanntrykk, men bare den relative andel av den forventede fremtidige økning av utvendig vanntrykk fra dagens tilstand til en hydrostatisk tilstand.

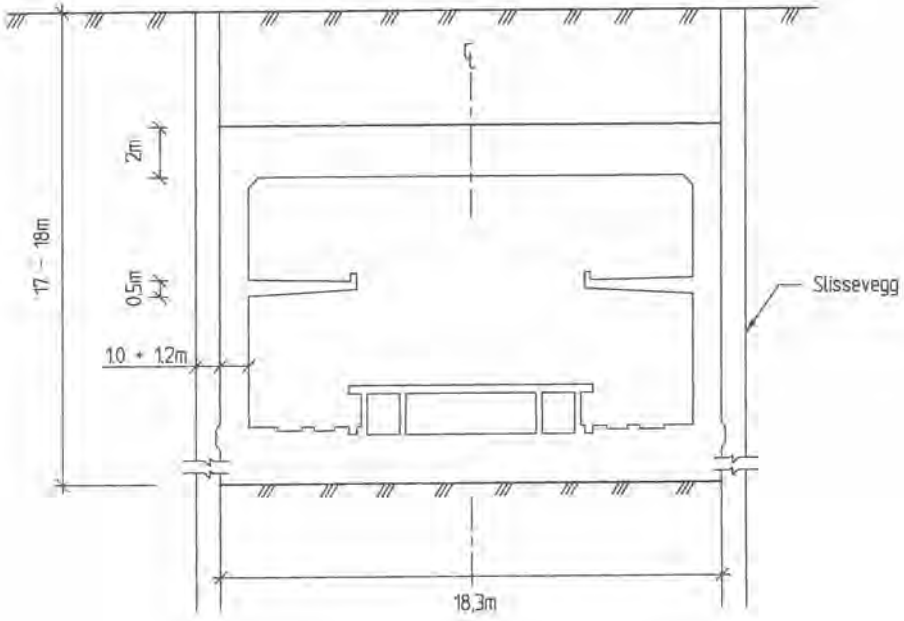


Fig. 6 Typisk snitt av stasjon

For å sikre helt mot trykkoppbygging mot den innvendige veggen kunne man legge inn drensstriper langsmed slisseveggenes fuger eller der man så synlige lekkasjer i slisseveggene som ikke lot seg tette fullstendig.

Ved nesten alle stasjoner har man under bunnplaten leire eller silt (lag 4) av minst 8 m mektighet før man påtreffer finsandlaget (lag 3). Med slissevegger til minst tilsvarende dybde, kan en utfra en strømningsanalyse med de gjeldende permeabilitetsverdier, trekke den konklusjonen at det ville være forsvarlig å tillate en fritt drenert bunnplate. Ved BL4 vil vannmengdene som kommer opp gjennom bunn av byggegropen fra hele stasjonen bare utgjøre 2,6 l/min, mens det ved BL12 bare er ca 1/5 av dette igjen. Dette er så små vannmengder at de vil forsvinne ved diffusjon og ikke trenge oppsamling og utpumping. For å hindre hydraulisk løfting av "leirproppen" vil likevel bunnplaten måtte ta et visst oppadrettet trykk. For BL4 ville det være snakk om ca 56 kPa i motsetning til et fullt fremtidig hydrostatisk trykk på 148 kPa. Dette ville redusere vesentlig nødvendig tykkelse av bunnplaten, fra ca 1,8 m til 1,0 m. Ved BL12 hvor det er vesentlig mektigere leirlag under bunn av byggegropen, ville det ikke bli noe oppadrettet trykk mot bunnplaten i det hele tatt, men den må selvfølgelig ta sin del av jordtrykkene og derfor være ca 0,5 m tykk.

Den drenerete bunnplate løsning var imidlertid så ukonvensjonell (og er vel egentlig det i norsk sammehng også) at hverken Sinotech eller byggherren har villet gå inn for den.

Dimensjonering av midlertidige byggegroper

Byggegropene må dimensjoneres slik at man oppnår tilfredsstillende krav til sikkerhet mot grunnbrudd, samtidig som man må sørge for at deformasjoner og setninger ikke blir så store at det medfører skade på nabobebyggelse.

Grunnbrudd kan i prinsippet oppstå på tre måter:

a) Ved hydraulisk løfting av bunnen
b) Ved innsparking av veggen under nederste stiver
c) Ved klassisk bunnoppressing

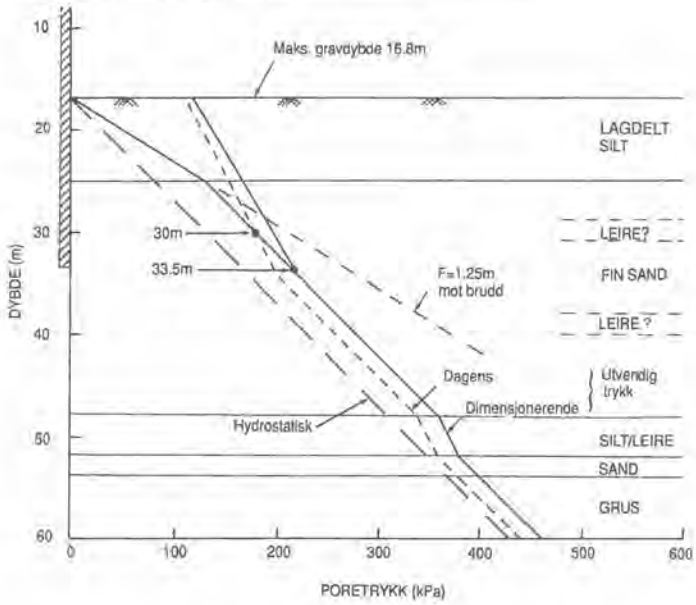


Fig. 7 Beregning av nødvendig fotdybde av veggene for å gi F ≥ 1,25 mot hydraulisk grunnbrudd (BL4-DL177)

Ved stasjon BL4 er det bare a) og b) som er relevante. Fig. 7 viser beregning av nødvendig fotdybde av slisseveggene for å gi en sikkerhetsfaktor F ≥ 1,25 mot hydraulisk løfting. Dette er et krav fastlagt av byggherren definert ved:

$$F = \frac{\text{Total vertikalspenning i dybde z under gravebunn}}{\text{Poretrykk i dybde z}}$$

Merk at byggherren ikke har tillatt å regne med noe friksjon langs innsiden av slisseveggene.

Med den valgte dimensjonerende in-situ poretrykkstilstand (1993) utenfor og under slisseveggene blir nødvendig fotdybde 33.5 m.

Hadde man dimensjonert for dagens tilstand (ca 2 t/m² lavere trykk ved u.k. slissevegg) ville nødvendig fotdybde vært redusert til 30,0 m. Dette illustrerer hvor sensitivt nødvendig fotdybde og sikkerhet mot hydraulisk grunnbrudd er for valgt poretrykkstilstand. Skulle poretrykket når byggingen finner sted være mer enn noen desimeter høyere enn det valgte dimensjoneringsgrunnlag, ville det ikke være mulig å oppnå tilfredsstillende sikkerhet mot hydraulisk løfting bare ved å øke fotdybden av veggene.

Et annet forhold som har stor innvirkning på sikkerheten mot hydraulisk grunnbrudd er antatt nivå for overgang mellom leire/siltlag 4 og finsandlaget 3, som illustrert i fig. 8. Ligger denne overgangen dypere enn 28,2 m, eller

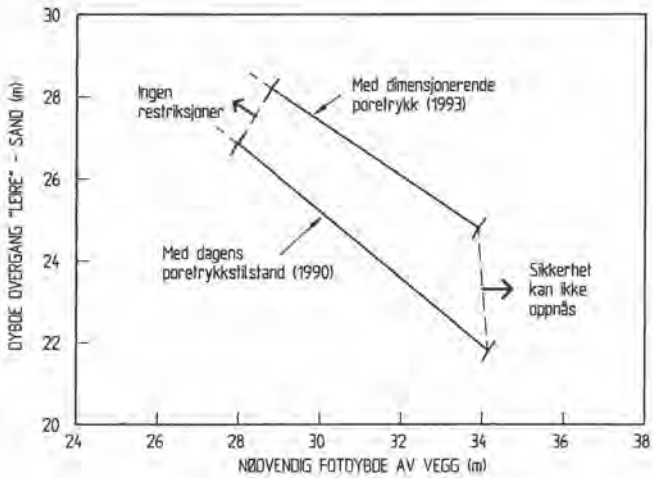


Fig. 8 Innvirkning av dybde på overgang leire/sand på nødvendig fotdybde av veggene (BL4-DL177)

11,4 m under gravebunn, har man ikke noe hydraulisk grunnbruddproblem, mens tilfredsstillende sikkerhet ikke kan oppnåes ved å øke veggens fotdybde hvis overgangen ligger høyere enn i 24,7 m dybde.

Tatt i betraktning usikkerheter mht. forutsetninger om poretrykk og nøyaktig overgang mellom de enkelte lagene, var det naturlig å vurdere om det ikke ville være hensiktsmessig å holde kontroll med poretrykkene ved hjelp av brønner. Et meget enkelt tiltak er å kontrollere poretrykkene ved pumping fra dype brønner i Chingmei-formasjonen. Fordi politikere på høyt nivå tidligere har nedlagt sterke restriksjoner på slik brønnpumping for å stoppe de medfølgende setninger i Taipei (fig. 4), har det ikke vært mulig å få byggherren med på dette. Dette til tross for at vi har kunnet påvise at selv om man senket poretrykket i overgangen til Chingmei med 50 kPa, ville man få knapt 1 cm setning fordi avsetningen har opplevet vesentlig lavere poretrykk tidligere. Å endre på "politiske" beslutninger tatt på høyt nivå er imidlertid svært vanskelig under kinesiske forhold.

Fig. 9 viser to systemer med avlastningsbrønner i finsandlaget som har vært vurdert som alternativ til dype pumpebrønner. Med slike selvdrenerende avlastningsbrønner vil man kunne senke poretrykket ned mot et hydrostatisk nivå. Brønnanalyser viser at Alternativ A, med avskjærende brønner langs innsiden av hver vegg og ned til ca 40 m dybde, vil være mer effektivt og økonomisk enn et system av jevnt fordelte avlastningsbrønner ned til ca 30 m. For stasjon BL4 har man også valgt å satse på et slikt system, både for å sikre mot hydraulisk grunnbrudd og derved begrense fotdybden av veggene, og for å bedre sikkerhet mot innsparking av foten.

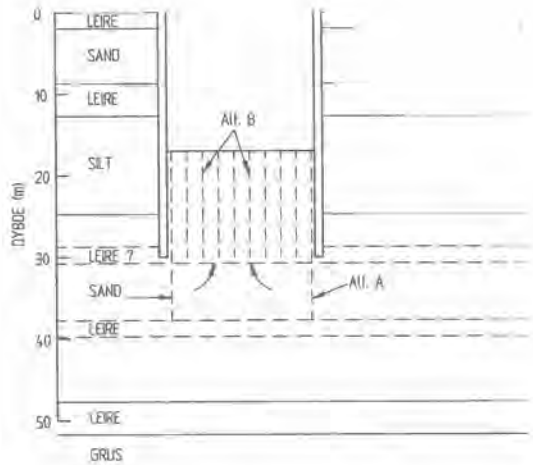


Fig. 9 Alternative systemer for avlastningsbrønner (BL4-DL177)

Etablering av brønner i finsand er forbundet med en risiko for grunnvannserosjon og krever en meget omhyggeig utførelse av brønnfilter m.m., samt nøye kontroll med eventuelt finstoffinnhold i drensvannet. En pålitelig dimensjonering av brønnsystemet, og spesielt valg av brønnavstand, krever normalt også godt kontrollerte pumpeforsøk som er pålagt utført av entreprenøren før brønnene etableres. Foreløpige analyser antyder en nødvendig brønnavstand på c/c 2 m for Alt. A hvis poretrykket ikke skal bli høyere enn ca 2 m over hydrostatisk i 25 m dybde.

Når det gjelder sikkerhet mot innsparking av foten av veggene så er denne bestemt av moment fra aktivt og passivt jordtrykk om nedre stiver. Byggherren har krevet en sikkerhetsfaktor på F ≥ 1,5, dvs. $M_p \geq 1{,}5$ Ma.

I Taipei har det vært vanlig å dimensjonere på bakgrunn av aktive og passive jordtrykk for leirlagene bestemt på grunnlag av en totalspenningsanalyse og udrenerte skjærstyrker fra enaksiale trykkforsøk eller isotropt konsoliderte treaksiale trykkforsøk. For stasjon BL4 viser imidlertid svelleanalyser, fig. 10, at det bare vil ta 1/2 måned å oppnå 90% midlere grad av dissipering av de negative poretrykkene som settes opp ved en umiddelbar utgraving til full dybde.

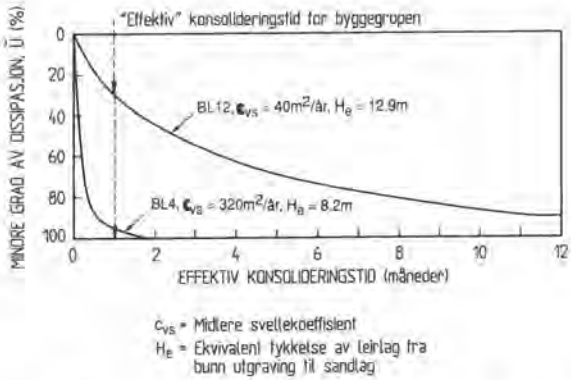


Fig. 10 Beregnet forløp av poretrykksdissipasjon under gravebunn ved umiddelbar utgraving til full dybde (BL4 og BC12)

Utgraving av hele byggegropen vil ta ca 1 år. En beregning av utvikling av negative poretrykk og dissipering av disse trykkene etterhvert som utgravingen blir dypere representerer et tidsvarierende avlastnings- og dissiperings-problem, der også øvre dreneringsgrense representert ved bunn utgravning gradvis flytter seg nedover. Det er derfor sterkt forenklet å anta at utgraving til full dybde skjer i en operasjon og at det ikke skjer noe

dissipering av poretrykk før dette slik det er antatt i fig. 11. Overslag viser imidlertid at for å få frem hvor mye dissipering som vil ha skjedd når man når utgraving til full dybde etter ett år, kan man ekvivalere dette med en effektiv tid for poretrykksdissipasjon på ca 1 måned etter en antatt "umiddelbar" utgraving til full dybde. Fig. 11 viser at for BL12 vil man da ha omtrent 95% dissipasjon. Det betyr i praksis at man vil oppnå en nærmest fullt drenert spenningstilstand, der poretrykkene er gitt ved en stasjonær strømmingsanalyse. Følgelig må passivt mothold beregnes på drenert effektivspenningsbasis.

En slik drenert analyse gir mindre passivt mothold i leire/silt massene og derved større nødvendig fotdybde av veggen enn en udrenert analyse. Dette pga. massenes forkonsolidering og relativt sett høye udrenerte styrker. For aktivt jordtrykk er det relativt liten forskjell på udrenert og drenert analyse. En drenert analyse er også i dette tilfellet mest relevant for BL12.

For stasjon BL12, med vesentlig mektigere leirlag under bunn utgravning (fig. 2), og også leire med lavere svellekoeffisienter (typisk gjennomsnittlig $C_{vs} \approx 40$ m²/år for BL12 mot $C_{vs} \approx 320$ m²/år ved BL4) viser beregninger (fig. 11) at midlere dissipasjon av de negative poretrykksendringene forårsaket av utgravningen bare vil bli ca. 30%. Følgelig er det her mer relevant å beregne jordtrykk på basis av udrenerte styrker.

Det har vært en utfordring å overbevise byggherrens representanter om at en drenert analyse er relevant for de fleste stasjonene, som har grunnforhodl mest likt BL4, mens en udrenert analyse bare er relevant der det er mektigere leirlag under bunn utgravning slik som ved BL12. Vår måte å betrakte dette på har imidlertid nå vunnet solid innpass, også hos de øvrige konsulenter.

Med hensyn til beregning av passivt jordtrykk på drenert effektiv-spenningsbasis, så var det vanlig praksis å benytte plane glideflate-betraktninger, som gir vesentlig høyere jordtrykkskoeffisienter enn ikke-plane sammensatte log-spiraler e.l., og spesielt når man regner med positiv veggfriksjon (se f.eks. Janbu, 1972). Som en liten bemerkning her kan det nevnes at de ikke finnes udiskutable eksakte løsninger for passivt jordtrykk annet enn for "vektløs" jord. Det kan også bemerkes at Janbus (1972) og Grandes (1990) velkjente diagrammer gir en god del lavere verdier enn alle andre publiserte løsninger, spesielt for høye friksjonsvinkler og høy veggfriksjon, tg ρ (tg ρ = r · tg ϕ', der r = ruhetstall som definert av Janbu).

Valg av veggfriksjon eller ruhet ved beregning av passivt jordtrykk er gjenstand for skjønn. Som nevnt har det også betydelig innvirkning på jordtrykket, og derved beregnet nødvendig fotdybde av veggen som illustrert for BL4 i fig. 11. For en ren stabilitet/ sikkerhetsbetraktning kunne man nok tillate å bruke et "ruhetstall" r = 2/3, på passiv side, men man må være klar

over at det antagelig krever ganske stor horisontalforskyvning av veggen for å mobilisere så stor veggfriksjon.

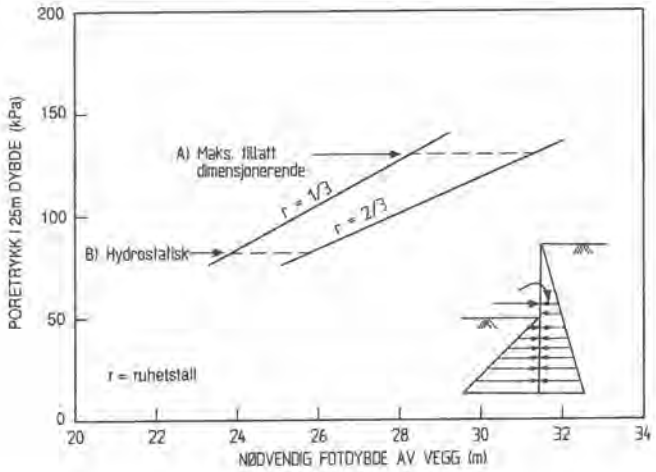


Fig. 11 Nødvendig fotdybde av veggene for å gi F = 1,5 mot innsparking om nedre stiver (BL4-DL177)

Fig. 11 viser også hvor stor betydning antatt poretrykk har for beregning av nødvendig fotdybde av veggen. Med r = 2/3 og det valgte dimensjonerende poretrykk (uten drenering), er nødvendig fotdybde 29 m, og reduseres til 23,6 m hvis man ved avlastningsbrønner skulle klare å oppnå en hydrostatisk poretrykksfordeling.

Veggens nødvendige fotdybde er også til en viss grad bestemt av krav til deformasjoner. Beregning av deformasjoner og krefter i avstivning og vegger er utført ved bruk av et bjelke-type elementprogram der jorden er modellert som bi-lineære elasto-plastiske fjærer på aktiv og passiv side. Det plastiske flytenivå i jordfjærene tilpasses for hvert gravetrinn det aktive og passive grenselikevektstrykket i jorden, og man kan legge inn stivere etterhvert med ønsket grad av forspenning. For BL4 har man valgt avstivning i fem nivåer og en 1 m tykk slissevegg med fotdybde 30 m. Stivere er forutsatt forspent til ca 80% av maksimal last. Med de valgte fjærstivheter gav dette en maksimal horisontalforskyvning på bare 38 mm eller 0,22% av gravedybde, som må betraktes som meget beskjedent. Resulterende form på terrengsetningene vist i fig. 12 er anslått fra horisontalforskyvningen på bakgrunn av lokale

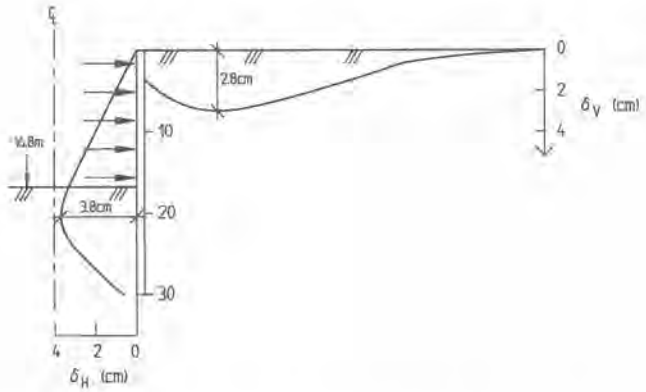


Fig. 12 Beregnede forskyvninger etter utgraving til full dybde (BL4-DL177)

erfaringer i Taipei og NGIs erfaringer fra utgravninger i Oslo. Lokale erfaringer viser for eksempel at maksimal terrengsetning er ca 75% av maksimal horisontalforskyvning, og skulle derfor bli 28 mm i det foreliggende tilfellet.

For tilsvarende vegg og avstivning er deformasjonene beregnet å bli ca 50% større ved stasjon BL12, vesentlig på grunn av mektigere og bløtere leirlag.

Byggherren hadde i utgangspunktet satt et unødig strengt krav til akseptable setninger av nabobebyggelse. Største setning fikk ikke overstige 25 mm og maksimal differentialsetning en helning på 1:500. Basert på den foreliggende forventede form på setningene som illustrert ved fig. 12, har vi fått byggherren til å akseptere et mer differensiert krav som knytter seg mer direkte til formen på setningsforløpet, og spesielt relative vinkelendringer som er den mest direkte årsak til sprekker og skader. Uten å gå i detalj på dette her, innebærer dette at hvis byggets fasade ligger mer enn 10 m fra byggegropen kan man tillate en maksimal terrengsetning på ca 60 mm. Ligger byggets fasade helt inntil byggegropen blir maksimal tillatt terrengsetning ca 35 mm.

Som vist ved det ovenstående er det en rekke faktorer eller parametre som påvirker valg av teknisk løsning for disse byggegropene for stasjonen, og spesielt fotdybde av veggene. For å sette dette litt i perspektiv, kan det nevnes at for 1 m endring av veggdybde endrer man kostnadene for hver stasjon med ca kr 2 millioner. Som man ser av beregningene ovenfor har vi vært gjennom mulige variasjoner i fotdybde på nesten 10 m, eller 20 millioner i kostnad pr stasjon. Spesielt kan det nevnes at hvis byggherrren og myndighetene hadde tillatt å senke poretrykket i Chingmei-formasjonen med ca

50 kPa, kunne man i gjennomsnitt ha redusert fotdybden av slisseveggene for stasjonene med omlag 6 m, og derved spart totalt ca kr 400 millioner under Fase 1 utbyggingen.

4. DIMENSJONERINGSASPEKTER TUNNELER

Drivemetoder

Langs DL177 vil tunnelene ligge med hengen like i overgangen mellom finsandlag 5 og leire/siltlag 4 som illustrert i fig. 13.

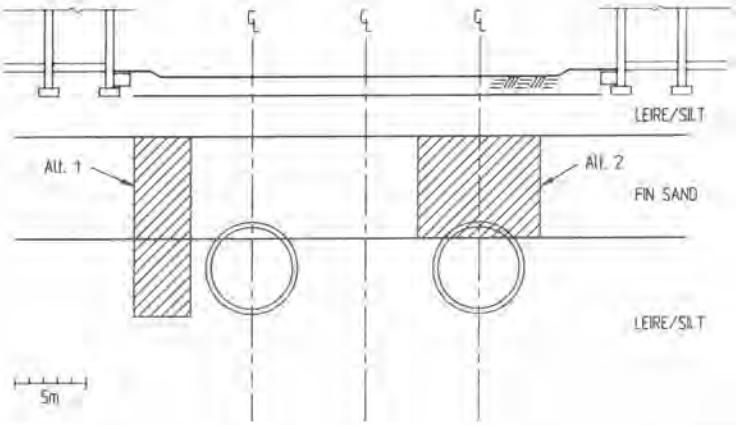


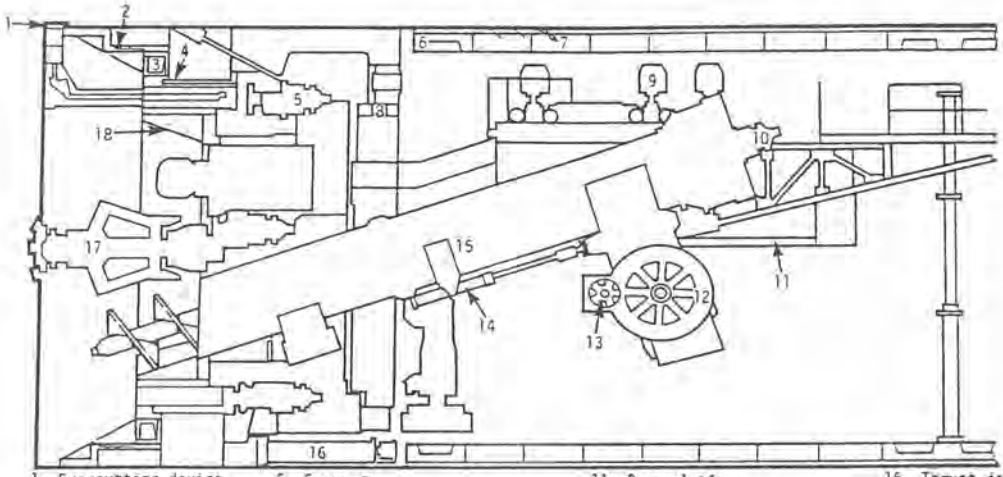
Fig. 13 Typiske tverrsnitt av tunneler, DL177

På det meste av strekningen ligger det bygninger innenfor en avstand av 5 til 12 m fra ℄ av tunnelene. Det ligger også en rekke hovedledninger for gass (Ø = 150 til 300 mm) og vann (Ø = 200 til 700 mm) rett over tunnelene. Dette gjør at det stilles strenge krav til deformasjoner og setninger forårsaket av tunnelene.

Tunneldriving i løsmasser utføres vanligvis ved ulike former for skjolddrift med suksessiv permanent utforing like bak skjoldet. For å ivareta stabilitet av stuffen i en blanding av middels fast leire og vannførende finsand er det stort sett bare to hovedprinsipper som er aktuelle:

1) Bruk av åpent skjold med trykkluftkammer
2) Bruk av lukkede fullprofil boreskjold-maskiner

Ved bruk av åpent skjold og trykkluft er det begrensninger på trykket som kan anvendes på grunn av faren for utblåsning i sandlaget. Trykket bør ikke overstige in-situ poretrykk på ca 50-60 kPa i hengen. Det vil si at man ikke har mulighet for å utbalanser in-situ jordtrykk. Selv om det ikke ville være fare for direkte grunnbrudd på stuff, så kreves det en god del deformasjoner i massene foran stuff for å mobilisere skjærstyrker i jorda.



1. Overcutting device
2. Seal
3. Thrust roller
4. Radial plain bearing
5. Cutter drive motor
6. Segment
7. Tailseal
8. Segment erector
9. Segment reforming device
10. Screw conveyor drive motor
11. Rear platform
12. Rotary feeder
13. Rotary feeder drive motor
14. Conveyor screw gate jack
15. Screw conveyor
16. Thrust jack
17. Agitator
18. Bulkhead

Fig. 14 Eksempel på boreskjold-maskin for tunneldriving i løsmasser

Fig. 14 viser prinsippet for boreskjold-maskiner. I fronten av skjoldet er et roterende kutterhode med ulike former for skjær og/eller tenner. Bak borehodet ligger et lukket kammer som massene taes ut gjennom. Skjoldet strekker seg gjerne 6-8 m bak kammeret slik at man fortløpende kan få montert den permanente utforingen. Skjoldet jekkes kontinuerlig fram fra enden av utforingen under boringen. Det er tre hovedkategorier av maskiner avhengig av hvorledes massene taes ut og man kontrollerer trykket i massene foran stuffen.

- Ved balansert-jordtrykksskjold (Earth Pressure Balance Shield, EPBS) taes massene ut med jordskrue. Uttak av masser tilpasses fremrykkingshastigheten av maskinen. Derved får man en fullstendig utbalansering av in-situ jordtrykk på stuff. EPBS-metoden er best egnet i rene leirmasser med moderat til lav omrørt styrke. Metoden er uegnet i faste leirer og rene sandmasser.

- Ved boreslam-skjold (Slurry Shields) spyles en vann-bentonittblanding ut gjennom dyser i kutterhodet, slik at det skapes en slamblanding i borekammeret som kan pumpes ut under mottrykk. Trykket på slamblandingen i borekammeret kan tilpasses slik at man også i dette tilfellet kan fullt ut utbalansere in-situ jordtrykk i massene på stuff. Denne metoden egner seg best i sand og siltmaterialer som det er lett å oppnå en jevn pumpbar slamblanding i.

- I de senere årene er det også kommet på markedet en mellomting også kalt "Slime Shield". Det tilsettes da også bentonittvæske under boringen, men bare i små mengder slik at man får en plastisk masse som kan skrues ut av borekammeret som ved EPBS-metoden. Dette gjør at man kan komme gjennom et større spekter av masser enn ved de to andre metodene, fra relativt fast leire til finsand.

Det kan også nevnes at det nå finnes utstyr der man kan skifte mellom EPBS-metoden og Slurry Shield-metoden underveis.

Det vil være opp til entreprenøren å velge utstyr for utførelse av disse tunnelene, men det synes ganske klart at valget vil falle på EBPS eller "Slime Shield". Konsulentens oppgave i forbindelse med tunneldrivingen har foruten å klarlegge grunnforhold og massenes geotekniske egenskaper, vært å angi dimensjoneringskriterier for utforingen, utrede hva slags deformasjoner og setninger som kan oppstå og hvilke tiltak som eventuelt må settes inn for å forebygge setninger og skader.

Om utforingen skal det bare sies ganske kort at denne forutsettes å bestå av standard prefabrikerte betongelementer som skrues/boltes sammen. Elementene er forsynt med gummipakninger for å sikre vanntetthet og diemsjoneres for in-situ jordtrykk.

Vurdering av deformasjoner og behov for sikringstiltak

Deformasjoner som følge av skjolddriftsdrevne tunneler i løsmasser kan primært forårsakes av følgende:

1) Bevegelse av jordmassene inn mot stuffen, også kalt "stuff tap" (face loss).

2) Fordi skjoldet har en noe større ytre diameter enn utforingen blir det en glippe som kan kollapse med mindre man suksessivt klarer å fylle denne helt med injeksjonsmasse. Dette kalles "tail void loss".

3) Deformasjoner i utforingen når jordtrykket bygger seg opp.

4) Deformasjoner forårsaket av rekonsolidering av jordmasser rundt tunnelen som er blitt omrørt eller forstyrret under drivingen.

5) Deformasjoner som følge av innlekkasje og poretrykksreduksjon i massene rundt tunnelen.

Deformasjonene beskrives vanligvis som et volumtap ijorden som normaliseres med hensyn til tunnelens tverrsnittsareal, også kalt volumtapsforholdet, ρ, der

$$\rho = \frac{\text{Volumtap i jorden pr lengdeenhet}}{\text{Areal av tunnelen}}$$

Attewell et al. (1986) har en meget utførlig beskrivelse av metoder for å forutsi størrelsen av volumtapene, medfølgende terrengsetninger og formen på disse. De har også sammenstillet erfaringsdata fra en rekke tunneler drevet med ulike typer skjold. Fig. 15 viser et nomogram for å beregne formen på terrengsetninger over tunnelen. Avstanden, x, refererer seg til avstand fra front av skjoldet og, y, avstand fra C_L av tunnelen. Avstandene er normalisert med hensyn til en normalisert avstand, i, som er gitt ved

$$i = a\left(\frac{z}{2a}\right)^{0,8}$$

z = dybde fra terreng til C_L tunnel
a = tunnelradius

Setningene i fig. 15 er normalisert mht. den maksimale setningen, s_{max}, som er relatert til volumtapsforholdet, ρ, som følger

$$s_{max} = \frac{\rho \cdot \pi \cdot a^2}{2{,}5 \cdot i}$$

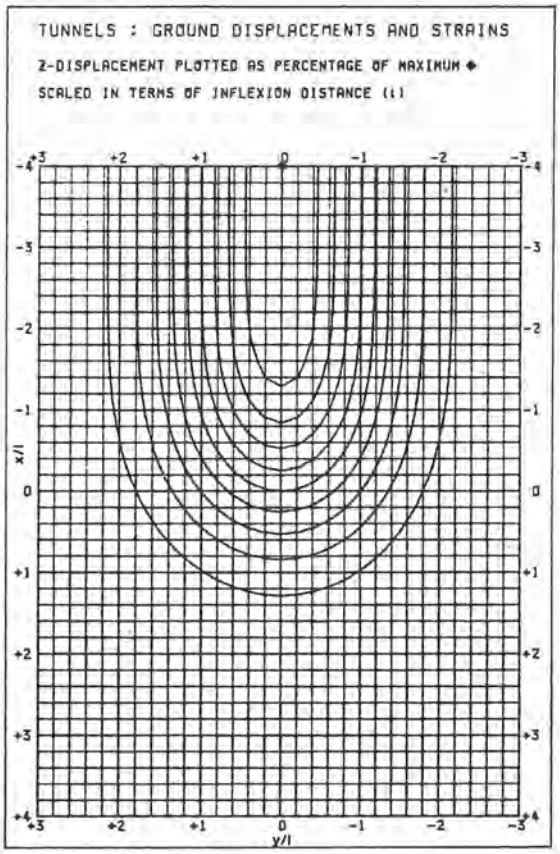


Fig. 15 Nomogram for å anslå formen på terrensetning ved tunneldriving i løsmasser (etter Attewell et al., 1986)

Uten å gå i detalj, har det for DL177 på bakgrunn av tidligere erfaringer under sammenliknbare forhold vært anslått at man bør kunne oppnå et volumtapsforhold, ρ, på 3%. Ved bruk av formlene ovenfor vil dette gi en maksimal terrengsetning, s_{max}, på 67 mm og terrengsetningsprofiler som vist i fig. 16. På bakgrunn av det forventede terrengsetningsprofilet i fig. 16a er det vurdert mulige skadekonsekvenser for bygninger langsmed tunnelene. Man har primært vurdert skadepotensialet ut fra forventet maksimal helning, θ_{max} i setningsforløpet og maksimal helning, β_{max}, i et punkt i forhold til byggets midlere absolutte helning. Potensielle skadegrenser er anslått til:

θ_{max} = 5 x 10^{-3} radianer (1:200)
β_{max} = 2,5 x 10^{-3} radianer (1:400)

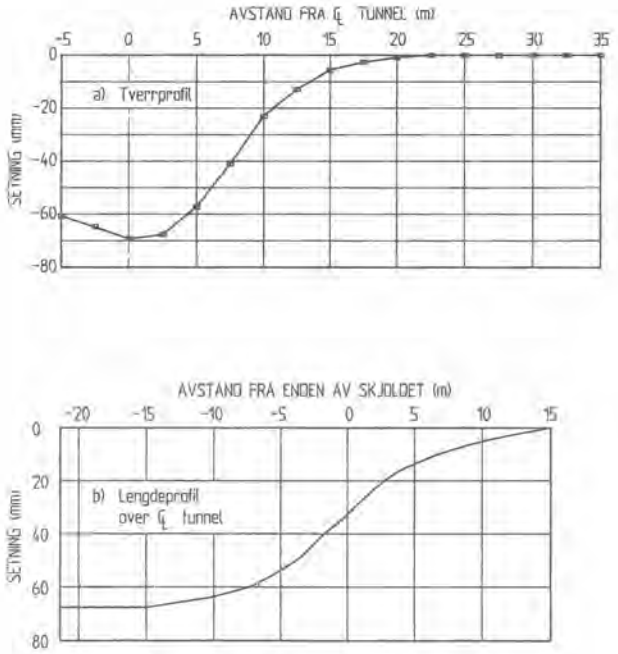


Fig. 16 Anslåtte setningsprofiler som følge av tunneldriving, DL177

De 4-6 etasjers bygningene langs DL177 traséen er typisk 15 m brede. Med det anslåtte setningsprofil og de foreslåtte skadegrenser vil bygninger som ligger med mindre avstand enn 10 m fra C_L av en av tunnelene kunne få skader. Langs DL177 gjelder dette over en 350 m lang strekning og omfatter mao. et stort antall bygninger. For å komme innenfor akseptable grenser for terrengsetninger for alle bygninger, må maksimal terrengsetning over tunnelen være mindre enn 40 mm.

Den enkleste måten å redusere setninger og skadepotensialet på er å angripe problemet fra tunnelsiden. Det kan for eksempel være aktuelt å trykke maskinene raskere frem enn masser taes ut fra borekammeret, det vil si at man søker å oppnå en viss heving av terrenget foran stuff for å kompensere noe for etterfølgende "tail void loss" og rekonsolidering av omrørte masser. Det kan også være aktuelt å utføre mer omfattende massefortrengende injeksjon bak

skjoldet og utforingen enn det som er vanlig. Dette vil kreve at skjold og utforing dimensjoneres for større påkjenninger enn gitt ved in-situ jordtrykkstilstand i bakken.

Grunnforsterkning før tunnelene drives frem er et annet hovedalternativ, enten langs sidene av tunnelene eller rett over tunnelene som skissert i fig. 13. Mest aktuell from for grunnforsterkning er jet-injiserte pilarer som kan plasseres i ribbemønster eller som enkeltpilarer. Det vil imidlertid være entreprenørens ansvar å velge metoder for å begrense setningene slik at de blir innenfor akseptable grenser.

SLUTTORD

Det har vært en spennende og interessant utfordring å få anledning til å arbeide med prosjektering av undergrunnsbanen i Taipei. Som alltid når man arbeider utenlands er det en rekke utenforliggende forhold man må tilpasse seg. Det er ikke gjort over natten å bryte med sedvane og få innpass for nye idéer eller andre måter å gjøre ting på. Det fremgår også av dette foredraget at det har vært vanskelig å vinne innpass for flere idéer som kunne ha nedført betydelige kostnadsbesparelser for TRTS prosjektet totalt sett. Det foreligger et relativt ambisiøst program for instrumentering og overvåking av anleggsarbeidene som det skal bli interessant å følge med på. Dette vil forhåpentligvis også bidra til at man etterhevert kan få aksept for nye og forbedrede dimensjoneringskriterier, og oppnå rimeligere løsninger enn de som til nå er valgt.

REFERANSER

Attewell, P.B., Yeates, J., and Selby, A.R. (1986) "Soil movements induced by tunneling and their effects on pipelines and structures". Published by Blockie & Son Ltd., Glascow.

Grande, L. (1990) "Klassiske jordtrykk". Norske Siviling. Forening. Kurs i "Prosjektering og praktisk utførelse av avstivede byggegroper". Kursdagene NTH, januar 1990.

Janbu, N. (1972) "Earth pressure computations in theory and practice". Proceedings 5th European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Madrid 19.

Karlsrud, K. (1981) "Performance and design of slurry walls in soft clay". American Society of Civil Engineers. Spring Convention, New York, N.Y. 1981. ASCE. Preprint, 81-047. Også publisert i NGI Publ., 149.

Sivilingeniør Bård Bakkejord, NCC A/S

Innlegg gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

INTERNASJONALT SYMPOSIUM - LOEN 1990.

International symposium - Loen 1990.

Sivilingeniør Per Magnus Johansen
Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Det internasjonale symposium - Rock Joints - ble arrangert i Loen i juni 1990. Rammen om symposiet var det aller beste og det faglige utbyttet synes å ha vært meget godt.
Totalt var det nær 200 deltakere inkludert de som også fulgte "Work-shop on scale effects".

SUMMARY

The first international symposium on Rock Joints was held in marvellous surroundings i Loen in June. Including participants to the Work-shop on Scale Effects nearly 200 attented the symposium.

SYMPOSIET BLE ARRANGERT AV ISRM-COMMISSION ON ROCK JOINTS, NBG OG NGI I FELLESSKAP.

Symposiet i Loen kom i stand ved at ISRM-Commossion on Rock Joints gikk inn for å holde to symposier i forbindelse med deres arbeid.
ISRM-Commission on Rock Joints har følgende medlemmer:

Ove Stephanson, Universitetet i Luleå
Neville Cook, University of California, Berkeley
Herb Einstein, MIT
Richard Goodman, University of California, Berkeley
John Hudson, Imperial College, London
Nick Barton, NGI

På initiativ av Nick Barton ble Norge og Loen valgt som det første sted og Norsk Bergmekanikkgruppe fikk en henvendelse fra Commission on Rock Joints som ønsket Bergmekanikkgruppens medvirkning til arrangementet.

De nye ISRM By-laws som ble gjeldene etter ISRM-møtet i 1989 gjør den nasjonale foreningen automatisk til arrangør av ISRM-sponsede symposier.

NGI stilte som sekretæriat og økonomisk garantist for symposiet.

LOEN VAR ET PERFEKT VALG FOR ROCK JOINTS-SYMPOSIET.

Loen er et nær perfekt valg for et symposium som tar for seg sprekkers oppførsel og disses innvirkning på stabilitet av naturlige skråninger, skjæringer, damsteder, tunneler og bergrom.

135 mennesker er drept i Loen i to store fjellskred i 1905 og 1936. Kveldsturen som symposiet la til rasstedet og minneplakettene over de drepte ga deltakerne et meget sterkt inntrykk.

For øvrig var turen til Briksdalsbreen i fantastisk vær noe alle deltakerne satte pris på.
Av symposiets ca. 160 deltakere kom 16 fra Norge. Det land som var best representert var USA med 25 deltakere. Også Japan og Storbrittannia hadde flere deltakere enn Norge.

DET SYNES Å VÆRE MEST BERGMEKANISK FORSKNING INNEN LAGRING AV SPESIALAV-FALL/ ATOMAVFALL.

En stor del av deltakerne synes svært opptatt av sprekkers og bergmassers oppførsel i forbindelse med lagring av "hazardous waste".
En stor del av forskningsmidlene på verdensbasis synes kanalisert til problemstillinger vedrørende atomavfall og hvordan man på best mulig måte kan modellere sprekkers innvirkning på bergmassenes permeabilitet.

Innen petroleumsindustrien har først og fremst geologene rådet grunnen. Svært mange av problemstillingene er her de samme som for de berg-mekanikerne strir med i forbindelse med lagringsproblematikken.
Et samarbeid mellom geologer, som kan gi bergmekanikerne viktige "input" om bergmassenes og sprekkers karakteristika og opprinnelse, og bergmekanikere/ ingeniørgeologer kan bli meget fruktbart for begge parter.

SYMPOSIET BLE EN SUKSESS, BÅDE FAGLIG OG SOSIALT, MEN IKKE ØKONOMISK.

Bergmekanikkgruppen hadde håpet på at Loen - konferansen skulle gi nye penger i kassen. Status viser at symposiet synes å gå med et underskudd på nær kr. 100 000,-.

Likevel synes symposiet å ha blitt en god reklame for Norge og arrangørene skal ha all ære av et godt gjennomført konferanse.

EKSPERIMENTELT FASTLAGTE RYSTELSESGRENSER. ERFARINGER FRA RENSEANLEGG I TRONDHEIM.

Determination of limits of blasting vibrations by test blasting. Experience from a sewage treatment plant in Trondheim, Norway.

Sivilingeniør Brede Nermoen
O.T.Blindheim AS

Sivilingeniør Anders Beitnes
O.T.Blindheim AS

SAMMENDRAG

I forbindelse med mer intensiv utnytting av undergrunnen i tettbebygde strøk, blir spørsmålet om hvor store rystelser naboene kan utsettes for uten å bli påført urimelige ulemper stadig mer aktuelt.

Ved bygging av et kloakkrenseanlegg i fjell i Trondheim ble rystelsesgrensene for en svært ømfintlig innstallasjon i et nabobygg bestemt etter prøvesprengninger tidlig i planleggingsfasen. Konstruksjonen ble utstyrt med vertikale geofoner og aksellerometre, og det ble avfyrt 5 ladninger med økende styrke innboret i fjellgrunnen. Konklusjonen ble en grense på 15 mm/sek for en tunnel i skrå avstand ca.30 m. Entreprenøren har ved utnytelse av Nonel-tennsystemer kunnet drive tunnelen med fullt tverrsnitt uten overskridelse av kravet, og utstyret er ikke skadet.

SUMMARY

During planning of an underground sewage treatment plant testblastings were carried out to determine the necessary regulations of the vibrations from the rock excavation. The tests were carried out by using 5 charges of different volumes at a known distance from the critical object; a sensitive ship navigation simulator.

Geofones and accelerometers were mounted on the simulator, and the criteria for the blasting vibrations was determined on basis of measurments of acceleration together with the vibration velocity.

The limits was set at maximum 15 mm/sek. The contractor excavated a tunnel at a distance of 30 m without any damages on the simulator.

BAKGRUNN

Trondheim kommune startet i 1988 planleggingen av et kloakkrenseanlegg for de østlige bydeler. Anlegget skulle plasseres i fjell under Ladehammeren, en del av Ladehalvøya med en markert fjellformasjon. Lokaliseringen er gjort ut fra ønsket om plassering i fjell og gunstigst mulig plassering i forhold til det området som skal betjenes. I forhold til disse kriteriene representerer den valgte plassering et optimum.

Ladehammeren ligger som en "knaus" og danner østre avgrensning på havneområdet i Trondheim. Bergarten i området er grønnskifer med noen benker av kvartskeratofyr. Oppsprekkingen er i hovedsak parallell med skifrigheten og typisk er relativt hyppig forekomst av klorittslepper med sterkt forskifret og småfallent sidefjell.

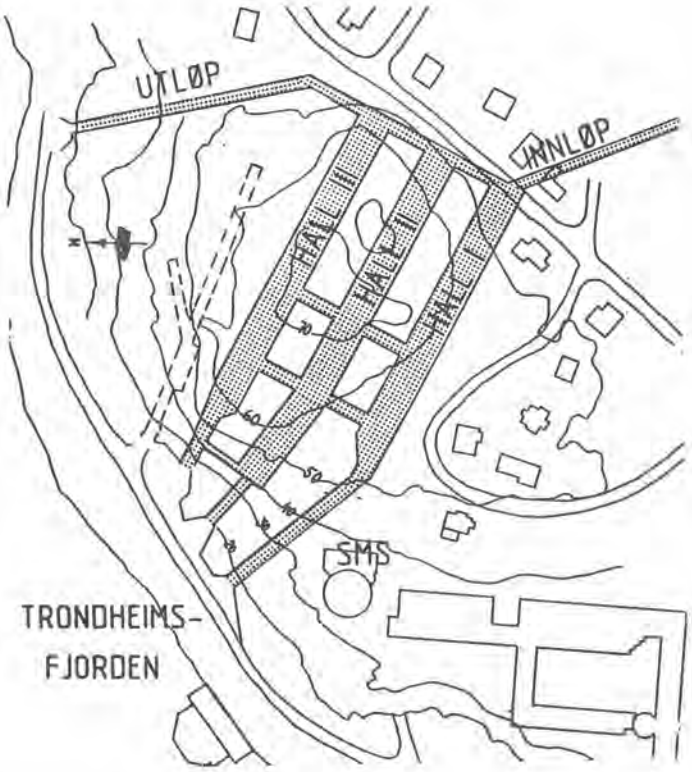


Fig. 1. OVERSIKTSTEGNING, viser plassering av elementer omtalt i teksten.

Området er i dag bebygd med villaer, private bedrifter og skoler. De sentrale delene rett over hallene til renseanlegget er i dag friområde. Under siste verdenskrig ble hele området mer eller mindre bygd ut som en festning, med flere konstruksjoner i dagen og et større antall stoller inn i fjellmasivet.

Typiske kritiske avstander til bolighus og ømfintlige konstruksjoner er 25 - 40 m.

Renseanlegget består i hovedsak av 3 parallelle haller med hvert sitt påhugg fra dagen. Hallene er 15 m brede med svakt krummet heng (pilhøyde 2 m) og varierende høyde avhengig av bruksområdet. Hallene er knyttet sammen med 5 tverrtunneler som er 6 m brede og går opp til underkant av vederlaget. Endene av hallene bindes sammen av en utløpstunnel som fortsetter ca 130 m til en utslippskonstruksjon i dagen. Fra denne går det rør for dyputslipp i Trondheimsfjorden. Kloakken vil føres inn i anlegget gjennom en tunnel under bebyggelsen fra sørsiden av Ladehammeren. Denne drives med et minimumstverrsnitt for vanlig 3-boms tunnelrigg, og blir ca. 240 m lang.

Før anleggsstart ble det gjort en forhåndsbesiktigelse av den bygningsmassen som lå så nære anlegget at det kunne være fare for skader som følge av sprengningsrystelsene. Dette utgjorde ca.100 boenheter fordelt på eneboliger, tomannsboliger, firemannsboliger og rekkehus. I tillegg kom skoler og undervisningsbygg.

Etter forhåndsbesiktigelsen ble det ut fra tradisjonelle betraktninger, generelle erfaringer og erfaringer fra nærliggende anlegg i samme bergart fastsatt en grense for tillatte rystelser målt på grunnmur. Denne er for samtlige hus med unntak av 3 satt til 50 mm/sek (hastighet) og 140 µm (utsving).

For to eldre bolighus, med sammensatte konstruksjoner av mange forskjellige materialer, ble grensen satt til 35 mm/sek og 100 µm.

Hensikten med grensene er å regulere entreprenørens sprengningsarbeider slik at det ikke påføres unødige skader på naboeiendommene. Grensene er videre med på å regulere erstatningsansvaret mellom byggherre og entreprenør i forhold til naboene. Faste grenser for hvert hus er valgt for å gjøre kommunikasjon og oppfølging i byggeprosessen enkel.

SMS - SKIPS MANØVER SENTERET

Dette var den tredje bygningen som etter forhåndsbesiktigelsen ble pålagt spesielle grenser for tillatte rystelser. Skips Manøver Senteret er en simulator hvor skipsførere kan trene/lære seg å manøvrere i valgte havner eller spesielle farvann. Treningssenteret er en selvstendig stiftelse som driver kursvirksomhet gjennom det meste av året.

Simulatoren er bygget opp omkring et sinnrikt optisk projiseringsutstyr styrt av en datamaskin. Det kritiske element i simulatoren er projiseringsutstyret som er rent mekanisk og består av lamper, motorer, overføringer og prismer. Alt er opplagret på glassprismer og står i et "tårn" som via frittstående stålrammer og betongsøyler står på eget fjellfundament. Hele denne konstruksjonen er uavhengig i forhold til resten av bygningen og overfører ingen krefter fra denne. Fundamentene står ca 30 m i minste skråavstand fra adkomsttunnel I.

Den tyske produsenten av utstyret kunne ikke oppgi noen verdier for anbefalte rystelsesgrenser, og anbefalte i steden total demontering og stenging av simulatoren som beste løsning. Økonomisk sett ville dette påføre anlegget merkostnader på flere hundretusen kroner for selve arbeidet og som erstatning til SMS for tapte driftsinntekter.

På denne bakgrunn ble det enighet mellom Byggherren og SMS om at man skulle prøve å holde anlegget i gang gjennom hele byggeperioden. Som ingeniørgeologisk rådgiver for byggherren ble vi bedt om å finne fram til et realistisk nivå for maksimalt tillatte rystelser.

BETRAKTNING OM UTSTYRETS TÅLEGRENSE

Det var uten videre klart at utstyret er svært ømfintlig for rystelser, selv i "parkert" stilling. Den omhyggelig gjennomførte selvstendendige bærekonstuksjonen er alene et bevis på dette. Men det er også uten videre klart at det, i motsetning til leverandørens oppfatning, eksisterer en faktisk tålegrense. Ellers ville det ikke være mulig å drive vedlikehold og reparasjoner med mannskap som vitterlig må bevege seg oppe i konstruksjonen.

Ved en nøye gjennomgåelse av utstyrets bevegelsesledd, fant vi at disse er avhengig av kontakt i kraft av egen tyngde. Vertikal akselleresjon større enn 1 g ville derfor være ødeleggende, og i mangel av noe bedre kriterium fant vi å

kunne foreslå en grense for akselleraşjon i utstyrets bærekjerne på 0,5 g, dvs 5m/s2. For forventede frekvenser (i området 100Hz), vil et slikt kriterium gi mye strengere grenser enn normalt akseptable størrelser for svingehastighet og amplityde.

Rystelsesgrensen måtte settes for svingehastigheter målt ved fundamentene, da dette kravet var det eneste som kunne gi entreprenøren et beregningsgrunnlag i arbeidsfasen. Sammenhengen mellom grensekriteriet oppe i "tårnet" og tillatte rystelser ved fundamentene ville teoretisk kunne beregnes. Dette måtte skje via kalkulerte egenfrekvenser i aktuelle svingesystemer i konstruksjonen, erfaringsbaserte dempningseffekter og antagelser om karakteristiske frekvenser i innkommende bølgetog. Usikkerhetene i slike beregninger ville i det aktuelle tilfele være så store at resultatet ville ha liten praktisk verdi. Dette gjelder særlig fordi det er store konsekvenser ved overskridelse, og fordi for strenge krav kunne gi urimelig høye kostnader ved sprengningen.

Ut fra disse vurderingene ble det besluttet å gjennomføre en serie prøvesprengninger med tilhørende omhyggelig instrumentering i simulatortårnet og i bærekonstruksjonen.

FORMÅL MED PRØVESPRENGNINGER

Formålet med prøvesprengningene var primært å skaffe en indikasjon på konstruksjonens dominerende egenfrekvenser, et mål på dempingen opp gjennom konstruksjonen og om mulig en direkte sammenheng mellom innkommende rystelse og tilhørende akselleraşjon i tårnet. Effekten av normal vedlikeholdsaktivitet i tårnet skulle også måles, og man kunne ha nytte av en målt "fjellkonstant" for forplantningen fra området ved tunnelen til fundamentene.

MÅLINGENE

Plassering av målere er vist i figur 3. Det ble benyttet 2 stk. AVA 400 med både vertikale geofoner og akselleraşjonsmetre. Sprengladninger ble plassert i borhull med vel 5 m dybde for å nå inn i intakt fjell. Avstand til fundamentene for SMS var ca 26 - 29 m, se figur 2.

Først ble utslagene av normal vedlikeholdsaktivitet (gangtrafikk i tårnet) målt. Største akselleraşjon på utstyrsrammen ble under dette målt til 1.5 m/s2.

Deretter ble det gjennomført 5 prøvesprengninger med økende styrke opp til 2 kg dynamitt. Salver og måleresultater er gjengitt i tabell 1.

Største registrerte svingehastighet ved fundament var ca. 6 mm/s som ga 0.7 m/s2 målt akselleransjon i tårnet. Ved utkjørt (prosessert) frekvensanalyse ble karakteristiske frekvenser registrert opp til 160 Hz (ved fundament på fjell). Stålrammen har tilsynelatende egenfrekvenser omkring 10 - 30 Hz og høyere enn 800 - 1000 Hz. Dempningen fra fundament til stålkonstruksjon er ca 2,5:1 mht svingehastighet. Videre opp til utstyrsrammen er det en dempning i akselleransjon på omkring 3:1, dog slik at kraftigere rystelser dempes noe mindre.

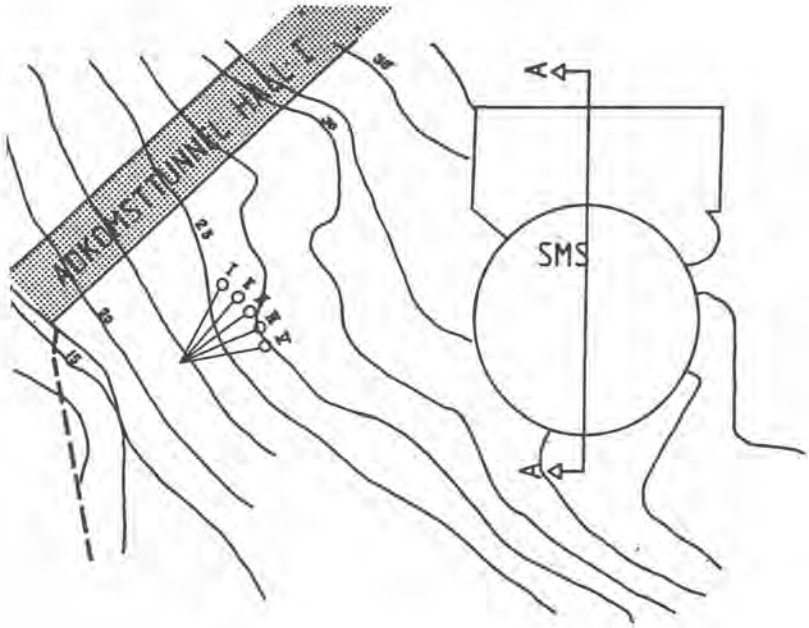


Fig. 2. PLASSERING AV PRØVESERIE

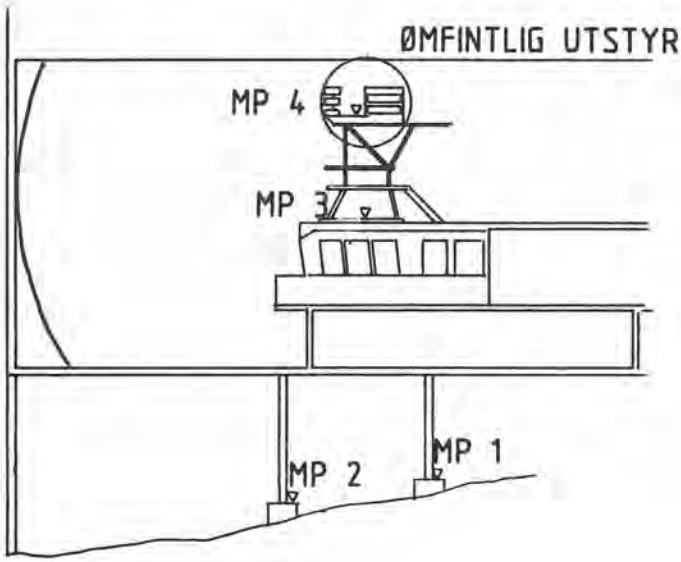


Fig. 3. SNITT A-A, viser innvendig oppbygging av SMS og plassering av geofoner under prøvesprengningen. Under sprengningsarbeidene ble geofonene 1,2 og 3 benyttet.

PRØVESPRENGNING VED SMS
Dato: 19.1.90

Salve nr:			0	1	2	3	4	5
Klokkeslett				12.45	12.59	13.16	13.46	15.03
Sprengstoffmengde, g:				300	600	1200	1200	2000
Avstand til fund., m:				29	28	27	26	26
Resultater:								
Måler sted		enhet						
1	fund.	mm/s	-	-	2.98	4.75	4.26	5.36
2	fund.	mm/s	-	-	3.10	4.08	3.74	5.66
3	ramme	mm/s	-	-	1.18	1.88	1.61	2.16
4	ramme	m/s2	0.48	-	1.14	1.70	1.34	1.88
5	tårn	m/s2	1.46	-	0.24	0.60		0.66
horis. ramme		m/s2					1.64	
Anmerkninger:			"gang på pl.form"		mistet data			

Tabell 1. MÅLERESULTATER FRA PRØVESPRENGNING

VURDERING AV RESULTATENE, ANBEFALING

Etter målingene kunne det slås fast at simulatorens ramme og utstyrskonstruksjon er bygget slik at den ville dempe rystelsespåkjenninger godt.

Med ekstrapolering av måleresultatene kan det rimelig trygt slås fast at rystelser i størelsesorden 20 - 25 mm/s målt på fundament ikke fører til større akselleråsjon enn 5 m/s2 i tårnet. Ved ca 15 mm/s vil den sannsynlige påkjenningen bli omtrent som fra normal vedlikeholdsaktivitet. Det er mulig at sprengningsrystelser er en noe ugunstigere belastning pga mange fler gjentatte sykler, dvs. man bør ligge noe lenger under "bruddlast" i brukstilstanden.

Vi anbefalte en grense på 15mm/s målt på fundament. Det måtte forutsettes at simulatoren var avslått (ikke i bevegelse) under sprengning.

For sprengningsarbeider lenger vekk fra SMS- senteret ville de karakteristiske frekvenser gå ned, og samme målte svingehastighet ville gi stadig mindre akselleråsjonsbelastning. Det ble likevel ikke innført et varierende krav i anbudet. For sprengningsarbeidene ville det ha mindre betydning, da enhetsladningene allikevel kunne økes med økende avstand.

KOMMENTARER TIL MÅLERESULTATENE

I forhold til antagelser før måling kan vi bemerke:

- karakteristiske frekvenser var høyere (værre) enn antatt,
- dempningen i konstruksjonen er mye bedre enn antatt,
- dempningen av svingeenergi i fjell var omtrent som ventet.

Forsøket var vellykket for formålet, og ga opplysninger av avgjørende verdi for å kunne gi anbefaling om rystelseskrav for sprengningsarbeidene.

DRIFTSERFARINGER

I skrivende stund er det meste av hallene ferdig utsprengte, og alle sprengningsarbeidene i umiddelbar nærhet av SMS er avsluttet. For overvåking av rystelsene ble det montert 3 vertikale geofoner ved SMS, på de samme steder som under

prøvesprengningen. Det har videre vært plassert geofoner på grunnmuren til de bygningene som til enhver tid har vært nærmest sprengningsstedene.

Det er i dag naturlig å dele erfaringene i to: Rystelser fra sprengning av forskjæringer og rystelser fra sprengning i tunneller og haller:

Forskjæringene hadde en maksimal høyde i bakkant på ca. 15 m, og minste avstand mellom sprengningssted og målepunktene ved SMS var ca. 40 m målt horisontalt. Forskjæringene ble sprengt ut etter boring med konvensjonelt pallboringsutstyr. Til sprengningen ble det benyttet både patronert sprengstoff og sprengstoff i pulverform. Ingen hull ble delt opp for å redusere enhetsladningene.

Sprengningsarbeidene ble startet lengst mulig vekk fra SMS for å vinne erfaring, avstanden var da ca 85 m mellom sprengningssted og nærmeste målepunkt. Rystelsene var stort sett så små at de ikke var registrerbare med den valgte kalibreringen av utstyret. Da arbeidene nærmet seg hall II og I økte verdien på de registrerte rystelsene jevnt.

Under arbeidet med forskjæringa ble det totalt registrert 7 overskridelser av rystelseskravet på 15 mm/s ved SMS. Største registrerte utslag var 24,3 mm/s på målepunkt 2. Alle overskridelser ble registrert på målepunkt 1 eller 2 eller begge, og kun 2 av overskridelsene var på mer enn 3 mm/s.

Inspeksjon og ettervurdering av forskjæringssalvene tydet på at høye rystelsesverdier hadde sammenheng med innestengte borhull eller borhull som hadde for tunge tak. Dette igjen syntes i noen av tilfellene å ha sammenheng med store boravvik som igjen kan ha opprinnelse i tungt borutstyr, for mye mating og manglende forståelse for problemstillingen hos mannskapene.

De registrerte rystelsene som i ett tilfelle overskred grensen med 60% har ikke hatt noen merkbar innvirkning på simulatoren, og det er heller ikke registrert synlige skader. Dette var heller ikke å vente ut fra resonnementet som er gjengitt foran (større avstand).

Adkomsttunnelen til hall I har et tverrsnitt på ca.36 m^2 med såle på kote 7.60 i påhugget. Minste skrå avstand til SMS er ca.30 m. Tunnelen ble drevet med konvensjonelt utstyr, det ble benyttet 14'stenger og oppnådd ca.3.5 m bryting. Hele tverrsnittet ble sprengt i en salve med 74 hull ladet med patronert sprengstoff. Tennersystemet som ble benyttet i dette området var av typen Nonel, som på det meste ble delt opp til ett tennernummer pr. hull.

Det er i forbindelse med sprengningen i haller og tunneler til nå kun registrert 1 overskridelse av rystelseskravet på 15 mm/s. Den aktuelle registrering viste en hastighet på 15,6 mm/s. Hovedtyngden av måleresultater fra salver i nærheten av SMS viser en gjennomsnitlig hastighet på 10 - 12 mm/s for nærmeste geofon. Målingene har hele tiden vist betydelig mindre utslag for målepunkt 3 plasert oppe i konstruksjonen ved det ømfintlige utstyret. Dette bekrefter resultatene fra prøvesprengningen som viste at konstruksjonen i seg selv virket sterkt dempende på forplantningen av sprengningsrystelsene.

Konklusjonen fra disse erfaringene er at man ved hjelp av prøvesprengninger, nøye oppfølging og bruk av Nonel tennsystem kan finne et balansepunkt hvor det lar seg gjøre å drive sprengningsarbeider nært inntil ømtålelige konstruksjoner med kun moderate ekstra kostnader.

INGENIØRGEOLOGI, UTSPRENGNING OG SIKRING VED SVARTISEN KRAFTVERK

Engineering geology, excavation and support at Svartisen Hydropower Plant

Cand. real Fredrik Løset, Norges Geotekniske Institutt, Oslo
Overing. Jan Barstein, Statkraft, Oslo
Siviling. Per Arne Moen, Statkraft, Glomfjord

SAMMENDRAG

Maskin- og trafohall ligger ved siden av hverandre med en 20 m bred bergpilar mellom. Bergarten er vesentlig glimmergneis og granittisk gneis.

En uforutsatt, sterkt vannførende svakhetssone skapte problemer under utsprengningen. Sonen går i pilaren mellom maskin- og trafohall, og en gren av den skjærer inn i maskinhallen.

Svakhetssonen medførte en del forsinkelser, og sikringen spesielt av oppstrøms vegg i maskinhallen måtte økes i forhold til de opprinnelige planene.

Deformasjoner tvers over maskinhallen i høyde med krandragerne, har vært inntil 40 mm, og på grunn av svakhetssonen ble også boltelengden i krandragerne øket.

Til tross for visse problemer har resultatet av sprengningsarbeidet blitt brukbart, men oppstrøms vegg i maskinhallen er noe ujevn.

SUMMARY

The machine hall and the trafo hall are situated side by side with a rock pillar of 20 m in between. The rock is mainly mica gneiss and granitic gneiss.

An unforseen weakness zone containing water created problems during the excavation. This zone cuts the rock pillar between the machine hall and the trafo hall, and a branch of it also crosses the machine hall.

The weakness zone caused some delay in the excavation and the amount of support had to be increased from that originally planned especially at the upstream wall of the machine hall.

Deformation across the machine hall at the level of the crane girder has been up to 30 mm, and because of the weakness zone the bolt length in the crane girder had to be increased.

Inspite of these problems the results of the excavation have been satisfactory, however, the upstream wall in the machine hall has a rather rough profile.

1. INNLEDNING

Statkrafts utbygging i Svartisen-området har foreløpig vært konsentrert om Stor-Glomfjordutbyggingen. Denne omfatter ca 73 km vanntunneler, hovedmagasin i Storglomvatn og kraftstasjon ved Kilvik innerst i Nordfjorden som er en avgrening fra Holandsfjorden, se fig. 1.

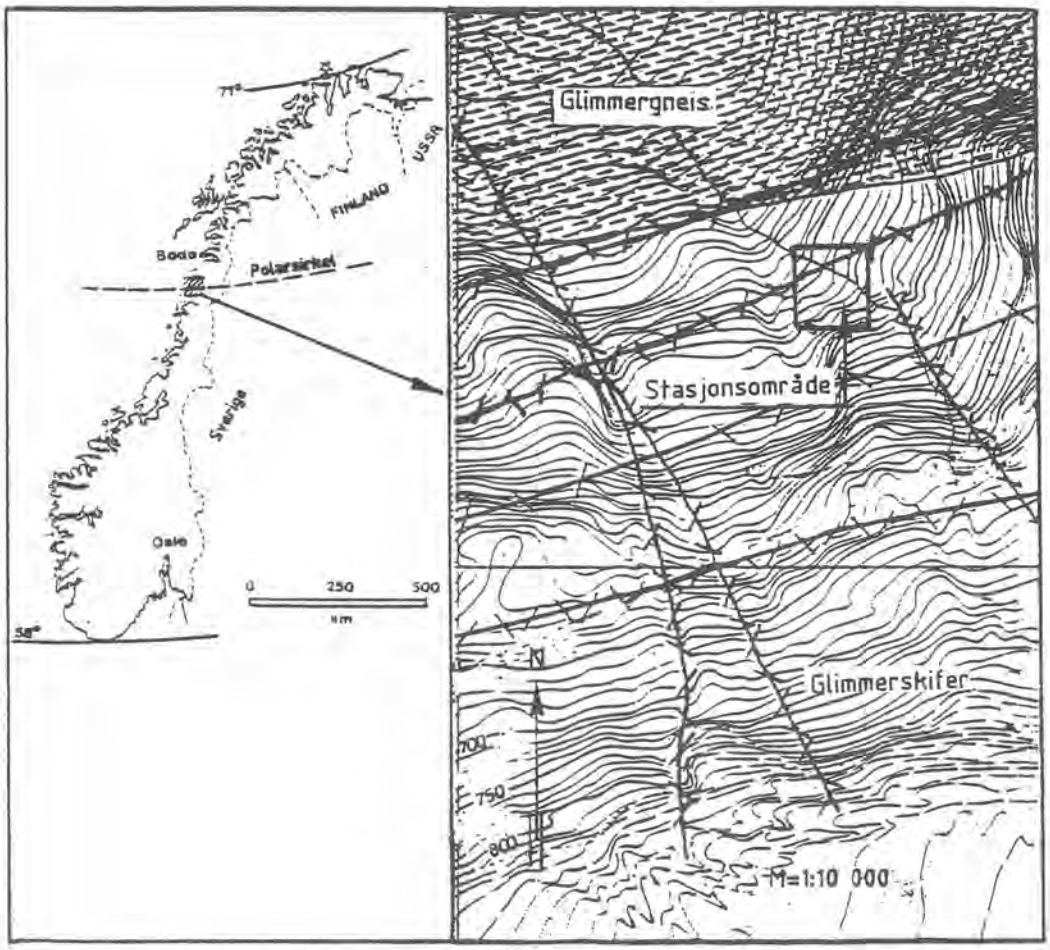


Fig. 1 Oversiktskart og geologisk kart over stasjonsområdet.

Storglomvatn har lenge vært regulert i forbindelse med et eksisterende kraftverket i Glomfjord. Det er imidlertid planer om å øke reguleringshøyden betraktelig, men de to dammene i denne forbindelse er utsatt.

I tillegg til eksisterende vann i Storglomvatn skal det via tunneler overføres vann fra Beiarn, kalt østoverføringen. Videre skal det drives takrennetunneler på vestsiden av Svartisen både nord og sør for kraftstasjonen. Vannet fra takrennetunnelene skal føres inn i tilløpstunnelen via en sjakt. Fra Storglomvatn og ned til stasjonen vil det bli en fullprofilboret trykktunnel. Storparten av overføringstunnelene skal også fullprofilbores.

Denne artikkelen vil bare redegjøre for selve kraftverket ved Kilvik. Det består av en maskinhall b x l x h = 18,3 x 85,4 x 36,5 m med største høyde på 46,5 m, se forøvrig fig. 2 og 3. Inkludert sugerør utgjør dette et sprengningsvolum på ca 68000 fm^3.

Trafohallen har dimensjoner b x l x h = 16.0 x 34,8 x 17,8 m som sammen med skinnetunnelene utgjør et volum på ca 12000 fm^3.

Trafohallen ligger på oppstrøms siden av maskinhallen med en 20 m bred bergpilar mellom (fig. 2 og 3).

Installasjonen vil være 1 vertikalt Francis-aggregat på 350 MW. Stasjonen skal suppleres med et tilsvarende aggregat når dammene blir bygget.

2. INGENIØRGEOLOGISKE FORUNDERSØKELSER

De ingeniørgeologiske forundersøkelsene startet så tidlig som i 1973. Det ble tidlig bestemt at stasjonen skulle legges inn i den søndre fjellsiden ved Kilvik, men den endelige stasjonsplasseringen ble ikke fastlagt før i 1987.

Undersøkelsene har vesentlig bestått i geologisk kartlegging, men på grunn av det bratte, skredfarlige terrenget er det vanskelig å lage nøyaktige, geologiske kart. Fra Svartistunnelen, veitunnelen mellom Kilvik og Glomfjord, fikk en imidlertid verdifulle geologiske opplysninger.

Bergartene i området tilhører et kaledonsk skyvedekke som vesentlig består av metamorfe sedimentbergarter. Det er mest glimmerskifer og glimmergneis, men det forekommer også granittisk gneis, kalkstein og kvartsitt.

Lagdeling og foliasjon faller oftest sammen og har strøkretning omtrent Ø-V og steilt sørlig fall, ofte ca 85. Det er generelt to sett med sprekker og svakhetssoner. Det mest markerte følger foliasjonen, og det kan her være forskifrede eller oppknuste svakhetssoner. På tvers av foliasjonen dvs med strøkretning $N180^g$ Ø er det steilstående sprekker og sprekkesoner. Sprekkeavstanden er oftest stor (en meter og mer). Tettere oppsprekking forekommer langs sprekkesonene, men disse er vanligvis ikke av alvorlig karakter.

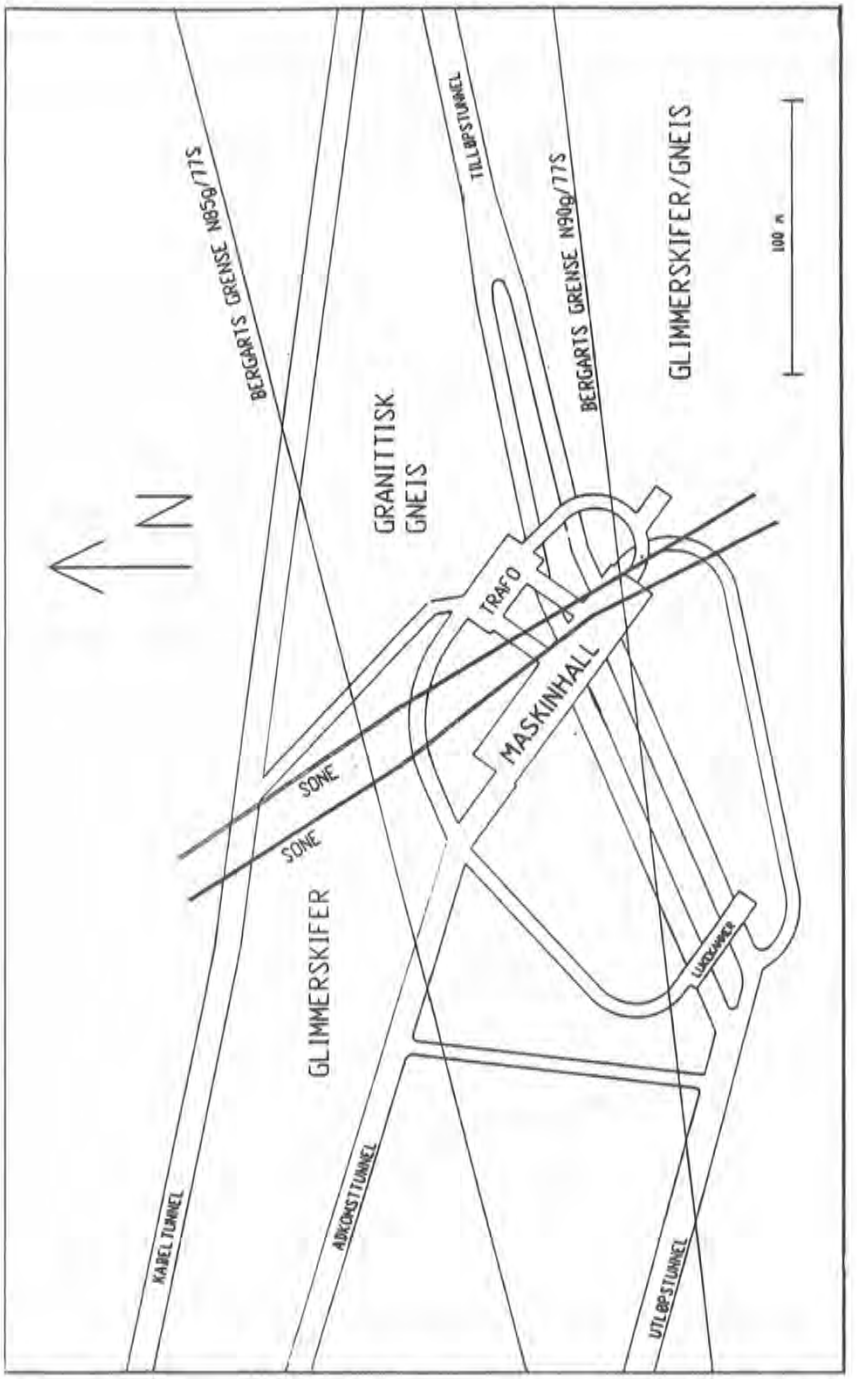


Fig. 2 Tegning av stasjonsområdet med innlagte svakhetssoner.

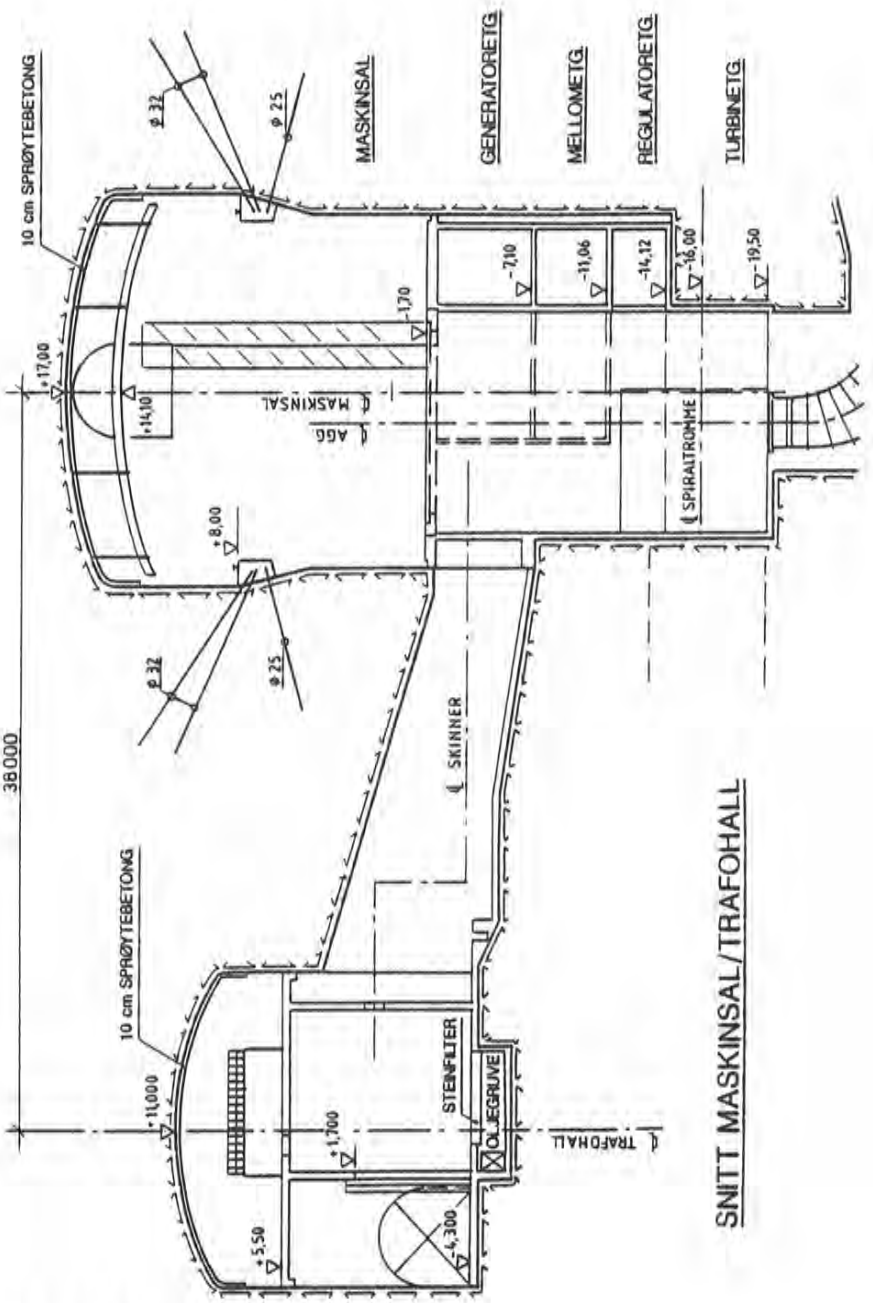


Fig. 3 Snitt maskinhall/trafohall.

Ved plasseringen av stasjonen var det mange hensyn å ta. På grunn av skredfare var det få alternativer for tunnelpåhugg. Stasjonen måtte legges så langt inn i fjellmassivet at bergoverdekningen ved konus i forhold til vanntrykket på ca 600 m ble tilfredsstillet. Videre ble det lagt stor vekt på å plassere stasjonen slik at den ikke skulle bli skåret av svakhetssoner. Det var selvfølgelig en viss usikkerhet i det svakhetssonene kun var observert i dagen og måtte derfor ekstrapoleres ned til stasjonens nivå.

Ut fra det sprekkemønstret som ble registrert i området ble en orientering av stasjonshallens lengdeakse NV-SØ ($N140^{g}$ Ø) anbefalt. Dette syntes også gunstig ut fra spenningsforholdene. Det ble antatt at største hovedspenning sto omtrent vinkelrett på kartkotene, dvs NNV-SSØ.

3. SPRENGNINGSPLAN

For sprengning av maskinhallen var det ved prosjekterteringen tatt hensyn til en lay-out som sikret tre angrepspunkter ved driving av hallen (fig. 4).

1. Angrepspunkt

Fra adkomst til trafohallen, såle kote -4.6, skulle det bli drevet en pilotstoll på stigning gjennom hallen til nivå for trafoloft, ca. + 5.0, ved motsatt ende. Stollen skal videre fortsette i stigning i en halvsirkel til kote + 11.0 ved maskinhall, som ville være påhuggsnivå for hengen. Stollen skal senere tjene som kjølevannsbasseng, rømningsvei og ventilasjonsgang til trafohall. I hovedsak ble hvelvet drevet fra dette nivå.

2. Angrepspunkt

Samtidig ble det drevet på stigning fra adkomsttunnelen opp til hvelvet langs nedstrøms vegg. Hovedsaklig ble denne opprampingsstoll benyttet ved nedpalling og utkjøring av masser ned til uk krandrager og videre ned til maskinsalnivå.

Herfra ble det deretter rampet ned til kote -14,0 i to pallhøyder.

3. Angrepspunkt

Det ble drevet en stoll til turbinkjeller fra U-tunnel. Adkomst til U-tunnelen går via et tverrslag fra A-tunnel. U-tunnelen er en frispeilstunnel, og friskluften til stasjonen tas inn denne vei via stollen til turbinkjeller.

Fra stollen ble det ved turbinkjellernivå, kote - 19,8, drevet en pilotstoll inn i maskinhallen og strosset ut for turbinkjellervolumet, slik at hengen sto ved ca. kote -14,0. Deretter ble det fra turbinkjeller drevet to trykktunneler opp til konus og videre frem til krysset tverrslag til tilløpstunnel

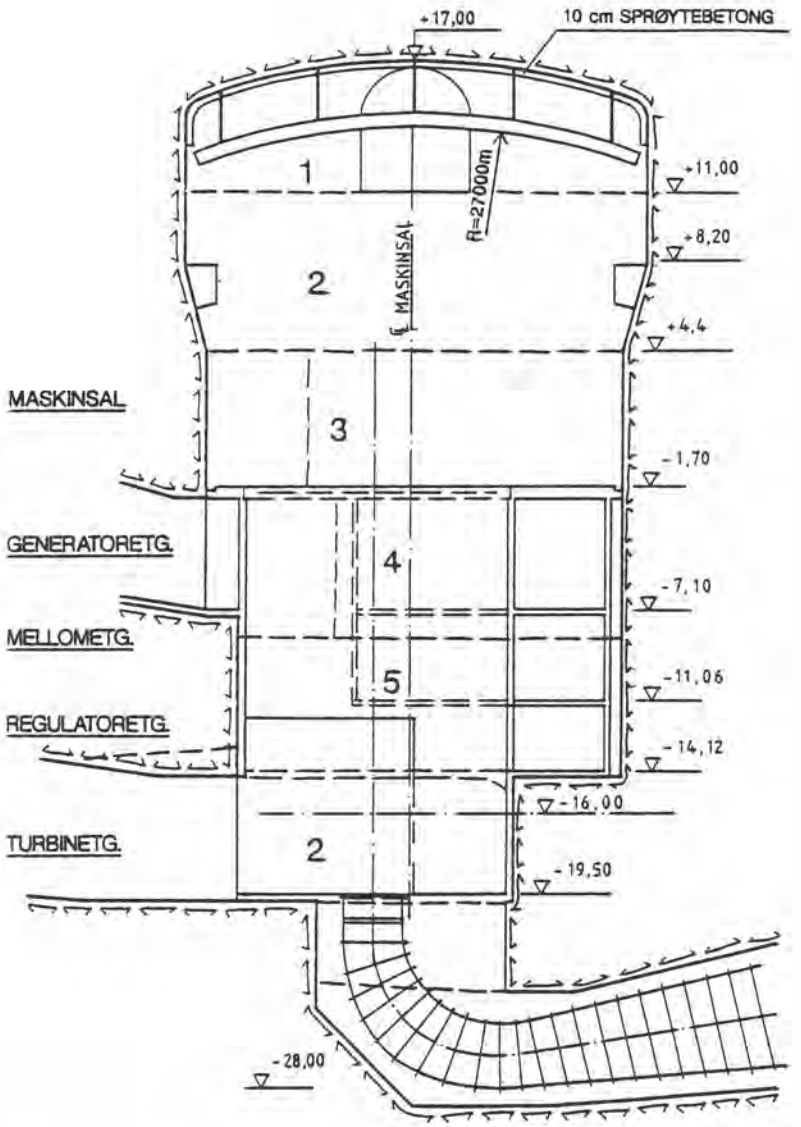


Fig. 4 Snitt som viser sprengningsplanen for maskinhallen.

(kabeltunnel)/tilløps-tunnel.

Samtidig som disse sprengningsarbeider pågikk ble kjølevannsbassenget ferdig sprengt og sikret, samt at trafohallen ble strosset ut fra pilotstollen.

Ved nivå + 4,4 i maskinhallen ble skinnetunnelene drevet på fall fra trafohallen og inn under overdekningen i maskinhallen. Skinnetunnelene ble boltet og utstøpt før nedsprengning i maskinhallen.

Etter at skinnetunneler og trykktunneler skulle være behørig sikret med bolter og sprøytebetong ble maskinhallen sprengt ned til kote -8,2 ved nedramping fra maskinsalnivå. Pallen mellom turbinkjeller og kote -8,2 ble tilslutt boret og skutt ned til turbinkjeller.

Av hensyn til de vanskeligheter som eksisterte med oppstrøms maskinhallvegg var det påkrevet med forsiktig sprengningsarbeide. Det ble krevet at det, ved sprengningen, for hver pallhøyde skulle gjenstå en ca. 4 m bred rast langs veggen, som skulle tas ut senere. Salvestørrelse og ladning ble justert. Bolting med sprøytebetong skulle utføres straks etter hver salve ved blottlegging av oppstrøms vegg.

Hallen var i utgangspunket prosjektert med presplitting fra uk krandrager, kote +4,4, til regulatoretasje, kote -14,3, ved nedstrøms vegg.

Ved oppstrøms vegg først ned til generatoretasje, kote -7,3, og videre ned til regulatoretasjen pga. tverrsnittendring. Hullavstanden var 0,6 m.

Pga. usikkerhet med virkningen av presplitting langs oppstrømsvegg ble det forsøksvis presplittet og sprengt ved vanlig konturspregning. Etter resultatet av dette ble presplitting beholdt, men hullavstand og ladningen noe redusert.

4. INGENIØRGEOLOGISKE ERFARINGER FRA ANLEGGSFASEN

Adkomsten til Svartisen kraftstasjon ble påbegynt i oktober -87. Tunnelen er 873 m lang inn til selve maskinshallen. Profilet er 54 m^2 og tunnelen går på svak synk. Utsprengning av maskinshallen startet etter sommerferien -88 og var ferdig utsprengt i januar -90. Parallelt med denne går den 56 m^2 store fullprofilborede kabeltunnelen som også tjener som tverrslag til tilløpstunnelen.

Bergarten i A-tunnelen er hovedsakelig glimmerskifer/gneis med strøk/fall $N90^g Ø/85^g S$, og skjærer tunnelen med en vinkel på 30^g. Hovedoppsprekkingen ligger i området $N160^g$ - $N180^g$ Ø med fall 85 vest til 85 øst. De siste 100 m inn mot maskinhallen går i granittisk gneis.

De første 300 m preges av dagfjellsonen med oppsprekking langs lagdelingen og endel vanninnbrudd. Etter 500 m dominerer sprekker og slepper langs hovedsprekkeretningen $N180^g$.

Videre drift inn mot stasjonsområdet foregikk i forventet granittisk gneis med endel sprakaktivitet.

Ved driving av avgrening til trafohall, kom en sommeren 1988 inn i ca 2 m bred og vannførende svakhetssone. Retningen ga en indikasjon på at sonen ville skjære maskinhallen i en spiss vinkel i oppstrømsvegg, ved maskinhallsnivå omlag midt på hallen.

Etter at en hadde drevet gjennom sonen, kartlagt, boltet og sprøytet den ble det vedtatt at det skulle kjernebores fra A-tunnel ved adkomst til maskinsal, samt fra opprampingen til trafohallhengen og inn i det antatte område hvor en antok at sonen ville befinne seg i maskinhallen.

Om sonen hadde hatt et forløp som først indikert ville en kunne unngå den i maskinhallen ved å vri hallen 5 - 10^{g}. Imidlertid ville en dreiing av stasjon på dette tidspunkt gi vesentlig lengre skinnetunneler. Kostnader for forlengelse av skinnetunneler, skinner og kapitalisert energitap ville gi betydelige ekstrabeløp til sikringsarbeider.

Kjerneboringene som ble utført var vanskelig å tolke, men de antydet at sonen ikke ville skjære maskinhallen. I stedet virket det som om den ville gå i pilaren mellom maskinhall og trafohall. Ut fra dette ble det bestemt at maskinhallen skulle sprenges ut etter de opprinnelige planer uten å vri lengdeaksen.

Det viste seg at den nevnte svakhetssonen egentlig består av flere soner og hadde et meget komplisert forløp. En gren av den går gjennom maskinhallen. Den skjærer inn i oppstrøms vegg ca 68 m fra adkomsten og består av en vannførende sleppesone med noe uregelmessig forløp og varierende tykkelse. Sonen blir gjennomskåret av skinnetunnelene og den har her en tykkelse på opptil 5 m hvor bergmassene kan være helt oppknust. Dette medfører en betydelig svekkelse av bergpilaren mellom maskinhall og trafohall. Sikringen her måtte derfor økes i forhold til de opprinnelige planene med bl.a. nærmest full utstøpning av skinnetunnelene.

De store vannlekkasjene i forbindelse med sonen avtok etter hvert, og er nå begrenset til en mindre lekkasje i adkomstunnelen til turbinkjelleren.

Ved utsprengningen av maskinshallen ga de overnevnte forhold problemer med oppstrøms vegg. Ved krandragernivå hadde det i denne veggen dannet seg sprekker som kunne ha en åpning på flere centimeter og veggen ble til dels meget ujevn. Dette kan nok dels skyldes at sikringsarbeidet ble utført for sent. Forholdene ble bedre da en begynte å sikre for hver salve.

5. SIKRING

Sikringsomfanget er blitt noe større enn planlagt. En sammenstilling av planlagt og utført sikring er vist i tabellen på neste side.

I adkomsttunnelen er de totalt innstøpt 1560 Ø 25 kamstålsbolter l = 4 m, samt en sikringsstøp på 123 m^3 betong i en sone.

Generelt er trafohallen sikret med 400 bolter L = 4 m. Boltemønster er 2 x 2 m i heng. Ingen større stabilitetsproblemer forekommer.

Maskinhallen: Hengen sikret etter opprinnelig boltemønster 2 x 2 m innstøpt Ø 25 kamstålbolter l = 4 - 6 m. I tillegg kommer 40 stk. bolter som sømboring over svakhetssonen. 5 - 10 cm fiberarmert sprøytebetong er brukt.

Gavlvegger: Indre gavlvegg fulgte planlagt boltemønster, men svakhetssonenes utgående ble sømboltet med bolteavstand 1 meter. Alle bolter i indre vegg ble påsatt skiver. Svakhetssonene ble sprøytet i hele veggens høyde med 20 cm fiberarmert sprøytebetong. Antatt løs blokk over adkomst til turbinkjeller ble sprøytet og boltet med en rekke kamstålbolter Ø32 lengde 12 m, og en rekke Ø25 lengde 8 m.

Ytre gavlvegg følger opprinnelig bolteplan. Veggen er i tillegg sprøytet og boltene påsatt skiver.

Nedstrøms langvegg: Veggen er uten stabilitetsproblemer og opprinnelig bolteplan ble fulgt.

Oppstrøms langvegg: Har medført store sikringstiltak. Ned til krandrager fra hvelvet er boltelengden økt fra 4 - 8 m til 8 og 12 m. Kamstålbolter Ø 25 og 32 er benyttet. Boltemønster er 2 x 2 m (se fig. 5 for boltemønster i oppstrøms vegg).

Under krandrager på kote +5,0 og +6,0 er det innsatt en dobbeltrekke med 12 m kamstål bolter Ø32, avstand 1 m. Tilsvarende er gjort fra trafohall for å sy sammen det oppsprukkede partiet mellom hallene.

Videre nedover er boltemønster endret til 1.5 x 1.5 m med hver 3 rast Ø32 lengde 12 m. Alle boltene er påsatt skiver og veggen er sprøytet med 15 - 20 cm fiberarmert sprøytebetong.

Skinnetunneler: På grunn av svakhetssonen er de utstøpt med min. 20 cm armert betong mot fjell.

Det er foretatt injisering av svakhetssonen i maskinhallen etter "sying" og sprøyting av denne. Injiseringen er også foretatt i kjølevannsbasseng og en overflateinjisering bak og over oppstrøms krandrager til en dybde av ca 2 m.

6. DEFORMASJONER

For å følge utviklingen i maskinhallen ble det satt inn en del målebolter. Ved krandragerne ble 4 bolter satt inn på hver side av hallen. Tilsvarende bolter ble satt inn på tre lavere nivåer. I tillegg ble det satt inn flere bolter i skinnestollene.

SVARTISEN KRAFTSTASJON	Permanent sikring		Antatte masser			FORBRUK	
	Bolt avstand	Sprut betong	Sikrings-areal	Bolting (Ø25 mm)		Bolting (Ø25mm og Ø32mm)	
Del	m	cm	m2	Antall	a lengde	Antall	a lengde
MASKINHALL							
Hvelv	2.0 x 2.0		1600	500	3 - 5	500	6
Vegger	1.5 x 2.0		4500	1700	4 - 8	1300	8
						500	12
Gavler	1.5 x 2.0		1000	300	3 - 5	300	6
MASKINHALL Sum				2500		2600	
TRAFOHALL							
Hvelv	1.5 x 2.0		800	250	3 - 5	250	6
Vegger	1.5 x 2.0		800	250	3 - 5	200	6
						90	12
TRAFOHALL Sum				500		540	
TOTAL				3000		3140	

Tabell over planlagt og utført sikring.

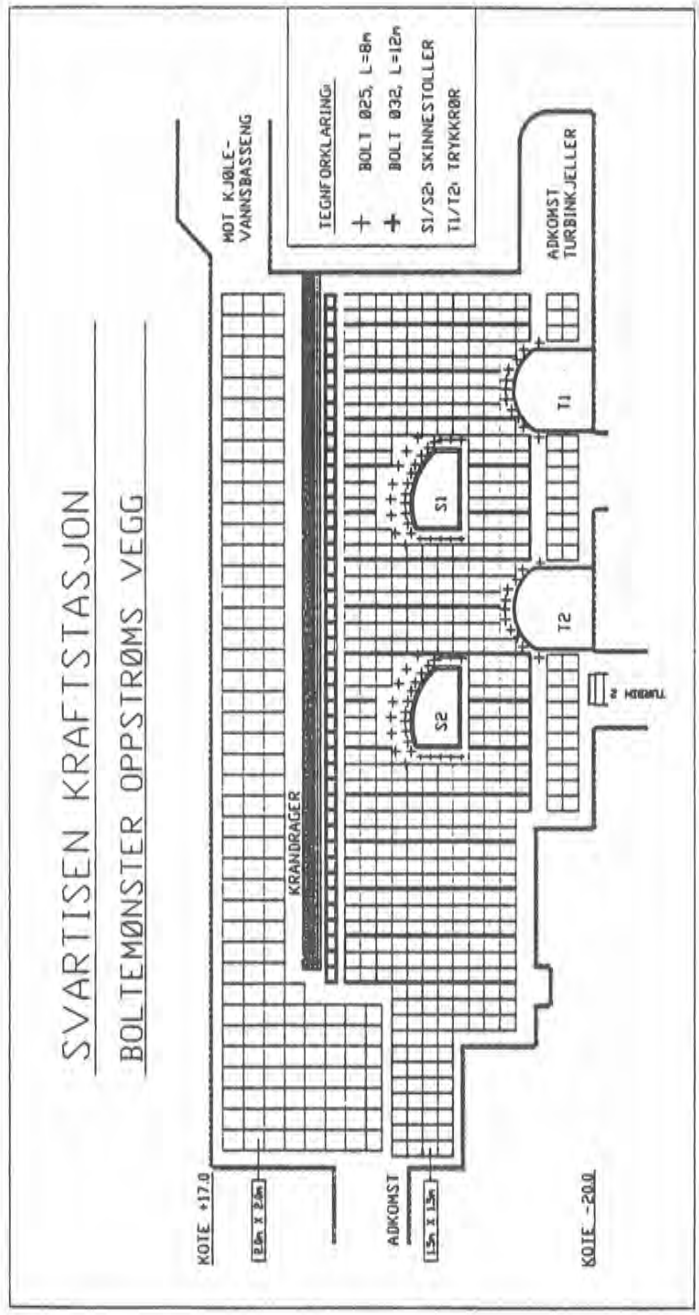


Fig. 5 Boltemønster for oppstrøms vegg i maskinhallen.

Det er målingene ved krandrageren som er mest intressante. For de fire profilene tvers over maskinshallen er det under utsprengningen registrert en deformasjon på 12 til 40 mm. Avstanden er blitt mindre. Innmålinger av boltene viser at det vesentlig er oppstrøms vegg som har beveget seg, og de største deformasjonene har kommet der den nevnte svakhetssonen kommer inn i hallen. Målingene i skinnestollene viser at det har foregått tøyninger i pilaren mellom de to hallene. I ytre skinnestoll ut mot maskinhallen har dette medført at utstøpningen har sprukket opp, til tross for kraftig armering.

7. KONKLUSJONER

Utsprengningen av stasjonen gikk ikke helt som planlagt på grunn av en utforutsatt svakhetssone. Sonen førte til forsinkelser og betydelig ekstra sikring. Det er vanskelig å anslå hva dette har medført av ekstra kostnader. En må derfor slå fast at stasjonsplasseringen ikke ble ideell. En kan i ettertid selvfølgelig spekulere på hva som kunne ha vært gjort for å unngå dette. Svakhetssonen har en retning som avviker fra det som er det vanlige mønstret i dette området, og den ble ikke oppdaget ved den geologiske kartlegging. En enda mer nøyaktig geologisk forhåndskartlegging burde derfor ha vært utført selv om det nødvendigvis ikke ville ha ført til noe annet resultat.

Ut fra et ingeniørgeologisk synspunkt er det ideelle at en venter med den endelige stasjonsplasseringen til en har kommet inn i det aktuelle området med A-tunnelen. Fra A-tunnelen kan en da utføre detaljerte undersøkelser f.eks i form av kjerneboring. Dette ble for så vidt gjennomført her i det kjerneboringer ble utført etter at en hadde støtt på svakhetssonen. Det var imidlertid på det tidspunkt små muligheter for å flytte stasjonen, bare å dreie lengdeaksen. En slik dreining ville ha medført ekstra kostnader i form av lengre skinnetunneler. Kjerneboringene tydet på at svakhetssonen ikke ville skjære maskinhallen og stasjonen ble utsprengt etter de opprinnelige planer. Om dette var en riktig avgjørelse kan diskuteres. En dreining ville trolig ha medført at sikringen i oppstrøms vegg i maskinhallen kunne ha blitt redusert. Ved tolkningen av svakhetssonens forløp la en størst vekt på resultatet av kjerneboringen. Boringen avslørte imidlertid ikke alle detaljer angående sonens forløp. I dette tilfellet kan en derfor si at boringen muligens bidro til at det ble trukket en feilaktig konklusjon. Det er dermed ikke sagt at kjerneboring er lite egnet i slike tilfeller. Et par hull ekstra ville trolig ha gitt et fullstendig bilde.

Resultatet av utsprengningen har på mange måter blitt brukbart, men oppstrøms vegg i maskinhallen er blitt ujevn. En del av årsaken til dette vil kunne tilskrives at sikringsarbeidet ble utført for seint.

GASSLAGRING I FORede BERGROM
ERFARINGER FRA FORSØKSANLEGG I GRÄNGESBERG, SVERIGE

Storage of Gas in Lined Rock Caverns
Experience from the pilot project in Grängesberg, Sweden

Fagsjef Øystein H. Stormo
Ingeniør Chr. F. Grøner A.S.

Sivilingeniør Harald Pedersen
Ingeniør Chr. F. Grøner A.S.

SAMMENDRAG

Pilotprosjektet i Grängesberg ble initiert våren 1988. Det er et innkledd lagerkonsept beregnet på høye trykk. Teknikken består i at gassen lagres under høye trykk og nødvendig lagervolum blir da betydelig mindre enn ved lagring under atmosfæretrykk. Lageret sprenges inn i fjell hvor fjellet er trykkopptagende medium. Tetthetskravet blir ivaretatt ved at lageret blir innvendig forseglet med et tettesjikt. I Grängesberg er det sprengt ut tre separate tanker for prøving av tettesjikt i henholdsvis plast, tykkplate av stål og tynnplate av stål. På grunn av uegnede monteringsmetoder for tynnplate- og plastalternativet ble kun tykkplatekonseptet trykkprøvet. Trykkprøvingen viser at tykkplatekonseptet meget godt egner seg for et fullskala kommersielt anlegg. Erfaringene fra plast og tynnplatealternativet viser at disse tettingsmaterialene forsatt er interessante, men at videre utvikling er nødvendig.

SUMMARY

The pilot project in Grängesberg was initiated in Spring 1988. The concept "Storage of Gas in Lined Rock Caverns" is built for storage of gas at pressures up to 20 MPa. The concept is based on the technique that gas under pressure can be stored under less volume. The storage is blasted out in rock, and the surrounding rock is the pressure-absorbing medium. The gas-tightness is taken care of with the inside sealing of the actual lining material. The project in Grängesberg have a testprogram for lining material of polypropylene, thin sheet-metal of stainless steel and 6 mm carbon steel. However, already during the construction stage it was impossible to produce a gas-tight lining of sheet-metal and plastic. These two concepts were then not tested for gas-tightness under high pressures. The test program for the carbon steel alternative was followed without problems, and is surely of interest for use on a commercial scale. The sheet-metal and plastic concept is still of interest, but it is a need for further research and development.

INNLEDNING

I de senere år er det satt igang studier fra flere større institusjoner for å vurdere lønnsomheten av gassdrevne kraftverk i Norge. Gasskraft er helt klart et interessant alternativ til vår tradisjonelle vannkraft. Den videre utvikling av gasskraft i Norge er nå mye politisk betinget gjennom hvilke internasjonale avtaler som blir gjort gjeldende for utslipp av avgasser fra industri. I Sverige er gasskraften allerede veletablert, og det er ventet at den vil avløse mye av kjernekraften frammot år 2000. For gasskraftverk og også ved annen utnyttelse av gass er det behov for stabile leveranser og det er her spørsmålet om gode lagringsmetoder kommer inn.

Lagerbehovet for naturgass i Sverige ventes å øke raskt de neste 5-10 årene. De store kraftverksinstitusjonene besluttet derfor å sette i gang et pilotprosjekt for å utvikle ny teknikk og viten om gasslagring. Da Grängesbergprosjektet ble initiert var sannsynligheten stor for at det første kommersielle lageret ville bli et innkledd lager. Denne lagertypen er beregnet på høye trykk hvor gassvolumet er betydelig mindre enn ved atmosfæretrykk. Lageret sprenges ut i fjell hvor fjellet fungerer som trykkopptagende medium. Tetthetskravene blir ivaretatt av et innvendig tettesjikt i egnet materiale, enten stål eller plast.

Våren 1988 ble pilotprosjektet i Grängesberg satt igang som et samarbeidsprosjekt mellom Vattenfall, Swedegas, Sydkraft, J&W, Skanska og BPA fra Sverige, Neste fra Finland, samt Statoil og Grøner fra Norge.

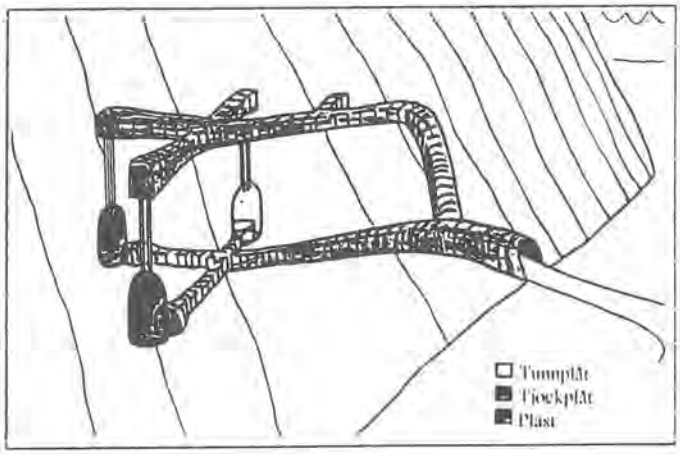


Fig. 1
Forsøksprosjekt i Grängesberg
Oversiktsfigur

PROSJEKTBESKRIVELSE

Det ble besluttet å teste det innkledde lagerkonseptet med kledningsmateriale av plast, tynnplate av rustfritt stål og tykkplate av stål i tre uavhengige lagre. Hensikten med dette var å studere de tre tettesjiktenes egenskaper og monteringsmetoder før det ble tatt avgjørelse om et kommersielt, fullskala anlegg. Ved utformingen av lageranlegget ble det etterstrebet å utforme det så likt et fullskalaanlegg som mulig.

Det ble satt opp følgende punkter for målsettingen med utviklingsarbeidet:

- Teste hele systemet i sammenheng under realistiske belastningsforhold.
- Teste de tre ulike tettematerialene.
- Undersøke bergmassens oppførsel ved ulike trykk og ved på- og avlastninger.
- Klarlegge spesielle utførelses- og monteringsproblemer.
- Test av drenasjesystemets funksjon, samt muligheten for å detektere, lokalisere og kvantifisere en eventuell gasslekkasje.
- Teste ulike detaljløsninger, eksempelvis mannhull og andre gjennomføringer.
- Demonstrere et komplett anlegg for framtidige gasslagereiere og offentlige institusjoner.

FUNKSJONSBESKRIVELSE AV ET FULLSKALAANLEGG

Målsettingen med pilotprosjektet var i størst mulig grad å simulere et fullskalaanlegg når det gjelder bygging og drift. I kommersiell skala kommer et innkledd gasslager trolig å romme i størrelsesorden 15-20 MNm3. Aktuelt lagringstrykk vil være ca. 15-20 MPa. Det ble antatt på dette tidspunkt at stående lagertanker med diameter 35-40 m og høyde ca. 70-80 m var den mest aktuelle lagerutformingen.

For dette konseptet, hvor det omkringliggende berget er trykkopptagende medium, stilles det store krav til fjellets bergmekaniske egenskaper. Det er klart at det ikke må forefinnes større svakhetssoner i området, og bergets elestisitetsmodul og in-situ spenninger må være i en viss størrelsesorden. Trykkoverføring fra lageret gjennom tettesjiktet til fjellet skjer ved at en støper ut en betongmantel mellom fjellflaten og tettesjiktet, se fig. 2. Tettesjiktet har ingen direkte trykkopptagende funksjon. De påkjenninger kledningen utsettes for består først og fremst av tøyning over betongsprekker som åpner seg i betongmantelen. Vanndreneringssystemet forhindrer grunnvannstrykk mot kledningen, og fungerer samtidig som system for detektering og oppsamling av eventuell lekkasjegass.

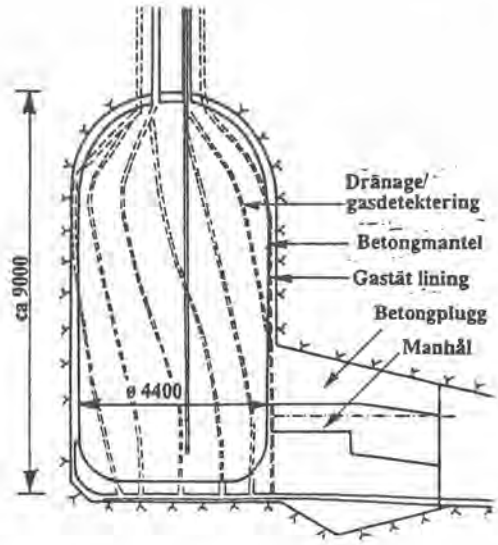


Fig. 2
Utforming av lagerrom

Forsøksområdet med lagertankene er lokalisert i en granitt utenfor selve gruveområdet i Grängesberg. Bergmassens egenskaper kan generelt sammenlignes med vanlig norsk grunnfjell. Enaksial trykkstyrke i håndstykke er ca. 340 MPa og E-modulen er ca. 55 GPa. Prøveanlegget består som nevnt av tre separate tanker for prøving av tynnplate, tykkplate og plast. Hver tank har en indre diameter på ca 4,4 m og en høyde på 9 m. For å måle deformasjonene i berg, betongmantel og i tettematerialene er tankene instrumentert med følgende måleopplegg:

- Ekstensometer måler deformasjoner i berget radielt ut fra tankene.
- Miniekstensometere på 1 m lengde måler deformasjoner i overgangen berg og betong.
- Den maksimale gjenstående deformasjon ved hvert lasttrinn blir målt inne i tankene med konvergensmålere.
- Gjenstående deformasjoner i tettesjiktet måles ved tensotastmåling.
- For deformasjoner i barrieren samt eventuelle bevegelser mellom tak og bunn i øvre tunnel benyttes konvergensmåling.

I tillegg til deformasjonsmålinger er det under prøvingen målt mengde av utdrenert vann fra drenasjesystemet, og gasslekkasjer fra tankene ut i det samme drenasjesystemet.

PLASTALTERNATIVET

For å finne et passende plastmateriale for et innkledd gasslager ble plast fra 9 ulike leverandører prøvet i laboratoriet. Forsøkene omfatter først en test for å bestemme materialenes styrke og elastisitet. Materialer som ble godkjent i denne testen ble vurdert videre med hensyn til montasje, sveising samt mulighet for kvalitetskontroll av disse arbeidene. Kostnader ble også vurdert. De heretter gjenstående plastmaterialene gikk så videre til langtidstest. De ble her prøvet for langtidsstyrke i naturgassmiljø.

Laboratorieprøvingen viser at et miljø med naturgass og kondensat sammen med stort trykk setter store krav til plastens kjemiske og fysikalske bestandighet. Det eneste materialet som tilfredstilte testene var stive skiver av polypropylen. Det var denne plasten som ble valgt som tettesjikt i plastalternativet.

Etter langtidstest til desember 1989 var det klart at livslengden til polypropylenplasten var min. 20 år. Disse forsøkene vil fortsette for å prognostisere maksimal livslengde for plasten.

Selv om laboratorieprøvene ga generelt dårlig resultat for de fleste plastene, er det viktig å være klar over at de utvalgte plastene er bare en liten brøkdel av de produkter som finnes på markedet. Fra plaster benyttet i petroleumsindustrien har en gode erfaringer, og det burde være enkelt å komme fram til et velegnet produkt.

Basert på langtidsforsøkene ble det valgt ut polypropylenplast bestående av stive skiver med tykkelse 12 mm. Skivene ble festet til den ferdig støpte betongflaten med pistolspiker hvor spikerhodet ble dekket med en påsveiset plastkappe. Skivene ble deretter fuget sammen med ekstrudersveising. I anslutningen mot mannhull og gjennomføringer ble plasten klemt fast med stålklemmer og en mellomliggende pakning for å sikre gasstettheten. Tetthetskontroll av sveisene ble utført med gnisttest.

I og med at plastrommet havarerte under oppfyllingen med vann, som utgjorde det første trinnet i belastningsprøvingen, har vi her kun erfaringer fra bygging og montering av tettesjiktet. Monteringen av plastkledningen gikk som planlagt. Under leveranseprøvingen ble det imidlertid oppdaget flere svakheter med plastkledningen både på design og spesielt utforming av skjøtene. Etter totalt 5 trykkprøvinger og etterfølgende reparasjoner av defekter var det klart at det prøvede konseptet ikke egner seg for videreføring til et kommersielt alternativ. Svakheten ved konseptet ligger i de ekstrudersveisede skjøtene, som både er svakere og har lavere bruddtøyning enn grunnmaterialet. Ved denne materialforskjellen mellom sveis og grunnmateriale må mye av deformasjonene tas opp i selve sveisen, og det oppstår har et nærmest sprøtt brudd. Ved en slik materialopptreden forsvinner fordelen med plast som et duktilt materiale.

Forsøket i Grängesberg viser at det prøvede konseptet med ekstrudersveisede polypropylenskiver ikke kan anbefales for et innkledd gasslager. Stor kunnskap er imidlertid høstet, og plastalternativet er på ingen måte forlatt. Det er nå behov for videre utviklingsarbeide spesielt innen sveiseteknikken. Som en sluttkommentar til plastalternativet kan vi summere opp følgende erfaringer:

- Polypropylenskivene som ble prøvet i Grängesberg er fortsatt et mulig anvendbart materiale som tettesjikt. Sammenføyningen må da utføres på en annen måte.

- Ekstrudersveising i sin nåværende form egner seg ikke for dette konseptet.

- Det savnes en metode for sveisekontroll med hensyn på styrke og heft i sveisen.

- For tetthetskontroll synes gnisttesten som en enkel og god metode.

- En design der plastmaterialet følger den underliggende betong ved temperatur- og deformasjonsbevegelser er ønskelig.

TYKKPLATE

Bygging av prøverommet ble gjennomført som planlagt, foruten sveising av tykkplaten som ble vanskeligere enn forventet. Etter 100% røntgenkontroll ble sveisene reparert på ca. 50 steder. Tetthetskontroll av sveising ble utført med vakumtest, som er en metode man neppe vil benytte videre. I stedet må nøyaktigere metoder anvendes, som f.eks. heliumsniffing.

De geologiske og bergmekaniske forutsetningene i forsøksanleggets omgivelser er representative for normal svensk grunnfjell og kan jamføres med det norske grunnfjellet. Horisontalspenningene var dog noe lavere enn normalt, hvilket beror på det topografiske bildet.

Følgende belastningsprøver med vann ble gjennomført:

Fase 1	10 sykler mellom	0 - 2 MPa
Fase 2	10 sykler mellom	2 - 4 MPa
Fase 3	10 sykler mellom	4 - 8 MPa
Fase 4	10 sykler mellom	8 - 12 MPa
Fase 5	10 sykler mellom	12 - 16,5 MPa
Fase 6	100 sykler mellom	1 - 16,5 MPa
Fase 7	Trykksetting til 19,5 MPa med konstant trykk i en uke.	

Prøvene ble avsluttet med tetthetsprøve med luft ved 15 MPa.

Ved hjelp av elementmodeller er deformasjonene i rommet beregnet med tilfredsstillende nøyaktighet. To beregningsmodeller er benyttet, en todimensjonal, plan modell med programmet Flac 2,02 og en rotasjonssymmetrisk modell med programmet JOBFEM. Beregnede og målte verdier for extensometer 5 og 6 er vist i nedenstående figur. De lokale blokkbevegelser som oppstår er ikke beregnet, men de kan erfaringsmessig forutsies. Sprekkåpning har først skjedd i retning parallell med , største horisontalspenning. Det anisotrope sprekkbildet virker sammen med tangentialspenningstilstanden slik at det oppstår større varige deformasjoner parallelt med .

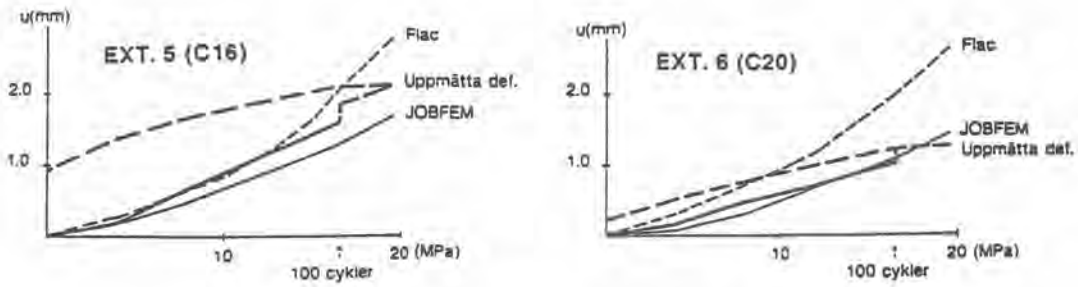


Fig. 3
Registrerte deformasjoner sammenlignet med beregnede

DEFORMASJONER SAMMENLIGNINGET MED DATAMODELLER

Forsøket og analysen av resultatene viser at mulighetene for å prognostisere oppførelsen av et innkledd bergrom under trykksetting er meget gode. Betongmantelens oppførsel stemmer også godt overens med hva som ble forventet i prognosen. Målingene tyder på en ujevn oppsprekking, dvs. åpning av enkeltsprekker ved lave trykk. Ved 15 MPa er oppsprekkingen jevnt fordelt over hele manteloverflaten.

Stålets deformasjon har vært vanskelig å måle, og resultatene fra målingene er vanskelig å tolke. Visse målinger viser sammentrykking av stålkledningen mens andre viser at kledningen strekkes. Således kan man konstatere at både trykk- og strekktøyninger opptrer. Den oppmålte gjenstående trykktøyningen er noe upålitelig, da måleverdiene påvirkes av temperaturforskjeller i stålet mellom målingene.

Stålkledningen har tross høye lokale tøyninger klart påkjenningene ved høye prøvetrykk. Den sykliske belastningen gir ingen tendens til utmatting i anlegget. Man kan snarere tvert imot konstatere en avtagende deformasjonsøkning under de sykliske lastene.

Den oppmålte lekkasjen ved 15 MPa omregnet til et anlegg i full skala tilsvarer et årlig gasstap på mindre enn en promille. Dette er en akseptabel grense for lekkasjene.

Resultatet fra prøvingen viser at kommersiell lagring ved trykk over 20 MPa bør være mulig, men nye forsøk ved høyere trykk anbefales.

TYNNPLATE

Ettersom tynnplateentreprenøren ikke klarte å levere et anlegg som var tett, kunne ingen belastning- eller tetthetsprøve utføres. En viss informasjon har vi dog oppnådd om kledningens design. Det er klart at den viste sveiseutførelsen og sveiseutstyr ikke var tilpasset våre tetthetskrav. Utformingen av skjøtefalsen var heller ikke spesielt egnet. Bak tynnplatekonseptet lå den nye skjøteteknikken av plater som med en overvikling/fals ble sveiset sammen til en kanal. Se nedenstående figur. Kanalen utnyttes for søking etter lekkasje gjennom injisering av sporgass. Ved belastning skulle den 0,4 mm tykke platen plastiseres over sprekker som oppstår i underliggende betong. Til og med fugen skulle være elastisk og forventet å beholde sin tetthet ved relativt store bevegelser. Dette ble aldri prøvet da det ikke lykkes entreprenøren å få sveisene tette.

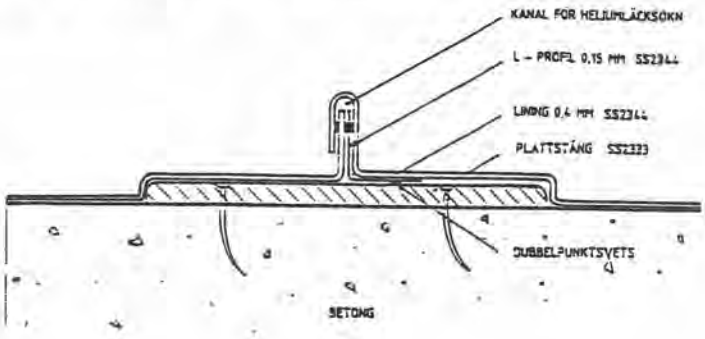


Fig. 4
Prinsippskisse
av tynnplateskjøt

Under en lang periode med lekkasjesøking og reparasjoner har entreprenøren testet et stort antall både kjente og nyutviklede lekkasjesøkingsmetoder. De erfaringer som ble innhentet i den forbindelse er verdifulle for alle innkledde konsept.

En analyse av de problemer som har oppstått viser at de har sammenheng med tettesjiktets design, tilgjengelig sveiseutrustning og kontrollmetoder, samt det fuktige miljø som alltid forekommer i et bergrom. Nedenstående punkter gir en kronologisk redegjørelse av de problem som oppstod:

- Falsoverviklingsmaskinen fungerte ikke og falsingen måtte utføres for hånd.

- Høyden mellom plate og sveis varierte med gjennombrenninger og sveise-overhopp som resultat.

- Microtig-sveisingen ble vanskeliggjort pga. vann i form av kondens mellom betong og plate.

- Vanskeligheter med tetthetskontroll ved vakumtest.

- Sniffing av helium fra kanalene fungerte ikke som forventet pga. alle de store lekkasjene, og at kanalene i visse tilfelle ble tette pga. ovennevnte sveiseproblem.

- Lekkasje i sveisefalsene ble reparert med Microtig, og ofte i flere omganger. Resultaltet ble at falsen ble bygget på med hardt sveisegods. Elastsisiteten i fugen gikk da tapt og resulterte i sprekkdannelse under belastning.

- Ifølge entreprenøren ligger den største feilen i utformingen av de horisontale hjørnefalsene. Disse hadde et slipp fra betongveggen og ved trykksetting plastiseres disse allerede ved små trykk. I visse overganger mellom tykke sveiser og tynnere områder har spennings-konsentrasjoner ført til små korte sprekker med lekkasje resultat.

Det er klart at nye skjøtemetoder må utvikles før det er mulig å anvende en tynnplatekledning i et kommersielt anlegg.

SLUTTKOMMENTAR

Pilotforsøket i Grängesberg har ikke påvist noe negativt resultat som taler imot gasslagre med kledning av tykkplate. Samvirket mellom plate, betong og omliggende fjell har fungert som forventet, og det er ikke notert øket lekkasje eller annen negativ påvirkning på tettesjiktet under belastninger opp til 19,5 MPa.

Gjennom opplegget med pilotforsøket kan ikke alle viktige spørsmål belyses for et anlegg i full skala. Årsaken til dette er bl.a. skalafaktorer, lokale geologiske forhold, tidsfaktoren med prøving i løpet av noen måneder sammenlignet med 30-50 års driftstid etc.

Fjellets evne til å ta opp trykkrefter er blitt bekreftet, og målte deforma-

sjoner ligger innenfor det forventede. Det er heller ikke notert noen akselrerende deformasjoner ved de høye belastningsnivåene. Dette er meget positiv informasjon ettersom sprekker i fjellet påvirker oppsprekkingen av betongmantelen og direkte påvirker spennings- og deformasjonsnivået i tettesjiktet.

Hverken plast- eller tynnplatekonseptet har kunnet leveres med ønsket kvalitet, og har ikke vært tette selv ved svært lavt trykk. Vi har imidlertid fått ny og betydningsfull kunnskap om disse konseptene, som utgjør et viktig grunnlag for videreutvikling. Resultatet fra Grängesberg viser likevel med stor tydelighet at mye arbeid gjenstår før konseptene kan bli aktuelle for et kommersielt anlegg. Ytterligere forsøk i pilotanlegg er nødvendig.

FORTSATT UTVIKLINGSARBEID

Testresultatene i Grängesberg viser at videre utviklingsarbeide for innkledde gasslagre bør konsentreres om tykkplatekonseptet, men at økonomiske eller avgjørende tekniske fordeler kan motivere satsing på de to andre konseptene. Planleggingen av en fortsettelse av prosjektet er påbegynt, og prøvene i Grängesberg ventes å starte igjen i løpet av sommeren 1990.

Prøvingen av tykkplaterommet har påvist deformasjoner innenfor det forventede og langt fra design-kriteriet om en største sprekk på 5 mm i betongmantelen. Kommersiell lagring ved høyere driftstrykk er 15 MPa, alternativt kjølt lagring ned mot -50 C synes derfor å være mulig med de forutsetninger som råder i Grängesberg. Kostnadsbesparelser kan påregnes ettersom en trykkøkning fra 15 til 20 MPa øker den lagrede gassmengden med 28%. Nedkjøling til -50° C øker lagermengden med 81% ved 15 MPa trykk. Relativt gassvolum ved økt trykk respektive nedkjøling vil fremgå av nedenstående figur.

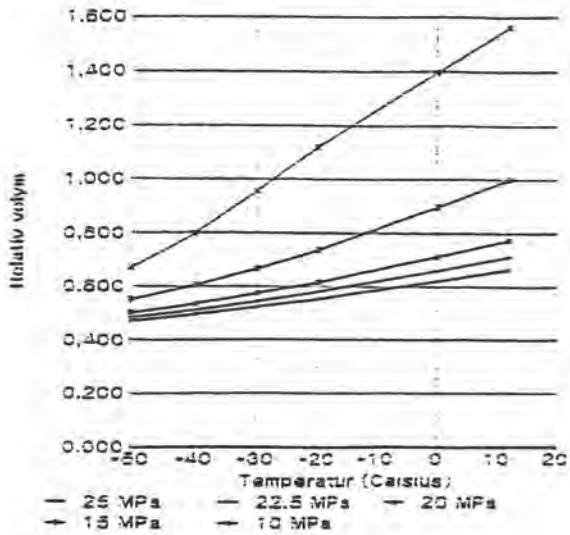


Fig. 5
Relativt gassvolum avhengig av trykk og temperatur

Den videre prøvingen vil bestå av følgende aktiviteter:

- Prøving ved høyere trykk.
- Test av drenerings-/deteksjonssystemet gjennom initiering av en kontrollert lekkasje.
- Nedkjølt lagring.
- Demontering av platen og studie av betongens oppsprekking.

Både tynnplate og plast kan prøves igjen i respektive rom. Før det kan bli aktuelt med nye forsøk av disse alternativene, er det nødvendig med et omfattende utviklingsarbeid for begge materialene. Alternativ som kan være av interesse å teste er en plast som kan sprøytes på betongflaten.

Det er i det siste dukket opp flere nye produkter og sveisemetoder på markedet både for tynnplate og plast. Om disse nye teknikkene tilfredstiller styrke- og tetthetskrav for et kommersielt anlegg er det klart interessant pga. lavere kostnader for disse tettematerialene. For tynnplate og plastalternativet blir nå innsatsen konsentrert om å videreutvikle og teste disse nye teknikkene.

MÅLINGER AV RESISTIVITET PÅ SJØBUNNEN FOR UNDERSØKELSER AV SVAKHETSSONER.

Resistivity measurements on the sea bottom for investigation of fracture zones.

Førsteamanuensis Ole Bernt Lile, siv.ing. Harald Elvebakk, siv.ing. Knut Reitan Backe
Institutt for petroleumsteknologi og anvendt geofysikk, NTH

O.ing. Jan Erik Buan
Statens Vegvesen, Vegdirektoratet

Sammendrag

I forbindelse med drivingen av Maursundtunnelen i Troms fylke er det utprøvet nye metoder til forundersøkelser. Arbeidet er initiert av Vegdirektoratet.

Resistivitetsprofilering er utført i sjøen på fastlandssiden og midt i sundet. Profilene viser tydelige indikasjoner på svakhetssoner. Det ble også målt mellom et kjerneborhull og sjøbunn. Disse målingene viser svakhetssoner og ble også tolket ved hjelp av datamaskinmodellering med FEM.

Resultatene fra resitivitetsmålingene ble sammenliknet med data fra refraksjonsseismikk, beskrivelse av borekjerner, akustisk tomografi og ingeniørgeologisk beskrivelse. Metodene viser god overenstemmelse. Resistivitetsmålinger på sjøbunn er en metode som enten kan være et supplement eller alternativ til refraksjonsseismiske undersøkelser.

Summary

In connection with the construction of a sub-sea tunnel under the Maursund strait in Troms, The Norwegian Public Roads Administration has initiated some R&D.

Resistivity profiling were carried out on the sea bottom near the shore and in the middle of the strait. Measurements were also performed between the sea bottom and a cored borehole under the sea. Anomalies clearly indicated fracture zones. In addition, the measurements between the sea bottom and the hole were interpreted running FEM models on computer.

The resistivity measurements compared well with refraction seismics, description of cores, seismic tomography and engineering geology description. Sea bottom measurements may be a supplement or an alternative to refraction seismics.

Innledning

I forbindelse med at Statens Vegvesen i Troms fylke driver en tunnel under Maursundet (Rv 866), har Vegdirektoratets anleggskontor initiert og finansiert et forskningsprogram på forundersøkelser av fjellkvaliteten i tunneltraséen. I denne forbindelse ble det boret et 292m kjerneborehull fra fastlandssiden under sundet. I tillegg til kjernebeskrivelse ble hullet brukt til akustisk tomografi og resistivitetsmålinger.

Maursundet ligger nord i Troms mellom øya Kågen og Hamneidet på fastlandet. Sundet er i tunneltraséen bortimot 1050m bredt og største dyp omtrent 35m. Geologien består i hovedsak av amfibolitt på fastlandssiden, og gneiser og kvartsitter på øysiden, [Berd 86]. Tunnelen vil gi Skjervøy fastlandsforbindelse og er 2095m lang. Tunnelen ble drevet fra begge sider og gjennomslaget var i september 1990. Den vil bli åpnet for trafikk i månedsskiftet juni/juli 1991.

Andre forundersøkelser

Undersøkelsene i dette avsnittet ble utført før resistivitetsmålingene.

Rutinemessig refraksjonseismikk ble skutt i sundet over hele tunneltraséen, [Geom 89, Geom 90]. De seismiske profilene som dekker resistivitetsprofilene viser lavhastighetssoner ved profil nr. 2690, 2770, 3145 og 3165m. De to første sonene er omtrent 100 og 180m fra fastlandssiden, mens de to siste ligger midt i sundet.

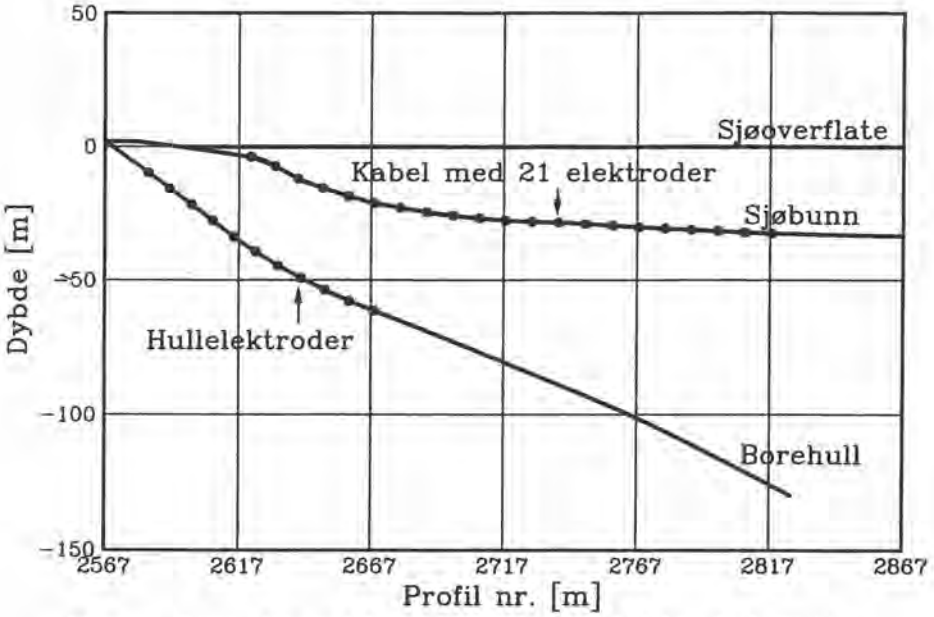
Kjerneborehullet ble satt 20m fra strandkanten på Hamneidet ved 2570m og følger omtrent tunneltraséen. Det er 292m langt og har et gjennomsnittlig fall på 27 grader i forhold til horisontalplanet. Figur 1 viser et tverrsnitt med sjøbunn og borehull. Kjernene ble beskrevet og indikerer knusningsoner ved 2722, 2735, 2759, 2795, 2810 og 2816m, [Kumm 90a].

Borehullet ble også brukt til seismisk tomografi mellom hullet og bunnen, [NGI 90]. Skuddene ble plassert i hullet og hydrofoner på bunnen. Disse dataene ble prosessert til et tverrsnittsbilde som viser soner med lav hastighet ved 2680 og 2780m.

Resistivitetsmålinger på sjøbunnen

Svakhetssoner har høyere porøsitet enn godt fjell. Bortsett fra elektrisk ledende mineraler (malmer), er det vannet i porene som leder strøm. En svakhetssone indikeres derfor som en lavmotstandssone. Resistivitetsprofilering for å finne svakhetssoner er brukt på land, men såvidt vites er det første gang slike målinger er utført på sjøbunn.

På grunn av at målingene skulle foretas langs sjøbunnen, var det nødvendig å lage en



Figur 1: Tverrsnitt av sjøbunn og borehull med elektrodeplassering.

spesialkabel. Måledelen av kabelen som er 200m, består av 21 blyelektroder i 10 meters avstand. Fra hver elektrode går det en leder til en koplingboks 100m fra nærmeste elektrode. For å holde kabelen på bunnen ble det festet 0.5–1kg blylodd ved hver elektrode. Første utlegg var på Hamneidet i desember 1989, [Lile 90a, Lile 90b, Lile 90d]. Kabelen var rullet opp på en trommel med stativ og enden med koplingsboksen ble festet på land. Trommelen ble tatt ombord i en robåt med motor som så ble kjørt ut fra land langs tunneltraséen. Sterk strøm og et par stopp underveis gjorde at kabelen drev noe av. Elektrodearrangementet på sjøbunnen er vist i figur 1.

På forhånd var det bestemt at pol-dipol konfigurasjon skulle brukes, og fjernelektrode ble derfor lagt ut i sjøen ved land 5–600m øst for kabelen. Flere typer sendere og mottakere ble forsøkt uten å lykkes. Problemet er at de eksisterende måleinstrumentene er laget for målinger på land. Sjøvannets ledningsevne er så høy at instrumentene ikke virker. Til slutt fant vi fram til IP/RP sender med stor strømstyrke som passet. Deretter ble alle mulige kombinasjoner av strøm og potensialelektroder målt med 10m mellom potensialelektrodene.

Den tilsynelatende resistiviteten (ρ_a) ble så regnet ut og plottet som en pseudoseksjon vist i figur 2a. Man må merke seg at plottedypet i seksjonen *ikke* er det samme som virkelig dyp. Dette vises tydelig når seismikkens sedimentykkelse på 8–10m sammenliknes med seksjonens 30m plottedyp, [Geom 89]. Seksjonen er ikke lett å tolke og dataene ble derfor prosessert til en ny seksjon i figur 2b. I denne seksjonen er

den geometriske elektrodeeffekten fjernet og svakhetssoner ved 2680, 2710 og 2755m trer fram. Grunnen til at sonene ikke synes i den første seksjonen er vannets gode ledningsevne og bunnsedimentene som er mettet med saltvann. Dette forklarer også den lave tilsynelatende resistiviteten. Helningen på sjøbunnen utover fra land vises i pseudoseksjonene som høyere resistivitet innover mot land.

Det andre måleutlegget ble utført midt i sundet i mai 1990 for å undersøke en antatt regional forkastning, [Lile 90e]. Dårlige værforhold gjorde målingene vanskelige. Det var først tenkt å legge ut blåser fra båt i begge ender av profilet for så å senke kabelen ned langs tauet til blåsa. Sterk strøm og bølger gjorde posisjonering av båten med landmålingsutstyr meget vanskelig. Blåsa ble også tatt av strømmen.

I stedet ble kabelen kveilet opp i strandkanten på Kågen. Ved elektroden nærmest koblingsboksen ble det festet en 20–30kg stein og ytterst en på 10kg. I tillegg ble det brukt blylodd for hver tiende meter. En nylonsnor i enden av kabelen ble brukt for posisjonering i lengderetning. Kabelen og snora ble så dratt ut i sundet med en båt hvor merker på begge sider av sundet ble brukt som sikte. Denne utleggingsmetoden virket bra.

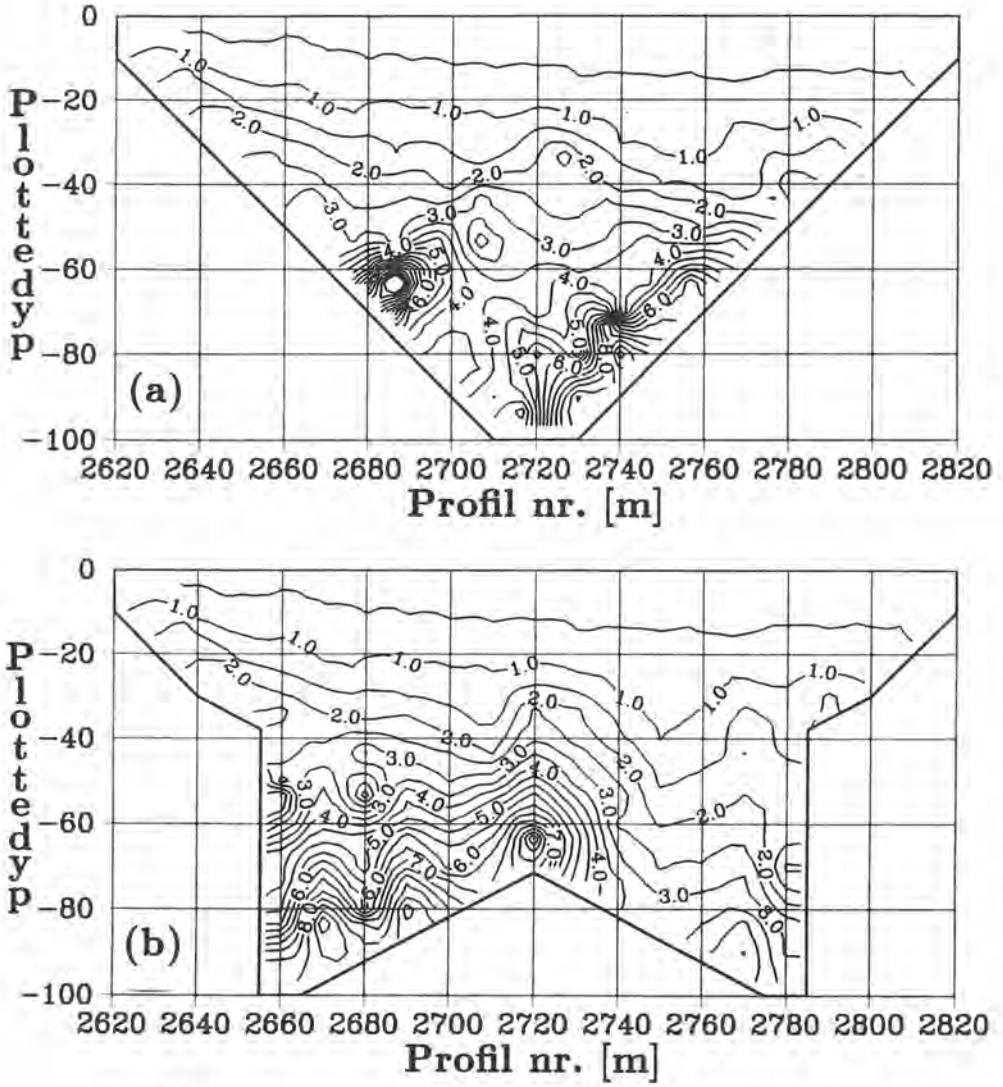
Fjernelektroden ble lagt ut 2–300m fra tunnelåpning på Hamneidet omtrent 50m fra strandkant. Deretter ble det målt med pol-dipol fra båten på samme måte som i første utlegg. Tilsynelatende resistivitet ble regnet ut og plottet som en prosessert pseudoseksjon i figur 3. Denne seksjonen viser svakhetssoner ved 3145 og 3165m. En svakere anomali synes ved 3195m. Refraksjonsseismikken viser en løsmassetykkelse på 10–13m mens pseudoseksjonen indikerer plottedypet 25m. Seksjonen antyder også en resistivitetskontrast mellom bergartene på hver side av svakhetssonen ved 3165m.

Målinger mellom bunn og borehull

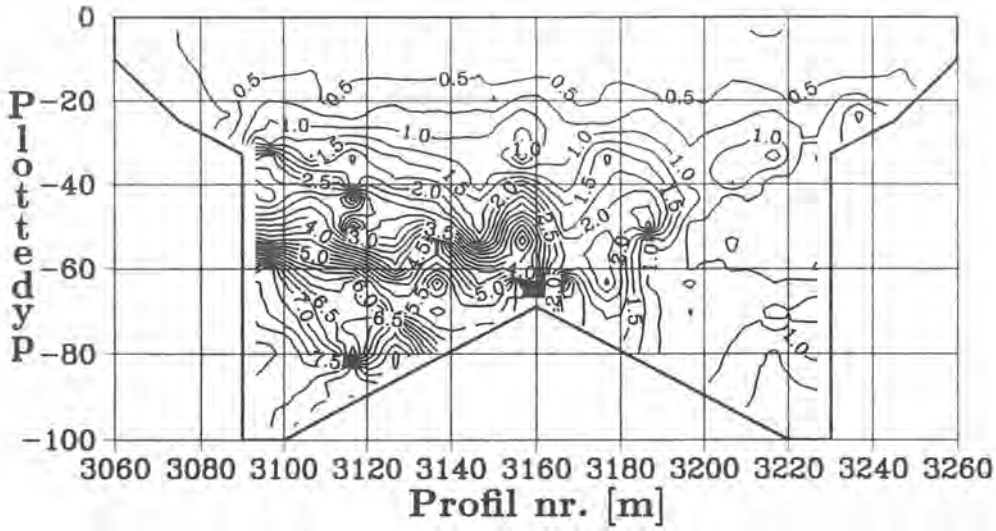
Disse målingene ble utført samtidig med utlegg 1 på sjøbunnen, [Lile 90b, Lile 90c, Lile 90d].

Opprinnelig var det tenkt å feste hullelektrodene på en nylonsnor og å la snora gå gjennom en trinse på et anker i enden av hullet. For å flytte elektrodene skulle man dra i snora. Desverre var hullet bare åpent ned til 134m med resten av hullet fylt med en stålvaier etter de seismiske målingene som var foretatt i hullet før oss. Til bruk i hullet ble det festet fire blyelektroder i 10 meters avstand på en 30m lang 25mm plastslange. Et stakeverktøy ble først prøvd for å dytte slangen ned i hullet. Friksjonen var for stor og boreriggen måtte derfor brukes. Borestrengen og stålvaieren leder selvsagt strøm og kortslutter derfor potensialet i borehullet.

Kabelen fra utlegg 1 ble dratt 45m nærmere land for dekke de øverste 134m av borehullet bedre. Strøm ble så sendt ut fra en og en av de 19 ytterste elektrodene på kabelen og potensialforskjellen ble målt mellom de to nederste elektrodene i hullet. Slangen



Figur 2: (a) Pseudoseksjon første utlegg. (b) Prosessert seksjon.



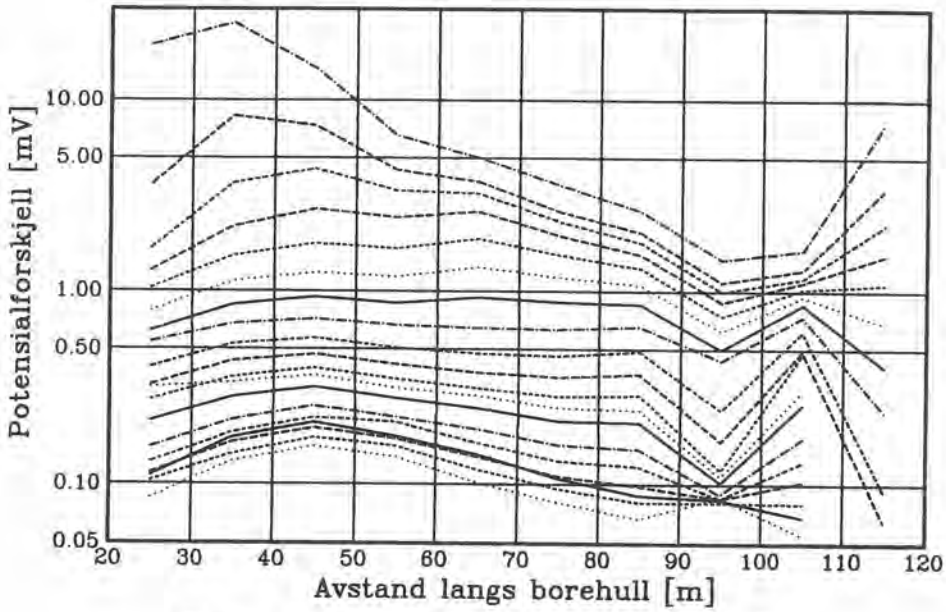
Figur 3: Prosessert pseudoseksjon andre utlegg.

ble deretter skjøvet 10m ned i hullet, strøm sendt ut fra kabelen, osv. Figur 1 viser plasseringen av hullelektrodene.

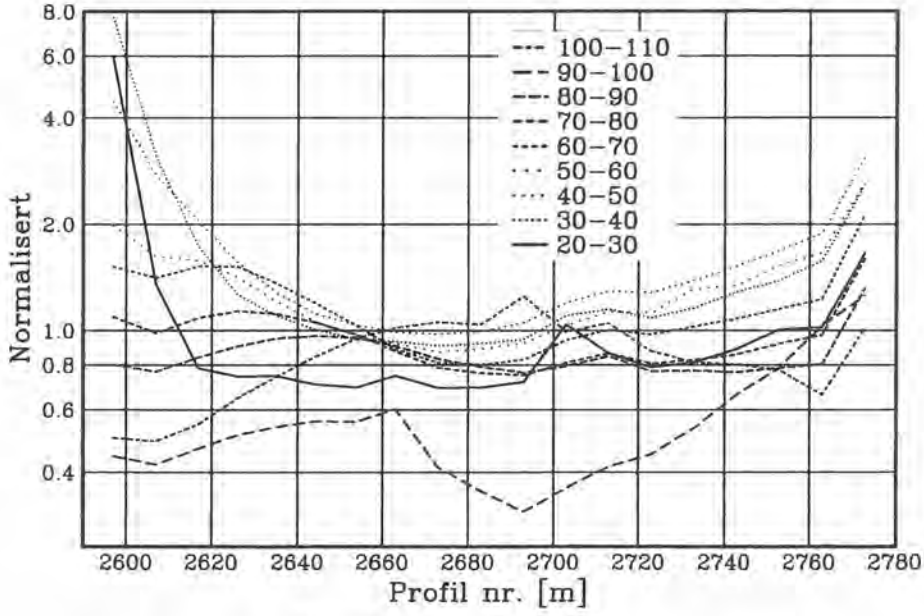
Til tross for en viss kortslutning forårsaket av borestrengen og vaieren, var de fleste måledatene gode. Figur 4 viser rådataene med en svakhetssone ved 95m i hullet (2645m). Den øverste kurven tilsvarer den innerste elektroden på sjøbunnen, mens den nederste er ytterst. 'Viften' ved 115m er antakelig en effekt av vaieren. Dataene kan også plottes som funksjon av strømelektroden. Dette er vist i figur 5 hvor dataene i tillegg er normalisert. Normalisering gjøres ved at en lineær regresjonslinje beregnes og at dataene deretter relateres i forhold til denne linjen. De normaliserte dataene har en tydelig anomali ved 2770m og en mindre tydelig ved 2710m.

På samme måte som med den akustiske tomografien, skulle måledataene inverteres til et tomografisk tverrsnittsbilde. Dette ble ikke gjort fordi det ikke var tid til å utvikle et passende inverteringsprogram på datamaskin. Istedenfor ble det brukt framlengs simulering av en modell som så ble sammenliknet med måleverdiene.

Innledningsvis ble det laget en endelig element modell (FEM) som ble simulert i et 2-dimensjonalt datamaskinprogram, [Ande 84]. Denne modellen inneholdt løsmasser, borestreng og stålvaier, og ble kjørt en gang for hver strømelektrode, dvs. 19 ganger. Deretter ble det gjort noen forenklinger i modellen. Simuleringsresultatet var omtrent det samme enten løsmassene var med i modellen eller ikke. Fjerning av streng og vaier ga derimot større forskjell. De ble allikevel tatt ut av modellen fordi dette reduserte beregningarbeidet til en niendedel.



Figur 4: Rådata fra målinger mellom bunn og hull.



Figur 5: Normaliserte data.

Undersøkelse	Første utlegg 2620–2820	Andre utlegg 3060–3260
Pol-dipol sjøbunn	2680 **2710** **2755**	**3145** **3165** 3195
Ing. geo. beskrivelse	**2645**	**3160** **3190**
Hull/bunnmålinger	**2645** 2710 **2770**	
Refraksjonsseismikk	**2690** **2770**	**3145** **3165**
Akustisk tomografi	**2680** 2780	

Tabell 1: Sammenlikning av resultater.

Deretter ble det laget to modeller basert på de andre målingene. Figur 6a viser den første modellen med tre loddrette soner. Strømelektroden er plassert inne ved land og linjene er ekvipotensialkurver. Sonen ved 2645m finnes igjen i hullet og 2710m i pol-dipol målingene. Den siste sonen ved 2770m synes i refraksjonseismikken, akustisk tomografi og i resistivitetsmålingene. Modellen ble så simulert, men resultatet stemte dårlig overens med kurvene i figur 4.

Den andre modellen hadde en skrå og en loddrett sone, se figur 6b. Den skrå sonen går fra bunnen ved 2710m og gjennom anomalien i hullet ved 2645m. Helningen på sonen er omtrent 20 grader. Den loddrette sonen er igjen ved 2770m. Simuleringsresultatet er plottet i figur 7 og disse kurvene stemmer bedre overens med måledataene.

Ingeniørgeologisk beskrivelse av tunnel

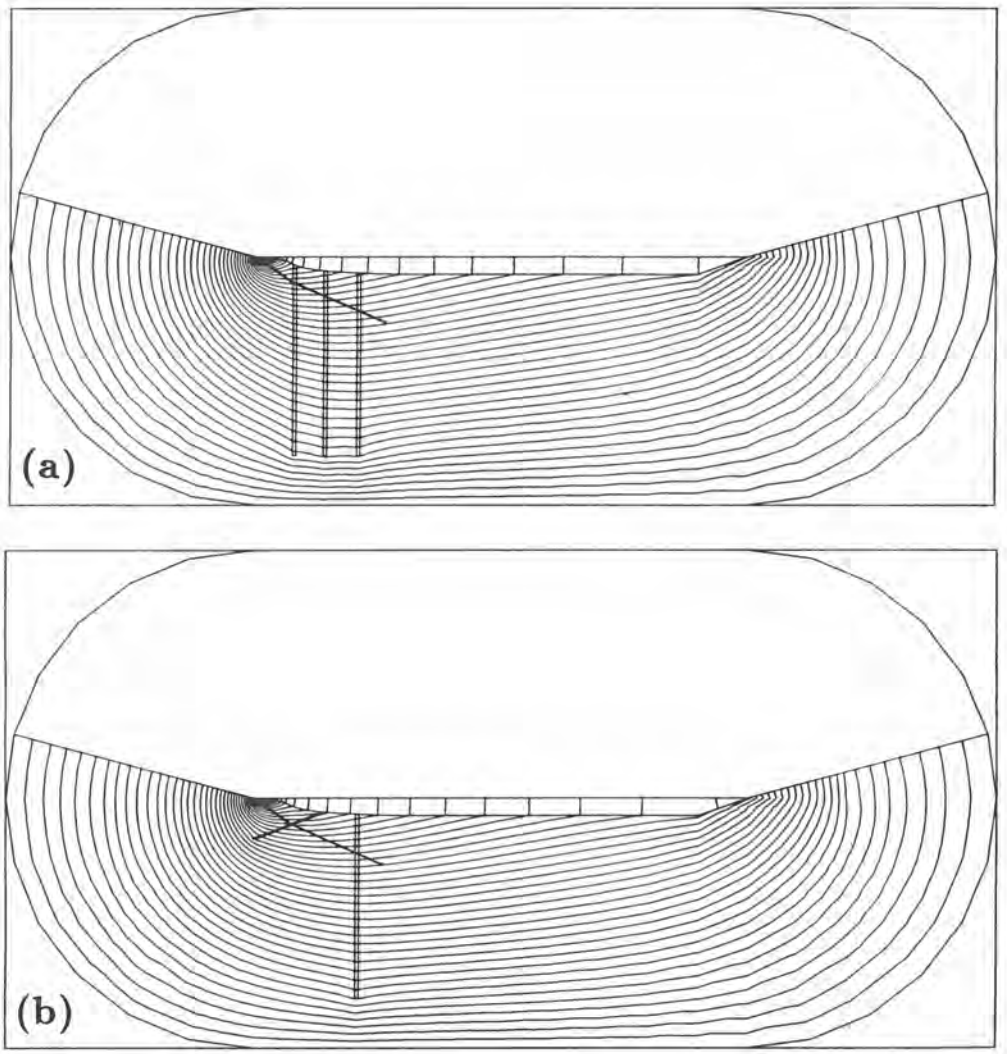
Tunnelen er beskrevet i områdene 2070–2370, 2450–2730 og 3150–4050m, [Kumm 90b]. I det første utlegget er det tett parallell oppsprekking i området 2643–46m og i det andre utlegget sterk oppsprekking ved 3155–60 og 3180–92m.

Diskusjon

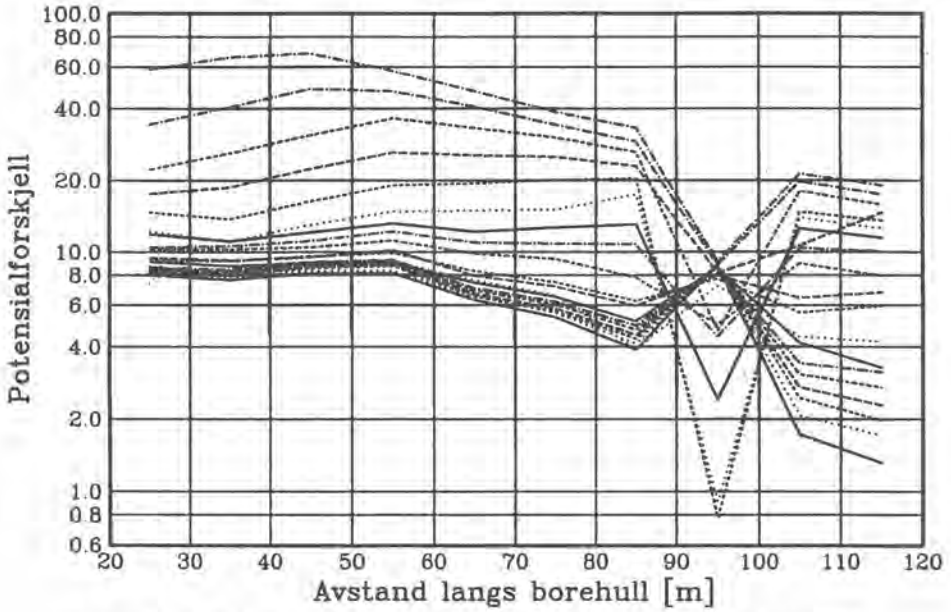
Tabell 1 viser indikasjoner på svakhetssoner fra de forskjellige målemetodene bortsett fra beskrivelsen av borekjernene. Resultatet fra den ingeniørgeologiske beskrivelsen er også vist. Tydelige soner er markert med fet skrift.

Sonen i første utlegg ved 2710m ble bare funnet igjen i hull/bunnmålingene. Den ytterste sonen (2755) ligger litt innenfor anomaliene i refraksjonseismikken, akustisk tomografi og hull/bunnmålingene, men er sannsynligvis den samme sonen. Den svake anomalien ved 2680 synes i seismikken og den akustiske tomografien.

I det andre utlegget synes sonene ved 3145 og 3165m på refraksjonsseismikken. Sonene



Figur 6: (a) Første simuleringsmodell. (b) Andre modell.



Figur 7: Simulerte data fra modell med en skrå og en loddrett sone.

ved 3165 og 3195m ble funnet igjen i tunnelen. Den lille forskjellen skyldes antakelig posisjoneringsproblemer.

Sonen i borehullet ved 2645m ble funnet igjen i tunnelen. Fra simuleringen kan det tenkes at det er en skrå sone som har utgående på bunnen ved 2710m. Utslaget ved 2770m på bunnen finnes i seismikken, akustisk tomografi og delvis i pol-dipol målingene. Sonen ved 2710 synes også i sjøbunnsmålingene.

Konklusjon

Resistivitetsprofileringen på sjøbunnen viser god overenstemmelse med de andre forundersøkelsesene. Det er første gang slike målinger er utført i sjøvann. Dette gjør at metoden må utprøves videre, kanskje spesielt på et sted med dårligere fjell enn i Maursundet. For kommersielt bruk bør det også utvikles en generator tilpasset bruk i sjøvann, en lengre og bedre kabel og utstyr for automatisk datainnsamling. Det må også finnes bedre metoder for posisjonering av kabel.

Tolkning av rådataene mellom hullet og sjøbunnen stemte også bra overens med de andre metodene. Derimot gjør forenklingene i de to modellene at simuleringsresultatene er noe mer tvilsomme. For å framstille et tomografisk tverrsnittsbilde må det utvikles et inverteringsprogram.

Referanser

[Ande 84] Andersen O.W.: *Program FLD8 – Skin effect and eddy currents. User's manual*, Universitetet i Trondheim, Norges tekniske høgskole, Institutt for elektriske maskiner, oktober 1984.

[Berd 86] *Troms vegkontor, vegtunnel under Maursundet, forprosjekt*, Ingeniør A.B. Berdal a/s, 2. januar 1986.

[Geom 89] *Fastlandsforbindelsen Maursundet, refraksjonsseismiske målinger*, Geomap, oppdrag/rapportnummer 89143–1, 21/8–89.

[Geom 90] *Fastlandsforbindelsen Maursundet, retolkning av profil 2/89*, Geomap, oppdrag/rapportnummer 89143–2, 4/1–90.

[Kumm 90a] *Tunnel Maursundet. Kjernelogging av 279 meter kjerneprøver. Datarapport*, Sivilingeniør Ottar Kummeneje A/S, oppdrag/rapportnummer 0.7107/3, 23/1–90.

[Kumm 90b] *Foreløpig ingeniørgeologisk beskrivelse av Maursundtunnelen*, Sivilingeniør Ottar Kummeneje A/S, 6/8–90 og 31/8–90.

[Lile 90a] Ole Bernt Lile, Harald Elvebakk og Knut Reitan Backe: *Rapport om resistivitetsmålinger i Maursundet, Nordreisa kommune i Troms fylke. Del 1, feltarbeid*, Universitetet i Trondheim, Norges tekniske høgskole, Institutt for petroleumsteknologi og anvendt geofysikk, rapportnummer IPT–AG–1/90, 26/1–90.

[Lile 90b] Ole Bernt Lile, Harald Elvebakk og Knut Reitan Backe: *Rapport om resistivitetsmålinger i Maursundet, Nordreisa kommune i Troms fylke. Del 2, Pol-dipol profilering på sjøbunn*, Universitetet i Trondheim, Norges tekniske høgskole, Institutt for petroleumsteknologi og anvendt geofysikk, rapportnummer IPT–AG–2/90, 13/2–90.

[Lile 90c] Ole Bernt Lile, Harald Elvebakk og Knut Reitan Backe: *Rapport om resistivitetsmålinger i Maursundet, Nordreisa kommune i Troms fylke. Del 3, Potensialmålinger i borehull med strømelektroder på sjøbunn*, Universitetet i Trondheim, Norges tekniske høgskole, Institutt for petroleumsteknologi og anvendt geofysikk, rapportnummer IPT–AG–3/90, 26/2–90.

[Lile 90d] Ole Bernt Lile, Harald Elvebakk og Knut Reitan Backe: *Rapport om resistivitetsmålinger i Maursundet, Nordreisa kommune, Troms fylke. Del 4, Resistivitets-tomografisk tolkning av borehullsmålinger*, Universitetet i Trondheim, Norges tekniske høgskole, Institutt for petroleumsteknologi og anvendt geofysikk, rapportnummer IPT–AG–4/90, 6/4–90.

[Lile 90e] Ole Bernt Lile, Harald Elvebakk og Knut Reitan Backe: *Rapport om resistivitetsmålinger i Maursundet, Nordreisa kommune, Troms fylke. Målinger midt i sundet i tiden 7/5–11/5 1990*, Universitetet i Trondheim, Norges tekniske høgskole, Institutt for petroleumsteknologi og anvendt geofysikk, rapportnummer IPT–AG–5/90, 21/6–90.

[NGI 90] *Maursundtunnelen – akustisk sjøbunnstomografi*, Norges geotekniske institutt, oppdrag/rapportnummer 891054–1, Januar 1990.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1990

BERGROMSMODELLER, SIKRING AV STORE BERGROM MED KABELBOLTER

Bergingeniør Anders M. Heltzen

SAMMENDRAG

Strekkspenningene i hvelvet over store bergrom kan reduseres ved hjelp av overliggende hjelpetunneler. Hvor det opptrer horisontalspenninger, vil spenningen i fjellet mellom hvelv og hjelpetunneler være større enn uten hjelpetunneler. Dette gir en positiv stabiliseringsmessing effekt. Halvkule- eller sfæriske bergrom vil være stabilitetsmessig gunstigere utformet enn konvensjonelle haller. Utdriving og sikring kan skje suksessivt fra bunnen og oppover samtidig som sikring av kalotten kan skje med kabelbolting fra dagoverflaten eller fra hjelpetunnel som drives frem over bergrommet.
Begge disse bergromsmodellene er dekket av Norsk patent nr 130900 og nr 160155, (Heltzens bergromsmodeller).
Prosjektert ishall i Holmestrand med 36 m's bredde er foreslått sikret med systematisk kabelbolting fra dagen. Metoden er prisgunstig i forhold til tett bolting med lange bolter nedenfra. Kabelbolter fra dagen er brukt for sikring av hvelvet over en 16 m bred svømmehall i et sivilforsvarsanlegg i Rygge. Sikringen er komplettert med forspente kabler som er satt i den ene veggen for å hindre utrasing av fjell foran en markert knusningssone. Opplegget med kabelbolter har vist seg å ligge prismessig gunstigere an enn de stipulerte kostnader for utstøping av de ustabile partiene i hallen.

SUMMARY

Tensile strength in the arch of underground spaces can be reduced by auxiliary tunnels above the space. Horisontal stresses will increase in the rock volum between the arch and the auxiliary tunnels. Half-spherical underground spaces are favourable concerning the influence of stresses. The excavation and permanent lining of the outside wall can be done successively, and the calotte can be stabilized with cables from the surface or from an auxiliary tunnel. Both models are patented (Norwegian patent nr 139099 an nr 160155). An underground space for icesport, 36 m wide, is projected in Holmestrand. Cabels from the surface seem to be a cheaper solution than ordinary bolting from the inside. Cablebolting is successfylly used for the improvement of the stability of the arch and walls in a subsurface swimming pool. From an economic point of wiev cablebolting was fvourable compared to ordinary concrete lining of weak sections.

BERGROMSMODELLER, SIKRING AV STORE BERGROM MED KABELBOLTER

Emnet blir delt i to uavhengige deler. Den første delen om bergromsmodeller vil handle om prinsipper og prosjekter som ikke er kommet til utførelse ennå, mens den andre vil ta for seg praktisk bruk av kabelbolter under anlegget av et sivilforsvarsrom med fremtidig svømmehall. Kabelbolting er allikevel en fellesnevner for de to avsnittene. Denne teknikken er nærmest en forutsetning for de store bergrommene i tillegg som de er en sikringsmessig gevinst i den praktiske utførelsen. Det kan vel være på sin plass at kabelbolting etterhvert gjøres bedre kjent innen vårt norske fagmiljø. Arne Myrvang og Stein Erik Hansen var inne på emnet på fjorårets fjellsprengningskonferanse. Det var første gangen metoden var omtalt på konferansene. Vi hadde en temadag over emnet i 1982 der finske, svenske og tsjekkiske kolleger som har skaffet seg en solid erfaring i kabelbolting, la frem sine resultater slik at emnet ikke er fremmed for de av oss som deltok på dette arrangementet.

Bergromsmodeller

Stabiliteten til store bergrom kan bedres ved å anlegge overliggende hjelpetunneler. Ved hjelp av spenningsoptiske modellforsøk kunne man studere effekten av ulike arrangementer av slike hjelpetunneler. Forsøkene ble utført ved institutt for gruvedrift, NTH på oppdrag av Institutt for fjellsprengningsteknikk ved forfatteren, som forøvrig også har fått norsk patent på hjelpetunnelmodellene. Resultatene ble lagt frem på Rock Store-konferansen i Stockholm 1977. De er lite omtalt i Norge, og kunne vel være nyttige å dra frem igjen nu da interessen for store bergrom synes å ha fått et betydelig skubb forover. Forsåvidt kan de også være interessante når vi kommer så langt at vi begynner å interessere oss for å benytte fjellgrunnen til større dybder enn vi hittil har konsentrert oss om å utnytte.

I fig. 33.1 er vist arrangementet av to hjelpetunneler over en 60 m bred hall. Det er anvist 1 - 9 punkter for spenningsanalyser basert på de fremkomne optiske fargemønstre. Analysen omfatter 3 ulike belastningssituasjoner. Man gikk ut fra at topp hvelv lå 100 m under overflaten, og med dette som utgangspunkt undersøkte man spenningsfordelingen for horisonalspenning lik 0, 27 og 100 kp/cm ^{2}. Resultatene er vist på tabellen, fig. 33.2.

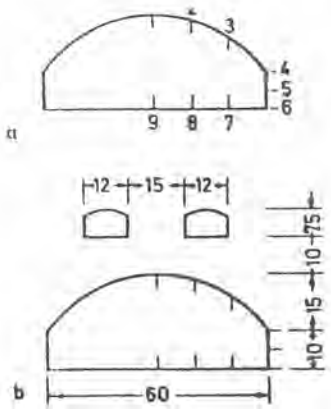


Fig. 33.1. A - 60 m bred hall i - 9 punkter for spenningsanalyser

B - Hjelpetunneler over 60 m bred hall

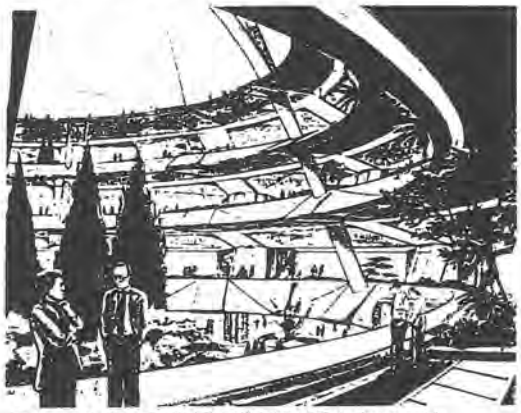
Pkt.	a	b	
1	-17,6	-21-0	
2	-11,6	10,8	
3	32,7	36,5	
4	127,4	117,5	σ_v=27
5	116,4	113,4	
6	129,6	108,3	σ_h= 0
7	-20,5	-22,4	
8	-23,5	-25,4	
9	-24,6	-26,5	
1	54,2	57,8	
2	48,6	67,5	
3	62,1	63,5	σ_v=27
4	115,8	111,3	
5	108,6	108,3	σ_h=27
6	187,4	167,2	
7	27,0	24,3	
8	17,8	17,0	
9	15,6	15,9	
1	248,4	271,0	
2	211,4	220,8	
3	141,7	136,5	σ_v=27
4	84,4	94,5	
5	87,4	94,4	σ_h=100
6	343,6	326,3	
7	115,5	150,6	
8	129,5	131,6	
9	124,4	130,6	

Fig. 33.2. σ_t beregnet på grunnlag av isokromatiske fargespekter

Som det vil gå fram av disse, oppnåes trykkspenninger i pkt 2 mot først i pkt 3 der det ikke er lagt inn hjelpetunneler. I eksemplet der horisontal- og vertikalspenninger er like, er trykkspenningen vesentlig høyere i pkt 2 med hjelpetunellarrangement. Effekten er altså positiv. Som utgangspunkt for stabiliserende, permanent sikring for det store, lavereliggende bergrommet, vil hjelpetunneler gi gode forhold for kabelboltforsterkning av strekksonefeltet i hallen i tillegg til at svakhetssoner kan forhåndssikres.

En bergromsmodell i halvkuleformet eller sfærisk utforming er av langt nyere dato og ikke presentert ut over utleggingsskriftet hos Styret for det industrielle rettsvern av 24.5.88. Denne type utforminger kan ha sin interesse hvor man ikke har behov for de store volumene de tradisjonelt utformede bergrommene vil gi, og hvor man vil søke en løsning der man hele tiden har de stabilitetsmessige forholdene under full kontroll i hele anleggsfasen og selvsagt også for den fremtidige bruk. For at forsamlingen ikke skal ha inntrykk av at dette er mer teoretisk spekulasjon enn virkelighet, er det på sin plass å fortelle at man i Japan startet et stort prosjekt i april - 89 som kalles "Neo Urban Industrial Geo Dome". Henimot 100 bedrifter deltar i prosjektet. Ifølge planene skal dette bergrommet ha en sirkulær gulvflate med 50 m diameter. Den maksimale høyden blir 30 m, m a o blir det her en sfærisk utforming av hallen.

Man tenker seg et interiør slik det er vist på fig. 33.3.



"Grid Station" i Urban Geo Grid Plan. (Ill: Science & Technology Agency.)

Fig. 33.3 Geo-domen - interiør

Utsprengningen av et halvkuleformet bergrom kan eksempelvis skje på følgende måte, fig. 33.4.:

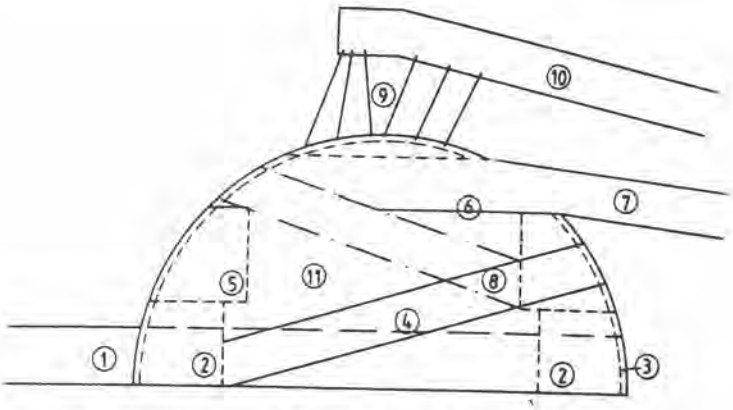


Fig. 33.4 Utdriving av 1/2 kuleformet bergrom

Man driver en adkomsttunnel (1) diagonalt gjennom hallen. Deretter kan man med opptil 4 angrepspunkt sprenge ut første ringtunnel (2). Denne støpes ensidig ut mot kuleflaten (eventuelt kraftig sprøytebetongforsterkning) (3). Neste operasjon blir å drive opp en rampe til topp første ringtunell (4). Ny ringtunnel drives (5). Ringtunnelene dimensjoneres slik at massen fra øverste tunnel fyller tunnelen under og danner sålen under framdriften. Ytterveggen sikres som for første ringtunnel. Rampe drives opp til nytt nivå (8). Sideveis adkomst etableres også til toppnivået (7). Der fjellforholdene gjør det ønskelig, kan man gå med en egen sikringstunnel til et avpasset nivå over halvkulen (10) og sikre toppen av kalotten med kabelbolter (9). Utstøping mot kuleflaten gjøres fullstendig. På denne måten har en fått et helt utstøpt bergrom som sammen med halvkulens ideelle form overfor trykkspenningene rundt periferien skulle borge for en meget god stabilitet. Stabben som blir stående igjen sentralt i rommet (11), sprenges ned som siste fase. Ved hjelp av hengende, konstruktive utforminger skulle man kunne utnytte et halvkuleformet bergrom maksimalt. Her er det fritt spillerom for fantasien.

Prosjektert ishall i fjell

For 4 - 5 år tilbake hadde Holmestrand Kommune i samarbeide med Østlandskonsult prosjektert en ishall i fjell. Hallen skulle ha en bredde på 36 m og en maksimumshøyde på 13 m. Den skulle ligge i et brukbart område mellom vegtunnelen og fjellfronten. Inntil da var denne hallen større enn noen utsprengt hall i Skandinavia når vi ser bort fra gruverom. Erfaringene fra Holmestrandtunnelen viste at bergarten krevde atskillig boltesikring. For å ta vare på utrasingstendenser fra hvelvet ble det foreslått en systematisk forhåndssikring med lange kabelbolter fra overflaten, fig. 33.5.

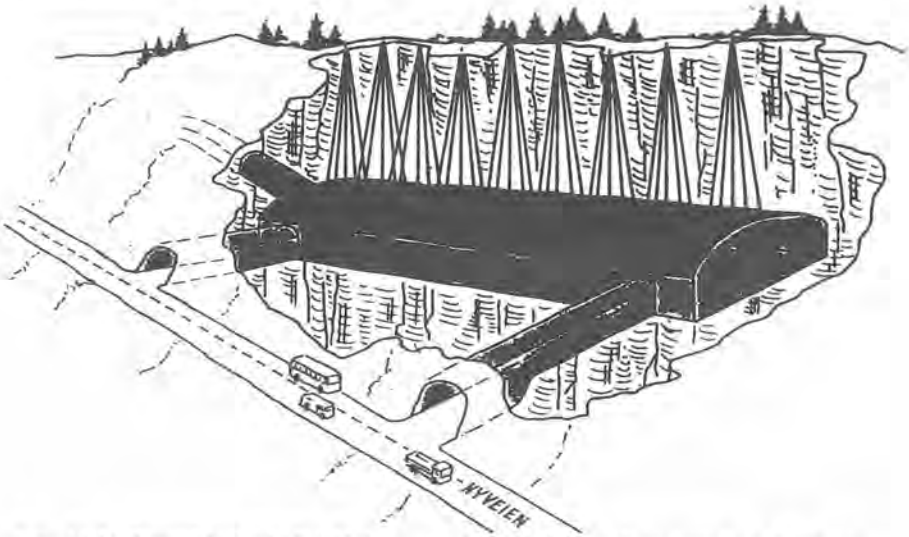


Fig. 33.5 Prosjektert ishall i Holmestrand, 36 m bred, sikret med kabelbolter

Boltelengdene vil bli mellom 35 og 50 m. På grunn av begrenset adkomstmuligheter på overflaten valgte man å bore hullene i vifte fra en oppstilling pr rad. Dette gir noe lengere bolter enn om vertikale boltehull hadde vært brukt. Med et opplegg som dette er det unødvendig å forspenne kablene. Forspenningen vil inntreffe på grunn av deformasjonskreftene som opptrer etter utsprengningen av hallprofilet. Kablene gjør ikke boltesikring under framdriften overflødig, men den gjør det unødvendig å bruke så lange bolter som man ellers ville bruke for slike bergromsbredder som i dette tilfellet. Prosjektet var så langt fremme at geologiske forundersøkelser inklusive diamantboringer var utført, og noen av våre største entreprenørfimaer hadde levert inn kostnadsoverslag. I den forbindelse er det interessant at Selmer Furuholmen som valgte løsningen med kabelboter, kom billigst ut.

Kabelbolting

Vi er inne på emnet allerede, men skal over fra plan til virkelighet, nærmere bestemt til et 16 m bredt fjellrom for fremtidig svømmehall i tilknytning til et sivilforsvarsanlegg i Rygge. Anlegget ble presset inn i et smalt høydedrag som falt relativt bratt av til begge sider. Bergartene vekslet mellom granitt, granittisk gneis, granittpegmatitter og ikke minst amfibolittiske slirer og bånd med opp til 10 m's mektighet. Det var små muligheter for noen vesentlig endring av orientering av hallens lengdeakse på grunn av den smale åsen og den begrensede fjelloverdekningen. Man måtte derfor møte ugunstige fjellforhold som måtte komme, med tilstrekkelige sikringstiltak. Lengdeaksen går omtrent parallelt med forgneisningsplanene, men det skulle vise seg under fremdrift av adkomsttunnelen og tverrforbindelsen i anlegget at man fikk å gjøre med tre parallelle knusningssoner, strøkorienterte som forgneisningsplanene men med motsatt fall.

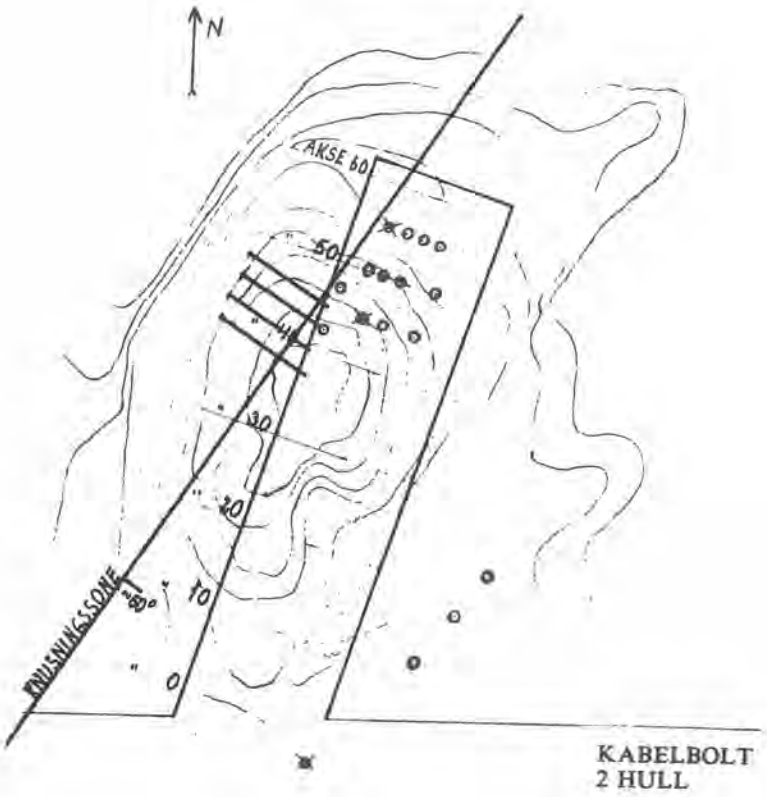


Fig. 33.6 16 m bred hall forhåndssikret med kabelbolter

Det var uunngåelig at den ene av disse knusninssonene skar seg inn i svømmehallen. For å få den senest mulig inn i hallen kunne man uten for store økonomiske følger vri lengderetningen ca 15 ^{o} i forhold til den opprinnelige planen. For å hindre alvorlige utrasinger etter knusningssonen ble det gjennomført en forholdsvis omfattende kabelbolting fra fjelloverflaten i tillegg til veggsikring inne i hallen.

Det er en meget vanskelig oppgave å beregne eksakte verdier for de lastene man ønsker å ta opp via boltingen. Skjønnet blir en nødvendig medspiller sammen med endel gitte forutsetninger. Lastene som boltene kan bære, velger vi selv gjennom dimensjoneringen, mønsteret og vinklingen av hullene.

Over krysset ved inngangen til svømmehallen ble det satt 2 kabelbolter i den hensikt å hindre utrasing mot en knusningssone i hengen. En enkelt skrå bolt ble satt i 3 profiler, (akse 12, 18 og 23), også disse med tanke på sleppen i hengen. Knusningssonen i liggen kom inn i hallen ved akse 47. Boltesikringen fra dagen start derfor alt fra akse 42,5. Ved akse 45 ble det boret 4 hull. Ved akse 47,5 boret man 1 hull for så å bore 4 hull i de neste aksene, 50 og 55. Det mest utsatte område for innrasing lå mellom akse 42,5 og 50.

Det ble brukt 3" boltehull. Kablene bestod av 7 stk lisser a 15 mm diameter pr hull. Dette vil gi en praktisk bruddlast pr bolt på ca 100 t. Ved å anta at det ustabile feltet går 10 m fra sleppen og mot hvelvmidte, vil hver av boltene få en last på ca 25 t, m a o vil vi få hengt opp ca 4 m som ren friksjonsløs last. Dette skulle være en tilstrekkelig bærende front i det ustabile området. Boltene er tegnet inn på fig. 33.6 og vist i snitt på fig. 33.7.

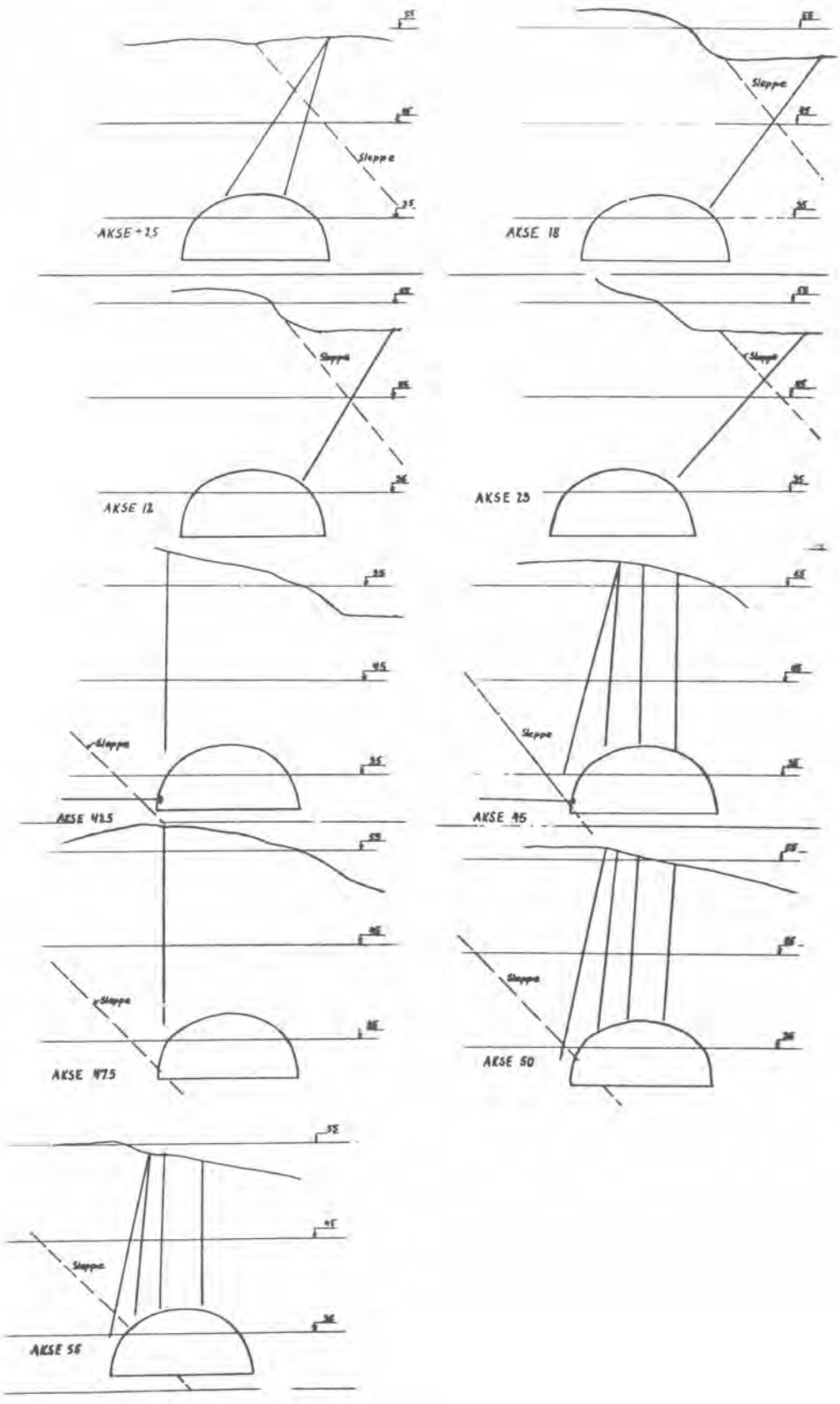


Fig. 33.7 Profiler med kabelholter M. ca. 1:500

Før boltene ble montert, ble hullene spylt rene. Gysingen ble utført med sementvelling tilsatt ekspanderende, modifisert portlandsement MP 30 i et mengdeforhold 1/3 kg pr 40 kg sement. Boltene ble ikke forspente. Aktiviseringen vil komme når hallene sprenges frem. Det ble krevd minst 4 døgn mellom innstøping og deformasjonsbelastning. Fordi hallen skulle strosses ned ca 3,5 m for svømmebassenget, ville fjellet foran knusningssonen miste understøttelse i foten noe lengere syd enn kabelboltene i dette området. Det ble derfor satt inn en 10 m lang svakt oppadrettet kabelbolt i aksene 37,5, 40, 42,5 og 45. Boltene ble gitt retning vinkelrett på knusningssonen. Det ble her også boret 3" hull og brukt 7 stk lisser i hvert hull. Her var det formålstjenlig å øke friksjonskraften mellom knusningssonen og det overliggende fjell. En for sterk forspenning ville kunne medføre at fjellet foran sonen ble presset sideveis der forsetningen var for liten. Det ble derfor valgt å benytte en forspenning regnet fra syd mot nord på: 100 t, 75 t, 50 t og 25 t. Dette viste seg å fungere utmerket.

Det er innmålt for kontrollplugger i to snitt. Det er meningen å måle med invarstrenger med jevne mellomrom for å ha kontroll med eventuelle deformasjoner. Dersom slike skulle opptre, er det mulig å komme til for ytterligere sikring med kabelbolter fra overflaten. Alternativet til kabelbolting var full utstøping. I det opprinnelige opplegget inngikk forstøtningsbuer i de antatte mest ustabile feltene i hallen. Valg av kabelbolter i kombinasjon med vanlig boltesikring i hvelv og vegger og et 10 cm tykt lag med fiberarmert sprøytebetong på hvelv og vegger viste seg kostnadsgunstig i forhold til den prosjekterte utstøpingen. Ut fra dette praktiske tilfellet og også fra det prosjekterte anlegget i Holmestrand kan det sies at kabelbolting fra dagen kan være et fullt ut forsvarlig økonomisk alternativ når fjellforholdene er slik at et stort sikringsomfang vil være nødvendig.

ISHALL I FJELL. RØVERDALEN GJØVIK

ICEHOCKEY-RINK IN ROCK. GJOEVIK NORWAY

Siv.ing. Jan A. Rygh
inntil 1/9-90 sjefsingeniør i Fortifikasjon A/S,
fra 1/9-90 daglig leder NorBuild, BA-Næringens eksportsenter, Norges Eksportråd.

SAMMENDRAG

I forbindelse med de Olympiske Vinterleker i 1994 skal det i Mjøsregionen bygges en rekke idrettshaller for bl.a. skøyteløp, kunstløp og ishockey.

Gjøvik by skal bygge en ishockey-hall. Fra før har man midt i sentrum tre fjellanlegg, bl.a. en svømmehall (1975). Erfaringene fra disse har vært gode, fjellet er bra, og det var naturlig for Gjøvik by å prioritere en ishall i fjell som sitt første alternativ. Detaljerte planer var ferdige i september 1990, prosjektet er godkjent, finansieringen gjenstår.

SUMMARY

In connection with the Winter Olympic Games in 1994, the town of Gjoevik has as its 1'priority made plans for an ice-rink (60x90x20 m) in rock. All technical matters were solved in September 1990. Financial this excellent installation in rock could be a problem.

GENERELT

Planleggingen
Gjøvik kommune som byggherre inngikk avtale i februar -90 med Fortifikasjon A/S om prosjektering av en ishall i fjell. Denne kontrakten bygget på Stortingsvedtak av 23.04.90 om tildeling av 85 mill kr til en ishall på Gjøvik til bruk under de Olympiske Vinterleker i 1994. Et enstemmig kommunestyre prioriterte ishall i fjell med tidsfrist for framleggelse av de komplette prosjekt innen 1. september 1990.

Planleggingen ble finansiert av DYNO INDUSTRIER A/S, STATKRAFT, INDUSTRIFONDET og de involverte konsulenter og entreprenører.

Planleggingen har i hovedsak vært utført av FORTIFIKASJON A/S som hovedkonsulent, MOE * LEVORSEN A/S Arkitekter MNAL, NOTEBY A/S, NGI og SINTEF Avdeling bergmekanikk og ingeniørgeologi og Norges Branntekniske Laboratorium ved SINTEF (brann/rømming). Gjøvik kommune har bidratt med saksbehandling og normal tilrettelegging som byggherre.

Fordi fjellprosjektet har lengre byggetid enn en konvensjonell hall, og fordi kommunen har stillet krav om full prisgaranti, er prosjektet utarbeidet i samarbeide med entreprenørfirmaene VEIDEKKE A/S, SIEMENS A/S, NORSK VIFTEFABRIKK A/S og ORAS A/S.

Planleggingen har vært gjennomført i følgende faser:

- Skisseprosjekt nov. 1989
- Forprosjekt jun. 1990
- Endelig prosjekt 1.sep. 1990

Planleggingen har hatt som målsetting å frambringe et godt prosjekt som i første rekke tilfredstiller LOOC's premisser for en ishall for OL-94, men som også skal kunne tjene Gjøvik by på en rekke områder i årene som kommer. Prosjektet slik det forelå var meget godt gjennomarbeidet. Det ble godkjent av LOOC sept. 1990.

Premisser/kravspesifikasjoner

Prosjektet har vært utviklet i samsvar med de kravspesifikasjoner som er gitt av LOOC, og i nært samarbeid med de øvrige brukere/premissgivere, dvs NRK (ORTO'94), Televerket, Norges Ishockeyforbund og Politiet.

PROSJEKTBESKRIVELSE

Idègrunnlag

Et vinter-OL er et arrangement i verdensformat med en enorm media-dekning. Den bærende idèen i prosjektet har vært å skape en spesiell og særnorsk ramme rundt OL-arrangementet på Gjøvik. Prosjektet representerer en teknologisk sensasjon (verdensrekord i fritt spenn for idrettsanlegg i fjell), og vil således være med på å eksponere og fremme norsk spiss-kompetanse. Ishallen i fjell gir en rekke fordeler (vedlikehold, drift, energiforbruk) samtidig som et stort og "vindusløst" romprogram blir ivaretatt på en utmerket måte

- med en sentrumsnær beliggenhet uten å oppta tradisjonell tomtegrunn
- uten å sprenge målestokken i småbyens byggemiljø
- i sambruk med eksisterende svømmehall i fjell og Televerkets eksisterende anlegg

Arkitektonisk utforming
Fjellets særegne kvaliteter gir assosiasjoner til en eventyrverden med mystikk, volumer og kontraster i lys/mørke, glitrende skatter/mørkt fjell.

Slike assosiasjoner ligger til grunn for en interiørmessig hovedidè som er uttrykt ved:
- Eksponering av bart fjell med bergkrystaller og direkte kunstnerisk utsmykning
- Kontraster i romopplevelser og belysning

En vandring gjennom anlegget blir en stor opplevelse.

Hovedadkomstens lengde er brutt opp ved punktvise plassdannelser med billettkontroll, salg og utstillinger.

Den første fører inn i:
- **Fjellhaven:** et "mystisk" fjellrom med varierende høyder, eksponerte fjellvegger og glitrende bergkrystaller, beplantning og rennende vann.

Denne lukkede fjellverden knytter seg
- via Restauranten til svømmehallen med sine spesifikke kvaliteter
- via vestibylearealer og brede adkomster til **ishallen**.

Dette er selveste "Dovregubbens Hall" i 90 årenes teknologiske utførelse. Tribuner er samlet i harmonisk amfi rundt isbanen gjennom 3 plan. Høyt oppe, over tekniske installasjoner, spenner fjellet sine sensasjonelle 60m.

Forøvrig preges interiøret av hvitmalte fjellvegger (sprøytebetong), fargede seter og en belysning som klare dagen.

TEKNISKE LØSNINGER

Bygg
Alle bygningsdeler tilfredstiller de krav som stilles i henhold til bygningsloven, gjeldende byggforskrifter, brannforskrifter og andre offentlige bestemmelser og relevante Norske Standarder. Det er lagt vekt på at bygningskonstruksjonene er økonomiske både med hensyn til bygg- og vedlikeholdskostnader. De spesielle branntekniske krav er ivaretatt ved valg av materialer. Ved valg av overflatebehandlinger er det tatt hensyn til at de skal være enkle å rengjøre.

Alle utsprengte vegg- og takflater vil bli behandlet med malt sprøyte-betong. Bærekonstruksjoner, mellomdekker og tribuneanlegg i hovedhall utføres i prefabrikerte konstruksjoner. Brannskillevegger utføres i betong, samt som vegger med stålstendere, isolasjon og gipsplatekledninger. Øvrige skillevegger er enkle gipsplatevegger.

Gulv i inngangstunneler utføres med asfalt og farget betongstein. I sanitæravdelingen legges keramiske fliser. Garderober og korridorer for aktive gis gulv med gummibelegg. Alle øvrige rom utføres med vinylbelegg, med unntak for tekniske rom hvor enkelte betonggulv males.

Veggflater i tunneler utføres som umalt sprøytebetong, i sanitæravdeling benyttes keramiske fliser mens garderobe- og korridorvegger kles med malt strie. Øvrige vegges males.

Himlinger i hovedinngangenstunnelen utføres som drypphimling i PVC-duk, eller med korrugerte stålplater. Det bygges en nedsenket himling for oppheng av teknisk utstyr. I hovedhall vil alle takflater som ikke er fjellflater sparkles og males. Det samme gjelder for tekniske rom. Korridorer og mediarom, samt fjellhave/restaurant gis akustisk himling.

VVS-tekniske anlegg
VVS-anleggene er dimensjonert for å ivareta klima og hygiene ved varierende bruk av hallen. Anleggene vil bli styrt av et sentralt driftskontrollanlegg som sammen med det forhold at hallen ligger i fjell vil gjøre hallen meget energiøkonomisk.

Personsikkerhet ved brann i anlegget er ivaretatt med de tiltak SINTEF og STATENS BYGGETEKNISKE ETAT har anbefalt for anlegget. Disse bestemte tiltakene innebærer sprinkling for utsatte deler av anlegget, og mekanisk røykventilasjon for hele anlegget.

Elektrotekniske anlegg
De største krav stilles til belysningen for TV-opptak, som med skyggefri lyssetting på 1400 lux langt overgår hva som tidligere har vært laget for tilsvarende bruk. Med en slik lysstyrke i ishallen, vil alle spekulasjoner om fjellhallen som mørk og trist være borte.

Svakstrømsanleggene er meget omfattende for å tjene det store opplegg som blir nødvendig under OL. Spesielt kan nevnes sentralisert styrings- og overvåkningsanlegg hvor driftstilstanden på ventilasjonsanlegg og andre tekniske installasjoner kontinuerlig overvåkes og styres. Anlegget kan således drives optimalt både teknisk og økonomisk. På en dataskjerm kan driftspersonalet se grafiske fremstillinger av de tekniske systemer. Unormale tilstander vil varsles og feil bli rettet omgående. Et avansert høyttaleranlegg tilpasses hallens akustikk og som automatisk tar hensyn til varierende bakgrunnstøy, sørger for god gjengivelse av musikk samt kommentator- og meldingstjeneste.

Automatisk startende nødstrømsaggregat samt avbruddsfri strømforsyning for data- og sikkerhetssystemer vil sørge for at publikum og media (Radio/TV) ikke vil merke stort til eventuell svikt i E-verkets strømforsyning. For å oppfylle de høye krav til sikkerhet i anlegget er det i rømmingsveiene benyttet kabelinstallasjoner som ikke utvikler sikthemmende røykgasser. Alt kabelopplegg er utført med spesielle kabeltyper som er brannsikre (i hht IEC-norm nr 331).

SPESIELLE FORHOLD

Brann/rømming
Gjøvik kommune har lagt meget stor vekt på brannsikkerheten ved/i anlegget. En har derfor engasjert landets fremste ekspertise, SINTEF og Norges Branntekniske Laboratorium i Trondheim, som i samarbeid med Statens Bygningstekniske Etat har utarbeidet kravspesifikasjonene for å ivareta personsikkerheten ved en eventuell brann. Disse kravene omfatter forhold som valg av ikke-brennbare eller brannhemmende materialer, brannseksjonering, rømmingsveier, røykfri rømming (brannventilasjon), kapasitet på innganger og nødutganger tilpasses tilskuerantallet. Samtlige krav er innarbeidet i planene.

I en pressemelding fra SINTEF er det da også bemerket at "Brann- og sikkerhetsaspektene er bedre ivaretatt ved fjellhallen på Gjøvik enn ved noe annet byggeprosjekt i Norge".

Terror-sikring
Terrortrusselen mot en OL-ishall ivaretas best på den forbyggende siden, dvs ved at politiet klarer å hindre at terrorister tar seg inn i hallen med våpen eller sprengstoff. I så henseende vil en fjellhall være bedre enn en vanlig hall, fordi adkomst skjer via tunnelåpninger som lett kan overvåkes med små ressurser over tid.

Virkningene av en terrorsituasjon inne i fjellhallen vil i utgangspunktet ikke være annerledes enn i en annen hall, unntatt dersom en sprengning ødelegger bærekonstruksjoner i den konvensjonelle hallen. I så fall vil nedfall av bygningsdeler, f.eks. deler av taket, kunne gi vesentlig større personskader i en vanlig hall enn i fjell.

Energiøkonomi, drift og vedlikehold
Det er utarbeidet en egen energistudie. Denne viser vesentlige besparinger i forhold til en hall i dagen.

Televerkets tekniske anlegg er dimensjonert for betydelige utvidelser av de teletekniske anlegg. Varmeavgivelsen herfra, selv om bare mindre deler av utvidelseskapasiteten bygges ut, vil kunne dekke opp hele varmeenergi-behovet med ishallen. På personellsiden vil sammenbruken med svømmehallen gi muligheter for besparelser.

For vedlikehold av anlegg i fjell viser erfaringstall at kostnadene ligger betraktelig lavere enn for en hall i det fri (ingen fasader, unngå snø, vind og regn).

Tilsammen vil de ovennevnte forhold over tid representere betydelige beløp.

Forskning
Forskningsmiljøene på Gjøvik, og i Trondheim og Oslo, representert ved henholdsvis Østlandsforskning, SINTEF/NTH og NGI (Norges Geotekniske Institutt), har gått sammen om en intensjonsavtale om forskning på teknologisk viktige områder som ingeniørgeologi/bergmekanikk, energi-økonomisering, brann/rømming og miljø. Et detaljert forskningsprogram er utarbeidet av de respektive institutter og fremlagt for NTNF 31/8 d.å. Denne forskningsvirksomheten vil berike det tekniske miljøet på Gjøvik. Det er fra SINTEF's side allerede påpekt at en rekke internasjonale konferanser vil bli henlagt til byen.

Sprengningsarbeider/anleggstrafikk
Utsprengningen av hallen krever flere angrepspunkter for å få ut massene rimelig rasjonelt. Hovedmengden av massene skal kjøres ut gjennom en transporttunnel som starter i dagen ved innkjøringen til Brusveen gård i Hans Mustadsgate. Tunnelen kommer inn i ishallen ca 10 meter under taknivå. Deretter frilegges takarealet i hallen ved å sprenge seksjonsvis fram mot motsatt ende av hallen. Sikring av taket foretas fortløpende. Hele tak-flaten blir sprengt ut og sikret før man sprenger seg videre ned i hallen.

Massene fra sprengningen vil i hovedsak bli kjørt ut gjennom transport-tunnelen. Siste del av sprengingsmassene må tas ut gjennom hovedadkomst-tunnelen som kommer ut i Røverdalen.

Ladningsmengder og tennerfordeling vil bli planlagt slik at vanlig eksperterte kriterier for rystelser på omkringliggende bebyggelse og installasjoner blir overholdt. Televerkets installasjoner i eksisterende fjellanlegg vil bi dimensjonerende for akseptable rystelser når det gjelder mesteparten av sprengningsarbeidene. Dette betyr at omkringliggende bebyggelser vil bli utsatt for mindre rystelser enn hva som normalt settes som grensverdier. Rystelsene vil bli overvåket med kontinuerlige målinger, og nærliggende bebyggelse vil bli gjennomgått og beskrevet før arbeidene starter. Sprengningsarbeidenes innvirkning på overliggende fjellmasser blir overvåket med deformasjonsmålere i flere borehull, samt presisjons-nivellement av terrengoverflaten.

De utsprengte steinmassene som representerer en verdifull ressurs vil bli overtatt av A/S Veidekke mot en reduksjon i sprengningsprisen. Massene vil bli midlertidig lagret for senere bruk til veibygging o.l.

PR & turisme
Forholdene på Gjøvik ligger meget vel tilrette for dette anlegget. Fjellhallen er plassert midt i sentrum av byen. Den vil bli verdens største i sitt slag. Presentasjonen av anlegget ved OL-94 vil gi norsk bygge- og anleggsnæring en enestående sjanse til å markere seg internasjonalt. Den forskning som det legges opp til, både under selve etableringen av fjell-rommet og siden, vil fokusere på Gjøvik og Norge, og bidra til positive aktiviteter for nærmiljøet.

At hallen, fordi den blir en verdenssensasjon, vil virke stimulerende på en rekke områder.

Tilfluktsrom/beredskap
I følge gjeldende forskrifter for tilfluktsrom er alle idrettsarenaer pålagt å bygge privat tilfluktsrom. Fordi anlegget ligger i fjell og har en sentral beliggenhet har Sivilforsvaret dessuten godkjent anlegget utbygget for 1250 offentlige tilfluktsromsplasser, samt 750 frikjøps-plasser. Anlegget er sikret mot virkninger fra konvensjonelle og kjerne-fysiske våpen samt giftgass, i samsvar med Sivilforsvarets forskrifter for tilfluktsrom, og vil i en krisesituasjon være et betydelig aktivum for byens befolkning.

KOSTNADER

Byggekostnader
Kostnadene for fjellhallen er beregnet til totalt kr 122.330.000 ekskl mva.

Kostnadene for en tilsvarende konvensjonell hall er av GRØNER A/S, på oppdrag av Gjøvik kommune, samt av kommunen selv hva angår tillegg for vei, vann og kloakk, beregnet til kr 97.825.000 ekskl mva.

Tomtekostnader er ikke innregnet i dette, og heller ikke kostnader for tilknytning av daghallen til Televerkets nett.

Årskostnader
På energisiden er det beregnet en årlig besparelse i forhold til en daghall på kr 150.000.

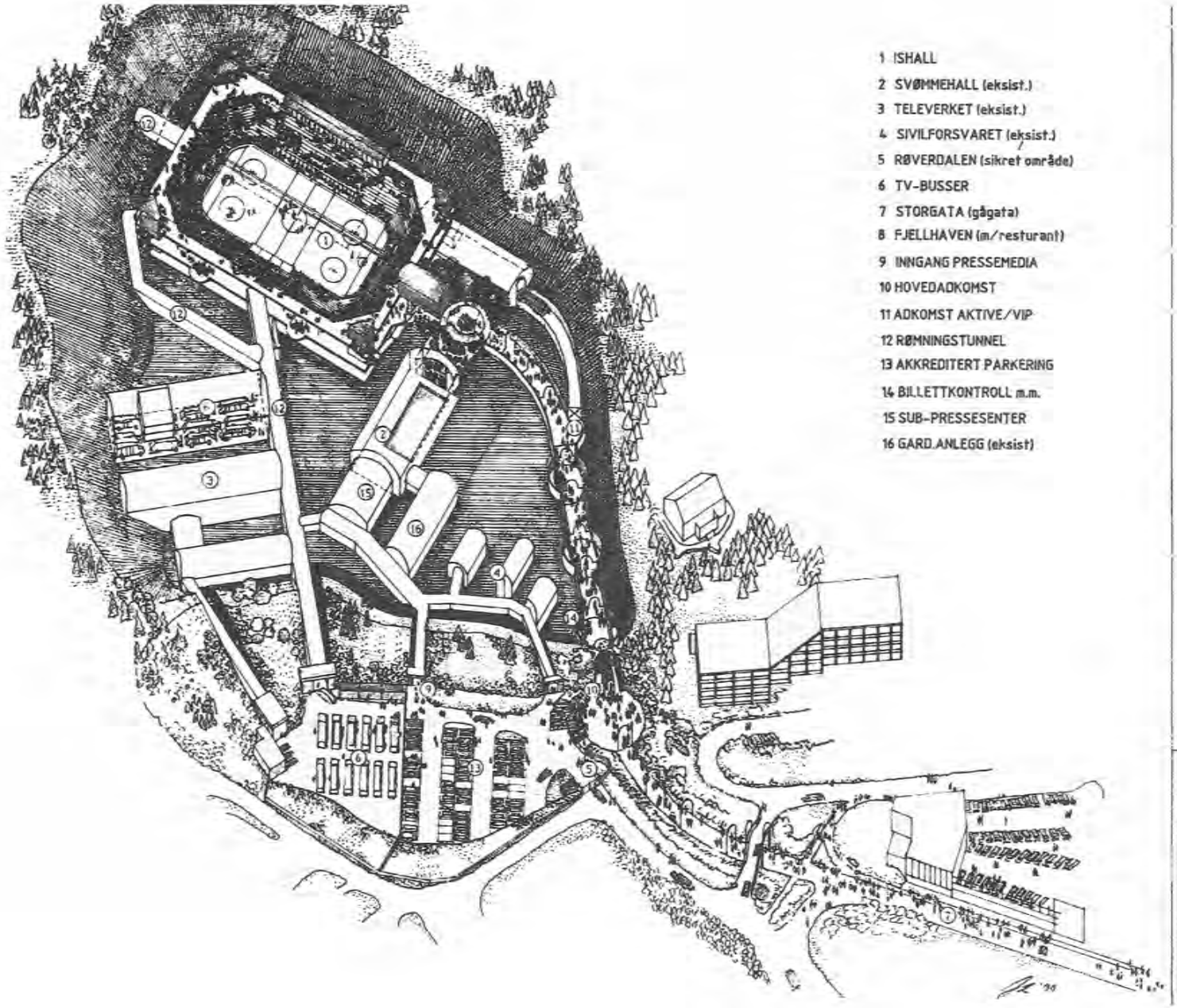
Dersom Televerket i sitt tilgrensende anlegg i framtiden utvider sine teletekniske installasjoner med bare rundt 10 % av det dette anlegg er forberedt for å kunne ta av utvideler, vil all varmeenergi til ishallen kunne hentes fra Televerkets anlegg.

Dette vil gi ytterligere besparelser på energisiden på kr 120.000 pr år for ishallen. En slik løsning vil forøvrig også være energiøkonomisk for Televerket, som derved får redusert energiforbruket til kjøling av sine installasjoner.

Av andre kostnader på driftssiden som ventes redusert kommer redusert lønn til driftspersonalet (deler av et årsverk), beregnet til kr 200.000. Besparelsene på vedlikeholdssiden for en fjellhall i forhold til en konvensjonell hall er beregnet til kr 165.000.

Totalt beløper altså de beregnede mindrekostnader for drift og vedlikehold av en fjellhall seg til kr 515.000 pr år fra starten. Omregnet til nåverdi etter NS 3454 utgjør dette ca kr 6.400.000. Dette er basert på en realrente på 7 % (etter statens regler) og en driftstid på 30 år.

Avslutning
Flere bedrifter og institusjoner vil bidra med finansieringen. Gjøvik kommune vil 20. desember 1990 avgjøre om fjellhallen eller hall oppå bakken skal bygges. Prisforskjellen vil avgjøre dette.



1 ISHALL
2 SVØMMEHALL (eksist.)
3 TELEVERKET (eksist.)
4 SIVILFORSVARET (eksist.)
5 RØVERDALEN (sikret område)
6 TV-BUSSER
7 STORGATA (gågata)
8 FJELLHAVEN (m/resturant)
9 INNGANG PRESSEMEDIA
10 HOVEDADKOMST
11 ADKOMST AKTIVE/VIP
12 RØMNINGSTUNNEL
13 AKKREDITERT PARKERING
14 BILLETTKONTROLL m.m.
15 SUB-PRESSESENTER
16 GARD.ANLEGG (eksist)

34.9

GJØVIK KOMMUNE

OL-ISHALL I FJELL
GJØVIK
hovedgrunnlag

Oslo-Dato
Rev. - 1. 2000

Byggherre: GJØVIK KOMMUNE

Hovedkonsulenter:
FORTIFIKASJON AS
HOC-LEVORSEN AS ARKITEKTER MNAL
NOTEBY A.S.
NGI
SINTEF

Entreprenører:
VOLDEMS AS
SIEMENS AS
DNAS AS

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1990

OL-ISHALL I FJELL MED 60 M SPENNVIDDE GEOUNDERSØKELSER

60 M WIDE ROCK CAVERN FOR OLYMPIC ICE-HOCKEY GEO-INVESTIGATIONS

Siv.ing. Per Bollingmo, NOTEBY A/S

SAMMENDRAG

I forbindelse med OL-94 er Gjøvik kommune tildelt et ishall-prosjekt. Et alternativ med plassering av ishallen i et 60 x 90 m fjellrom er undersøkt. Undersøkelsene har vært delt i to faser. Det er utført ingeniørgeologisk kartlegging, bergspenningsmålinger med to forskjellige metoder, refraksjonsseismikk, mellomhullsseismikk, kjerneboringer, laboratorieforsøk på utborede kjerner og nummeriske analyser med tre forskjellige metoder.

Resultatene viser at fjellhallen er stabil med konvensjonell sikring i form av bolting og sprøytebetong.

SUMMARY

For the Olympic Winter Games 1994, an ice-hockey hall in a 60 x 90 m rock cavern has been proposed. The geoinvestigations comprised: engineering geological mapping, stress measurements both by the overcoring, and the hydraulic splitting methods, refraction seismics, tomography, core drillings, laboratory testing on rock cores, and numerical analyses by FEM, BESOL, and UDEC-BB methods.

The results show that the cavern is stable with conventional supporting means, - rock bolts and fibre-reinforced shotcrete.

INNLEDNING

I forbindelse med OL-94 ble Gjøvik kommune tildelt et hall-prosjekt for ishockey.

Ideen om å legge denne i fjell i Røverdalen i Gjøvik kom opp på høsten i 1989.

NOTEBY har deltatt i utbyggingen av de andre fjellanleggene som allerede eksisterer i Røverdalen, og vi ble spurt om vi mente at et slikt prosjekt kunne la seg realisere med de fjellforholdene man har på stedet.

Det avgjørende spørsmålet er om man kan tillate en spenn-vidde på 60 m, som vil være nødvendig for å få plassert en ishockeybane i fjell.

Vi svarte at dette var mulig, men at det selvsagt måtte dokumenteres med grundige geo-undersøkelser.

Dette foredraget skal gjøre rede for opplegget og gjennom-føringen av geo-undersøkelsene.

Det foregående foredraget ved siv.ing. Jan A. Rygh har gitt en beskrivelse av prosjektet, og det etterfølgende ved Dr. Nick Barton gjennomgår mere detaljert de bergmekaniske undersøkelsene utført ved NGI.

UNDERSØKELSESPROGRAM OG GJENNOMFØRING HAR VÆRT ET SAMARBEID MELLOM NOTEBY, NGI OG SINTEF-BERGTEKNIKK

Det ble tidlig tatt kontakt med Norges Geotekniske Institutt (NGI), og SINTEF-Bergteknikk for å få istand et samarbeid om geo-undersøkelsene.

Hensikten med dette var tosidig:

- Ønsket om å få bredt representert den tilgjengelige ekspertise i Norge.

- Nødvendigheten av å få flere instansers syn på saken, delvis ved å utføre et dobbeltarbeide, og delvis ved å benytte flere metoder på samme problemstilling for å få en kvalitetssikring av prosjektet.

Undersøkelsene ble planlagt i to faser:

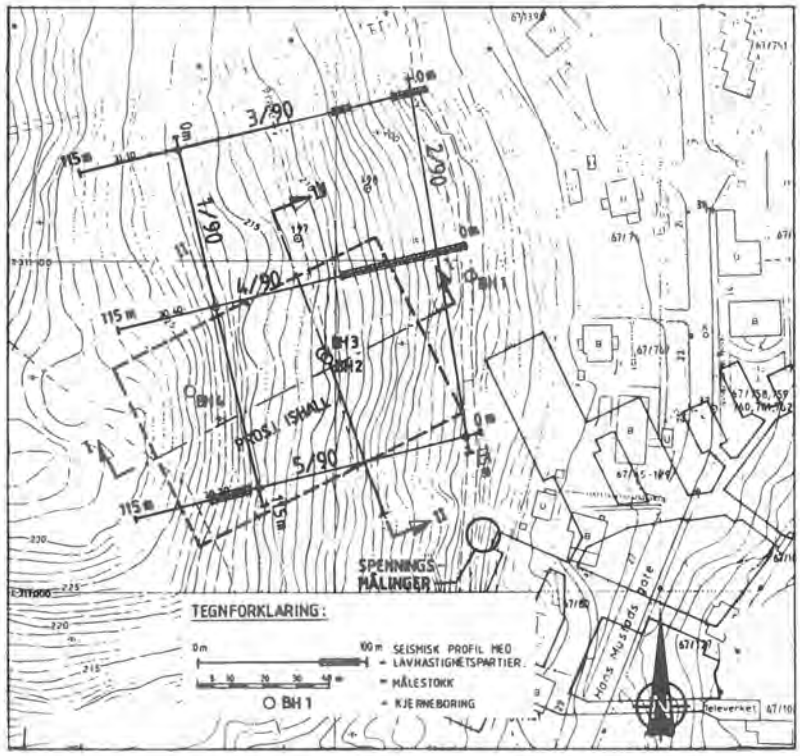
Fase 1 skulle avklare om forholdene lå tilrette for et slikt anlegg, samt å gi grunnlag for en foreløpig plassering og utforming av hallen. Det ble utført:

- Ingeniørgeologisk kartlegging
- Spenningsmålinger
- Laboratorieforsøk
- Numeriske analyser

Forutsatt at resultatene fra fase 1 var positive ble det planlagt å gå videre med en fase 2 som skulle gi grunnlag for mere detaljert prosjektering, og for å bestemme typer og omfang av sikringsarbeider. Det ble programmert å utføre:

- Refraksjonsseismikk
- Kjerneboring
- Mellomhullseismikk (tomografi)
- Spenningsmålinger
- Laboratorieforsøk
- Numeriske analyser

Den følgende figur viser skjematisk anlegget i plan og snitt, samt plassering av borhull og seismiske profiler.


3/90
2/90
1/90
4/90
5/90
115 m
0 m
BH 1
BH 2
BH 3
BH 4
PROSJ. ISHALL
SPENNINGS-
MÅLINGER
TEGNFORKLARING:
0 m
100 m
SEISMISK PROFIL MED
LAVHASTIGHETSPARTIER.
MÅLESTOKK
KJERNEBORING
Hans Muslads gate
Televerket

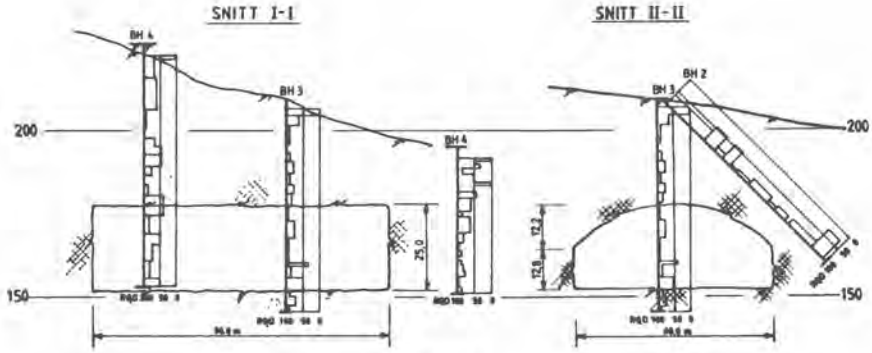

SNITT I-I
SNITT II-II
BH 4
BH 3
BH 2
200
150
25,0
12,2
12,8

FIG. 1

KORT BESKRIVELSE AV FJELLFORHOLDENE

De eksisterende fjellanleggene i Røverdalen har gitt gode observasjonsmuligheter ved den ingeniørgeologiske kartleggingen.

Bergartene i området tilhører grunnfjellet, og består delvis av en grå foliert gneis, og delvis av en mere rødlig granitt som ofte er breksjiert.

Det er ingen markerte svakhetssoner som kommer i kontakt med hallprosjektet.

Bergartene har en varierende og tildels tett oppsprekning. Sprekkene er imidlertid ru, uregelmessige og lite gjennomsettende. Sleppemateriale og sprekkebelegg er observert i meget liten grad.

UNDERSØKELSENE I FASE 1 GA POSITIVE RESULTATER

Ingeniørgeologisk kartlegging ble utført både av NOTEBY og NGI, og indikerte en forholdsvis beskjeden løsmasseoverdekning, og topografiske forhold som ga god overdekning.

Bergarter og oppsprekning tilsa også at prosjektet var gjennomførbart.

Den mest usikre del var spenningsforholdene i fjellet. Det er helt nødvendig at spenningsforholdene er gunstige for at prosjektet skal kunne gjennomføres. Målingene ble utført av SINTEF-Bergteknikk fra et eksisterende fjellrom. (Se figur 1).

Det ble foretatt 6 enkeltmålinger fra 2-9 m hulldyp.

Av resultatene fremgår det at:

- Største hovedspenning σ_1 = 4.3 MPa, og har orientering 293° fra nord, og fall 19°.

- Mellomste hovedspenning σ_2 = 3.4 MPa, og har orientering 202° fra nord og fall 4°.

- Minste hovedspenning σ_3 = 1.8 MPa har orientering 100° fra nord, og fall 71°.

Som det fremgår ligger største hovedspenning forholdsvis flatt, samtidig som nest største hovedspenning er tilnærmet horisontal og relativt høy. Dette betyr at man står forholdsvis fritt i orienteringen av anlegget.

SINTEF utførte laboratorieundersøkelser for å bestemme bergartens mekaniske egenskaper, først og fremst de elastiske egenskapene. Resultatene er vist i tabell 1.

Elastisitetsmodul	51.5	GPa
Poissons forhold	0.21	
Enakset trykkfasthet	77.3	MPa
Bruddvinkel	14	o
Strekkfasthet (punktlast)	15.2	MPa
Lydhastighet	4953	m/s
Romvekt	2700	kg/m^3

TABELL 1. Bergartens mekaniske egenskaper testet i laboratorium.

De innsamlede data fra kartlegging, spenningsmålinger og lab.undersøkelser ble benyttet i tre former for numerisk analyse:

- Endelig elementanalyse utført av NOTEBY.
- UDEC-BB utført av NGI.
- Grenseelementmodell BESOL utført av SINTEF.

Alle analysene viser at man beregningsmessig har tilfredsstillende totalstabilitet med vanlige sikringsmidler som bolter og sprøytebetong.

MERE DETALJERTE UNDERSØKELSER I FASE 2 BEKREFTET DE POSITIVE RESULTATENE FRA FASE 1

Refraksjonsseismikk

Undersøkelsene i denne fasen ble innledet med refraksjonsseismikk i 5 profiler på tilsammen 575 m lengde. Seismikken ble utført av A/S Geomap.

Det er forholdsvis lave seismiske hastigheter i området (3600-4500 m/s).

Enkelte steder er det dessuten lavhastighetspartier med 3000-3500 m/s. Disse ble tolket som partier med tettere oppsprekning, sannsynligvis som et overflatefenomen. Dette ble senere bekreftet med kjerneboringer og mellomhullseismikk.

Kjerneboring

Etter seismikken boret NOTEBY 4 kjerneborhull, 3 vertikale og ett skråhull. Det ble utført vanntapsmålinger, og i hvert hull ble det foretatt enkelte orienteringer av opptatte kjerner for bestemmelse av sprekkenes stilling.

Kjernene ble beskrevet og fotografert, og prøver ble sendt NGI for laboratorietesting.

Ved boringene ble det ikke påtruffet markerte knusningssoner.

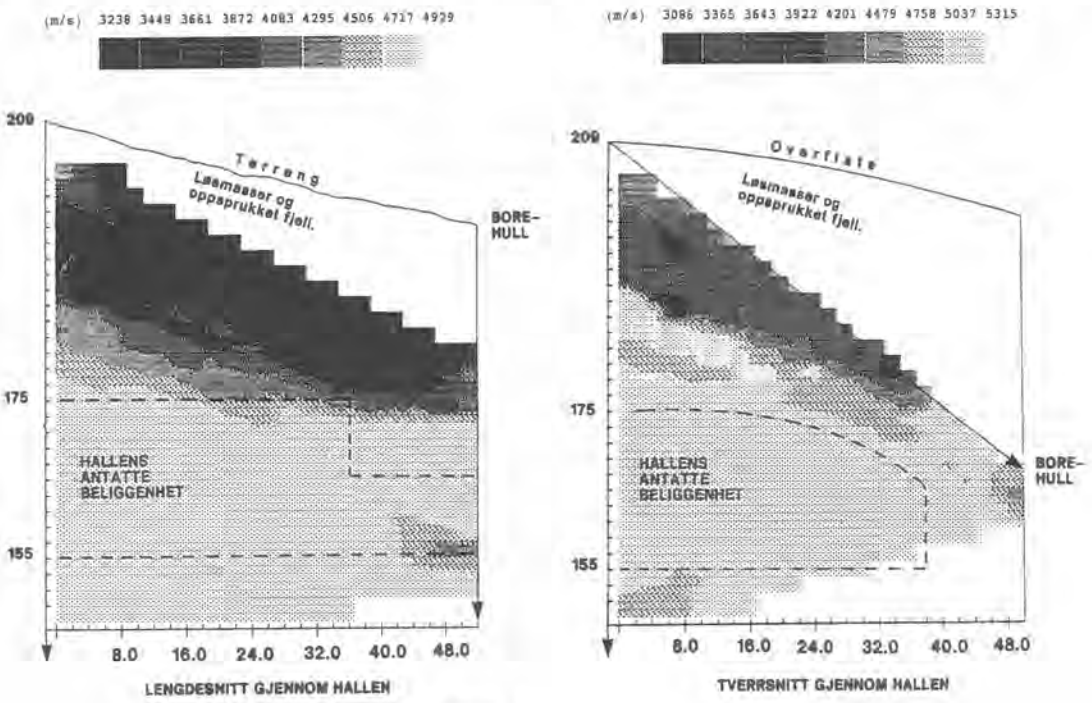
Oppsprekningsgraden uttrykt ved RQD gir fjellet stort sett betegnelsen middels godt til godt med RQD-verdier mellom 50-90.

Mellomhullseismikk (tomografi)

NGI utførte mellomhullseismikk mellom kjerneborhullene 1, 2 og 3.

Resultatene er fremstilt i profiler som viser god overensstemmelse med seismikk og kjerneboring, og som gir et godt bilde av oppsprekningsgraden i fjellet mellom borhullene. Resultatene viser ingen større sprekke- eller sleppesoner.

Eksempel på tomografiprofiler er vist på følgende figur 2.



Figur 2

Spenningsmålinger med hydraulisk splitting

Hydraulisk splitting ble utført av NGI i borhullene 1 og 3. Hensikten var å få en sjekk på de målinger som ble utført med overboringsmetoden fra Televerkets anlegg. Det var dessuten ønskelig å få målinger mere sentralt i området for ishallen, samtidig som man derved kom bort fra influens-området fra Televerkets hall og svømmehallen. Resultatene fra disse målingene ble:

- Største hovedspenning 3.5 MPa, med retning N174^{g} og horisontal

- Mellomste hovedspenning 2.0 MPa, med retning N84^{g} og horisontal

- Minste hovedspenning 1.2 MPa og vertikal

Avviket i spenningens størrelser fra målingene utført av SINTEF skyldes at målingene er utført i forskjellig dybde. Korrigert for dybden ville største hovedspenning vært tilnærmet like for de to metodene. Forskjell i spenningenes orientering skyldes influens fra Televerkets anlegg.

Laboratorieforsøk

Materialet fra kjerneboringene ble benyttet først og fremst til bestemmelse av sprekkeparametre for senere bruk i numerisk analyse.

Numerisk analyse

Ved NGI ble det avslutningsvis utført en supplerende analyse med UDEC-BB hvor det bl.a. ble innført flere sprekker og sprekkedata fra de siste undersøkelsene.

Disse analysene er det nærmere redegjort for i det påfølgende fordrag av N. Barton.

Konklusjonen var fortsatt positiv med hensyn til anleggets utforming og totalstabilitet.

HALLEN KAN BYGGES SOM FORUTSATT MED TILFREDSSTILLENDE SIKKERHET

Hvis man hadde stått helt fritt til å plassere hallen ut fra rene ingeniørgeologiske kriterier ville man foretrukket en forflytning ca. 10 m lenger inn i fjellet (mot vest) og 5-10 m dypere. Dette ville vært ønskelig for å få bredere pilar mot svømmehallen, samtidig som oppsprekningsgraden i området over halltaket ville blitt noe bedre.

Den valgte plassering og orientering er delvis bestemt av muligheten til sammenbinding med de øvrige anleggene for felles bruk og rømningsveier.

Med den valgte plassering er fjelloverdekningen 22-50 m.

Detaljsikringen av tak og vegger er planlagt utført med systematisk bolting med c/c ca. 2 m. Boltene skal ha vekslende lengder fra 5-12 m.

For sikring av spesielle partier er det forutsatt benyttet noe forspente stag.

Alle tak og veggflater i ishallen sikres dessuten med 10-15 cm fiberarmert sprøytebetong.

OL ISHALL I FJELL MED 60 M SPENNVIDDE - BERGMEKANISKE UNDERSØKELSER

Olympic ice hockey cavern of 60 m span - rock mechanics investigations

Nick Barton, Lloyd Tunbridge, Fredrik Løset, Jan Kristiansen, Gunnar Vik
Avd. for Bergteknikk, Norges Geotekniske Institutt, Oslo

SAMMENDRAG

Aktiviteter som er gjennomført av NGI i fase 1 og fase 2 av undersøkelsene for verdens hittil største sportshall i fjell, som ligger fra 25 til 50 m under bakken, har innbefattet følgende: Q-system kartlegging og sprekkeruhetsmålinger i de eksisterende fjellrom (Gjøvik Svømmehall, Televerketshaller), Q-system karakterisering av fire borkjerner og helningsforsøk på utvalgte sprekker for beregning av skjærfasthet, spenningsmåling i to borhull ved bruk av hydraulisk splitting og hydraulisk jekking, mellomhullseismisk tomografi mellom tre borhull, og kjøring av flere numeriske modeller (UDEC-BB) med forskjellige sprekkemønster og horisontale spenningsnivåer.

SUMMARY

Activities performed by NGI in phase 1 and phase 2 investigations for the world's largest sports hall in rock which will have an overburden og 25 to 50 m, have included the following; Q-system mapping and joint roughness measurements in the existing rock caverns (Gjøvik swimming hall, Telephone exchange), Q-system characterization of four drill cores and tilt tests of selected joint samples for calculation of shear strength, rock stress measurements in two boreholes using hydraulic fracturing and hydraulic jacking techniques, cross-hole seismic tomography between three boreholes, and several numerical modelling exercises with UDEC-BB, to investigate different joint systems and horizontal stress levels.

INTRODUKSJON

NoTeBy, NGI og SINTEF/NTH har samarbeidet ved en rekke geoundersøkelser med Fortifikasjon A/S som oppdragsgiver. Jan Rygh skal ha æren for å ha lansert idéen om en OL ishall i fjell for lekene i 1994. Fortifikasjon A/S og NoTeBy har tidligere stått for planlegging av Gjøvik Kommunens svømmehall og andre offentlige fjellrom i Røverdalen på vestsiden av Gjøvik sentrum.

INGENIØRGEOLOGI

Ishallen er planlagt nordvest for de eksisterende bergromenne. Terrenget har stort sett et jevnt relieff uten markert kløfter og søkk. Dette tyder på en massiv bergmasse uten større svakhetssoner. Det er trolig at bergmassekvaliteten i ishallområdet vil være den samme eller noe bedre enn det man har ved svømmehallen og ved Televerkets anlegg.

Berggrunnen ved det planlagt fjellanlegg består av gneis av prekambrisk alder. Sammensetningen varierer fra granittisk til kvarts-diorittisk . På grunn av tektonisering er det utviklet en nettverk av mikrosprekker som har en fylling av kalkspat eller epidot. Sprekkene er ru og har en varierende, urgelmessig retning.

Bergarten består av både rød og grå gneis. Den røde gneisen er mest tektonisert og har ofte mange korte, uregelmessige sprekker og enkelte partier som kan nærmest karakteriseres som breksje. Foliasjonen er dårlig utviklet, men synes å ha en strøkretning omtrent Ø-V med sørlig fall 35 - 55°. En markert forkastningssone ved inngangen til de eksisterende fjellanleggene i Røverdalen har strøkretning NØ-SV og steilt fall, og setter sitt preg på oppsprekkingen i den ytterste del av åsryggen. Oppsprekkingen er generelt uregelmessig med tildels store variasjoner i strøk og fall. Avstanden mellom gjennomsettende sprekker er ofte flere meter. Gjennomsettende sprekker kan forekommer langs foliasjonen og ellers med strøkretning NØ-SV og NNV-SSØ med fall fra 45° til vertikalt. Oftest er sprekkene korte og lite gjennomsettende. Både de korte og de gjennomsettende sprekkene har markert ruhet. Sprekkeruhet og mangel på leirefyllinger er meget positive trekk for stabiliteten.

Kjerne logging

Totalt sett synes det å være fem forskjellige sprekkesett, men disse opptrer som regel ikke på samme sted og en del kan betraktes som sporadiske. De vanligste fallvinkler (40-45% av sprekkene) er i området 50°-65°. Ca. 25% av bruddene i borkjernen er langs foliasjonen, men mange av disse bruddene er langs diffuse svakhetsplan, ikke egentlige sprekker. Det synes å være få gjennomsettende foliasjonssprekker, og avstanden kan være flere meter. En del andre sprekker kan være gjenvokst på grunn av mineralisering. Det vanligste sprekkebelegget er rust, eller kvarts og epidot. Kloritt og kalkspat forekommer, mens leire ikke er påvist.

Større knusningssoner er ikke observert, og kjernetap er ikke registrert, men enkelte knuste partier på inntil 0,5 m forekommer, men uten særlig omvandling. Sprekkefrekvensene er generelt mellom 4 og 8 per meter, men minst halvparten av bruddene i borkjernen er på grunn av diffuse svakhetsplan som ikke kan betraktes som sprekker. Gjennomsettende sprekker har sannsynligvis en frekvens på 1 til 3 per meter. RQD ligger oftest i området 70-85%, mens 15% av borkjernen har RQD = 100%. En stor del av sprekkene har et bølget forløp og rue sprekkeflater. Dette gjelder spesielt foliasjonssprekkene og de nær vertikale N-S tensjonssprekkene som trolig er parallelt den største hovedspenning.

BERGMASSEKARAKTERISERING MED Q-SYSTEMET

Q-systemet var tatt i bruk i fase 1, ved kartleggingen av bergmassene som er eksponert i de eksisterende fjellrom dvs., svømmehallen, garderobehallen og Televerkets anlegg. Under fase 2 ble Q-systemet anvendt ved karakterisering av borkjerner fra de fire hull som NoTeBy hadde kjerneboret og vanntapsmålt.

Resultatene er presentert i form av histogram i figur 1. Den vanligste kvalitet utifra kartlegging i de eksisterende bergrom er

$$Q = \frac{90}{6} \times \frac{2}{1} \times \frac{1}{1} = 30$$

som må karakteriseres som god.

Uavhengig karakterisering foretatt av en annen ingeniørgeolog på de fire borkjerner ga i hovedtrekk tilsvarende resultater.

Det var imidlertid lettere å kartlegge sprekkesoner og sprekker med belegg i borkjerne enn i fjellromene, og partier som er dekket med sprøytebetong er ikke tilstrekkelig representert i figur 1.

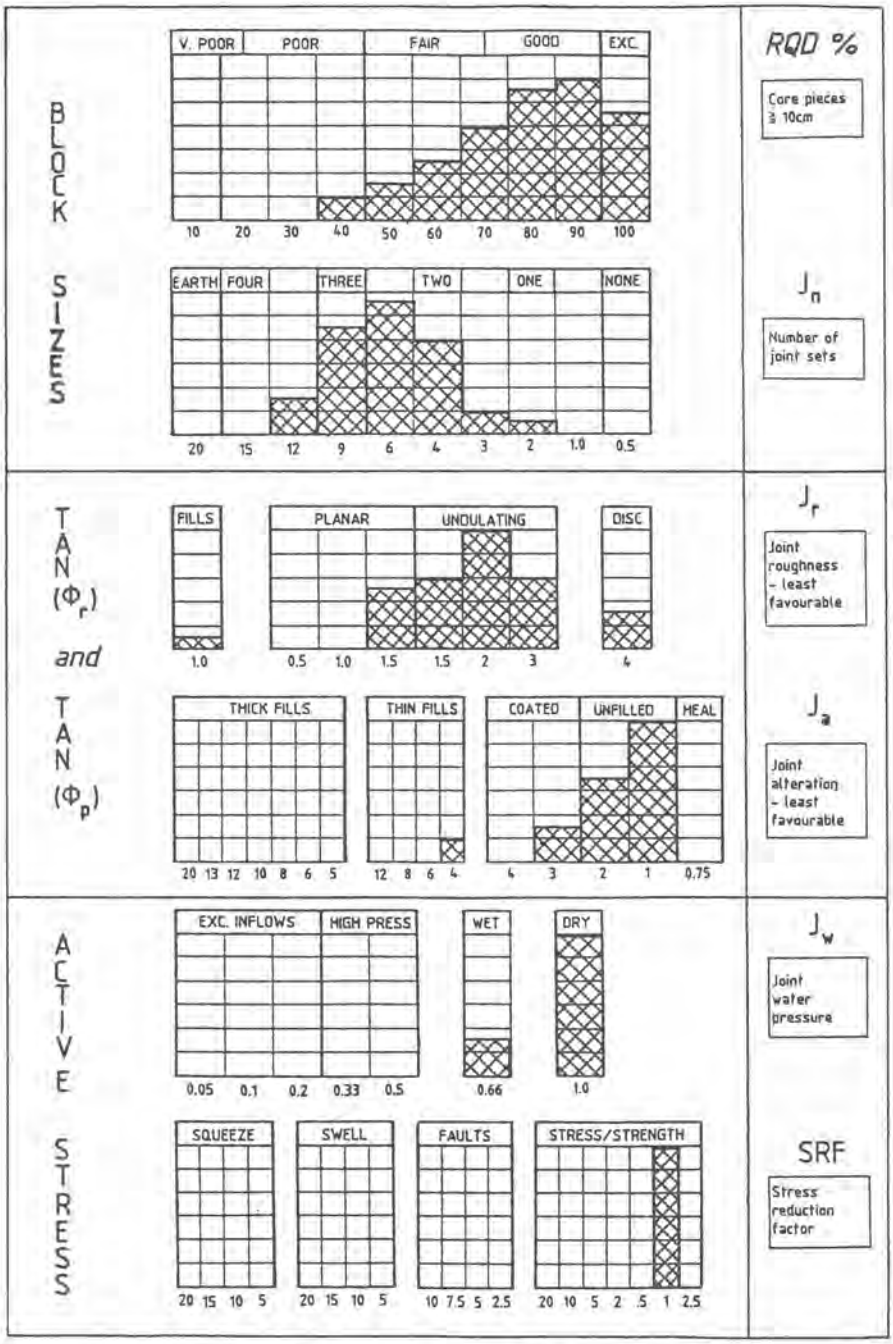
Basert på en kombinasjon av borkjerne-beskrivelse og kartlegging i eksisterende fjellrom i Røverdalen, er følgende bergmassekvalitet forventet i ishallen:

typisk bra kvalitet $Q = \frac{90}{6} \times \frac{2}{1} \times \frac{1}{1} = 30$

gjennomsnitt kvalitet $Q = \frac{73}{6.6} \times \frac{2.2}{1.8} \times \frac{0.9}{1.0} = 12$

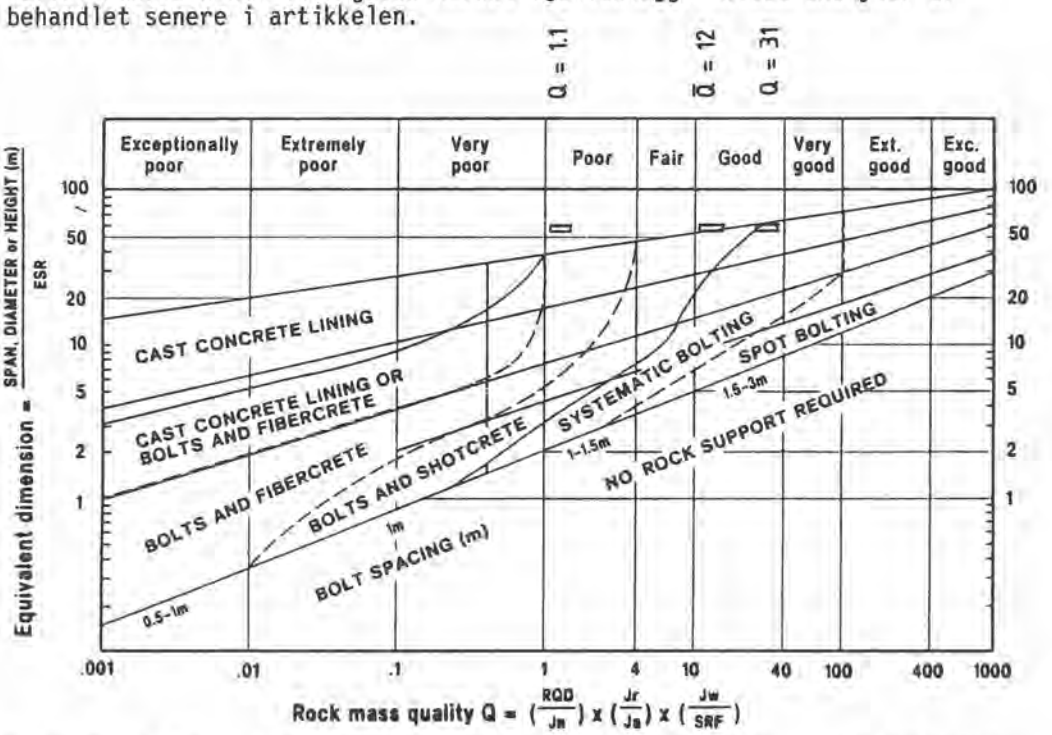
typisk dårlig kvalitet $Q = \frac{30}{9} \times \frac{1.5}{3} \times \frac{0.66}{1} = 1.1$

Figur 2 viser ishallens plassering på Q-diagrammet, med 60 m spennvidde og relevante sikringskategorier. Den eksepsjonelt stor 60 m spennvidde, og krav på høy sikkerhet (ESR = 1.0), plasserer hallen helt øverste eller



Figur 1 Vurdering av bergmassekarakter basert på kartlegging i eksisterende fjellrom.

ovenfor eksisterende erfaringsdata. Behov for numeriske analyser for underbygging av de empiriske antegelser når det gjelder sikringsbehovet, er derfor sterkere enn vanlig ved norske fjellanlegg. Disse analyser er behandlet senere i artikkelen.



Figur 2 Hallens stor spennvidde setter prosjektet helt øverst i forhold til erfaringsdata presentert i Q-systemet. (Grimstad et al. 1986)

SEISMISK TOMOGRAFI OG TOLKNING AV OPPSPREKKNINGSRAD

Figur 3 viser resultater fra mellomhullseismikk som er utført mellom borhull 1 og 3 på langs av hallen og mellom borhull 2 og 3 på tvers av hallen. Vannstanden i borhullene var:

Hull 1 23 m
Hull 2 2 m
Hull 3 2 m

Datainnsamlingen ble foretatt ved at en hydrofonkabel ble plassert i hull 3 og seismiske bølger ble generert i hull 1 og 2 (seismisk kilde er seismiske tennere). Kilde og mottaker ble plassert for hver 2.5 meter. Dette gir 244 bølgebaner for profilet mellom hull 1 og 3, og 108 bølgebaner for profilet mellom hull 2 og 3.

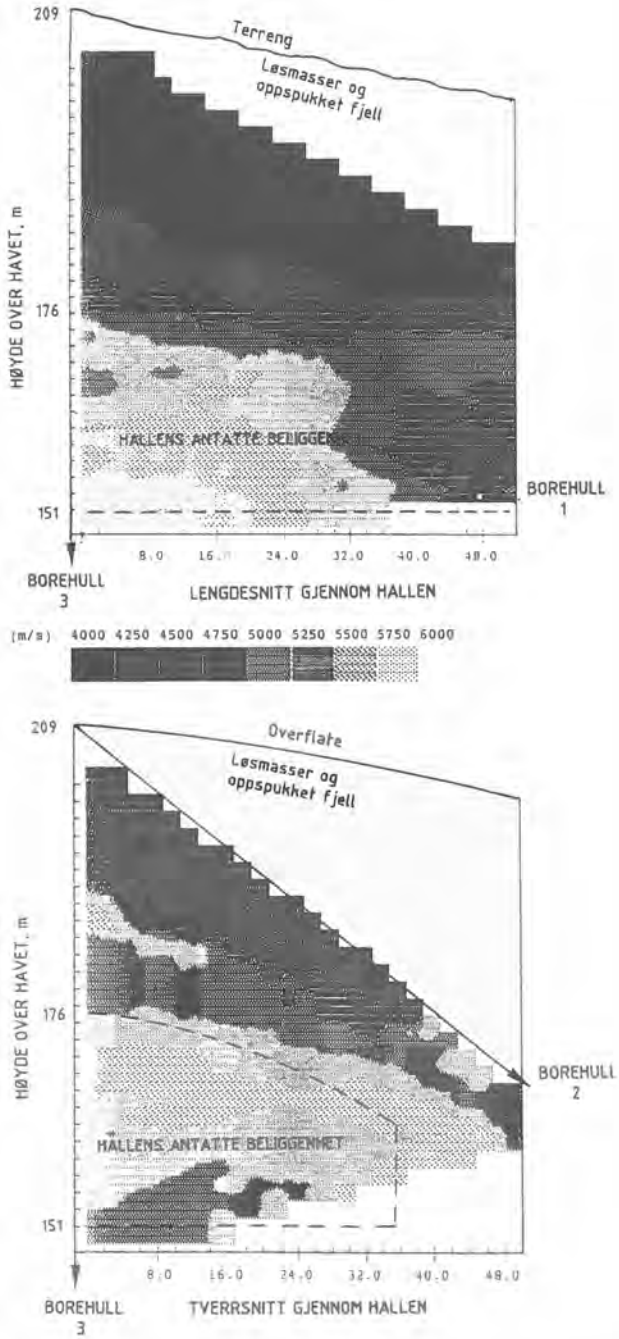


Figure 3 Resultater fra seismiske tomografi, med hallens beligenhet innetegnet.

Bergmassens lydhastighet rundt hallen som planlegges mellom 151 og 176 m o.h., ligger mest i området 5000-5500 m/s, mens i hengen og de første 20 m med fjelloverdekking, ligger lydhastigheten i området 3700 m/s til 5100 m/s, med best kvalitet (5100 m/s) nærmest hengen, og dårligst kvalitet mellom 10 og 20 m fra hengen.

I en bergart vil lydhastigheten være avhengig av materialegenskaper, vanninnhold, sprekkefrekvens, sprekkefyllings-materiale, sprekkeåpninger og spenningssituasjonen. Sprekkefrekvens, vanninnhold, sprekkeretning og sprekke- lukkningstrykk vil ha særlig stor betydning. Bølgeforplantning langs sprekkene eller lagene vil påvirkes langt mindre enn på tvers av sprekkene.

Under ellers like forhold vil det være en korrelasjon mellom sprekke-frekvens og lydhastighet. Denne kan benyttes til å vurdere sprekkefrekvens på bakgrunn av registrerte lydhastigheter.

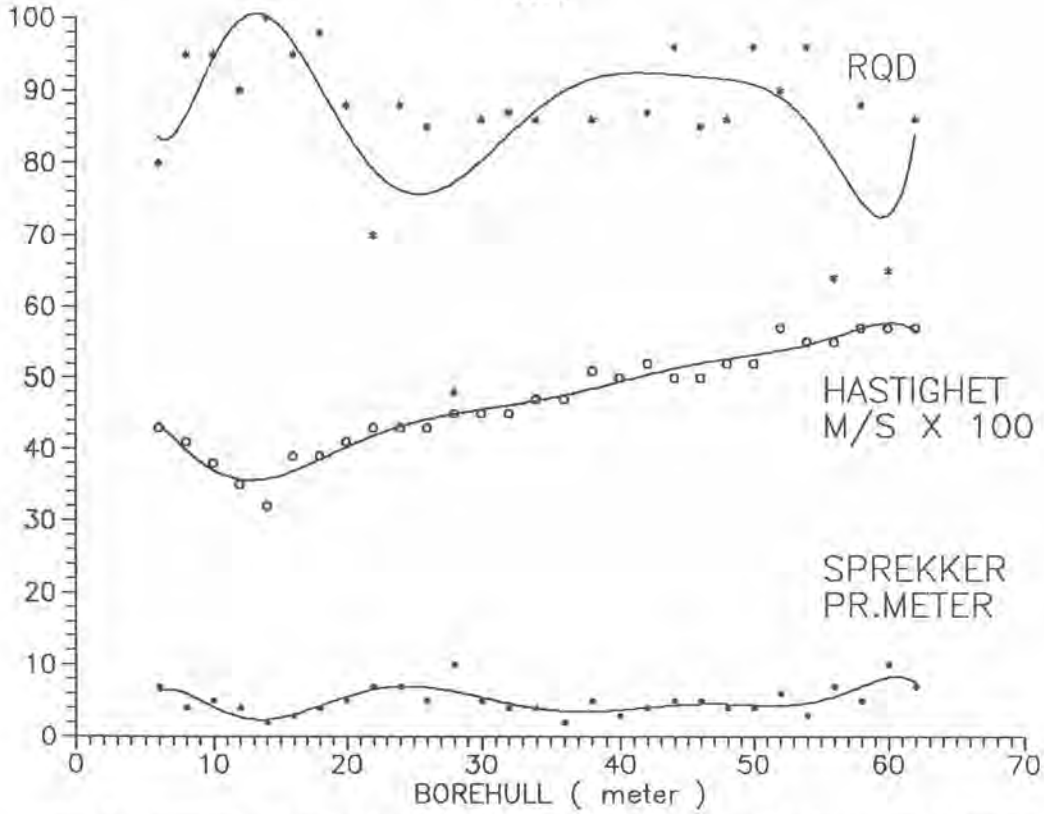
Detaljert sammenligning av lydhastighet og det lokale RQD og sprekkefrekvens (målt på borkjernene) viste bra korrelasjon i det korteste hullet (hull 1, 45 m). Hastigheten, 4000 m/s, RQD = 60% og ca. 10 sprekker/m i ca. 15 m dybde har alle økt til henholdsvis 5000 m/sek., RQD = 90% og ca. 2 sprekker/m i ca. 40 m dybde som tilsvarer vegg midthøyde (156 m o.h.).

Ved hull 3 som er vertikalt og 63 m dypt (5 m under sålen, dvs. 146 m o.h.) viser lydhastigheten en lineær reduksjon fra 5500 m/s ved sålen, til ca. 4500 m/s ved hengen og til under 4000 m/s 10 m eller mer over hengen (se figur 4). Tilsvarende variasjoner i sprekkefrekvens er ikke funnet i hull 3, og det er kanskje bevis på den positive effekt økt spenning mot dypet har på lydhastighet der oppsprekkingsgraden ellers er uforandret.

BERGSPENNINGENE MÅLT MED HYDRAULISK SPLITTING OG JEKKING

Bergspenningene i området for den foreslåtte ishallen er målt i hull 1 og hull 3 ved hjelp av hydraulisk splitting og hydraulisk jekking av eksisterende sprekker. NGIs minifrac pakkerne er 40 mm i diameter i ubelastet tilstand, og utstyret føres opp og ned borhullene med wireline. Pakkerne trykksettes med håndpumpe, mens høytrykk til oppsprekkning kommer fra en trykkluftdrevet vannpumpe. Pakkertrykk og formasjonstrykk måles elektronisk, og registreres kontinuerlig på en linjeskriver.

En 30 mm diameter pakker brukes til å ta avtrykk av bruddene og naturlige sprekker. Den er belagt med myk avtrykksgummi som gir et bilde av sprekkene i test-intervallet. Orienteringsverktøy og betjening ble leid inn fra Devico A/S. Når det skal tas et avtrykk fra hullveggen, monteres avtrykkspakkeren sammen ved orienteringsverktøyet via en umagnetisk aluminiumsstang slik at det er en fast forbindelse mellom pakker og orienteringsutstyr. Pakkeren føres ned til ønsket dyp og trykksettes. Resultatene som var oppnådd er presentert i figur 5.

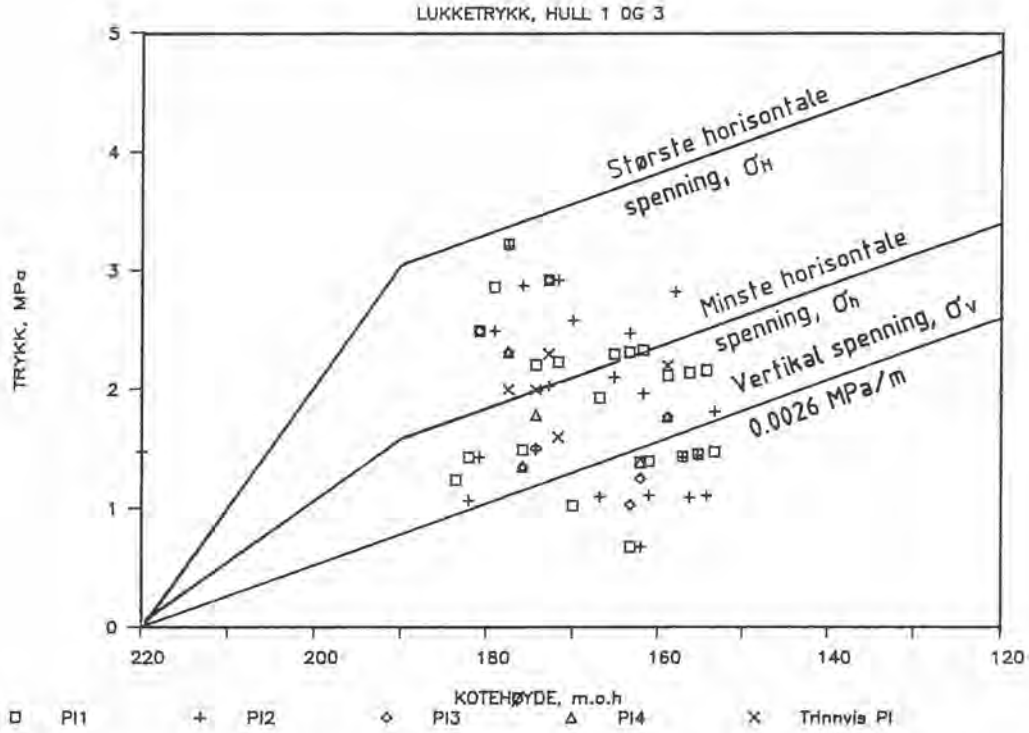


Figur 4 Korrelasjon mellom RQD, lydhastighet og sprekkefrekvens i borh. 3.

Den minste hovedspenningen er vertikal og er beregnet til 1.2 MPa i 45 m dybde basert på overdekningen. Den midlere hovedspenningen er horisontal med orientering N 084 grader (ca. Ø-V), med en verdi på 2.0 MPa i 45 m dyp. Den største hovedspenningen er horisontal med orientering N 174 grader (ca. N-S), med en verdi på 3.5 MPa i 45 m dyp. Måleresultatene er vist i figur 5.

Måleresultatene var dessverre ikke detaljerte nok til å si noe sikkert om de horisontale spenningenes variasjon med dybden. Som et forsiktig anslag kan det antas at de horisontale spenningene øker mot dypet like mye som den vertikale spenningen, ved dybder større enn 30 m. Ved dyp mindre enn 30 m, kan det antas at spenningene avtar lineært til 0 ved overflaten, på grunn av økt sprekkefrekvens og forvitringsgrad i dagfjellssonen.

Retningen av største hovedspenning er nær parallell de vertikale sprekkene med strøk N170°Ø. Disse bærer preg av å være tensjonssprekker og har samme retning som de permiske tensjonssoner i Oslo-feltet. Det antatte spenningsbildet passer derfor godt med geologien. De tidligere overborings-spenningsmålinger foretatt av SINTEF i fase 1 var preget av nærheten til Televerkets eksisterende hall og viste største hovedspenning nærmere Ø-V, men var ellers av samme størrelsesorden (4.3 MPa på tilsvarende dybde).



Figur 5 Målte lukketrykk fra hull 1 og 3 plottet mot borhullsdyp og kotehøyde . Heltrukne linjer viser antatt spenningsfordeling.

BERGMASSEPARAMETER SOM INNGAGSDATA I NUMERISKE ANALYSER

Forskjellige stivhets og fasthets parameter må bestemmes for bergmassen, når stabiliteten av ishallen skal analyseres ved bruk av numeriske analyser. NGIs analyser er foretatt kun med diskontinuum modellen UDEC-BB, og inngangsdata er derfor preget av sprekkeparametrene.

I Fase 1 har SINTEF foretatt kontinuum analyser med grenseelement modellen BESOL med inngangsparameter:

$E = 51.5$ GPa
$\nu = 0.21$

Disse er gjennomsnittsverdig fra SINTEFs belastningsforsøk på seks 61 mm diameter prøver, som viste relativt lavt enaksialtrykkfasthet (63 til 94 MPa) i forhold til E-modulen.

SINTEF variert overdekkningen i sine modeller i fire trinn fra 18 m til

48 m, og basert på isotropiske kontinuum analyser, beregnet tangential-spenninger i halltak som varierte fra ca. 2.5 MPa (18 m overdekning) til ca. 6.5 MPa (48 m overdekning). Deformasjoner var ikke rapportert.

NoTeBy analyserte hallens stabilitet ved bruk av et endelig element program. Dette er basert på lineært elastiske, isoparametriske elementer som modellerer de intakte bergblokker, samt kontaktelementer (interface) som etterligner sprekkenes oppførsel. Kontaktelementene har ikkelineær, spenningsavhengig oppførsel, dvs. variabel tangent skjærmodul, og bilineær normal stivhet.

Med et noe forenklet bilde av oppsprekkningsgrad, viste NoTeBys beregninger maksimale deformasjoner varierende fra 10 til 44 mm. Den største deformasjon var beregnet med en ganske konservativt antagelse for bergmassens E modul lik 10 GPa, og overdekkning lik 48 meter.

Vurdering av variasjoner i E-modul

NGIs vurderinger av inngangsparameter for bruk i diskontinuum analyser med UDEC-BB er basert på forskjellige bergmassekarakteriseringsmetoder, med blant annet Q-systemet og Bieniawskis RMR. Med noe avrundet tall kommer man fram til E-modul verdier fra 10 til 50 GPa, gjennomsnitt 30 GPa. Det siste tall var brukt i alle UDEC beregninger i Fase 1, men en forbedring var gjennomført for Fase 2 beregninger.

Tatt i betraktning den påviste fordeling av sprekkefrekvens (fra kjernelogging) og de reduserte seismiske hastighetene nærmere overflaten (figur 3) valgt man i Fase 2 å fordele den tidligere antatt middels verdi av E-modul = 30 GPa, slik at de øverste 25 til 45 meterne har E=20 GPa, de midterste 25 m (ved halldybden) har fortsatt E=30 GPa, og alt under det (kote 150 m o.h.) har E=40 GPa.

Vurdering av sprekkeruhet og skjærfasthet

Måling av sprekkeruhet basert på 1 m og 2 m profilmåling ble gjennomført i de eksisterende anlegg. Det er også foretatt omfattende helningsforsøk på sprekker fra de fire borkjerner. Totalt er 101 sprekkeprøver målt i helningsapparatet. De mest typiske JRC verdier fra disse labforsøk var ca. 7. Ved korreksjon for blokkstørrelse (antatt ca. 0,5 m i feltet) er JRC_n = 5.2.

På basis av profilering av storskala sprekkeflater (1-2 m lange) i Gjøvik garderobehall/svømmehall er det beregnet en stor skala "i-vinkel" (ruhet) lik ca. 6°, som må påplusses friksjonsvinkel (ϕ) for å ta riktig hensyn til storskala ruhet (Barton og Bandis, 1990):

1. lab skala $(\phi)_l = JRC_o \log (JCS_o/\sigma_n) + \phi_r$
2. felt skala $(\phi)_f = JRC_n \log (JCS_n/\sigma_n) + \phi_r + i$

Inngangsparameter for NGIs BB-sprekkemodell som er innlagt som subrutine i

UDEC-BB er derfor følgende, basert på en kombinasjon av Fase 1 og Fase 2 målinger:

JRC_o = 7.5
JCS_o = 75 MPa σ_c = 100 MPa L_n = 0,5 m
ϕ_r = 27°
i = 6°

Med disse inngangsparameterne, beregnes BB-Lotus modellen ikke-lineær skjær- og normal stivhets oppførsel. Disse diagrammene kan anvendes når grafiske resultater fra UDEC-BB skal tolkes, f.eks. hva er betydningen av 1 eller 3 mm skjær langs enkelte sprekker; har man nådd topp skjærfasthet; er det fortsatt dilatans?

Fase 1 kjøring med UDEC-BB

I Fase 1 undersøkelser ble UDEC-BB kjøringer gjennomført med en forenklet sprekkegeometri. Disse kjøringer var basert på spenningsmålinger foretatt med overboringsmetoden. Spenningsmålingene var gjennomført av SINTEF i 2 til 9 m dybde i et horisontalt hull boret i retning NV fra Televerkets hallanlegg. Tilfredsstillende (høye) spenninger var målt, men influenseområdet fra den eksisterende hall var et betydelig usikkerhetsmoment.

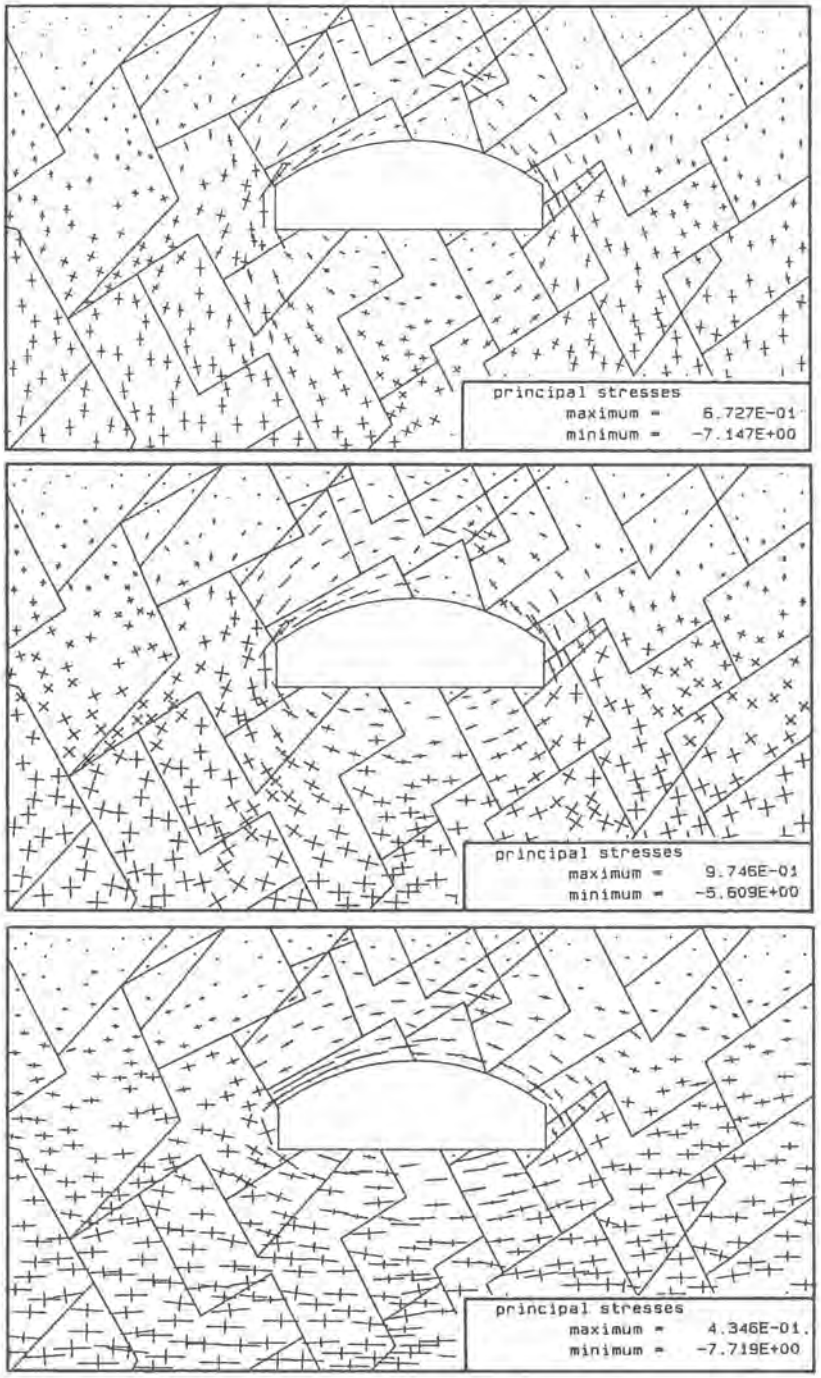
Av overnevnte grunn ble også mer konservative spenningsfordelinger vurdert ($K_o = \sigma_h/\sigma_v$ = 1,0, og 0,5) for å undersøke betydningen av den horisontale spenningen i deformasjonen som er beregnet av UDEC-BB.

Figure 6 og 7 viser resultater fra den siste utgravingsfase fra disse tidlige beregninger, hvor effekten av horisontal spenningsnivå kommer klart fram. Tabell 1 er en oppsummering av de beregnede deformasjoner.

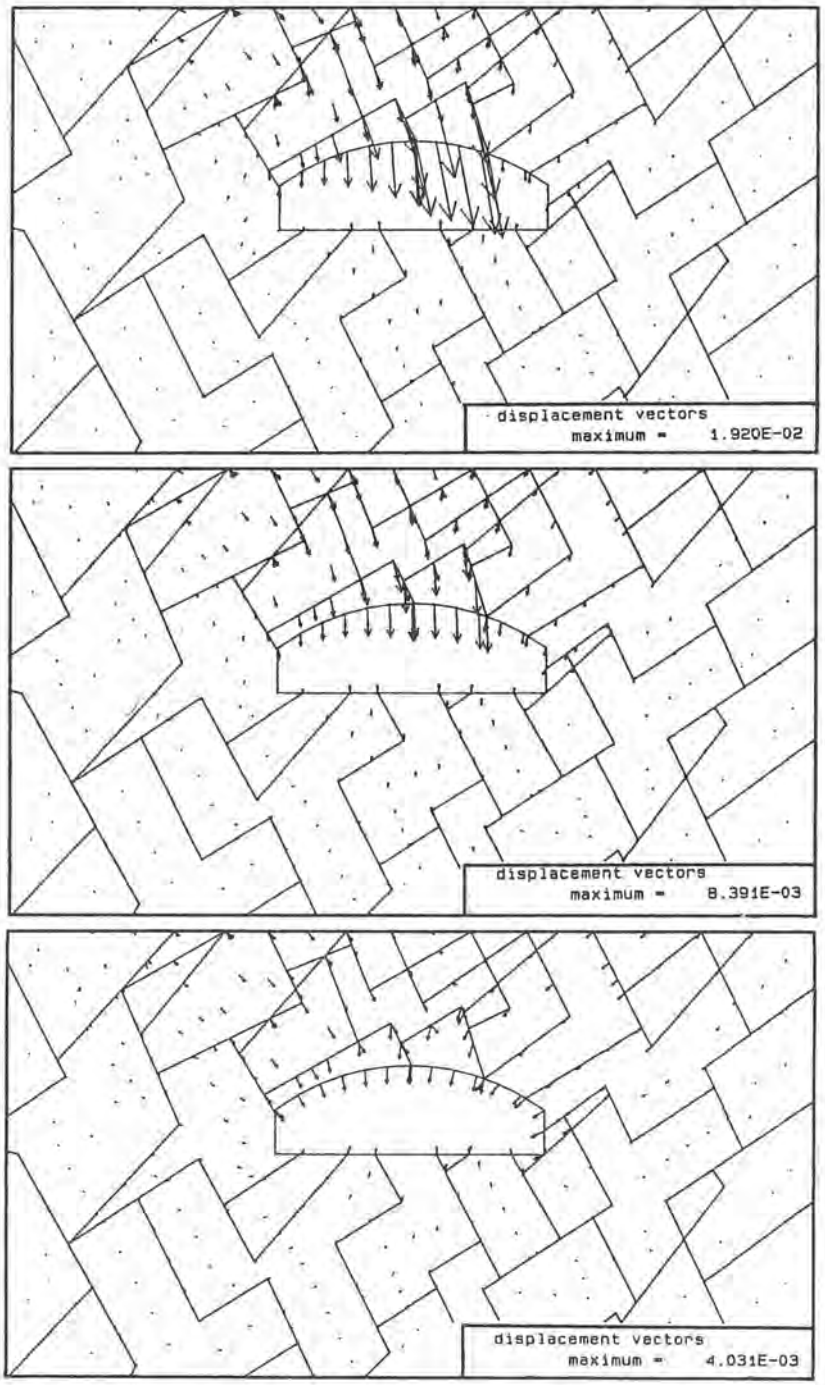
Halldimensjon (m)	K_o=0.5	K_o=1.0	K_o≈3 (Fase 1)	
20 x 10	0.64	0.61	0.65	mm
60 x 10	19.5	4.2	3.7	mm
60 x 20	19.2	8.4	4.0	mm

Tabell 1 Oppsummering av maks. deformasjoner (i mm) ved tre ulike spenningsfordelinger (Fase 1 modell).

Selv de største deformasjoner må betraktes som forholdsvis beskjedne den store spennvidden tatt i betraktning. Deformasjoner i området 0.61 - 0.65 mm ved 20 m spennvidde viser lite følsomhet ovenfor spenningsnivået, og er muligens bevis på hallens gunstige plassering i forhold til overdekning.



Figur 6 Hovedspenninger ved ferdig utgraving H = 20 m B = 60 m (Fase 1 kjøringer med de tre spenningsnivåer angitt i Tabell 1).



Figur 7 Deformasjoner, max. 19,2 mm, 8,4 mm og 4,0 mm med de tre forskjellige spenningsnivåer angitt i Tabell 1.

Det er mulig å oppnå et "balansepunkt" mellom nedadrettete deformasjoner og oppadrettete deformasjoner ved et gunstig forhold mellom spennvidde, overdekning og horisontalspenning. Sprekkemønsteren har også avgjørende betydning i følge forsøk med fysiske modeller (Barton og Hansteen, 1979).

Utvidelse av hallen til 60 m spennvidde har en tydelig effekt på deformasjoner, spesielt når horisontalspenningen er lav. Dette er på grunn av skjærdeformasjon langs enkelte sprekker som vanligvis blir kontrollert av bolting. Ingen "sikring" var benyttet i disse UDEC-BB kjøringer, hverken i Fase 1 eller Fase 2 kjøringer som nå følger.

DETALJERTE UDEC-BB KJØRINGER

Spenningsfordeling på grenseflatene

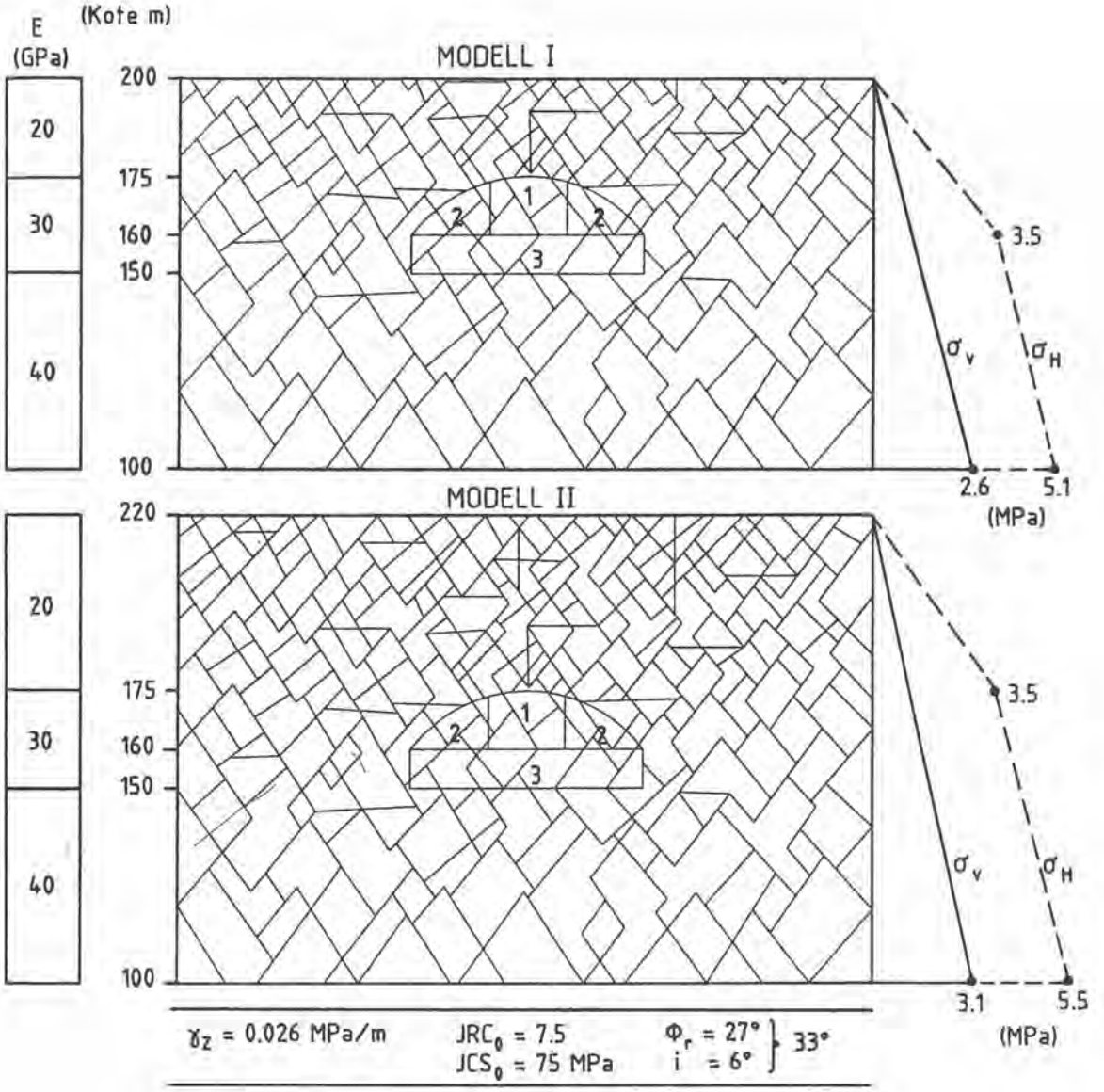
De to settene med spenningsmålinger som er gjennomført; overboring fra Televerkeshallen i horisontale hull, og hydraulisk splitting i vertikale hull fra dagen, har visse begrensninger som er diskutert i et tidligere kapitel. Gradientene (spennings-økning med dybde) vist i figur 5 er bare en antagelse, basert på økning i vertikalspenning. Ved ca 150 m o.h. viste overboring hhv. 4.3 og 3.4 MPa for maksimum hovedspenning (293° orientering) og for mellomhovedspenning (202° orientering). Ved samme dybde, og basert på de antatte gradientene nevnt ovenfor, viser hydraulisk splitting hhv ca. 4.0 MPa og 2.6 MPa for maksimum hovedspenning (174° orientering). Det er imidlertid flere jekkeforsøk som viser rundt 3.0 MPa, 20 til 30 m nærmere overflaten.

Figur 8 viser hvordan man har valgt å tolke disse spenningsmålinger i fastsetting av grensespenninger som er pålastet UDEC modelene. Figuren viser forøvrig den antatt sprekkegeometri, fordeling av deformasjons-egenskaper, og inngangsdata for sprekkene.

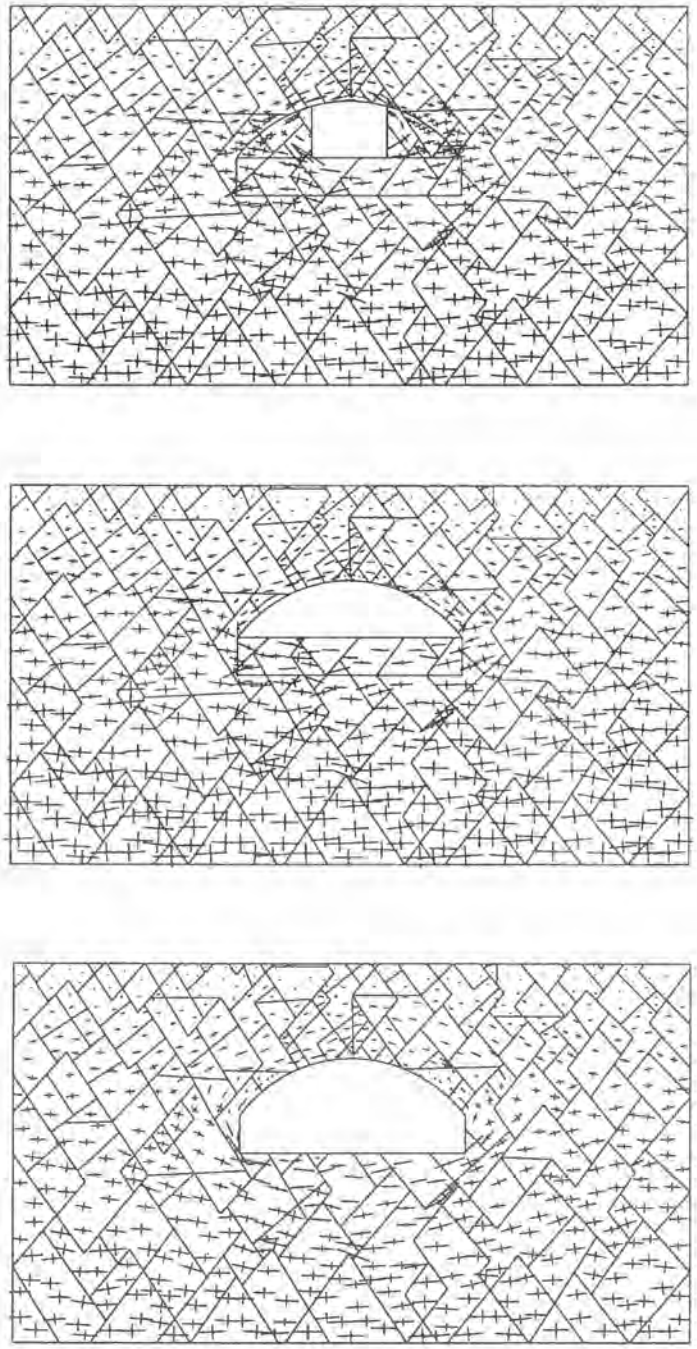
Det er umulig i en kort artikkel å presentere alle resultater. Det er valgt derfor å presentere resultater bare fra Model I som har minste overdekning. I tabell form er også resultater fra Modell II fremlagt for sammenlignings-grunnlag.

Spenningsomlagring ved utgraving

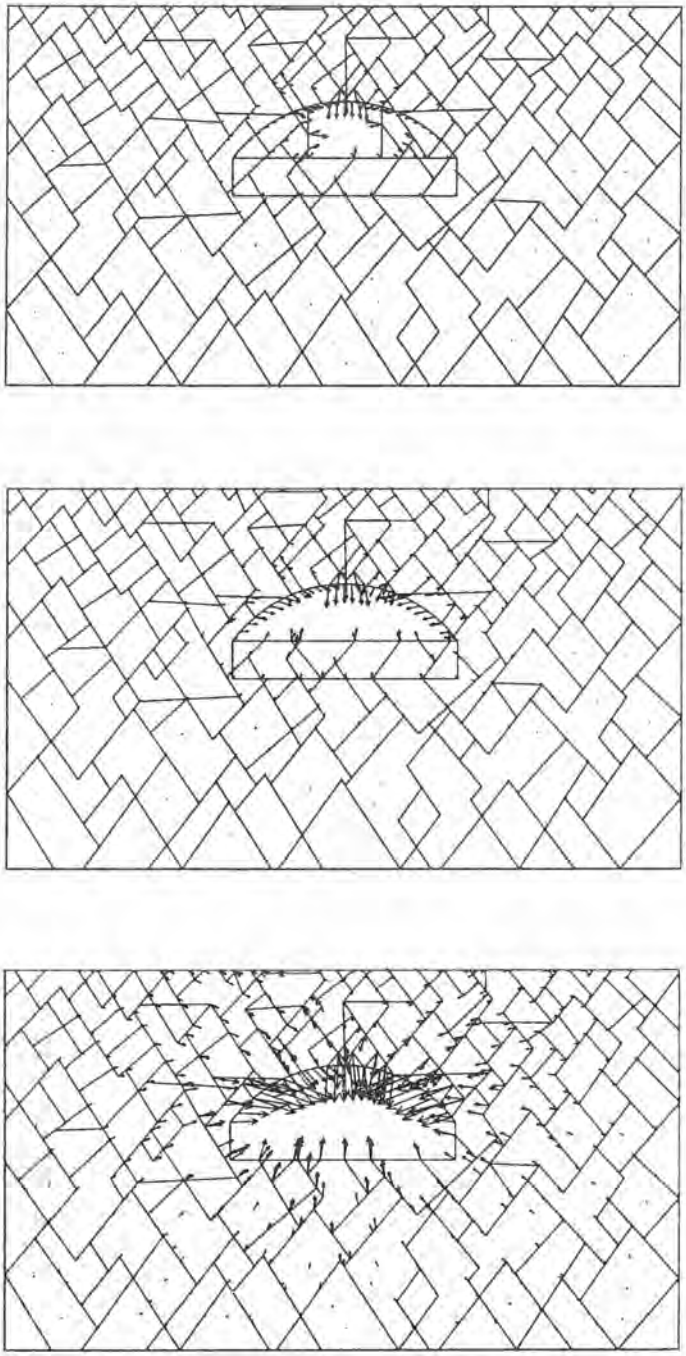
Figur 9 viser hovedspenningene etter uttak av blokker for å etterligne de tre utgravingsstadier. Relativt spenningsfrie blokker er påvist rundt hengen til ca 5 m dybde når spennvidden er økt til 60 m. I praksis må disse selvfølgelig sikres med bolting (og fiberarmert sprøytebetong) for å tåle utsprengningen som ikke er etterlignet i modellene.



Figur 8 Fordeling av grensespenninger og E-modul i modell I og II, Fase 2 kjøringer.



Figur 9 Hovedspenninger etter tre utgravingsstadier. Modell I.



Figur 10 Deformasjonser etter tre utgravingsstadier. Modell 1.

Deformasjon ved utgraving

Figur 10 viser deformasjonene forårsaket av utgraving. Tabell 2 er en oppsummering av maks. deformasjoner (i mm) ved de tre utgravingsstadiene for både Modell I og II.

	Overdekning (m)	Hall 20x15	Dimensjon i (mxm) 60x15	60x25	
Modell 1	25	1.8	2.0	4.8	mm
Modell 2	45	2.4	3.8	5.3	mm

Tabell 2 Oppsummering av maks deformasjoner (i mm) ved de tre utgravingsstadiene

For det meste ligger disse deformasjonene innenfor tidligere Fase 1 resultater med $K_o = 1.0$ og $K_o \approx 3$ (se Tabell 1).

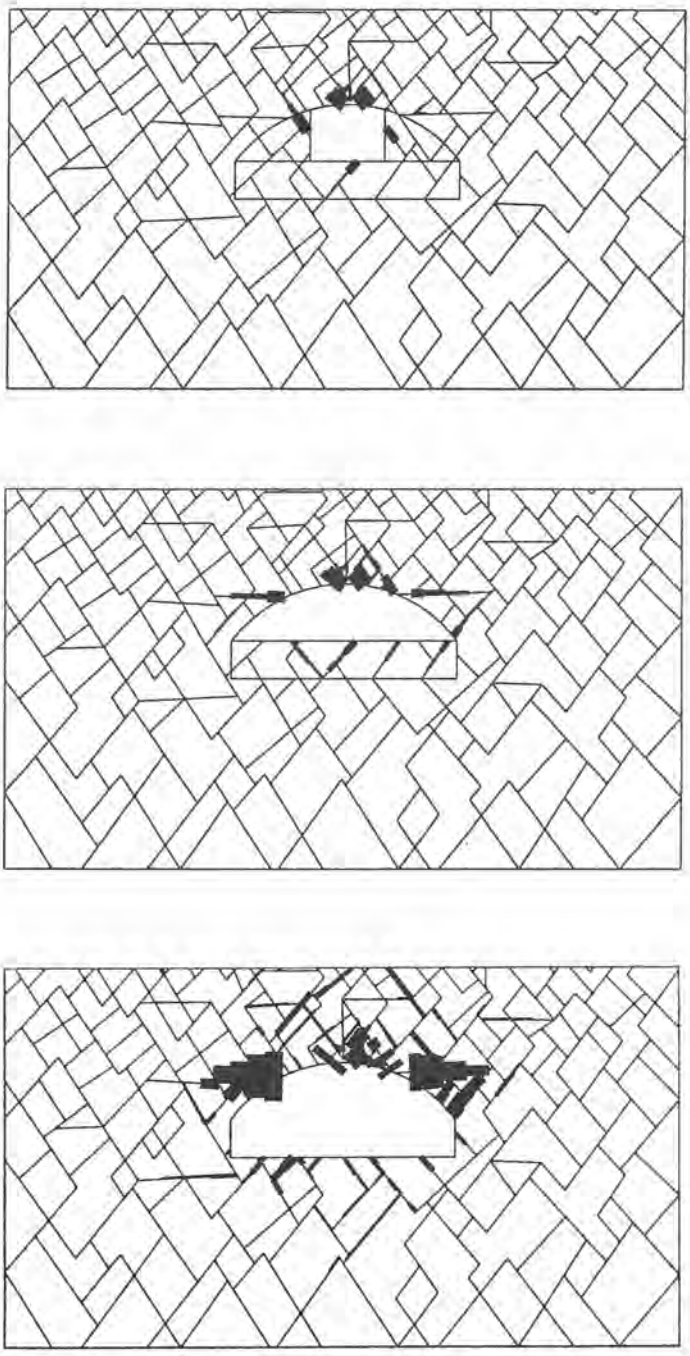
Deformasjon i størrelsen 2 mm ved 20 m spennvidde er forårsaket av gravitasjons- (pluss spenningsdrevet?) ustabilitet av to kileformede blokker i hengen, som imidlertid utvikler nok dilatans og skjærmotstand etter ca 1.5 til 2.0 mm skjær. Ifølge BB-Lotus beregninger av sprekkenes oppførsel trenger man noe over 2 mm skjær for å oppnå toppfriksjon. Disse UDEC-BB beregningene som viser så beskjedne deformasjoner er tydeligvis et bevis på den gunstige plassering av hallen under overflaten, tatt i betraktning den gunstige horisontale spenningsfordeling. (Se forøvrig den tidligere diskusjon om "balansepunkt" når det gjelder plassering av hallen).

Skjærdeformasjon langs sprekkene ved utgraving

Den relativt kompliserte oppførsel av en oppsprukket bergmasse når den er forstyrret ved utgravingen, er lettere å oppfatte når grafiske fremstillinger av skjærdeformasjon langs sprekkene foreligger. Figur 11 viser slike fremstillinger. Maks. verdier er oppsummert i Tabell 3.

	Overdekning (m)	Hall 20x15	Dimensjon i (mxm) 60x15	60x25	
Modell 1	25	1.5	1.9	3.4	mm
Modell 2	45	2.0	2.8	3.2	mm

Tabell 3 Oppsummering av maks. skjærdeformasjoner (i mm) langs sprekkene ved de tre utgravingsstadier



Figur 11 Skjærdeformasjon (proporsjonalt linjetykkelse) langs sprekkene. Modell I.

Markert skjærdeformasjon er et faktum langs de kileformete blokkene i hengen, og langs de to horisontale sprekkene på begge sider av hengen. De siste er ikke "eksponert" før 60 m utgravings-stadium. Som nevnt ovenfor, er skjærdeformasjoner i overkant av 2 mm å betrakte som "post-peak" (etter-topp) verdier. En viss dilatanse og økning i konduktivitet (dvs. lekkasje) er også antydet på andre grafiske fremstillinger produsert av UDEC-BB.

Skjærdeformasjon langs enkelte sprekker (maks. 2.4 og 3.2 mm ved 25 m og 45 m overdekning) og økning i sprekkeåpningen (maks. 1.6 mm og 1.9 mm) er ikke uventet resultater ved utsprengning av en usikret fjellhall, og er tatt hånd om i praksis ved passende bruk av sikring etter hver salve.

De grafiske fremstillinger av spenningene, som viser tildels spenningsfritt forhold i enkelte blokker i hengen, og disse beregnete skjærdeformasjoner, peker i retning av systematisk bolting og fiberarmert sprøytebetong for å bevare profilen under utsprengningen. Beregning av nødvendig sikring må baseres på empiriske metoder, kombinert med numeriske analyser med bolting inkludert.

KONKLUSJONER

1. Bergmassen i Røverdalen viser flere gunstig forhold med hensyn til utsprengning av verdens hittil største sportshall i fjell. Blant disse er de forholdsvis rue, og vanligvis mindre gjennomsettende, leirfattig sprekker, kombinert med de høye horisontale spenninger hvor både σ_h og σ_H er større en σ_v. Oppsprekkningsgrad er ellers noe høyere enn man vanligvis venter i norske grunnfjellsbergarter.

2. Ingeniørgeologisk kartlegging i de eksisterende fjellrom og geotekniske logging av borkjerner fra fire hull viser ganske bra overenstemmelser når det gjelder bergmassekvalitet ifølge Q-systemet. Gjennomsnitts-verdier for de seks avgjørende parameter er:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_W}{SRF} = \frac{73}{6.6} \times \frac{2.2}{1.8} \times \frac{0.9}{1.0} = 12 \text{ (god)}$$

3. Seismisk tomografi gjennomført mellom tre borhull har vist en tilfredstillende fordeling av lydhastighet rundt og umiddelbart over hallen, som for det mest ligger mellom 4700 - 5100 m/sek. Lavere verdier 10 meter over hallens tak er relatert til økt oppsprekkningsgrad og lavere spenninger,

4. Numeriske analyser med et stort antall sprekker i diskontinuum modellen UDEC-BB viser forholdsvis god stabilitet og små deformasjoner. Hallen synes å ligge nær "balansepunkt" mellom nedadrettet og oppadrettet deformasjoner som er påvist i tidligere analyser og i fysiske modeller av store grunntliggende fjellrom.

REFERANSER

Barton, N. og Bandis, S. (1990) Loen Symp. "Rock Joints", s. 603-610.
Barton, N. og Hansteen, H. RETC, Atlanta, s. 131-1353.
Grimstad, E., N. Barton, R. Lien, J. Lunde, F. Løset. Bergmekanikkdag, 1986, s. 30.1 - 30.18.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1990

SISTE ÅRS UTVIKLING INNEN STÅLFIBERARMERT SPRØYTEBETONG I NORGE

Technical Manager Hans P. Torsteinsen
ROBOCON INTERNATIONAL AS

Siv.ing. Reidar Kompen
AKER ENTREPRENØR AS

Siv.ing.Arne Jakobsen
CHRISTIANIA SPIGERVERK AS

LITT HISTORIKK

Stålfiberarmert sprøytebetong har siden 1978 utviklet seg ganske formidabelt med hensyn til sikring av tunneler og bergrom spesielt. Dette er i dag blitt et begrep innen fagområdet på linje med boring, skyting og bolting.

Fra 1 - 2 roboter i Norge i 1978 finnes det i dag mellom 30 - 40 av forskjellige typer, de fleste ganske avanserte. Driftssikring med sprøytebetong og systematisk bolting i dårlig fjell har gitt gode resultater og godt rykte i utlandet.

Økonomisk sett falt denne teknologien mange byggherrer tung de første årene. Som eksempel kan nevnes at i 1978 var prisen på en stuffbolt ca kr. 260,- 280,-, mens en m2 stålfiberarmert 8 - 10 cm. tykkelse kostet kr. 450,- 500,-. For et litt større prosjekt er dette forholdet det stikk motsatte i dag.

UTSTYR

I Norge er det stort sett to leverandører av sprøyteutstyr:

* Andersen Mek. Verksted
* Robocon Aker

Disse er etterhvert blitt merkbart like.

Fra Skrue-/monopumpe har man gått over til større stempelutstyr med praktisk sprøytekapasitet på ca. 20 M3/t. Dette er for de fleste tilfeller tilstrekkelig.

De utenlandske utstyrsleverandører har enda ikke kommet skikkelig inn på vårt marked. Dette trolig p.g.a. avansert teknologi på området.

FIBER

Etter 6-7 år med den velkjente EE-18 fiberen som suveren markedsleder kom Dramix 30/.50 og nyutviklingen av robotrigger.

Grunnen til dette var at ved utvidet bruksområdet innen fjellsikring fikk man mer viten om fiberens virkelige egenskaper m.h.t. seighet , definert som bruddenergi.

Kvalitetskravene ble økt fra C25 - C35 og til C45 i undersjøiske tunneler. Konseptet for bruk av fiber opptil 40 mm's lengde ble utviklet med godt resultat for bl.a. tunnelportaler med fasthet på opptil 60 - 70 Mpa.

For å tilpasse seg denne utviklingen utviklet og produserte Christiania Spigerverk AS en ny type fiber (EE-25), av høy kvalitet og med avpassede hoder for økt betongkvalitet i 1988-89.

Etter omfattende testing har det vist seg at den kvalitetsmessig ligger på linje med den utenlandske Dramix 30/.50.

ANVENDELSESOMRÅDER.

Stålfiberarmert sprøytebetong har etterhvert overtatt en stor del av betongreparasjonsmarkedet. Innen fjellsikring har den gjort armeringsnett omtrent overflødig.

Ved bruk av silika og vannreduserende stoffer kunne man øke betongkvaliteten opp til 90 - 100 Mpa. Dette var svært populært i de første årene teknologien ble utviklet, men bl.a.på grunn av E-modulen har man gått bort fra dette igjen.

REPARASJONSPROSJEKTER

Det første reparasjonsprojektet i Norge var Kai LKAB, Narvik (ca. 2000 m2), hvor det ble brukt sprøytebetong 0 - 8, med kvaliteten C35. Arbeidet ble utført fra flåte med robot høsten 1980. Bortsett fra 20 m2 med "bom", som ble reparert etter ettårsbefaringen, var prosjektet ganske vellykket, sammenlignet med konvensjonell nettarmering og tørrsprøytebetong som den gang var vanlig.

Eller kan nevnes som spesielle reparasjoner innen bygg:

* Bropilarer i tiedvannssoner, Nord-Trøndelag, 1982, 50 Mpa mørtel.
* Murene rundt Ullersmo Landsfengsel, 3000 m2, 50 Mpa mørtel.
* Kjøletårn for ammoniumnitrat-fabrikk, Irland, 1984. 90 Mpa corrocem (Besparelsen i stopptid på fabrikken var 3 - 4 uker).
* Kai Hydro, Porsgrunn 1989 (Hydrobetong) 15% silika.
* Div. dam-prosjekter bl.a. Lubuge Kraftverk i Kina.
* Div. Offshore-prosjekter, bl.a. beskyttelsesveggen på Ekofisk plattformen og Kårstø. 70 Mpa EE-25.
* VCM fabrikken på Hydro, Rafnes, 1988 (se eget notat for kommentarer + lysbilder)

BRANNEN OG SKADENE

Rørbruddet i VCM-fabrikken den 18. september 1988 førte til utstrømming og eksplosiv forbrenning av saltsyre. Den intense hydrokarbonbrannen varte i ca. 2 timer og medførte betydelige skader på nærliggende prosessutstyr og konstruksjoner, dvs. på Struktur 4 og tilstøtende deler av rørbroene NS og ØV.

I tillegg til de omfattende ytre betongskader med avskalling, bom og redusert betongfasthet, viste nærmere undersøkelser at saltsyredampen hadde infisert konstruksjonen og gitt kloridinnhold i betongen lang utover de betongflatene som hadde synlige brannskader. Kloridinnholdet var opptil 5-10 ganger høyere enn det nivå som innebærer korrosjonsrisiko på armeringsstålet.

SKADEUTBEDRINGEN

Selv før man hadde oversikt over kloridskadens omfang, ble det besluttet å reparere betongkonstruksjonene framfor å rive og bygge dem opp igjen. Dett fordi man da slapp å demontere så mye prosessutstyr. Betongreparasjonen i seg selv ville gå raskere enn nybygg. Dessuten kunne reparasjonen og montering av utstyr tildels skje parallelt med betongutbedringen. Derved ble driftsavbrudd og driftstap mindre.

Brannskadet betong ble fjernet ved hjelp av høytrykkspyling og meisling. Deretter startet det omstendelige og ressurskrevende arbeidet med å trekke ut klorider ved hjelp av en elektrolytisk prosess med tysk eksperthjelp. Metoden var ikke tidligere utprøvd under så vanskelige forhold og i så stort omfang. I alt ble ca. 1700 m2 betongflate kloridsanert. På enkelte områder måtte prosessen gjentas opptil 5 ganger og i gjennomsnitt ca 3 ganger før kloridinnholdet var brakt ned på akseptabelt nivå. Etter kloridsaneringen ble betongoverflatene reparert med spesialmørtel: ca 1200 m2 med stålfiberarmert sprøytebetong og ca 150 m2 med manuell pussing, hertil ble 150 m2 betonggulv på grunn fornyet. Sterkt eksponerte flater ble sprøytet med forskaling eller håndglattet for å få en noenlunde jevn og pen overflate. Mindre synlige flater som underside av dekker etc. ble akseptert som ubehandlet sprøytebetong med en noe "skjeggete" overflate p.g.a. stålfiberen. På nært hold ser man tydelig de tildels ujevne reparasjonsflatene, men på litt avstand kan det knapt registreres.

Nymontering av trapper, rekkverk og prosessutstyr syntes ikke å by på problemer p.g.a. betongoverflatene.

FREMDRIFT

Det vesentligste av reparasjonsarbeidene ble utført i løpet av 9 uker fra 3. oktober til 1. desember 1988. Utstyrsmontasjen startet etter vel 5 uker. Værforholdene under utbedringen var tildels ugunstig og kulde krevde innkledning og oppvarming. P.g.a. kulde og vinter ble en overflatebehandling av betongen - hydrofobering for å redusere fuktighetinntrengning - utsatt til mai 1989.

Reparasjonsarbeidene ble stort sett utført som forutsatt ved oppstarting, bortsett fra at kloridsaneringen som viste seg både å være av vesentlig større behov og å kreve betydelig mer innsats enn først antatt. Dette ga også større forbruk av tid og kostnader for betongreparasjonene, men de kunne gjennomføres uten å forsinke utstyrsmontasjene og derved det totale driftsavbrudd.

RESULTATER

Utbedring av betongkonstruksjonene er angitt til å koste ca. 11 mill. kr. av den totale gjenoppbygningskostnad på ca. 100 mill. kr. og total brannskadekostnad inkl. produksjonsavbrudd på ca. 550 mill. kroner. Det oppnådde resultatet av betongreparasjonene vurderes å være tilfredsstillende såvel funksjonelt som materialmessig kvalitativt. Konstruksjonene som fra før av syntes å være av godt utførelsesmessig kvalitet med rikelige dimensjoner, kan etter reparasjonen i vesentlig grad sies å være funksjonelt og kvalitativt fullverdig rehabilitert.

En reservasjon må imidlertid tas i forbindelse med kloridskadene og -saneringen.

Til tross for omfattende prøvetaking, kan det ikke utelukkes at det finnes kloridinfiserte partier som ikke ble registrert.

P.g.a. den tildels svært ressurskrevende saneringsprosess aksepterte byggherren etter anbefaling fra Multiconsult og den tyske ekspertisen fra Ifs, i problematiske områder, å heve akseptnivået fra 0,06 til 0.1 vektprosent klorid og betongen. På enkeltstående partier med lite korrosjonsrisiko aksepterte man også prøveresultater noe over 0,1%.

Disse to forhold kan i ugunstige tilfeller medføre armeringskorrosjon over tid som vil registreres som riss- og rustflekker på betongflatene.

Vi anbefaler derfor at konstruksjoner årlig inspiseres visuelt slik at eventuelle korrosjonsskader av denne typen blir registrert og reparert tidlig før de innebærer noen funksjonsrisiko for konstruksjonene. Vi anser dog en slik skadeutvikling for lite sannsynlig innenfor en normal levealder for anlegget.

FJELLSIKRING

Fjellsikring er et grenseområde mellom geologi og sprøytebetongteknologi.

Spesielle prosjekter inne fjellsikring har vært mange opp gjennom årene. Gjennombruddet for stålfiberarmert sprøytebetong kom i Tafjord vegtunnel i 1981. Denne ble sikret i påstuffsituasjon i sprakefjell i nesten hele dens lengde. Prof. E. Brock var konsulent, og gikk inn for metoden både sikkerhets- og kvalitetsmessig. Erfaringene herfra har dannet basis for sikring av sprakefjell både i Norge og internationalt.

Q-METODEN

I Holmestrandtunnelen, ble Q-metoden brukt første gang i forbindelse med stålfiberarmert betong. Dette prosjektet har siden vakt stor interesse, også utenfor Norge.

* Vietas, Nord-Sverige / Statens Vattenfallsverk
* Bolmen-anlegget, Sverige / Sydkraft
* Steigen - Tømmerneset / Nordland Vegvesen.

BRANNSIKRING

Sprøyting av PE-skum i Ålesundtunnelene 1988, og E 68 - Sollihøgda med Robotic 10.

En Perlitebasert mørtel med EE-stålfiber godkjent mot Hydrokarbonbrann (1100 °C i 120 min., 2 cm tykk).

Denne lettbetongen har mange gode egenskaper som bør utvikles for konvensjonell betong.

FREMTIDSVYER

* Teknisk utvikling
* Sprøytebetongkomiteen
* Spesifikasjoner / kvalitet
* Entreprenør klassifisering / arbeidstilsyn

I Sevilla, Spania skal det konstrueres et betongrør (diam. 6,8m., lengde 50 m) med en kurvet radius på 80 m. Dette skal utføres i stålfiberarmert sprøytebetong, og skal brukes som utstillingsplass for Norge på verdensutstillingen EXPO 1992. Den mest avanserte teknologi for dimensjonering, sammen med mange andre tekniske og praktiske ressurser fra utførselssiden, vil forhåpentligvis bli en ny giv fremover for andre prosjekter. Et fullskalaprosjekt i desember, her i Norge blir sett på fram til med spenning.

Et annet interessant brannsikringsprosjekt gjennomføres i disse dager i Hammerfest. Dette er et EUREKA-prosjekt, hvor fullskala tunnelbranner skal utføres i en veitunnel. Den før omtalte Robotic 10 mørtelen er pålagt i hovedbrannkammeret i 80 m's lengde. Resultatene vil foreligge i første del av 1991.

NORGE

Mange av oss har kalt vår sikringsmetode for den Norske fjellsikringsmetoden, så la oss fortsette med det. Den ligger etter manges felles innsats, og forskjellige grunner, idag et hestehode foran de fleste i verden. Det er denne delen av tunneldriften som har blitt utviklet mest de siste 10 - 12 årene. Det er muligens det mest salgbare konsept for eksport innenfor bransjeområdet. Men, det er allikevel viktig å rope ut et "varsku" for fremtiden.

I tiåret 1978 -88 lå markedet på anleggsiden på et ganske høyt nivå. De største entreprenørene satt med egne avdelinger innen fjellsikring, som utviklet og dokumenterte metoden. Konsulentfirmaene hadde gode tider, byggherrene hadde kanskje en annen innstilling, og vi hadde en sprøytebetongkomite som kom aktivt i utviklingen.

Etter 1988 har det skjedd svært lite. Markedssvikten har blitt en sovepute. De før nevnte spesialavdelinger hos entreprenørene har mer eller mindre opphørt. Tekonologien blir praktisert av nesten hvem som helst i det praktiske liv på en måte som kan få dystre følger når som helst.

Byggherrene får ta sin del av ansvaret sammen med konsulentene, som i mange tilfeller har spesifisert feil, og på en slik måte at de gir grunnlag for gjennomgåelse av både kvalitet og riktig utførelse. Geologer og erfarne formenn med fjellskunnskap har blitt sjeldnere og maskinoperatører har overtatt mer, slik at det nesten har blitt en slags industrigren.

Sprøytebetongkonseptet hat uten tvil vært med på å dra i denne retning, da denne er fullmekanisert i likhet med borerigger og annet avansert utstyr. Aldri har vi drevet så mye tunnelmeter pr. uke som vi gjør i disse tider, og hvor det er dårlig fjell, er det sprøyteriggen som bestemmer inndriften, ikke lenger boreriggen.
Stuffrensk og etterrensk er snart blitt en sagablott, dersom ikke forholdene er katastrofale. Etterbolting er i mange fall skrevet i kontraktene. Alt dette er vel og bra, og det har vært en del av målsettingen for de mange av oss som har utviklet denne fjellsikringsmetoden. Men da er det regnet med kvalitet på utførelsen, samt riktig dimensjonering. Her kommer nemlig en ganske merkelig sak inn, som vi har påtalt i mange år.

EKSEMPEL:

På en vegtunnel eller fjellhall i Norge krever byggherre entreprenørklassifisering, og om de utfører den i egen regi, gjelder samme klassifisering.
En hel rekke krav til folk og maskiner, samt sertifiserte folk for behandling av eksplosiver stilles, og følges opp.
Her foreligger sikkerhetsforskrifter i massevis for oljesøl, rekkverk på ladekorger, hydraulsylindere etc., som arbeidstilsynet inspiserer og håndhever.

Underveis i dårlig fjell, f.eks. sprakefjell tar byggherre / entreprenør inn en hvilken som helst utøver av sprøytebetong, som utfører sikring, i på- og bakstuffsituasjoner hvor kravene til kvalitet reguleres i takt med utøverens kyndighet.
Kvalitetsoppfølging er i mange tilfelle et glemt kapittel. Den norske metoden har nemlig en ulempe fremfor den gamle, og det er nødvendigheten av kunnskap i betongteknologi og utførelse, for å nå nødvendige krav. Dette betyr, selv for de som innehar denne kunnskapen, en kvalitetsplan og skikkelig opplært, og helst sertifiserte operatører. Man skal også huske en annen ulempe med sprøytebetong. Når den er lagt på fjellet, er alt grått, slik at en visuell observasjon av en geolog er umuliggjort. Sprøytebetonglaget sammen med boltene er i dag den sikkerheten tunnelmannskapet arbeider under daglig og setter tillit til, og deretter publikum som i årrekker skal trafikkere under denne sikringen. Derfor bør denne sikkerheten og kontrollen oppdateres på en skikkelig måte i likhet med de andre delene av sikkerhetsopplegget, som er langt mindre risikabelt enn sprøytebetonglaget. Hvis det ikke settes skikkelige krav til denne delen, vil vi om kort tid være tilbake i 1978, hvor alle trodde på armeringsnett og et tynt lag med tørrsprøytebetong av gammel vane.

Dette burde vært et ansvar for i første rekke sprøytebetongkomiteen, om den fortsatt er i funksjon og for arbeidstilsynet fra myndighetenes side. Videre utviklings, og FOU arbeider vil være høyst nødvendig av metoden. Det er enda mange ting å forbedre. Slutter den nå i dårlige tider mister vi fort den fordelen som er opparbeidet.

SUMMARY

Steelfibre reinforced shotcrete as a means of rocksecuring has since 1978 on, been well developed compared to other tunneloperations. Rocksecuring and rockstabilization by use of steelfibrereinforced shotcrete, is now being called "The norwegian rocksecuring method".

The extensive researchprograms leading to more effective shotcreting robot equipment, the evaluation of various types and qualities of steelfibre and improving results of alternative concrete and materialmixes, have together contributed to the successful development of the shotcreting process.

The use of steelfibrereinforced shotcreting, is continuously expanding. The shotcreting method is now replacing various conventional concreteoperations - especially those related to tunnelling being secured by rockbolting.

Sivilingeniør Arne S. Simonsen, NOTEBY A/S

Innlegg gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

PROFESSOR NILMAR JANBUS SENTRALE AKTIVITETER OG MERKESTEINER

THE CENTRAL ACTIVITIES AND MILESTONES OF PROFESSOR NILMAR JANBU

Professor Lars Grande
NTH, Institutt for geoteknikk

SAMMENDRAG

Professor Janbu er i høst 69 år. Dette betyr at han i følge norsk lov vil være pensjonist neste Geoteknikk-dag. Vi føler oss forvisset om han kommer til å være en i høyeste grad aktivt arbeidende pensjonist, det er fare for at det i hovedsak er avlønningen som i første rekke vil endres, arbeidsevnen og viljen vil nok fortsatt ta pusten fra oss som forsatt vil ha gleden av å se ham til daglig.

Vi synes at det kan være grunn til å benytte denne anledningen til å se litt tilbake på professor Janbus sentrale virksomhet til fremme av norsk og internasjonal geoteknikk gjennom alle år. For de fleste av oss har Janbu alltid vært her. Han har vært lærer for langt de fleste av oss, og han har alltid hatt tid til å støtte oss i praktisk anvendelse av de prinsippene han har sendt med oss gjennom undervisningen.

Dette innlegget vil i første rekke ta sikte på å belyse sentrale faglige merkesteiner som ligger igjen i Janbus fotefár.

SUMMARY

Professor Nilmar Janbu has recently reached an age of 69 years. This means that by the next Geoteknikk-dagen he should retire and have his pension according to the Norwegian laws. We doubt that he enters any quiet stage by this. We look forward to see him among us at our institute for many future years, vigourously exerting his energy to the benefit for all of us.

However, we take this opportunity to review professor Janbus central activities promoting national and international geotechnics through these years.

At this occation we like to concentrate on the professional milestones that Janbu has created during his professional life.

JANBUS GEOTEKNISKE LØPEBANE

LYKKELIGE TILFELDIGHETER

Turbulensen etter krigen førte til at Janbu en dag i 1948 stod i Boston med et kraftig avkortet studiestipend og en nesten ferdig doktorgradsavhandling om hengebruer i vesken. Ved Harvard fant han en kontordør som bar det skandinaviske navnet Westergaard. Dette utnyttet han til en kort konsultasjon med en "kjentmann". "Kjentmannen" antydet at han måtte være gal som ønsket å forsterke Skandinavia innen faget Statikk, ettersom Skandinavia allerede etter hans mening var proppfull av velkvalifiserte statikere. Han nevnte samtidig den skrikende mangelen på geoteknikere i samme geografiske område og påpekte at verdens ledende geoteknikere holdt hus "like borti gata". Kort etter var Janbu innskrevet ved Harvard som doktorgradstudent i geoteknikk under Terzaghi og Casagrande.

Under studietiden var Janbu som mange andre studenter under Terzaghi den gangen, engasjert i byggingen av vegfyllinger over Salt Lake. Erfaringen fra disse fyllingene kom senere godt med da Janbu prosjekterte den "umulige" vegforbindelsen med Tautra i Trondheimsfjorden.

KAST FAGLIGE STENGSLER

For en NTH-student som var vant til mellom-europeisk foreleserstil med tversoversløyfe og alle faglige problemer løst og fastspikret, var første forelesning et sjokk. Inn kom en uryddig person med synlig skjorteflak, hilste forsamlingen med et "Hey Folks" og åpnet med en bekjennelse om at vedrørende dagens emne visste man ingen ting, "We have not even scratched the surface".

Janbu har aldri siden godtatt noen uttalelse eller utvikling som binder unge menneskers oppfatning av "evigvarende" sannheter og "ferdige" løsninger. Han har alltid bestrebet seg på å gi ledesnorer og retningslinjer i det håp å inspirere til å tenke om igjen, av og til har han vært nesten bevisst "upedagogisk" nettopp for å hindre at tanken skal stivne for tidlig.

HJEM TIL NORGE

I 1954 tok Janbu sin Dr. Sc. ved Harvard. Han var en stund ansatt i det amerikanske entreprenørfirmaet McDermott & Co og vant anbud på bygging av "express-way"- anlegg rundt Chicago ved å bruke mest mulig (!) betong. Til tross for smigrende tilbud om fortsatt amerikansk karriere, valgte han å vende tilbake til Norge og Trondheim. På denne tiden ble Norges geotekniske institutt dannet under ledelse av Lauritz Bjerrum. NGI opprettet et Trondheimskontor der Janbu ble avdelingsleder. Kontorets viktigste oppgaver var å yte undervisningsassistanse i faget Fundamentering ved NTH, samt å yte konsulenttjenester i det geoteknisk sett meget interessante området Trøndelag.

Stedsvalget for avdelingskontoret var gunstig. Skredet i Ilsvika i 1950, flyteskredundersøkelsene på Trondheim havn, stabilitetsundersøkelsene på Bakklandet og på Høgskoleplatået i 1954, og analysen av Furre-skredet i Namdalen i 1959 bidro alle til den raske oppbyggingen av Norges Geotekniske Institutt generelt, og faget geoteknikk i Norge spesielt. Aktiviteten inne på

avdelingskontoret i Innherredsveien var høy! Trøndelagsområdet har forøvrig hele tiden vært hjemsøkt av større og mindre skred, både i kvikkleire og i grovere masser, slik at skredinteressen og -erfaringen er blitt godt pleiet.

SENTRALE AKTIVITETER

Janbu har selv holdt foredrag i forbindelse med Lauritz Bjerrums Minneforedrag No. 12, der han så tilbake på utviklingen av geoteknikken fra et undervisningssynspunkt. Dette foredraget måtte nødvendigvis dreie seg mye om utviklingen av fagfeltet slik det artet seg ved NTH, [1].

UNDERVISNING PÅ NTH

NTH oppdaget etterhvert fagfeltet geoteknikk og Janbu ble i 1958 utnevnt til landets første (og i mer enn 20 år eneste) professor i geoteknikk. Stillingen var i starten en deltidsstilling (professor II). I 1961 ble den omgjort til et fullt professorat og institutt for geoteknikk var dermed opprettet med en stab på tre personer. Parhestene Janbu og Kummeneje skilte med dette lag, Janbu ble universitetsansatt forsker og lærer, mens Kummeneje dannet eget firma og tok over den konsultative delen av virksomheten ved Trondheimskontoret. NGI's avdelingskontor i Trondheim ble dermed nedlagt.

Instituttet ved NTH vokste med oppgavene. Det omfatter i dag 6 professorater/amanuenser i en stab på i alt 12 personer. I samliv med instituttet lever også SINTEF Avdeling for Geoteknikk som omfatter like mange mennesker, slik at den gruppen som Janbu har bygget opp i NTH-SINTEF-miljøet idag er på ca 25 personer.

Janbus undervisningsvirksomhet har alltid vært preget av en åpenhet til og respekt for faglig undring, og en tilsvarende mangel på respekt for "vedtatte sannheter". Hans møte med Harvard har for alltid preget ham i så måte. Jeg har aldri opplevd at en student har angret på å stille et spørsmål til Janbu, på tomannshånd eller i auditoriet. Utallige er de hovedfagskandidater og medarbeidere som har vandret nedbrutt inn på Janbus kontor og kommet ut igjen med glød i øynene og visshet om at de var i ferd med å flytte erkjennelsesgrensene. Aldri fant han problemene så interessante som når resultatene tydet på å gå motsatt av hva som var forventet å være "akseptert sannhet". Dukker man inn i den turbulensen som da oppstår, kommer man enten ut med ny erkjennelse eller en sterk overbevisning om hvorfor det gamle standpunkt var rett!

Grunnkurset Geoteknikk var obligatorisk for alle bygningsingeniørstudenter, særkurs ble gitt som hoved- og støttefag. Alt undervisningsmateriell måtte bygges opp fra grunnen av på norsk og tilpasset norske forhold. Det har hele tiden vært et hovedprinsipp for Janbu i undervisningen at han har holdt frem de enkle grunnleggende prinsipper. Disse har aldri fått vike for kravet om detaljerte tilpasninger av tvilsom ekstrapoleringsverdi.

Undervisningsmateriellet har alltid blitt til underveis, i forbindelse med kursene på NTH, ved NIF-kurs og i form av artikler. Det er typisk at mesteparten av hans produksjon har vært dagsaktuell, men likevel bygget på så varige prinsipper at artiklene og kursmateriellet har kunnet tjene som lærebokstoff i mange "studentgenerasjoner".

RÅDGIVNING

Praktisk rådgivning har alltid stått Janbus hjerte nær. Til tross for at hans hovedoppgave har vært å bære frem den akademiske delen av norsk geoteknikk, en oppgave Janbu har løst med glans, er det også dukket opp situasjoner der han har kunnet bidra både med sine fabelaktige analyseevner og sitt praktiske skjønn. Med kraft og tyngde kunne han spare et byggeprosjekt med flere mill kr. i løpet av et byggemøte på et par timer.

En konsulent som brukte ham mye som rådgiver på skråningsstabilitet, uttrykte en gang at en nyutdannet sivilingeniør kunne forventes å komme frem til en konklusjon om en skråningsstabilitet i løpet av noen dager, en erfaren medarbeider kunne klare det på ned mot en halv dag, mens Janbu brukte fra 5 til 15 sekunder avhengig av vanskelighetsgraden!

KOMITEER OG UTVALG, INTERNASJONAL PUBLISERING

Komitéer og utvalg har tatt mye av Janbus tid gjennom årene. Han satt permanent i NGIs styre i en årrekke, han er æresmedlem av NGF, han har vært brukt av den internasjonale foreningen i eksekutivkomité og i spesialkomitéer.

Spesielt har han vært flittig deltaker på geotekniske konferanser. I pionertiden som Janbu var slik en aktiv deltaker i, var disse konferansene kanskje de viktigste fora for fagets utvikling. For de fleste var konferansene de fremste muligheter til å bryne seg mot fagfeller og å la seg inspirere til nye forskningsfremstøt. Dessuten var deltagerantallet håndterlig, man møtte stort sett de samme personene. Janbu har gitt bidrag i de fleste vesentlige konferanser i vår del av verden i denne nybrottstiden. Dette har gitt instituttet en bred internasjonal kontaktflate, og representerte virkelig effektiv internasjonalisering!

I vår tid kan man kanskje når nå ettertanken melder seg, beklage at det ikke ble mer tid til å publisere i de geotekniske tidsskriftene, men man må skjønne prioriteringen ut fra gårsdagens situasjon. Det får eventuelt bli neste generasjons geoteknikeres oppgave å kaste seg over tidsskriftspublikasjonene.

MERKESTEINER

Det er så på tide å se litt på de faglige merkesteinene Janbu har reist for oss her i Norge og som vi i dag kan navigere etter. Ettersom disse steinene "alltid har vært der" for mange av oss, er det grunn til å minne om at det har kostet slit og svette å få også disse steinene på plass.

DEN FØRSTE NORSKE HÅNDBOKEN I GEOTEKNISK PROSJEKTERING

I pioner-perioden tok NGI ved Janbu, Bjerrum, Eide og Kjærnsli på seg å utarbeide en håndbok i geoteknikk for havneingeniører. Denne ble utgitt i NGI's publikasjonsserie og fikk nummeret 16. Uten forkleinelse for de øvrige aktører, må det være riktig å påstå at Janbu var den drivende kraft i utarbeidelsen av denne publikasjonen, mens de øvrige medforfattere i første rekke tjente som et kritisk redaksjonsråd. Rådet var meget kritisk, det ble mange turer til Oslo for den unge og ambisiøse Janbu. Resultatet, "NGI-16", ble en meget anvendelig og grunnlagsorientert håndbok

som gikk rett på sak når det gjaldt de vanlige geotekniske dimensjoneringsoppgaver, stabilitet, bæreevne, jordtrykk og setninger. "NGI-16" finnes fortsatt i bokhyllene til etablerte geoteknikere, men den har dessverre ikke vært trykket i nye opplag på 20 år.

FORSKNING PÅ NTH

Da institutt for geoteknikk ved NTH ble opprettet, var både Bjerrum og Janbu enige om at instituttet ikke skulle være noe uformelt underbruk av mektige og verdenskjente NGI. Janbu ville og måtte stå på egne ben. Geoteknikkfaget var i en fase der behovet for grunnleggende erfaring om jordartsoppførsel i felt og laboratorium var påtrengende. NGI opparbeidet seg et verdensry i grunnleggende laboratoriearbeid og feltmålinger. Janbu fant, med sine langt mindre ressurser, de største utfordringene i å utvikle grunnleggende regneprosedyrer og fremfor alt i å systematisere grunnleggende beskrivelse av jord "i byggeteknisk henseende". Men han fant også plass til å bygge opp en meget veldrevet laboratorieaktivitet ved NTH, og denne har vært meget viktig for å kunne bygge undervisningen og utviklingen i faget opp på interaksjonen mellom teorimodeller og relle målinger. NGI stilte i tillegg beredvillig måledata, også av topp kvalitet til rådighet. Janbu hadde den fordelen at han måtte tilrettelegge målinger og resultater slik at de kunne tjene som en pedagogisk basis for studentene når de skulle lære seg faget. Studentene hadde selvfølgelig bakgrunn i klassisk mekanikk, fysikk og matematikk, men ingen ballast av geotekniske konvensjoner. Janbus forskningsaktivitet ble derfor preget av en kamp mot det "empiriske dilemma" som preget internasjonal geoteknikk.

STABILITET

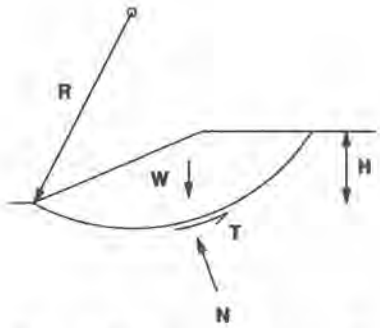
Stabilitet i geoteknisk forstand har fått sitt navn ut fra vurderinger om en skråning ville være "stabil" under visse forutsetninger. Begrepet geoteknisk stabilitet har intet med det klassiske mekanikkbegrepet.

Stabilitetsberegninger er jo en "klassisk" geoteknisk øvelse, med bakgrunn i Fellenius virksomhet fra like etter århundreskiftet. I 1950-årene var mange ledende geoteknikere opptatt av problemet, og det dukket opp mange "metoder" eller rettere sagt regneprosedyrer med innebygde antagelser (Bishop, Brinch Hansen, Morgenstern & Price osv.). Janbu var tidlig med i utviklingen av slike metoder, avhandlingen ved Harvard ble levert i 1954. Samme år presenterte han Lamellemetoden (i en noe uferdig form) i Stockholm. Praktiske regneprosedyrer for sirkulærsylindriske og sammensatte skjærflater ble presentert i NGI-16 i 1956.

Til forskjell fra alle de andre "metodene" som ble lansert, regnet Janbu konsekvent alle mellomregninger på *spenningsbasis* og ikke som krefter. Bare den som har slitt seg gjennom slike numeriske beregninger for hånd kan antagelig verdsette denne detaljen høgt nok! Det er utrolig hvor mye større kontroll og "tallfølelse" man har ved å regne på spenningsbasis.

Stabilitetskart

Stabilitet av naturlige skråninger var emnet for Janbus doktoravhandling ved Harvard. Harvards bulletin 46, som gir resultatene av arbeidet hans, har vært en internasjonal "bestseller" i sin klasse. Her behandles skråningsstabilitet dimensjonsløst på en frapperende enkel og grunnleggende måte. Problemformuleringen skjer i en stilisert, homogen skråning med gitt helning og høyde, figur 1.



Figur 1. Stilisert skråningsprofil.

Skjærkraften T og normalkraften N som virker langs en valgt sirkulær skjærflate i profilet, er gitt av klassiske likevektsbetingelser. De tilhørende skjær- og normalspenningene finnes ut fra disse kreftene og av en antagelse om fordelingen av spenningene over skjærflaten.

For såvidt enkle forhold kunne man løse problemet numerisk og presentere resultatene i form av dimensjonsløse parametre gitt i stabilitetskart. Dette var kjent før Janbus tid [2]. Janbus bidrag ligger i at han utvidet problemet med korreksjonsfaktorer som gjør det mulig å ta vare på indre og ytre vannstand i skråningen, vannfylte tørrskorpesprekker og terrenglaster, samt at han utvidet og systematiserte kartene. Dessuten innførte han konsekvent sikkerhetsfaktoren som en entydig definert invers mobiliseringsgrad, ligning 1.

$$F = \frac{1}{f} = \frac{T_f}{T} \qquad \text{Lign. 1.}$$

der:

T_f er den skjærkraften som ville gitt brudd ved samme normalkraft N.

Dette gjorde det mulig å utvide kartene til også å gjelde det generelle tilfellet av styrke, ligning 2.

$$\tau_{fc} = (a + \sigma' \cdot \tan\phi) \qquad \text{Lign. 2.}$$

der:

$a = \frac{c}{\tan\phi}$ = attraksjonen som er å oppfatte som en *tilsynelatende*, allsidig effektivspenning i materialet.

$\tan\phi$ = friksjonen i materialet.

σ' = den effektive normalspenningen som virker i skjærflaten.

Videre ryddet dette opp i rekken av forskjellige sikkerhetsbegreper for definisjon av skråningsstabilitet. Det ville etter min mening være en stor fordel om vi kunne fortsette å holde oss til denne entydige definisjonen, selv om det kan argumenteres sterkt også for andre definisjoner av sikkerhetsmarginer.

Lamellemetoden

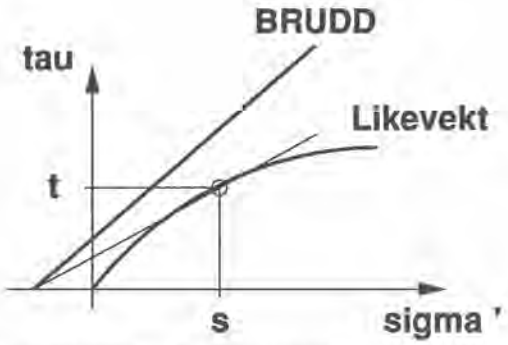
Ved svært komplekse stabilitetsproblemer kan det være vanskelig å modifisere bruken av stabilitetskartene slik at man er tilstrekkelig nøyaktig ved vurderingen av innvirkning av uryddig geometri, sterk lagdeling, ytre laster og grunnvannsstrømning. Behovet dukket opp ved vurderingen av en kontrafylling nedenfor daværende Materialteknisk Institutt på Gløshaugen. Skråningen under fyllingen viste seg å inneholde et dobbeltkrumt kvikkleirelag. Problemet fødte Lamellemetoden som kunne beskrive spenningstilstanden langs en skjærflate av vilkårlig form. Janbus genistrek lå her i at han beskrev kraftforløpet mellom lamellene ved hjelp av trykklinjen. Dette er en fysikalsk forståelig beskrivelse av en kompleks sammenheng. Andre metoder er betydelig mindre fysikalsk forståelige, noen er tilmed direkte gale.

Regneprosedyren er lagt opp slik at man i tillegg til sikkerhetsfaktoren også får detaljert kunnskap om spenningskomponentene langs den valgte skjærflaten.

Lamellemetoden er fremdeles høyst livskraftig. Allerede i London-konferansen 1957 ble den brukt til å bestemme romvektsleddene i jordtrykk- og bæreevne-koeffisienter. Den er fortsatt instituttets viktigste ingeniørverktøy ved vurdering av vanskelige jordtrykk-, bæreevne- eller skråningsstabilitetsproblemer. Det er ikke dårlig, 36 år etter unnfangelsen!

Kritiske likevektskurver

En naturlig konsekvens av arbeidet med stabilitetskartene var at Janbu også valgte å fremstille spenningstilstanden i en skråning ved hjelp av kritiske likevektskurver. Dette er en avansert form for dimensjonsløs fremstilling, men uhyre oversiktlig når den mestres.



Figur 2. Kritisk likevektskurve, prinsipp.

Ved denne fremstillingen er det mulig å sammenligne resultatene fra styrkemålinger i et treaksialforsøk direkte i samme plott med de midlere spenningskombinasjoner som er nødvendige for likevekt. Vurderingen kan da gjøres direkte uten å gå veien om skjærfasthetsparametre og sikkerhetsfaktor.

Fremstillingen er meget kraftfull for å kunne vurdere den direkte effekten av parametervariasjoner. Fremstillingen rommer også muligheten for å kunne fremstille resultatene fra Lamellemetoden eller andre beregningsprosedyrer der *spenningskomponentene* langs skjærflaten er kjent. Man kan tilmed vise spenningskomponentene for hver lamell.

Ideen kom fra Casagrande, men han presenterte den aldri i noen ferdig skisse for praktisk bruk. Janbus stabilitetskart inneholdt allerede de nødvendige informasjonene. Det ble derfor Janbu som kunne presentere slike kurver og systematisk bruke dem.

I prinsippet består de i at man plotter de samhørende gjennomsnittsverdiene av effektiv normalspenning σ' og skjærspenning τ_c for alle skjærflater i profilet i et $\tau - \sigma'$ -diagram. Alle punkter vil da ligge under en omhyllningskurve som betegnes som denne skråningens kritiske likevektskurve. Denne kurven er bare bestemt av likevektsbetingelsene, styrken av jordmaterialet har ingen betydning, bortsett fra at poretrykkstilstanden langs skjærflaten må være kjent. Prinsippene er illustrert i figur 2.

JORDTRYKK

Ved jordtrykksberegninger synes mange i verden omkring oss å ha glemt betydningen av mobilisert veggfriksjon, hos Janbu så mesterlig uttrykt ved det dimensjonsløse ruhetstallet r. Det

er et konsept som er enkelt i bruk, enkelt å definere, men ofte vanskelig å trenge til bunns i når man møter det for første gang. Janbu har også lært oss at det ikke er styrken av jorden bak veggen som er avgjørende for hvilke jordtrykk som oppstår, men den friksjon som er *mobilisert* i jorden. Denne mobiliseringen vil være avhengig av styrke, men også tilfylling, geologisk forhistorie (reminente horisontalspenninger) og veggforskyvninger.

Heller ikke disse prinsippene er alment oppdaget omkring oss, i hvertfall ikke hvordan disse effektene enkelt kan vurderes gjennom å vurdere jordens mobiliseringsgrad $f = \tan\rho / \tan\phi$. Alle mulige tilstander fra passiv bruddtilstand, passiv hviletrykktilstand gjennom isotrop spenningstilstand ned til aktiv hviletrykktilstand og endelig aktiv bruddtilstand kan da beskrives ved å la denne ene parameteren f variere fra 1 til -1, figur 3.

Figur 3. Mulige jordtrykktilstander.

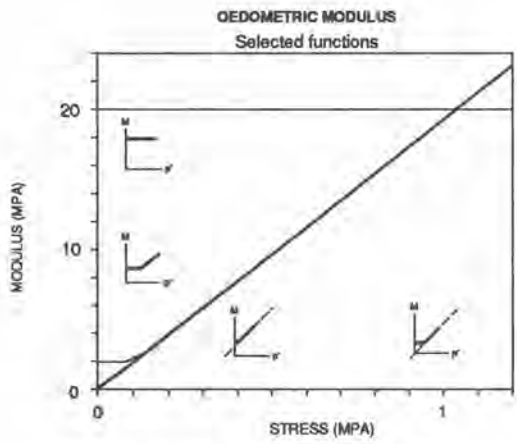
BÆREEVNE

I bæreevneproblematikken vil vi først og fremst takke Janbu for hans utvidelse av det klassiske grunnlaget til også å dekke udrenert og delvis drenert oppførsel av jorden under fundamentet. Det klassiske arvegodset er dessuten forenklet (ved å føre inn attraksjon og ruhet) og numerisk forbedret (bæreevnefaktoren for romvektsleddet). Kombinert med de anvisninger Janbu har gitt for å kunne beregne spenningstilstandene i de tilhørende jordsonene, har vi her fått et uhyre oversiktlig og informativt verktøy til praktisk å kunne vurdere bæreevne ut fra et plastisitetsteoretisk grunnlag.

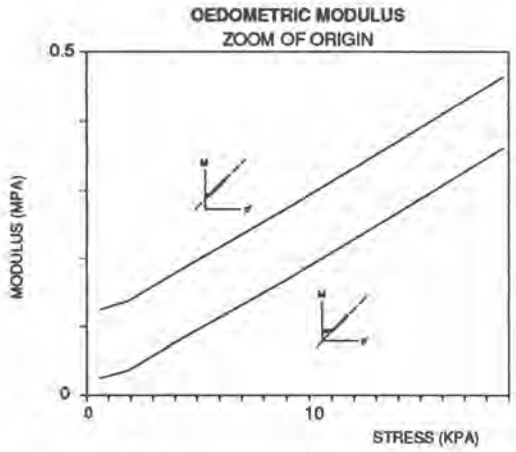
Grunnlaget er så enkelt i bruk at om ønskelig kan det enkelt legges inn på et regneark, med eksakte formler for terrenglast- og attraksjonsleddet, og med tilnærmingsformler for romvekts- og poreovertrykksleddet. Med få tastetrykk får en da ferdig beregnet påkjenninger i jorden, mobilisert ruhet i fundamentfugen og stilisert skjærsonegeometri. Dette er uhyre konsentrerte opplysninger som få i verden er klar over at kan hentes frem så enkelt.

SETNINGER

På feltet setningsberegninger og beskrivelse av jordstivheter har Janbu revolusjonert geoteknikken. Dette kan synes kraftig uttrykt, men det er ikke desto mindre sant.



Figur 4. Foreskrevet modulvariasjon, eksempel leire.



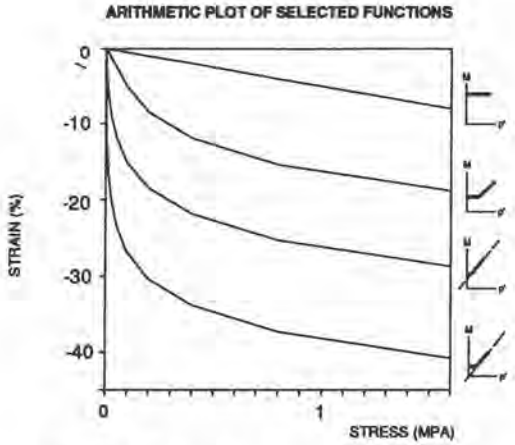
Figur 5. Foreskrevet modulvariasjon ved origo.

Janbu er helt på klassisk grunn når han definerer jordstivhet (ikke kompressibilitet) og når han beskriver stivhetens avhengighet av primærfaktoren, nemlig effektivspenningsnivået.

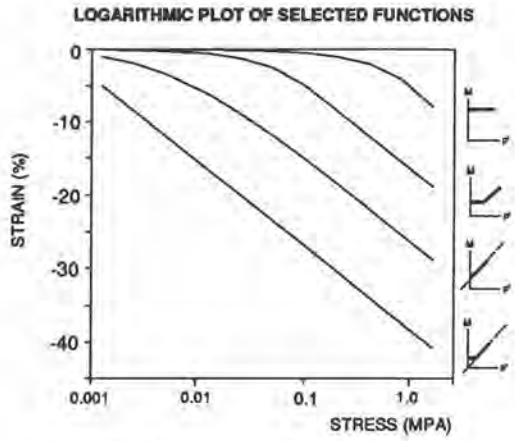
Dette kjente Terzaghi til, han beskrev tilmed denne avhengigheten matematisk i sin europeiske periode. I følge Janbu var det derfor en ulykke at bokhandelen på Harvard var i stand til å levere halvlogaritmisk papir i en kritisk periode i Terzaghis karriere.

Janbu har ryddet opp i beskrivelsesmodellen for ødometermodulen for generelle materialer. I modellen inngår et imperativ om å la jorden få fortelle sin egen historie (i aritmetisk opptegning!), nøye observere karakteristiske overganger (p_c), se figur 4, figur 5, figur 6 og figur

7, og så bruke så enkle matematiske tilpasninger som mulig til de deler av forløpet der stivhetsutviklingen er relativt kontinuerlig.



Figur 6. Tøyninger i aritmetisk skala.



Figur 7. Tøyninger i logaritmisk skala.

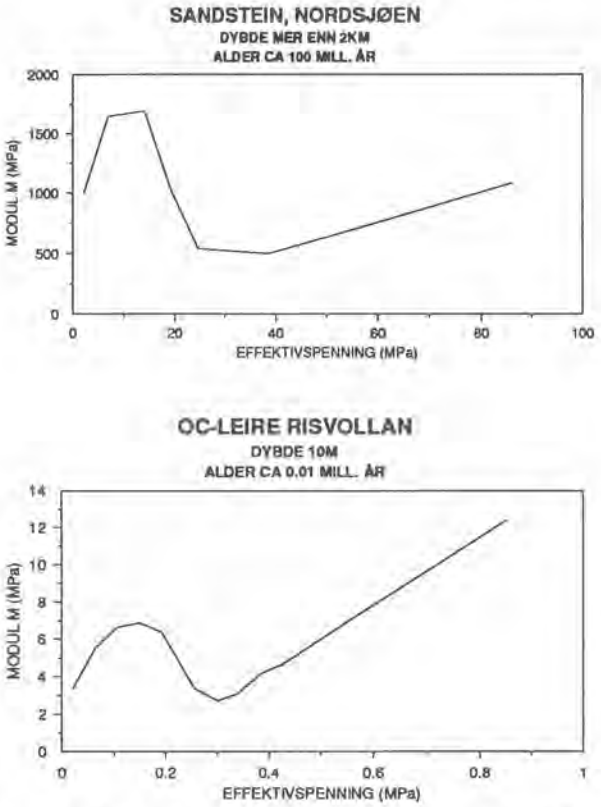
Videre har han gitt oss et rammeverktøy av matematiske tilpasninger som gir en konsekvent *dimensjonsløs karakteristikk*. Gjennom disse dimensjonsløse parametrene kan vi estimere stivhet av aktuelle jordarter, og vi kan med enkle overslag vurdere rimeligheten av målte stivheter og setninger (kvalitetskontroll) fordi de dimensjonsløse rammene er så enkle å håndtere.

Det finnes mange geoteknikere i verden omkring oss som mener at det ikke er mulig å regne setninger på annet enn leire. Janbu har gitt oss et rammeverktøy som dekker alle jordarter, eksemplet i figur 8 viser hvordan rammen overbevisende helhetlig beskriver så forskjellige materialer som Risvollanleire fra Trondheim og sandstein fra Nordsjøen.

Setningers tidsforløp har også vært et sentralt forskningsfelt.

Janbu har ved sin omforming til restpotensial gjort det mulig å transformere den klassiske løsningen for **konsolidering** i et profil med konstant stivhet (ubrukbar for alle praktiske formål) til en løsning som tar med seg effekten av endret jordstivhet i dybden.

Omformingen er matematisk enkel, men motiveringen er ingeniørmessig praktisk og ikke alle har hatt lett for å forstå hensikten. Numeriske analyser viser i dag at transformeringen under gitte forutsetninger er helt nøyaktig og gir den tilsiktede korreksjonen. Under mindre strenge forutsetninger blir svarene ikke teoretisk korrekte, men praktisk meget gode fordi vesentlige



Figur 8. Eksempler på variasjon av ødometermoduler.

effekter på en omtrentlig måte blir tatt vare på.

Kryp eller sekundærsetninger oppstår uten endringer i effektivspenningstilstanden. Den referanserammen som Janbu har gitt oss her er klassisk forankret i motstandsbegrepet på samme måten som modulbegrepet. Han har pragmatisk definert en motstand mot tid! Mange synes å ha problemer med å akseptere at dette kan være en fornuftig definisjon, men utviklingen har vist at det er det. Andre krypmodeller som er foreslått i litteraturen, er udelt mye mer kompliserte og krever flere parametre og mer kompliserte tilpasningsformler til forsøksresultatene, enn de man kan tufte på Janbus enkle motstandsprinsipp. Som Janbu så ofte uttrykker det, er det liten hjelp i flere karakteriseringsparametre enn de som kan bestemmes fra forsøket!

PELER

Bæreevnen av peler har også vært et av de feltene der Janbu har vært svært aktiv. Hans formler for vurdering av pelers statiske bæreevne både på grunnlag av jordens styrkeparametre og på grunnlag av rammeobservasjoner, er kjent langt utenfor landets grenser. Dette er et av de første feltene Janbu gjorde seg bemerket på, men det er typisk for hans vide perspektiv at de samme betraktningene faktisk var utslagsgivende for den endelige dimensjoneringen av et såvidt nytt byggverk som Mjøsbrua.

Janbus engasjement på pelefronten er basert på betydelig praktisk erfaring, det er ikke få peler Janbu har sett trenge ned i bakken!

KUMULATIVE EFFEKTER

Gjennom Nordsjø-aktiviteten har norsk geoteknikk måttet kaste seg i fremste linje når det gjelder effekter av repeterte og dynamisk belastninger. NGI og NTH har valgt forskjellige linjer frem. NGI har med sitt konsulentansvar måttet konsentrere seg sterkt om en nitid beskrivelse av kumulative effekter for konkrete utbyggingsprosjekter, mens NTH kom inn i problemstillingen fra kontrollantens mer overordnede kvalitetssikringsside.

Denne rollen tolket Janbu i første rekke til et krav om å forstå de grunnleggende trekk i jordens oppførsel for repeterte laster, slik at man ved kontrollen kunne representere et uhildet syn på fenomenene og dermed være bedre rustet til å kunne plukke opp de uforutsette effektene.

Motstandskonseptet ble også valgt til å beskrive kumulative effekter. Dimensjonsløse motstandstall ble bestemt for motstanden mot poretrykksoppbygging og mot skjærdeformasjoner. Jordens oppførsel blir beskrevet med referanse til effektivspenning-stilstanden til enhver tid gjennom forsøket og i den aktuelle dimensjoneringsoppgaven.

Eksempler på bruken av det generelle motstandskonseptet er så mesterlig gitt av Janbu selv i hans Rankine-foredrag [3] at jeg ikke skal gjøre noe forsøk på å gjenta dette her.

LABORATORIE- OG FELTUTSTYR OG -PROSEDYRER

Laboratoriet har alltid ligget Janbus hjerte nær. Mange av oss har vært så heldige å få bivåne den entusiasmen Janbu utstråler etter å ha fått et nytt hint om spennende hemmeligheter som skjuler seg i en klump av noe andre vil oppfatte som grå leire.

Entusiasmen smitter. Den som har sett noe av verden vil kunne vite å verdsette at Janbu i India, av alle steder, greide å få ærverdige, akademiske geoteknikere inn på laboratoriet, svart på hendene og med glød i øynene, for første gang i sitt liv observerende et treaksialforsøk "live".

Treaksialforsøk

Selv om Janbu også har kastet seg inn i undersøkelser av innvirkningen av forskjellige kjøreprosedyrer i treaksialforsøk, er det i første rekke *tolkningen* av forsøkene han har bragt oss lengst innen. På et tidlig tidspunkt, midt i 60-årene, begynte Janbu å fremstille forsøksresultatene i spenningsstier, den gang kalt vektorer.

Stiene fremstilte spenningskomponentene på de *kritiske plan* (kritiske spenningsvektorer) og NB! de hadde angivelse av tøyningsnivå, men var noe arbeidssomme å fremstille. Dette ble meget enklere da han gikk over til å fremstille største skjærspenning mot minste hovedspenning (deviatorspenningsstier).

Omtrent samtidig ble lignende diagram populære også ute i verden omkring oss. Ved NTH har vi beholdt deviatorspenningsstien av to grunner som fremgår av figur 9 og figur 10:

1. De fleste treaksialforsøk kjøres med konstant celletrykk. Fremstillingen gir da enkelt et visuelt inntrykk av det poreovertrykket som til enhver tid er i prøven
2. Forskjeller i friksjonen tan ρ blir aksentuert slik at det blir lettere å avsløre særegenheter i forsøket.

Av figurene fremgår det også at Janbus fremstillingsform gir en vesentlig tydeligere markering av eventuell attraksjon. Janbu har ved flere anledninger vist hvor vesentlig det er at man er nøye med bestemmelsen av denne. Attraksjonsløs jord møter vi sjelden i vårt laboratorium.

Udrenert oppførsel av jord beskriver Janbu grunnleggende logisk i ligning 3:

$$\sigma_m' = \sigma_{m0}' + D\sigma_d \qquad \text{Lign. 3.}$$

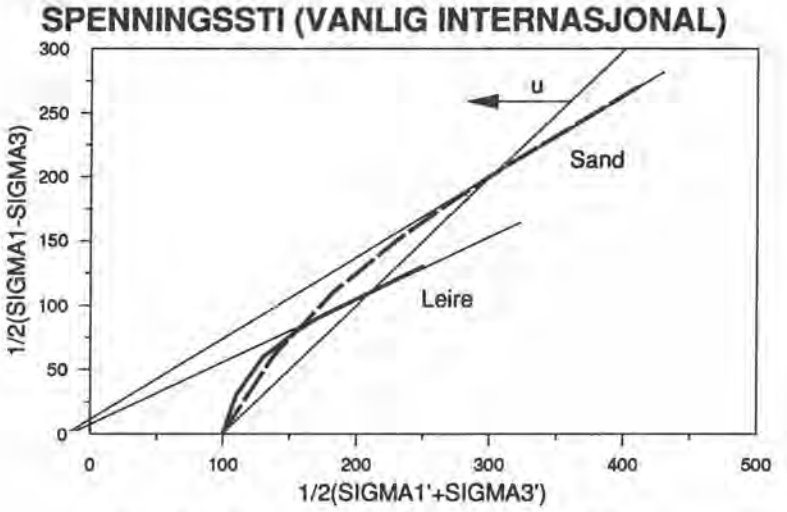
der:

σ_m' = $(\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')/3$
effektiv middelspenning

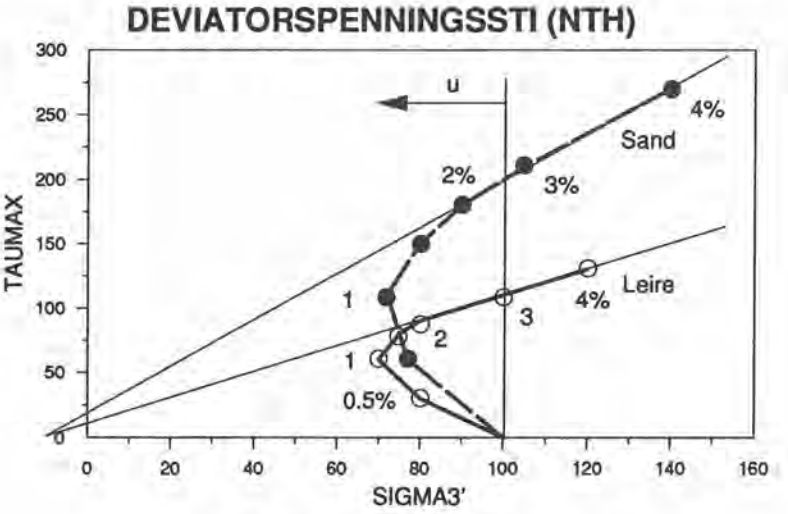
σ_{m0}' = effektiv middelspenning ved endt konsolidering

σ_d = $1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$
deviatorspenning

D = Dilatansparameteren

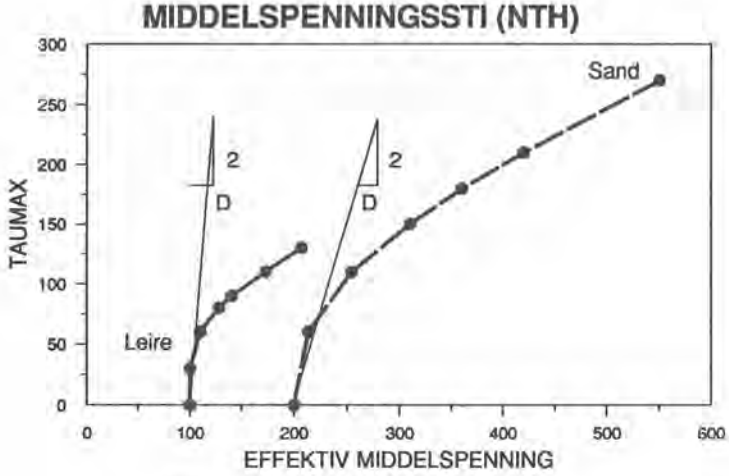


Figur 9. Spenningssti på vanlig internasjonal form.



Figur 10. Spenningssti på NTH-form.

Dilatansparameteren betegner styringslinjen for spenningsstien, se figur 11.



Figur 11. Middelspenningssti gir D.

Ødometerforsøk

Med den store interessen Janbu har vist for jordstivhet, måtte også ødometerforsøkene under lupen. Det viste seg fort at den internasjonale praksis med 24 timers lasttrinn egentlig innebar at man fikk med seg mer enn 23 timer kryp i de fleste leirer, uten at dette ble tatt hensyn til ved tolkningen. Janbu fant at man fikk de samme modultall ved 20 til 30 minutter lasttrinn i de fleste norske leirer, kryp fikk man bedre informasjon om ved å kjøre spesielle forsøk med lengre trinntid.

Etter NTH-prosedyren ble dermed samlet kjøretid for et ødometerforsøk brakt ned fra internasjonal standard på 2 uker til en arbeidsdag.

Ved å forlate det trinnvise ødometerforsøket og gå over til en deformasjonsstyrt pålastning, [4], er det blitt mulig å presse tiden ned ytterligere. Nå blir forsøket kjørt og tolket på en til to timer.

Feltkompressometer

Da Ménard [5] lanserte kompressometeret sitt, mente Janbu den største svakheten lå i at det var den horisontale stivheten som ble målt, mens det er den vertikale stivheten som er mest interessant for praksis.

Han grep da fatt i en gammel ide, skrueplaten, og fikk med god hjelp utviklet et instrument som kunne belaste skrueplaten direkte med konstant last, (uten at stangfriksjonen kom inn i bildet). Feltkompressometeret (skrueplaten) var født. Instrumentet tar først og fremst sikte på å skaffe frem "ødometer-data" i masser som er så grove at man vanskelig kan ta uforstyrrede prøver.

Hovedidéen går ut på at "modellfundamentet" kan etterregnes med vanlige parametre når det gjelder totalsetning (modul,M) og setningenes tidsforløp (konsolideringskoeffisient, c_v). Etterregninger og parallelle prøvetakinger i masser der dette har vært mulig, har bevist anvendeligheten av kompressometeret og det tolkningsverktøyet som er utviklet omkring dette.

Trykksondering med måling av poreovertrykk

Da NGI gikk over til elektronisk registrering av poretrykkene i piezometrene, var man plaget av at trykkmålerene av og til ble sprengt under installeringen.

Årsaken måtte være at det kunne oppstå vesentlig større poreovertrykk ved nedpressingen enn de stasjonære poretrykknivå trykkgiveren var ment å dekke. Kanskje disse poreovertrykkene kunne utnyttes i sonderingsøyemed?

Janbu var tidlig ute med slike funderinger, og i 1973 ble de første piezocone-sonderingene ved NTH gjort [6]. Disse første sonderingene ble gjort i to parallelle forsøk, i et hull kjørte man normal trykksondering, og i et nabohull trykket man ned et normalt piezometer, men med registrering av porovertrykk under nedpressingen.

Igjen valgte Janbu å tolke trykksonderingen inn i et klassisk formelgrunnlag. Ved hjelp av den generelle bæreevneformelen kunne han isolere poreovertrykkets innvirkning på spissmotstanden. Ved tilbakeregning kan man da finne jordens effektive styrkeparametre (a og $\tan\phi$) samt dilatansparameteren D via poreovertrykksparameteren B_q.

De empiriske korreksjonsfaktorene som til syvende og sist må føres inn, har han sin vane tro forsøkt å velge slik at de har en slags ingeniørmessig betydning.

AVSLUTNING

Ved dette tilbakeblikket er jeg blitt slått av hvordan Janbu har maktet å kombinere dette med å være opptatt av relle ingeniørproblemer og samtidig holde oppmerksomheten på faglige hovedprinsipper. Nilmar, du har virkelig demonstrert for oss at det er bryet verdt å lete etter "det store i det små, og det enkle i det store"!

Referanser

1. Janbu, N.(1990)
   Geoteknikk i utvikling - sett fra et undervisningssynspunkt.
   Lauritz Bjerrums Minneforedrag No. 12.
2. Taylor, D. W.(1948)
   Fundamentals of Soil Mechanics.
   John Wiley & Sons, New York.
3. Janbu, N.(1985)
   Soil Models in Offshore Engineering.
   Géotechnique Vol 35, No. 3.
   (The Rankine Lecture 1985)
4. Janbu, N, Tokheim, O and Senneset, K.(1981)
   Consolidation Tests with Continous Loading.
   X ICSMFE, Stockholm.
5. Ménard, L.(1957)
   Mésures in situ des proprietés physique des sols.
   Ann. des Ponts et Chaussées.
6. Janbu, N og Senneset, K.(1974)
   Effective stress interpretation of cone penetration tests.
   ESOPT I, Stockholm, Proceedings, vol. 2:1, pp.129-136.

FREMTIDENS GEOTEKNISKE UTFORDRINGER

FUTURE CHALLENGES IN GEOTECHNICAL ENGINEERING

Nilmar Janbu, professor, Norges tekniske høgskole, Trondheim

SAMMENDRAG

Ut fra egne erfaringer er det gjort forsøk på å drøfte geoteknisk fagfilosofi. Grunnlaget i geoteknikk, jords oppførsel, og analysemetoder er stilt under lupen, og nok en gang er sikkerhetsfilosofien blitt brakt i fokus.

Utfordringene vi allerede har, og de vi forventer å møte er blitt gjenstand for drøfting, tildels basert på egne opplevelser. Det er også trukket frem momenter der vi må feie for egen dør, og der vi har formidable oppgaver innen informasjon, for å overkomme uheldige psykologiske barrierer. Potensialet i norske kunnskaper innen geofagene er fremhevet som betydelig, også i internasjonal målestokk.

SUMMARY

Based on own experiences some aspects of engineering philosophy in geotechnics are discussed. Scientific basics, soil behaviour, and methods of analyses are scrutinized together with safety principles.

Personal opinions are expressed regarding the challenges of today, and those which can be anticipated ahead. Conditions under which we have to change in consultant - client relationships are mentioned, together with psycological barriers which have to be overcome by information. The potential in application of Norwegian geotechnics is emphasized.

INNLEDNING

Det har vært vanskelig å bestemme seg for innholdet i dette foredrag. Hva skulle f.eks. hovedbudskapet være?

Skulle man forsøke å gjette på hvilke konkrete geotekniske oppgaver som fremtiden vil by på, f.eks. innen miljøgeoteknikk? Den vil selvsagt bli meget viktig fremover, fordi mer enn halvparten av geoteknikkoppgavene i Nord-Amerika sies allerede å ligge der. Eller skulle man feste seg ved det kommende 10-års engasjement i store skred på internasjonal basis, og metoder til å varsle slike skred? Også dette vil bli viktige oppgaver i tiden fremover.

Jeg kom imidlertid til at dette var ikke oppgaver hvor jeg var noe bedre rustet til å gjette enn alle andre norske geoteknikere. Derfor måtte jeg finne en helt annen innfallsvinkel, der hvor jeg mente jeg hadde budskap å bringe - forhåpentlig av verdi for fremtidens geoteknikk.

Budskapet vil derfor ligge mer på resonnement og ingeniørfilosofi, enn på konkrete tekniske oppgaveløsninger. Det er da klart at oppfatninger og meninger blir subjektive, og må baseres ene og alene på egne erfaringer, og egne slutninger ut fra situasjoner jeg har havnet i gjennom de siste 45 årene.

For ikke å bli for filosofisk og luftig er det imidlertid nødvendig å bruke eksempler til å utvikle tankegangene, både i fortid og nåtid, for derfra å våge seg på råd eller forslag til videreføring fremover. Foredraget er satt sammen av flere elementer i tidligere foredrag og publikasjoner.

GEOTEKNISK FAGFILOSOFI

Sett fra et undervisnings- eller informasjonssynspunkt, er fagfilosofien noe av det første man må orientere seg i, især hvis man skal projisere fremover.

Insitutt for geoteknikk ved NTH har adoptert og tilpasset seg en overordnet fagfilosofi som vi forsøker å ta med oss sålangt råd er i alle kursene våre og i all vår FoU virksomhet. Byggestenene i filosofien er vist i flytdiagrammet i fig.1.

Det viktigste, det vanskeligste og mest ressurskrevende er å forstå jords indre oppførsel under de endrede, eksterne last-tilstander som et prosjektert byggverk måtte bli utsatt for. Det betyr feltundersøkelser, laboratorieundersøkelser og fremforalt modeller for og metoder til å tolke den indre respons i de jordprøver som testes.

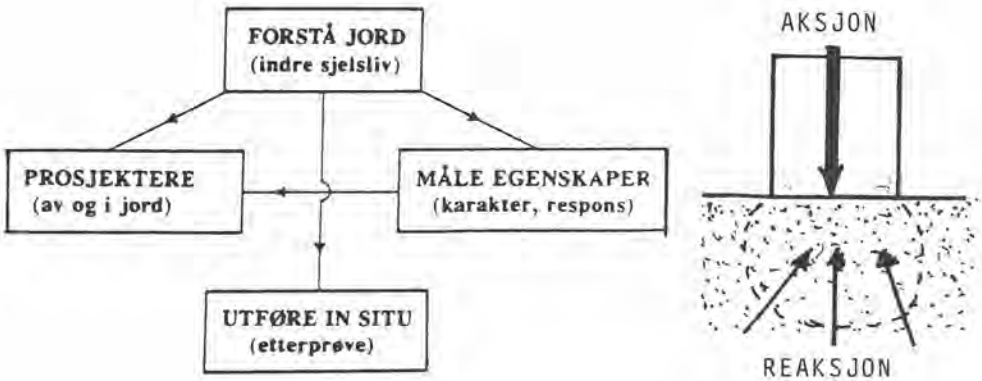


Fig. 1 Byggeklosser i fagfilosofien.

Det er meget viktig å understreke at det er den indre respons i jordarten som vi søker, ikke en "beskrivelse" av den eksterne aksjon vi påfører prøven, slik tendensen ofte har vært. F.eks. er enakset trykkfasthet rent sludder sett fra en leires indre respons, fordi leiren selv bryter sammen ved skjærbrudd på plan som avviker sterkt fra den enaksede trykkretning, altså aksjonen. For å gjenta, det er den indre responsen vi skal ha tak i, ikke den ytre aksjonen, som vi til overmål dikterer selv i et forsøk.

Prosjekteringen må først og fremst bygge på virkelighetsnære jordprofiler og tilsvarende jordartsparametre knyttet til oppførselen av de ovennevnte indre responsmodellene, og ikke til de ytre aksjonsmodellene. Til eksempel snakker vi oftest om fundamenters bæreevne, mens vi som geoteknikere skulle selvsagt si fra at det er jords bæreevne vi mener (under og omkring fundamenter). Selve beregningene i en prosjektering kan ofte

gjøres ved enkle overslag, især i første fase. Slike overslag kan ofte være meget gode, især hvis den grunnleggende jordoppførsel er med i det enkle analysegrunnlaget. Da vil man oftest oppdage at det er bare større detaljrikdom man får når man senere tyr til mere omfattende analyser, f.eks. med store regnemaskinprogrammer. Er modellgrunnlaget det samme i det enkle og det omfattende verktøy vil man kunne trekke fordelene av å ha begge deler. Hvis ikke vil man kunne risikere å bli misinformert, eller forvirret.

Uansett hvor godt vi modellerer og tester jord og foretar modellberegninger så vil det bli en rest av tvil når det hele skal omsettes i praksis, ved bygging i full skala. Det å kunne være forberedt på å måle fullskalaoppførselen er derfor en uvurderlig sikkerhetsventil. Er man i tillegg forberedt på mulige overraskelser og har planlagte mottiltak rede, så desto bedre. Dessuten vil tilbakeføring av fullskalaoppførsel gi korrektiv til det bestående verktøy, og i tillegg representere nyttig erfaringsstoff for fremtiden.

Noen vil nikke på hodet og igjenkjenne hovedtrekkene i denne filosofi fra Terzaghi's publikasjoner. I så fall er det en riktig oppfatning.

For å kunne utvikle fagfilosofien videre har jeg valgt å ta for meg prosjektering til videre drøfting.

GEOTEKNISK PROSJEKTERING

Løsningen av en geoteknisk prosjekteringsoppgave krever kunnskaper, innsikt og ferdigheter på flere delområder. Fig.2. skisserer noen av hovedelementene:

- Grunnlagskunnskap
- Materialkunnskap
- Analyseferdigheter
- Sikkerhetsinnsikt

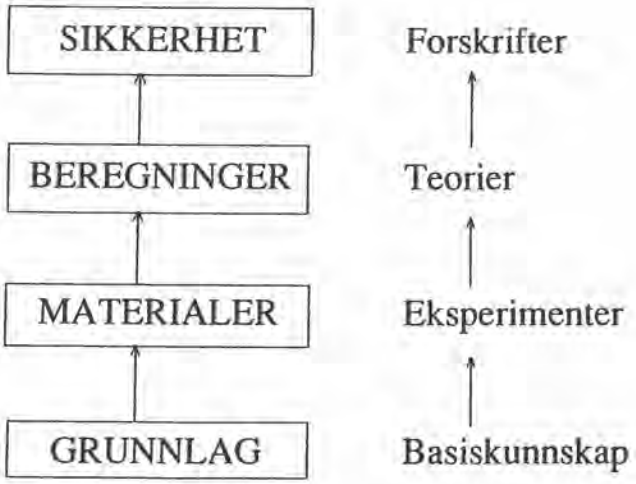


Fig. 2 Hovedkomponentene i en prosjekteringsoppgave.

For årtier siden kunne enkeltpersoner ofte ha fullgod kjennskap til alle disse fire hovedkomponentene i en prosjektering, og dessuten ha brukbar økonomisk innsikt og helhetsteft for en avbalansert optimalisering. I store prosjekter idag er dette bortimot umulig, fordi vi nå er bli langt mer spesialiserte - som en dyd av nødvendighet? En viktig utfordring for fremtiden blir derfor å kunne motvirke de negative sider av spesialisering. Det vil ikke bli lett. Problemene man i så måte kan støte på vil bli belyst med eksempler fra de 4 hovedelementene nevnt ovenfor.

Grunnlagskunnskap hva er vel det?

Et selvopplevet eksempel vil kanskje gi et svar på den holdning vi bør ha til spørsmålet - slik jeg ser det.

En meget dårlig byggegrunn under et prosjektert bygg ble besluttet stabilisert, før utgraving og bygging, ved at et

kvikkleirelag skulle saltbehandlet med elektrolyse over en antatt 3-måneders periode. Etter foreløpige dimensjoneringer av anlegget, inklusive tidsforbruket og elektrisitetsforbruket, kom man til at det ville gå 2 år før den ønskede effekt ble oppnådd. Dette ble det redegjort for i et krisemøte mellom byggherre og konsulent. Byggherren kunne ikke akseptere 2 år, og slett ikke elektrisitetsregning i tillegg, og han var innstilt på å kansellere hele planen, forståelig nok.

En tilstedeværende realist (kjemiker) grep da inn, og reflekterte litt over grunnlaget for kalkylen som førte til 2 år. Han kom til den slutning av jonene i et elektrisk felt kunne vandre med ca. 10 ganger så stor hastighet som selve vannpartiklene i det samme felt, som forkalkylen bygget på, slik som i ren elektroosmose uten salt.

- Det var jo saltjonene som skulle inn i kornskjelettvolumet, og helst ikke vann ut.

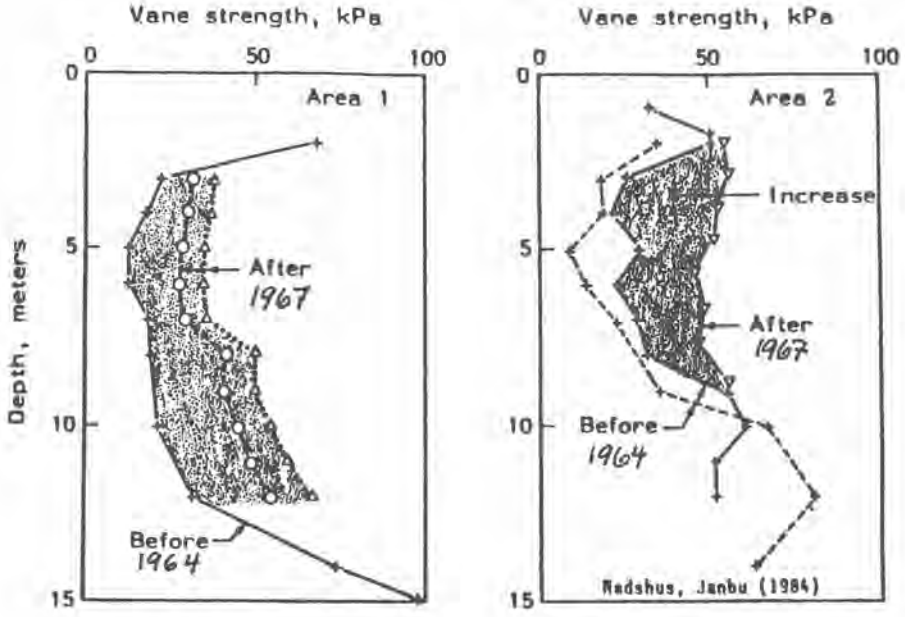


Fig. 3 Elektrolytisk stabilisering av kvikkleire.

Det ble besluttet å gjøre noen pilotforsøk for å prøve denne tesen. Og forsøkene bekreftet antagelsen, og elektrolysen ble vellykket utført nettopp over en 3 måneders periode, og med tilfredsstillende resultat. Årstall 1967, se fig.3.

Dette eksemplet viser at det er meget viktig med kunnskaper i grunnleggende fag. Undervisning og forskning må innrettes deretter, og da slik at f.eks. fysikk behandler inngående de elementære grunnleggende fenomener, og at den ikke degenererer til anvendt matematikk, som drukner selve basisforståelsen.

Materialoppførsel - forstår vi den da?

Tre eksempler skal nevnes, to av eldre dato, og ett fra vår egen tid.

Etterat fjelltunnelen mellom Nationalteateret og Majorstuen ble etablert i 1920-årene, oppsto det sprekker i husene som lå over tunnelen. Huseierne reiste sak fordi de mente at tunnelen hadde skaffet drenasje av byggegrunnen som husene sto på. Da det viste seg at husene sto på leire ble saken avvist med den begrunnelse av leiren var tett, og kunne ikke avgi vann. Svenske og norske sakkyndige sto senere steilt mot hverandre, idet svenskene mente at det var fullt mulig å "drenere" leire over tid. "Søta bror" fikk rett, og huseierne fikk medhold tidlig i 1930-årene.

Et forretningsbygg var planlagt fundamentert på peler i et forprosjekt i slutten av 50-årene. Byggegrunnen var leire, og noen få vingeboringer antydet normalkonsoliderte forhold. Anslåtte setninger, ved direkte fundamentering på banketter og søyle-fundamenter, viste tall på ca. 25 cm totalt, og differansesetninger på opptil 10 cm for NC-tilstand. Det godtok ikke byggherren, pga. muligheter for forringelse av huset, ved oppsprekking og skjeve gulv o.l. Derfor krevde han pelefundamentering, som setningsreduserende tiltak.

Geoteknisk konsulent hadde antydet at de geologiske forhold på stedet kunne tilsi at leiren var noe overkonsolidert, og om så var, ville setningene ikke bli så store som anslått for normalkonsolidert tilstand. Han foreslo derfor noen få ødometerforsøk før pelefundamentering ble endelig fastlåst.

Det kravet ble imøtekommet, og ødometerforsøkene viste et forkonsolideringstrykk som var større enn overlagringstrykket pluss såletrykket fra bygget. Setningene ble nå anslått til et par cm, og den prosjekterte pelefundamenteringen ble bestemt sløyfet. Bygget har ikke satt seg ut over 4 cm, og differansesetningene er mindre enn 2 cm, og det finnes ikke setningsbetingede sprekker i overbygget, etter ca. 30 år.

Dette var i geoteknikkens spedbarnsalder og pubertetsalder, så skismaet var forståelig. Men idag er vi igjen i en analog disputt, men med ankre aktører. Jeg sikter da til vår mangelfulle forståelse av oppførselen av de sedimentære bergarter i Nordsjøen, som årsak til sjøbunnsynkningen, f.eks. på Ekofisk.

Nedsynkningene viste klart at man ikke hadde den nødvendige forkunnskap til å forutvurdere synkningen over tid. Den manglende kunnskap var hvordan de porøse bergartene inni reservoiret, og over og under dette, ville oppføre seg når trykket i reservoiret sank etterhvert som produksjonen av olje skred frem. Og den dag i dag er relevante materialkunnskaper fortsatt mangelvare nr.1. Og ennå den dag i dag mangler viljen og evnen til å lage virkelig avklarende forsøk på de forskjellige materialer som er involvert i disse kompliserte prosedyrer. Det er forøvrig en utfordring for norsk geoteknikik å snu den eksisterende trenden over til å prioritere byggeklossene (materialet) og overbygningen (regneprosedyrene) i en harmonisk helhet som samsvarer med materialenes virkelige oppførsel. Først da vil vi kunne bygge på vår utstrakte kunnskap om oppførslen av våre løsavleiringer, slik fig. 4 gir klar beskjed om.

Fig. 4 viser nemlig at oppførselen av porøs sandsten (og kalkstein) er helt analog med leire, forskjellen er bare at aksene er ca. 100 ganger større for stenen enn leiren. De to materialene, en leire og en sedimentær bergart, viser analog oppførsel også hva kryp angår. En grunnleggende utforskning av de sedimentære bergarters spenning-tøyning-tidsoppførsel er en gedigen og spennende utfordring. Det er ufattelig at bevilgninger til slikt formål ikke gis.

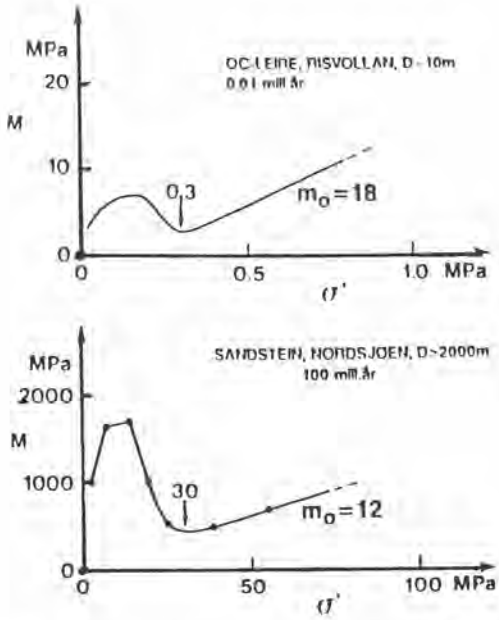


Fig. 4 Grunne leirprøver på land og meget dype sandsteinsprøver fra Kontinentalsokkelen viser analog oppførsel.

Problemet med å nå frem i praksis med enkle forståelige, klassiske grunnprinsipper kan best illustreres ved å gå tilbake til geoteknikkens vugge i Istanbul for vel 70 år siden, og derfra gå noen skritt fremover mot vår tid. Styrke - og setningsproblemer var foranledningen for Terzaghis grunnforskning.

Ut fra forsøk på "tørt pulver" i perioden 1916-20 uttalte Terzaghi i 1925 at både styrke (τ_f) og modul (E) av tørt pulver er enkle, idet begge er lineært avhengig av det intergranulære trykk, i motsetning til fastmaterialer hvor både τ_f og E er konstanter.

"Elastisitetsmodulen" E, bestemt ved ødometerforsøk, uttrykte han slik E = cp. Med dagens uttrykk for motstand, M, sier han at

$$M = m\,\sigma' \qquad (1)$$

Han kaller dette for en erkjennelse av "grundlegender Bedeutung", og i sin bok angir han sogar tallområdet

$$m = 13\text{-}34 \qquad (2)$$

for tørt pulver, nær leirfraksjonen.

Dessverre bygde ikke Terzaghi videre på denne grunnleggende oppdagelse, hva modul eller motstand angår.

I stedet ble e-log p konseptet innført tidlig i 30-årene, dessverre. Denne ulykksalige hendelse forpurret en rasjonell utvikling av setningsgrunnlaget, basert på et enkelt forståelig mekanisk-fysisk grunnprinsipp, slik som

$$\text{Motstand} = \frac{\text{Aksjonsendring}}{\text{Responsendring}} \qquad (3)$$

eller $M = d\sigma'/d\epsilon$.

I 1946 fremla bergenseren Rolf Fadum (senere professor Ralph Fadum) en statistikk over kompressibiliteten av Boston Blue Clay bestemt i ødometer. Fadum hadde da forstått at logaritmeverdien C_c var alene ikke noe mål for kompressibilitet. Derfor samlet han inn verdier for $C_c/(1+e_o)$ mot vanninnhold, og resultatet gjengav Terzaghi og Peck i sin bok av 1948 i Fig.133, som uttrykt i modultall tilsvarer

$$m = 10\text{-}23 \qquad (4)$$

for mettet Bostonleire.

Heller ikke dette viktige resultatet har funnet innpass i den internasjonale geoteknikk i praksis. Istedet så man en serie med empiriske formler for C_c alene uttrykt, (av alle ting) ved plastisitet.

I 1963 ble statistikken over modultall for norske marine leirer presentert i Wiesbaden, og for normalkonsolidert tilstand ($p' \geq p_c'$) fant man at

$$m = 9\text{-}27 \pm \qquad (5)$$

for vanninnhold fra 30% til 60%. Tilbakeberegning av in situ modultall fra setningsobservasjoner i praksis lå innen samme område.

Lærdommen man kan trekke av disse eksperimentaldata er blant annet:

> Mettede norske og amerikanske leirer viste samme kompresjonsegenskaper ($M = m\,\sigma'$) i det normalkonsoliderte område, m = ca.10-25.
>
> Tørt pulver, testet 20 til 40 år før, viste også omtrent samme kompresjonsegenskaper, m = 13-34, og Terzaghi kalte oppdagelsen $E = cp$ (dvs. $M = m\sigma'$) for grunnleggende.

De tre statistiske data som er omtalt, er uvitende om hverandre, og de ligger spredt i tid (ca. 20 års tidsdifferanse) og de ligger langt fra hverandre geografisk (flere 1000 km) og ingen av dem er blitt nevneverdig påaktet i internasjonal faglitteratur, men at de er helt grunnleggende, og frapperende enkle, kan ingen betvile idag. Så Terzaghi's teft i 1925 var nok korrekt den, men du verden så lang tid det tar å erkjenne fundamentale ting, spesielt hvis de er enkle. Hør bare hva Skempton sier i 1960:

> "Like all truly basic ideas, however, the concept of effective stress is deceptively simple, and its full significance has only become apparant quite slowly; but as would also be expected, there were several occasions in the past when it seems almost to have been appreciated, at least in a restricted sense".

Nå, 30 år senere, befinner vi oss fortsatt i samme dilemma, slik jeg ser det. Er ikke det en utfordring da?

Analyser - hva slags?

Det er i den tidlige prosjekteringsfase at hovedvalgene i prosjektet tas. Såvel teknisk som økonomisk kan mange ting da bli så låst fast at det blir vanskelig å endre det senere. Derfor et det viktig at man da er i stand til å utføre enkle overslag over alle relevante forhold som primært innvirker på dimensjo-

neringen og utformingen. Det viktigste er ikke å glemme noe vesentlig, fordi:

- Tabber og uhell skyldes nesten aldri det som er gjort (selv med grove overslag), men det **skyldes** nesten alltid det man ikke har gjort, men skulle ha gjort.

Det kan igjen skyldes at man enten har glemt å gjøre noe man kan eller at man ikke har gjort noe fordi man ikke har kunnskap om det, eller noe så prosaisk, men akk så vanlig, at kommunikasjonen har sviktet. F.eks. skled fronten av en fylling på leire ut en natt. Årsak: Maskinføreren hadde kvelden før lagt ut en ekstralfyll på ca. 2 m ute på fyllingstippen, for utdosering neste morgen. I den geotekniske rapporten sto det klart at maksimum fyllingshøyde på det tidspunkt var kjøreplanet, og ingen overlast. Men se det hadde maskinføreren ikke fått tydelig nok beskjed om.

Siden jeg formoder at de fleste er enige så langt, så kan man spørre om det er noe vi må vokte oss for fremover hva geotekniske analyser angår. Ja da, to forhold skal nevnes:

Kommersielle programmer kan idag representere et større onde enn gode. Især hvis programmene ikke klart tilkjennegir basisgrunnlaget og forutsetningene. Bruk av unødig store programmer kan også psykologisk sett være uheldig, fordi man kan få en falsk trygghetsfølelse, pga. den imponerende tallmengden som man ofte ikke vet hva man skal gjøre med. Ved innkjøp av programmer eller delkomponenter har vi ofte erfart at vi har måttet teste ut og justere grunnpillarene, og dessuten lage egne rutiner for å bearbeide de viktigste tallinformasjoner så oversiktlig som mulig, slik at de da kan nyttes som del av den praktiske beslutningsprosess, som jo er hensikten tilslutt. Men det største detektivarbeidet ligger oftest i å finne ut hvilke grunnpillarer og forutsetninger programmet er basert på.

Innen konsulentvirksomheten offshore har det ubevisst utviklet seg en del "prosedyrer" i samspillet mellom byggherre og konsulent som jeg anser for å være uheldige. Jeg tenker da spesielt på de tilfeller der konsulenter blir bedt om å beregne eller dimensjonere ut fra kun ett gitt regelverk eller en bestemt formel. Argumentet er at man må benytte kun kjent teknologi,

såkalt "state of the art" prosedyrer, helst internasjonale selv for norske forhold. Noen ganger har det ligget et indirekte "forbud" mot å anvende andre redskaper. Dette er tendenser som norske representanter må samarbeide om å få snudd, der tendensene er diktert utenfra, men anvendt på norske forhold. Det må være selvinnlysende at f.eks. i så kostbare byggverk som offshorekonstruksjoner er, så må bare det beste være godt nok. Og det beste er å belyse forholdene fra alle kanter, og gjennom bruk av den fremste kunnskap å kunne gå utover "the state of art". Det er fortsatt god latin at "spesielle oppgaver, krever spesielt verktøy".

Sikkerhet - hva er vel det?

I alle større prosjekteringsoppgaver i praksis må de prosjekterende dokumentere at prosjektet har tilstrekkelig sikkerhet i henhold til gjeldende sikkerhetsforskrifter for dimensjoneringen.

I vårt land gikk man over til et nytt forskriftsprinsipp rundt 1970. Før den tid var f.eks. sikkerheten mot brudd ivaretatt ved at ugunstigste påkjenning i brukstilstanden (tillatt spenning) skulle høyst bli lik en spesifisert andel av bruddstyrken. Enkle likevektsberegninger var kjernen. De ga bruksspenninger, mens den tillatte andel av bruddstyrken var oppgitt i forskriftene som resultat av forsøk. Prinsippene og begrepsverdenen var uhyre enkel og meget lettfattelig og fremforalt lett kontrollerbar. Disse grunnideer lå på et medmenneskelig nivå.

Dagens forskriftsverk bygger på at både styrke, last, geometri og regnemodell kan være forbundet med usikkerhet, og alle må derfor i prinsippet dekkes av usikkerhetskoeffisienhter. Dette partialprinsippet har ført til at forskriftsverket må spesifisere mange (usikre) koeffisienter, og det har måttet innføre et flertall av nye begreper, hvorav noen er gitt så uheldige navn at det skaper feil assosiasjoner, slik som f.eks. bruddgrensetilstanden. Det gjeldende forskrifsverk er etter mitt skjønn også unødig komplisert, og f.eks. i samvirke mellom jord og konstruksjon er det direkte ulogisk.

Det synes å være grunn til å reise spørsmål om vi idag legger tilstrekkelig vekt på enkel likevektslære? Har våre formelle

forskrifter (som krav om dimensjonering i såkalt "bruddgrense-tilstand"), umuligjgort en enkel forståelse av at et byggverk også skal ha likevekt og akseptable deformasjoner i brukstil-standen. Det er de kravene som er de egentlige, og som konseptuelt burde være lettest å forklare, og å forstå og analysere.

Og hvis det er slik at formalverket er en sperre for grunnleggende forståelse av materialers og mediers oppførsel i bruks-tilstanden så er det en sak vi må ta meget alvorlig. For da er vi der hvor vi i harselas form kan hevde at det er sikkerhets-forskriftene som representerer den største usikkerhet.

Personlig må jeg bekjenne at i geoteknikk finner jeg det ofte helt umulig å bruke forskriftsbegreper og koeffisienter i de viktigste overslag tidlig i en utredningsfase, som er den vik-tigste fasen. Jeg ville ikke da forstå hva jeg gjorde. Derimot er det såre enkelt å utføre disse tidlige analyser etter gamle forskrifter og prinsipper, der etablering av likevekt er det viktigste. Senere, når det hele er over, kan man "tilpasse resultatet" slik at også formalkravene nominelt er tilfreds-stillet.

Ved etterberegning av inntrufne ras og uhell, eller etterbere-gning av målte setninger f.eks., er det også umulig å bruke forskriftsverket, idet man da må betjene seg av de virkelige laster, og geo-egenskaper, uten koeffisientjustering.

Når fellesmarkedets Eurocode blir iverksatt, blir forholdene ikke enklere, især hvis den politisk skal tilpasses de diver-gerende forskrifter i de forskjellige land. Det kan være grunn til å følge godt med og eventuelt øve innflytelse. Men lett blir det ikke. Hvis man fikk innflytelse måtte bidraget gå i retning av forenkling og prinsippavklaring, og mulighet for at nasjonale særpreg som (kvikkleire, flyteskred o.l.) kunne ivaretas skikkelig.

Dagens forskrifter domineres av kompliserte bruddgrensekrav, mens våre eldre forskrifter bygget på enkle forståelige bruks-grensekrav. Her har det lenge ligget en dyp konflikt, nasjonalt og internasjonalt. En enkel løsning på dette ville være å kreve begge to gjennomført og sikkerhetsmessig likestilt.

UTFORDRINGER FREMOVER

Hittil har jeg gjort forsøk på å belyse en del sider ved dagens situasjon for prosjekterende bygningsingeniører i norsk og tildels internasjonal sammenheng. Underveis har jeg forsøkt å stille litt diagnose over vår "helsetilstand" idag, og påpeke det som jeg oppfatter som sykdomstegn i dagens "state of the art". Dette er gjort for å kunne ordinere en adekvat medisin når kompetanse skal bygges opp for fremtiden. Det er da naturlig for meg å ha NTH, og især Bygningsingeniøravdelingen, i tankene. Men jeg håper selvsagt at tankene kan ha verdi utover vår egen midte.

Ingeniørfilosofien - den må få bredere plass!

Vi må etter mitt skjønn fortsatt legge stor vekt på å bygge opp en ingeniørfilosofi som har et større helthetssyn for øye enn vår tids spesialisering synes å ha ført til. Jeg kan bare lufte noen få tanker omkring den omfattende utfordring vi her står foran, og starter med et selvopplevet eksempel.

I 1947 gikk jeg ut fra NTH med statikk og geodesi som hovedfag. NTH's undervisning inntil da var sterkt preget av typisk formalisme og eksakthet. Jeg var da overbevist om at mesteparten av det man noensinne fikk vite i teknikk var allerede kjent, og alt var eksakt opptil 3 desimalers nøyaktighet. Så jeg lette desperat etter et mulig igjenstående tema for en avhandling - før det var altfor sent. Jeg slang meg på hengebroer med flere spenn, med influenslinjeutvikling som mål.

Tilfellet ville at jeg høsten 1948 ble student ved Harvard University med geoteknikk som hovedfag. Jeg fikk der ett av mitt livs største sjokk. Verden ble i løpet av noen få uker snudd på hodet.

Der, ved Harvard, fikk jeg fortalt at forståelsen av jord og jordarters oppførsel var så utilfredstillende at man ofte famlet helt i blinde, f.eks. ved prosjektering av store, flersonede jorddammer. Vi har så mange ubesvarte spørsmål at vi vet nesten ikke hvor vi skal begynne, sa de.

Du verden for en befrielse det var å få et glimt inn i virkeligheten. Og, for en lettelse å få vite at det var plass for oss unge også, hvis vi bare ville, og hadde interesse, og sto på.

Egne erfaringer siden da har overbevist meg om at geoteknikk har en formidabel oppgave i å forandre oppfatningen av absoluttenes verden, og fjerne de rigorøse dogmers jerngrep. Man skulle tro at dette var unødvendig anno 1990, men nei, det kan være viktigere enn noensinne.

Den dag idag kan man høre slike uttrykk som de eksakte tekniske fag, som bygger på fysiske konstanter, og veletablerte lover. Disse tre begrepene avskyr jeg som pesten når de brukes innen ingeniørutdanningen.

Jeg kjenner nemlig ikke ett eneste anvendt fag innen teknikk som med rette kan karakteriseres slik, fordi ordet eksakt er usant i teknisk anvendt forstant (alt har sine usikkerheter) og de fysisk-mekaniske parametre i anvendte fag er alle, uten unntak, variable, før eller senere, og ordet lov er mildest talt misvisende om antatte arbeidshypoteser, som er det begrep man skulle bruke i slike sammenhenger.

Den frie tanke og etsende fantasi og skaperevne har de beste levevilkår i et frigjort sinn, fri fra absoluttenes dogmeverden, - knyttet til teknikk og naturvitenskap.

Grunnlagskunnskap - den må odles

I flere av de kontakter man har i inn- og utland reises det stadig hyppigere spørsmål om enkel, elementær grunnlagskunnskap er ute av mote, og dermed på vei ut, både innen vårt fagområde, og i tilstøtende grener, som i anvendt mekanikk og statikk. Noen mener at erstatningen er blitt data.

Etter det som er hevdet ovenfor må vi absolutt forhindre at denne trend går videre. Det kan da bare skje gjennom sterkere prioritering av grunnforskning på universitetsnivå, og gjennom odling av kvalitet på utvalgte spesialfelter hvor vi kan gjøre oss sterkere gjeldende internasjonalt. Med hovedforutsetningene er at vi sammen fremmer forståelsen av hvor viktig det er å bevare og videreutvikle grunnlagsforståelsen og videreutvikle det verktøy som skal til for å måle de relevante parametre.

En lett omskrivning av et utsagn i et norsk tidsskrift lyder (Einar Vigerust, i Jord og Myr, nr.3, 1986):

> Grunnforskning bør gå i dybden!
> Ellers blir det grunn forskning.
> Så: GRAV DEG NED I TIDE!

For egen regning vil jeg tilføye: Men, ta deg en tur opp igjen i ny og ne og ta omverdenen i øyesyn, se fig.5.

Fig.5 ● **Grunnforskning bør gå i dybden**
● **Ellers blir det grunn forskning**
● **Så: GRAV DEG NED I TIDE**

PS: Men, ta deg en tur opp igjen i ny og ne og ta omverdenen i øyesyn

I denne sammenheng står forskningspolicy og etterutdanning sentralt. Personlig er jeg ikke i tvil om at Norge burde ha råd til å gi faste forskningstilskudd til universiteter og høyskoler, uten at hundrevis av høyt kvalifiserte forskere hver for seg kastet bort tid på forhånd til å "dikte opp et lite miniprosjekt til få 10-tusen" hvorav 90% ikke blir noe av. Man burde skjære igjennom dette frustrerende, destruktive "forfatterskap" som dessuten må skreddersys og tilpasses byråkratiske tabeller og popord som strategi og satsingsområder, og hvor kriteriet for vellykket, avsluttet prosjekt er at man fulgte

tidsplanen og økonomiplanen. Sjelden eller aldri er faglig innhold evaluert, især der hvor faginnholdet er så "avansert" at det ikke finnes noen til å "overprøve".

Med faste tilskudd, f.eks. flere 10-tall millioner pr. år til NTH, for grunnforskning og etterutdanning, ville mye av det rent parodiske i dagens situasjon kunne ryddes av veien. Jeg er ikke i tvil om at det ville være det best tenkbare tiltak som kan føre lille Norge inn på et spor som kan muligjgøre en fremtidsrettet kompetanseoppbygging. Det er i dårlige tider man skal satse for fremtiden. Så gjør det nå!

NORSK GEO-MILJØ I FREMTIDEN

Hva så, ut fra egen bakgrunn, kan det sies noe om hva fremtiden har å by på? Er alt ferdigtygd nå, er det noe mer å gjøre nå da?

Først vil jeg svare at enhver tid har sin egen utfordring preget av sin tids oppgaver. Spørsmålet er om vi ønsker og kan gjøre noe med fremtiden. Den passive holdning "komme hva som vil" eller "vi lurer på hva fremtiden har å by oss" er defaitistisk. Det kan vi selv rette på, f.eks. ved å spørre: hva kan vi gjøre fremover, - noe som kan være med på å skape og forme fremtiden - "etter vårt bilde"?

Tidligere studenter har sikkert hørt følgende utsagn fra foredragsholderen: "Hvis dere leter etter et forskningsfelt (arbeidsfelt) som kan ha fremtid i seg så start på et område hvor det i langt tid er blitt sagt at dette feltet er utforsket - "vi vet det vi behøver å vite her". Der skal dere starte, fordi slike utsagn er gjerne et bevis på at fagfeltet har stagnert. Personlig har jeg hatt størst utbytte av å ha tatt fatt på slike områder. Derfor, om geoteknikk tilsynelatende, og ved overfladisk kjennskap, kan se "ferdigbakt" ut, så er det bare tilsynelatende. Dagen idag, har sine egne utfordringer, kanskje større enn før, og den aller største og mest presserende av disse ligger sannsynligvis på feltet bevisstgjøring.

Geoteknikk - på vei ut?

Med dette spørsmål sikter jeg til den omstendighet at den praktiske anvendelsen av faget ser ut til å gå ned i urovekkende grad, - med stadig flere uhell tilfølge? Etter de kontakter jeg har på vidt forskjellig hold, så er det grunn til å tro at hovedårsaken er av psykologisk art. Det kan se ut som byggetekniske etater har havnet på 1950-nivået i sin manglende forståelse av geoteknikkens rolle i byggfaget. Det tas derfor stadig mer lettvint på grunnundersøkelser, for ikke å si geoteknisk prosjektering. Klokkertroen på at store dataprogrammer skal kompensere for mangelfull geoteknikk er sikkert også en medvirkende årsak i enkelte kretser. Ja, sogar studieplanene på NTH, der geoteknikk ofte er flyttebrikken, vitner om dårlig forståelse av faget.

Hvor ille det kan være kan illustreres ved å referere hovedinnholdet i to telefonsamtaler jeg har hatt, med mer enn 30 års tidsforskjell:

Anno 1955: Jeg skal bygge et hus. Det skal stå på leire, eller kanskje det er sand, forresten. Hva slags såletrykk skal jeg bruke? Huskostnad 80.000 kr.

Anno 1987 (kl.11): Jeg skal analysere svingningene av en gravitasjonsplattform på norsk sokkel. Den skal stå på lag av middels leire og middels sand. Kan du gi meg størrelsen på de elastiske fjærkonstantene jeg skal bruke. Jeg vegrer! - Du, jeg kan godt ringe kl.12 (om en halv time) hvis du trenger tid til å finne disse konstantene. Plattformkostnad, flere milliarder, svingeproblemet avgjørende.

Disse to eksemplene viser at det har gått tilbake med selve forståelsen av hvor viktig geoteknikk er i bygge- og anleggsvirksomheten på land og tilhavs. Hvilken glede har man av en dimensjonering av overbygget med 6 desimals innbilt nøyaktighet, hvis byggegrunnen svikter?

Jeg kan selvsagt rette pekefingeren mot meg selv og si: Du har fremfor alle sviktet, siden budskapet ikke har nådd frem. Noe må det være i det, men ikke hele sannheten.

Den største utfordring idag ligger derfor i å kunne nå frem med saklig, grundig informasjon. Det er en kjempejobb, og dagens holdninger (hvis diagnosen er riktig) er ikke endret over natten. Men jobben må gjøres, så stå på og lykke til.

Konsulent - byggherreforhold, det må pleies

Det er blitt sagt mange ganger at en viktig jobb for konsulenter i en prosjekteringsfase er at de skal fortelle byggherren hvilke problemer han har, og ikke omvendt. Dette må forståes riktig, derhen at en byggherre søker konsulenter når han selv ikke har ekspertise på området, og da er ovenstående utsagn en selvfølge. Men det er ingen selvfølge hvordan det gjensidige forhold skal pleies. Som geoteknikere er vi nødt til å innrette oss etter de skiftende forhold i bransjen.
Som eksempel tar vi utgangspunkt i dagens situasjon.

Med lavkonjunktur og snevre rammer bør følgende primære tankegang være helt naturlig for oss nå:

Nå må vi benytte våre redskaper og metoder optimalt, under en gjennomtenkt helhetsplan, slik at vi får mest mulige brukbare geoegenskaper ut av borprogrammet.

Konsekvensen av en slik tanke kunne føre til følgende resonnement:

Sonderinger (dreie, dreie-trykk, vinge) vil aldri bli annet enn sonderinger i den forstand at de gir ingen direkte geo-data for bruk av analyser og beregninger. Tidligere dominerte borprogrammene våre av de mange sonderinger, kanskje bare fordi de var billige. Idag kunne det være verdt å overveie om vi ikke burde erstatte de mange sonderinger med prøvetaking og eventuell CPT med poretrykksmålinger. Tilsvarende kunne laboratorieprogrammet bevisst redusere de mange forskjellige styrkemålinger, og heller satse på mer høykvalifisert utprøving av dimensjoneringsparametre i brukstilstanden, inklusiv prekonsolideringstrykk. Man kunne dermed få mer relevant informasjon innen samme kostnadsramme, kanskje sogar med besparelse iblant.

Geoteknikerne er ofte blitt beskyldt for at de krevde tilleggsundersøkelser i tide og utide. Slikt renommé kan gjøre det vanskelig for oss å få gehør for høyst berettigede krav, også i de tilfeller hvor slike er helt avgjørende for sikkerhet og/-eller økonomi.

I de tilfeller man fremmer forslag om supplerende undersøkelser må det imidlertid være et ufravikelig krav til oss at vi gir klart uttrykk for hva som skal oppnås med disse. Altså det må angis et forventet resultat.

Tilslutt kan vi spørre:
Er det da noe å gjøre på forskningsområdet fremover. Ja, du verden! Vi har faktisk bare såvidt begynt å forstå jords oppførsel generelt. Og når det gjelder oppførselen av sedimentære bergarter har de fleste av oss ikke den fjerneste anelse engang selv så viktig dette materiale er for a/s Norge.

Det er på grunnlagsnivået utfordringene fortsatt ligger. Og det er i grunnlaget kimen til fremtidige endringer og fremtidig vekst ligger. Det er i laboratoriene og i felten fremtiden ligger og ikke så meget i PC-ene, selv om de er viktige for oss alle.

Kort sagt, sett fra et forskningssynspunkt så er det jordnære, jordrelevante jordmodeller vi snakker om. Modellene for praktisk anvendelse må være enkle nok til å forstå og slik at parametrene kan bestemmes med kommersielle forsøk.

De må være tuftet på klassisk basis, og må være like anvendelig for enkle overslag, som byggeklosser i avanserte dataprogrammer. Vi trenger begge deler, og der begge gir koherent informasjon.

Konkluderende bemerkninger

I korthet har dette foredraget pekt på at også i fremtiden må videreutviklingen av det geotekniske grunnlag tuftes på basisforståelse og enkelhet i jordmodellenes byggeklosser. Dette har i første rekke adresse til undervisningsverdenen.

Når det gjelder utvikling av anvendt geoteknikk, hertillands, står man foran den formidable oppgave å bryte gjennom en del psykologiske barrierer for å gjenreise forståelse av den viktige rolle geoteknikk bør spille i bygge- og anleggsvirksomheten, tillands og tilhavs også i fremtiden. Dette har adresse både til undervisningsverdenen og til geoteknikere i praksis, offentlig som privat.

Når det gjelder norsk geoteknikks muligheter i utlandet, vil jeg hevde, etter mange og lange utenlandsreiser det siste 10-året, at vi står faglig veldig sterkt, ja langt sterkere enn utlandet hittil har forstått. Vi har derfor fortsatt en oppgave i å gjøre oss bedre kjent i utlandet, og da mener jeg norsk geoteknikk som helhet. Skal vårt lille nasjonale miljø nå bedre frem i internasjonal målestokk, så må det være i mer samlet flokk, der vi leggger spesiell vekt på våre fremste redskaper og ferdigheter, slik vi har utviklet de, og anvendt dem med hell.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1990

NORSK GEOTEKNISK FORENINGS VIRKSOMHET I 40 ÅR

THE NORWEGIAN GEOTECHNICAL SOCIETY DURING 40 YEARS OF ACTIVITY

Rådgivende ing. Rolf Chr. Vold
Norges Byggstandardiseringsråd

SAMMENDRAG

Artikkelen gir bakgrunnen for dannelsen av Norsk Geoteknisk Forening i 1950, og foreningens formål og medlemskap er fremstilt. Styrets funksjon og dets formenn gjennom 40 år omtales. Utvalg og komitéer gjennomgås, og tilknytningen til Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund påpekes. Laurits Bjerrums Minnefond beskrives, og nasjonal og internasjonal møtevirksomhet behandles. En oversikt over publikasjoner gis.

SUMMARY

The background for the formation of the Norwegian Geotechnical Society in 1950, and its purpose and membership are presented. The function of its Board is outlined, and the Past-Presidents through 40 years are listed. Main committees are summarised, and the affiliation with the Norwegian Earth and Rock Engineering Federation is pointed out. Laurits Bjerrum's Memorial Fund, as well as national and international activities, are described. Finally, publications are summarised.

DANNELSEN AV GEOTEKNISKE FORENINGER

Tanken om å organisere utvekslingen av kunnskap, idéer og erfaring mellom geoteknikere, såvel innen hvert land som mellom landene, fikk nye sterke impulser under og etter den geotekniske konferansen i Rotterdam sommeren 1948. Der og da ble den internasjonale foreningen dannet: the International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering (ISSMFE), med sekretariat i Cambridge, Mass., USA, der en første internasjonal geoteknisk konferanse hadde funnet sted allerede i 1936. Karl Terzaghi var ISSMFE's første president, frem til 1957.

I Norden ble nasjonale geotekniske foreninger stiftet i denne rekkefølge: Sverige (februar 1950), Norge (mars 1950), Danmark (september 1950) og Finland (april 1951). Også Island har senere fått sin geotekniske forening.

NORSK GEOTEKNISK FORENING

NGF ble stiftet ved at noen interesserte personer ble sammenkalt til et møte i NIF en vårdag i 1950. I løpet av noen få uker ble foreningens lover vedtatt av de 11 stifterne, og den ble tilknyttet ISSMFE. Lovene ble noe revidert i 1963 og 1981. De to første paragrafer lyder slik:

§1 Navn
Foreningens navn er Norsk Geoteknisk Forening
(Norwegian Geotechnical Society), stiftet 14. april 1950.

§2 Formål
Foreningens formål er:
(a) Å samle alle norske geoteknikere i felles arbeide for å lette utvekslingen av kunnskaper og erfaringer om geotekniske spørsmål.

(b) Å virke for samhold, solidaritet og kollegialt samarbeide.

(c) Å representere landet utad i internasjonalt samarbeide innen geoteknikk.

MEDLEMMER

Lovene sier følgende om hvem som kan bli medlem av NGF:

§3 Opptagelse av medlemmer
(1) Som medlemmer kan opptas personer med geoteknikk som hovedyrke. Dessuten kan opptas personer som gjennom sin virksomhet har vitenskapelig eller praktisk tilknytning til geoteknikk.

(2) Søknad om medlemskap avgjøres av styret. Søknaden må være anbefalt av minst to medlemmer utenfor styret. Styret underretter medlemmer om innkomne søknader senest 6 - seks - dager før opptagelsen besluttes.

NGF har i mange år mottatt bidrag fra visse etater, NGI og andre. I 1987 ble bedriftsmedlemskap opprettet, og foreningen har for tiden ca. 14 bedriftsmedlemmer. Det er klart at bedriftsmedlemskap er av betydning for foreningens økonomi. Foreningens lover synes imidlertid bare å forutsette individuelt medlemskap, så en lovendring kunne foretas for å inkludere bedriftsmedlemskap.

For å skape et geoteknisk foreningsmiljø i Trøndelag ble Geoteknisk Forum Trondheim dannet i 1970, med tilknytning til NGF.

Utviklingen av medlemstallet i NGF er vist i fig. 1, der også de andre nordiske foreninger er tatt med til sammenligning. Tilsammen har nå de nordiske lands foreninger vel 1500 medlemmer, dvs. 18 % av ISSMFE's medlemstall for Europa.

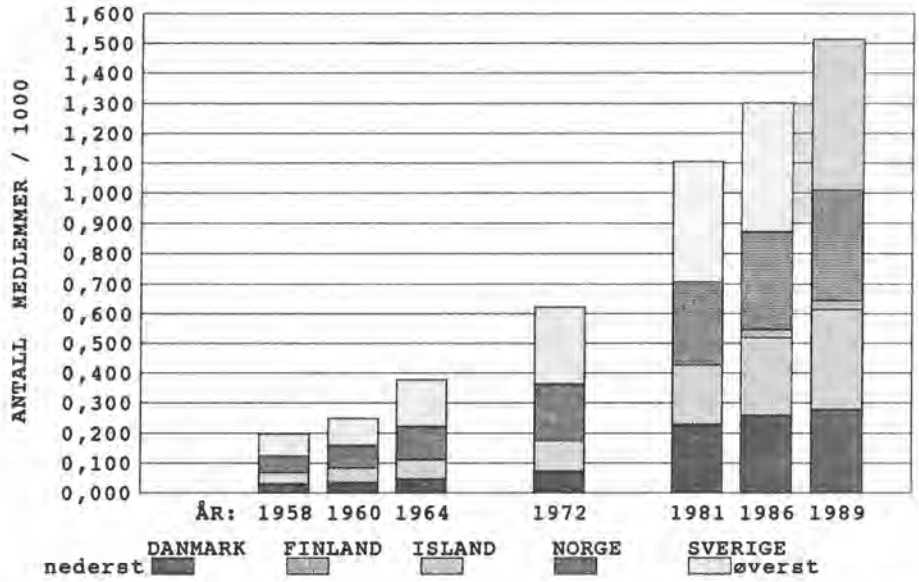


Fig. 1. Medlemskap i nordiske geotekniske foreninger, ifølge medlemslister utgitt av ISSMFE

ÆRESMEDLEMMER

NGF utnevner æresmedlemmer etter følgende regler:

§4 Æresmedlemmer

(1) Som æresmedlemmer kan utnevnes personer som har innlagt seg overordentlige fortjenester av foreningens virksomhet, eller som på en særlig fremragende måte har gjort seg fortjent av geoteknisk vitenskap eller praksis.

(2) Æresmedlemmer utnevnes av styret etter enstemmig innstilling fra rådgivende utvalg. Styrets vedtak må være enstemmig.

Disse personer er utnevnt til æresmedlemmer av NGF:

Gunnar Holmsen+	Ove Eide
John Olsson+	Jan Friis
Appolonius Rosenlund+	Nilmar Janbu
Sverre Skaven-Haug	Bjørn Kjærnsli

FORENINGENS STYRE

For styrets sammensetning og funksjon gjelder:

§10 Styret

(1) Foreningens styre består av formann, viseformann og ett styremedlem. Dessuten velges varamann. Samtlige har to års funksjonstid.

(2) For at styret skal være beslutningsdyktig, må det være fulltallig. Alle vedtak fattes med simpelt flertall, unntatt utnevnelse av æresmedlemmer.

Styrets plikter er videre fastlagt i lovenes §11.

Tabell 1 viser hvilke formenn NGF har hatt og deres funksjonstid. Det fremgår at gjenvalg bare sjelden har forekommet.

NORSK GEOTEKNISK FORENING. FORMENN 1950 - 1990

1950 Sverre Skaven-Haug	1964 Nilmar Janbu	1978 Kåre Senneset
1951	1965	1979
1952	1966	1980 Kaare Høeg
1953 Ove Eide	1967	1981
1954	1968 Håkon Hartmark	1982 Fritz Nowacki
1955 Jan Friis	1969	1983
1956	1970 Åsmund Eggestad	1984 Harald Arvesen
1957 Laurits Bjerrum	1971	1985
1958	1972 Walter Hoffmann	1986 Rolf Lauritzsen
1959 Ivan Rosenqvist	1973	1987
1960 Odd S. Holm	1974 Ivar Foss	1988 Per Stenhamar
1961	1975	1989
1962 Kaare Flaate	1976 Bjørn Finborud	1990 Arne S. Simonsen
1963	1977	

Tabell 1. Formannsvervet i NGF 1950 - 1990

UTVALG OG KOMITÉER

Foreningen har hatt og har en rekke utvalg og komitéer, hvorav noen av de mer varige skal nevnes her. NGF har også inngått samarbeid med andre organisasjoners komitéer, foreslått medlemmer i disse, og deltatt i felleskomitéer, som forklart nedenfor.

Rådgivende utvalg

Dette utvalg skal etter lovene virke som et råd for styret, og som valgkomité. Utvalget skal også innstille til utnevnelse av æresmedlemmer. Utvalgets medlemmer velges på ordinær generalforsamling.

Grunnundersøkelseskomitéen (oppnevnt av NGF 1975)
Denne komité, som populært betegnes "Muldvarpen", har hatt til oppgave å utarbeide retningslinjer for utførelse og presentasjon av geotekniske undersøkelser.

Sonderingskomitéen (oppnevnt av NGF 1968)
Komitéen skulle primært ivareta nordisk og internasjonalt samarbeid for normering av ulike sonderingsmetoder. Komitéens mandat ble i 1975 overført til Grunnundersøkelseskomitéen.

Den Norske Pelekomité
Komitéen ble etablert i 1965 av NIF og NGF, i samråd med NGI, NTH, RIF og andre berørte organisasjoner. I 1973 ble "Veiledning ved pelefundamentering" utgitt av NGI. Det ble forutsatt at veiledningen skulle revideres etter en tid, og i 1976 ble komitéen fornyet. Et forslag til revisjon ble utsendt i 1981. Etter at et samarbeid med NBR ble inngått i 1986, utkom "Peleveiledningen" i ny utgave i 1987.

Standardiseringskomitéen (oppnevnt av NGF 1973)
Komitéen ble nedsatt for å vurdere standardiseringstiltak med særlig henblikk på nordisk samarbeid. Gjennomføringen av standardiseringen ble etterhvert overlatt til NBR.

Sikkerhetskomitéen (oppnevnt av NGF 1975)
Komitéen fikk som oppgave å vurdere konsekvensene av at grense-tilstandsmetoden og partialkoeffisienter innføres i geoteknikk. I samarbeid med NBR førte dette til utgivelse av "Sikkerhets-prinsipper i geoteknikk" i 1979. Dessuten ble deler av NS 3479 (laststandarden) utarbeidet av formannen i denne NGF-komitéen.

EDB-komitéen (oppnevnt av NGF 1982)
Komitéen skulle bl.a. registrere geoteknisk programvare. Trolig fant komitéen det vanskelig å holde tritt med utviklingen, og den ble oppløst i 1988.

Komité for geotekniske prøvingsmetoder (under NBR)
Standardisering av laboratoriemetoder ble tatt opp i 1976, og i 1982 forelå 10 standarder (NS 8000 - 8004 og NS 8010 - 8014). I 1986 - 1988 ble NS 3007 og NS 8015 - 8016 utgitt. NGF har tatt intitiativet til dette arbeid, som fortsetter i NBR-regi.

Komité for geoteknisk prosjektering (under NBR)
Et fremstående NGF-medlem tok i 1983 initiativet til at NBR skulle oppnevne en komité for standardisering innen jord- og fjellteknisk prosjektering. Komitéen ble oppnevnt og fikk i 1984 ovenstående navn. I 1988 ble NS 3480 "Geoteknisk prosjektering. Fundamentering, grunnarbeider, fjellarbeider" utgitt, og i 1989 utga NBR en veiledning til denne standard.

Komité for marin geoteknikk (under OD)
Under arbeidet med revisjon av Oljedirektorats regelverk for bærende konstruksjoner på sokkelen ble det besluttet at de nye geotekniske regler skulle utgis i form av en Norsk Standard. Som resultat av komitéens arbeid ble NS 3481 "Grunnundersøkelser og geoteknisk prosjektering for marine konstruksjoner" utgitt i 1989, forøvrig i tospråklig form (norsk og engelsk).

Komité for laster og sikkerhet i geoteknikk (under NBR)
Både NS 3479 (laststandarden) og "Sikkerhetsprinsipper i geoteknikk" er for tiden under omarbeidelse. På forslag fra NGF har NBR opprettet denne komitéen for å ivareta de geotekniske spørsmål. Dessuten virker komitéen som norsk referansegruppe for de ISO- og CEN-komitéer som skal utarbeide geoteknikkstandarder.

Komitéer under ISSMFE
ISSMFE har oppnevnt mer enn 20 tekniske komitéer, som for tiden er under omorganisering. NGF er representert i 12 av komitéene.

NORSK JORD- OG FJELLTEKNISK FORBUND

Denne paraply-organisasjon, som ble etablert i 1972, omfatter Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, Norsk Bergmekanikk-gruppe og Norsk Geoteknisk Forening. Et årlig felleskonferanse, "Høstkonferansen", ble innledet i 1975. Arrangementet går over to dager og har vært inndelt i Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen. De trykte foredragene fra Geoteknikkdagen omtales under NGF's publikasjoner.

LAURITS BJERRUMS MINNEFOND

Etter Laurits Bjerrums bortgang i 1973 besluttet NGF å opprette et fond til hedring av hans minne. Det ble opprettet et fonds-styre, og statutter ble vedtatt. Fondet, som var basert dels på gaver, dels på en særkontingent fra medlemmene, utgjorde i 1975 vel 300.000 kr. og har hele tiden gitt bra avkastning.

Statuttene for Minnefondet inneholder denne formålsparagraf:

> §2 Formål
> Fondets avkastning skal benyttes til å fremme geoteknisk forskning og stimulere det geotekniske miljø ved følgende tiltak:
>
> (a) Laurits Bjerrums ærespris tildeles for et fremragende enkeltarbeide, eller for flere betydelige arbeider som sammen har fremmet faget geoteknikk og fundamentering.

(b) Laurits Bjerrums stipendium benyttes fortrinnsvis til å stimulere yngre, lovende geoteknikere til forskning innen faget.

(c) Laurits Bjerrums minneforedrag holdes av fremstående geoteknikere som inviteres og honoreres.

Med hjemmel i disse statutter er Laurits Bjerrums ærespris blitt tildelt følgende personer:

Ove Eide	Jan Friis
Bjørn Kjærnsli	Sverre Skaven-Haug

Videre er Laurits Bjerrums stipend blitt tildelt disse personer:

Trond Dahle	Oddvin Tokheim	Gunnar Aas

Laurits Bjerrums minneforedrag er blitt holdt som følger:

1	1975	T. C. Kenney	Formation and geotechnical characteristics of glacial-lake varved soils
2	1977	K. Høeg	Deformation computations in geotechnical engineering
3	1978	O. Tokheim	Deformation behaviour of soils in terms of soil moduli
4	1979	E. DiBiagio	A geotechnical engineer's 7th sense
5	1980	R. B. Peck	Where has all the judgment gone?
6	1982	K. Mortensen	Is limit state design a judgement killer?
7	1983	G. Refsdal	(ikke publisert)
8	1985	N.Barton	Deformation phenomena in jointed rock
9	1986	J. B. Burland	"Small is beautiful" - the stiffness of soils at small strains
10	1987	G. Aas	Udrenert skjærstyrke som funksjon av effektive spenninger
11	1988	H. Stille	(ikke publisert)
12	1989	(6 deler:)	Norsk geoteknikk 1950-75. Tilbakeblikk med refleksjoner
"	"	H. Hartmark	Jernbane- og veggeoteknikk
"	"	G. Bjerrum	(ikke publisert)
"	"	O. Eide	Utførelse av Oslo tunnelbane i årene 1955 - 1975
"	"	J. Friis	Geoteknisk konsulentvirksomhet
"	"	B. Kjærnsli	Fyllingsdammer
"	"	N. Janbu	Geoteknikk i utvikling - sett fra et undervisningssynspunkt

Bare de foredrag som er trykket, er ovenfor angitt med tittel. Foredragene er utgitt av Minnefondet i samarbeid med NGI.

MØTEVIRKSOMHET I NGF

Foreningen har som regel holdt 6 til 8 medlemsmøter i året, foruten mer spesielle møter. Både 10- og 25-årsjubileet ble behørig feiret. Dette er ikke mulig å foreta et rettferdig utdrag av møtevirksomheten. Historikere vil finne referater i NGF's arkiv.

Mange utenlandske foredragsholdere har vært invitert. Ett enkelt eksempel kan nevnes: Professor Gunnar Beskow fra CTH, holdt i 1952 et foredrag om sitt spesialemne telefarlighet. Da han etter sin retur til Göteborg mottok foreningens honorar i posten, skrev han tilbake at besøket i Oslo hadde vært så beærende, festlig, innholdsrikt og kostnadsfritt for ham, at han syntes det var feil at han dertil skulle gis et honorar. Han vedla en sjekk på honorarbeløpet, med forslag om at dette skulle brukes som et valutabidrag for et NGF-medlem ved besøk i Sverige, i en tid da valutarestriksjoner fremdeles hersket i Norge. Siden det har NGF visstnok ikke praktisert honorar i kontanter. I stedet er standardhonoraret blitt den kjente gyldne leirklumpen.

Fra 1990 tilbyr ISSMFE's sekretariat å bistå utenlandsbesøkende geoteknikere som ønsker å gjesteforelese på sin reise. Bistanden vil bestå i at foreleserens forslag formidles gjennom ISSMFE til vedkommende nasjonale forenings sekretær.

FORHOLD TIL ANDRE NORDISKE FORENINGER

Ved dannelsen av den svenske geotekniske foreningen i 1950 ble en nordisk forening foreslått, men i stedet har hver nordisk forening foretrukket en direkte tilslutning til ISSMFE. Dette har selvsagt ikke forhindret en betydelig kontakt mellom de nordiske foreninger, bl.a. i form av representantmøter og "inter-nordiske styremøter". Nordiske geoteknikermøter (NGM) omtales i avsnittet om internasjonal møtevirksomhet.

En nordisk geoteknisk arbeidsgruppe ble dannet i 1979, bestående av én representant fra hvert land, med den oppgave å sammenligne de nordiske lands normer for grunnarbeider og fundamentering. Gruppens rapport forelå i januar 1983, med tittelen "Nordiska grunnläggningsnormer. En jämförelse med NKB:s riktlinjer för last- och säkerhetsbestämmelser".

Etter avtale skjer det en regelmessig utveksling av møte-programmer og andre meldinger mellom de nordiske foreninger. Tidsskriftet Väg- och Vattenbyggaren har siden 1976 utgitt et årlig nordisk geoteknikknummer med artikler på engelsk.

INTERNASJONAL MØTEVIRKSOMHET

Internasjonale geoteknikermøter av norsk interesse, og som regel med deltagelse fra NGF, er holdt på tre plan: globalt, europeisk og nordisk. Her skal disse møter registreres i korthet.

Globale konferanser (ICSMFE)

ISSMFE arrangerer de verdensomfattende geoteknikk-konferanser, mens NGF informerer deltagere og koordinerer bidragene fra Norge.

ICSMFE

Nr.	År	Sted	Nr.	År	Sted
1	1936	Cambridge, Mass.	7	1969	Mexico City
2	1948	Rotterdam	8	1973	Moskva
3	1953	Zürich	9	1977	Tokyo
4	1957	London	10	1981	Stockholm
5	1961	Paris	11	1985	San Francisco
6	1965	Montreal	12	1989	Rio de Janeiro

Fra og med 1953 har det vært norsk deltagelse i disse konferanser, og NGF-medlemmer har siden alltid bidradd med foredrag og artikler. Ved Paris-konferansen 1961 overrakte NGF som gave til ISSME en formannsklubbe, kunstnerisk utført i sølv og tre fra en av de peler som 1100-tallets Maria-kirke i Oslo var grunnlagt på. NGF har for øvrig en formannsklubbe av samme opprinnelse.

Laurits Bjerrum var president for ISSMFE i tiden 1965-69. Andre NGF-medlemmer, bl.a. Nilmar Janbu og Elmo DiBiagio, har hatt viktige verv ved de internasjonale konferanser, og Kaare Høeg holdt Terzaghi-talen i Rio de Janeiro 1989, om marin geoteknikk.

Europeiske konferanser

Regionale internasjonale konferanser har vært holdt, bl.a. for Europa (ECSMFE). Disse konferanser har vært lagt inn mellom de globale og er listet i nedenstående tabell, med hovedtemaet for hver av dem. Som det fremgår, hadde NGF arrangementet i 1967.

Særskilte konferanser for unge geoteknikere, Young Geotechnical Engineers' Conference (YGEC), er blitt holdt årlig for Europa siden 1987. Tilsvarende arrangementer startes for andre regioner.

ECSMFE			
Nr.	År	Sted	Hovedtema
1	1953	Stockholm	Stability of earth slopes
2	1958	Bryssel	Earth pressure problems
3	1963	Wiesbaden	Settlements and compressibility of soils
4	1967	Oslo	Shear strength properties
5	1972	Madrid	Structures subjected to lateral forces
6	1976	Wien	Deep foundations and deep excavations
7	1979	Brighton	Design parameters in geotech. eng.
8	1983	Helsingfors	Improvement of ground
9	1987	Dublin	Groundwater effects in geotech. eng.

YGEC (Europa)		
Nr.	År	Sted
1	1987	København
2	1988	Oxford
3	1989	Minsk
4	1990	Delft

Nordisk Geoteknikermøte (NGM)
NGF-medlemmer har deltatt i alle nordiske geoteknikermøter, og NGF har hatt vertskapet for tre av disse, slik det fremgår nedenfor. NGM-88 er trolig det største arrangement NGF har hatt.

Nr.	År	Sted	Del-tag.	Nr.	År	Sted	Del-tag.
1	1950	Stockholm	36	6	1972	Trondheim	155
2	1954	Oslo	60	7	1975	København	280
3	1959	København	135	8	1979	Helsingfors	300
4	1964	Helsingfors	121	9	1984	Linköping	270
5	1968	Göteborg	197	10	1988	Oslo	265

Deltagerantallet ved NGM har fra 1975 stabilisert seg på ca. 300. NGF-medlemmer har dessuten deltatt i et økende antall spesial-konferanser og -symposier. På lignende måte som problemene ved bygging av jernbaner, veier, kaier, dammer og tunnelbaner krevde bedre geotekniske metoder, stilte plattformbygging til havs atter nye krav. Geoteknikk, som først var én spesialitet, har etterhvert blitt et stort fagfelt med mange egne spesialiteter.

PUBLIKASJONER

Veiledninger
Som resultat av komitéarbeidet har NGF utgitt følgende Meldinger, som har form av veiledninger for geoteknikere og brukere av geotekniske tjenester:

Meldinger
1 Praktisering av SI-enheter innen geoteknikk
2 Symboler og definisjoner i geoteknikk. Presentasjon av geotekniske undersøkelser
3 Utførelse av dreiesondering
4 Utførelse av vingeboring
5 Utførelse av trykksondering (under revisjon)
6 Måling av grunnvannstand og poretrykk
7 Utførelse av dreietrykksondering

Veiledningene er til salgs gjennom foreningens sekretær.

NGF-foredrag og NGI-stipend
I årene 1963 til 1974 administrerte foreningen det som ble kalt NGF-foredrag og NGI-stipend, slik at disse ble gitt vekselvis omtrent hvert annet år. Foredragene ble utgitt av NGI og NTH.

NGF-foredrag

1964	Bjerrum, L.	Relasjon mellom målte og beregnede setninger av byggverk på leire og sand
1965	Rosenqvist, I. Th.	Revy over leirenes mekaniske egenskaper i mineralogisk-kjemisk-fysisk lys
1967	Moum, J.	Elektroosmose; virkning og anvendelse innen geoteknikken
1969	Helenelund, K. V.	Organiska jordarters geotekniska egenskaper
1973	Janbu, N.	Shear strength and stability of soils

NGI-stipend

1963/64	Hjeldnes, E. I.	Utførelse og interpretering av prøvebelastning på peler
1965/66	Aas, G.	Bæreevne av peler i friksjonsjordarter
1967/68	Flaate, K.	Bæreevne av friksjonspeler i leire
1969/70	Frydenlund	Vibrasjon i jord; virkning av vegtrafikk og peleramming
1972	Andersen, K. H., Clausen, C.-J. F.	Analyse av geotekniske problemer ved hjelp av elementmetoden. Del A.
1974	Engesgaar, H.	Geoteknikk og moderne småhusfundamentering

Geoteknikkdagen (foredrag utgitt på Tapir Forlag)
Geoteknikkdagen ble første gang holdt i 1969, men først fra 1975 ble det gjennomført at foredragene skulle trykkes. Dette falt sammen med at NGF gikk inn i NJFF og "Høstkonferansen" ble etablert, som før nevnt. En katalog over alle foredrag på Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen frem til 1982 er utgitt av NJFF, og katalogen er siden oppdatert til 1987. Tilsammen utgjør de 16 bindene fra Høstkonferansen (1975 til 1990) en sann krønike over de siste 16 års praktisk geoteknikk i Norge. Årets bind er egentlig det 28. i rekken, når det regnes fra Fjellsprengningskonferansens start i 1963.

PERIODIKA

NGF holder sine medlemmer underrettet gjennom **Medlemsbrev**, som sekretæren sender ut ved behov, som regel 6 - 8 ganger i året.

ISSMFE News utgis ca. 4 ganger årlig av ISSMFE's sekretariat, for tiden i Cambridge, U.K. Det distribueres til NGF's medlemmer. Bladet inneholder referater, kunngjøringer og konferansekalender.

Tidsskriftet **Géotechnique**, som utgis av ICE, London, har fra 1948 vært et internasjonalt forum for geoteknisk forskning.

Geotechnical Abstracts er en klassifisert artikkelindeks, som på vegne av ISSMFE utgis av Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen.

EPILOG

Uten bistand fra NGF's sekretær og NGI's bibliotekarer hadde denne artikkel ikke kunnet skrives. Forfatteren vil derfor takke disse dyktige kvinner for den gode hjelp de har gitt ham.

NGF har fylt 40 begivenhetsrike år. "Life begins at forty", sies det. Gjelder ordtaket også her, har vi ennå mye å se frem til. Fremtidsutsiktene for NGF og dens medlemmer påvirkes av de politiske og økonomiske endringer i Europa. Noe av det som kan og bør skje, er skissert i en bemerkelsesverdig artikkel, "European Geotechnics in the Nineties", av ISSMFE's vise-president Smoltczyk. Hvis hans 8-punkters handlingsprogram oppfylles, vil friksjonen i vårt yrke minskes og kohesjonen økes, sier han. Hvordan "geoteknikkfagets skjærstyrke" i så fall blir, kan vi ane ved å studere hans artikkel, som alle i NGF har fått.

BENYTTET LITTERATUR

Flodin, Nils: Geotekniken i Norden - nordiskt samarbete
Särtryck av FGF's 35-årshistorik.
Suomen geoteknillinen yhdistys 1951-1986
Finlands geotekniska förening r.y., 1986. 30 s.

Hartmark, Håkon, m.fl.: Norsk geoteknikk 1950-75. Tilbakeblikk med refleksjoner. Laurits Bjerrums Minneforedrag nr. 12. Laurits Bjerrums Minnefond, Oslo 1990. 32 s.

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund: Foredrag ved Høstkonferansene. Innholdsfortegnelse 1963 - 1987. 47 s.

Smoltczyk, U.: European Geotechnics in the Nineties.
ISSMFE News, Vol. 17, No. 2 - 3, Cambridge U.K., 1990.