

BJØRN  
VELKEN

**FJELLSPRENGNINGS-  
TEKNIKK  
BERGMEKANIKK  
GEOTEKNIKK**



**REDAKSJON:**

Arne Myrvang, Lars Mørk, Arild Palmstrøm, Knut R. Berg

# **FJELLSPRENGNINGS- TEKNIKK**

## **BERGMEKANIKK**

## **GEOTEKNIKK**

**1 9 9 5**

**REDAKSJON:**

**Arne Myrvang, Lars Mørk, Arild Palmstrøm, Knut R. Berg**

C Forfatterne, 1995

Trykk: GCS AS, Oslo

Bind: GCS AS, Oslo

ISBN 82- 91341-06-0

ISSN 0802-8028

**FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN**

23 november 1995

Arrangør: Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk

**BERGMEKANIKKDAGEN**

24 november 1995

Arrangør: Norsk Bergmekanikkgruppe

**GEOTEKNIKKDAGEN**

24 november 1995

Arrangør: Norsk Geoteknisk Forening

Hovedarrangør: Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

## FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag holdt på Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikk- og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 23 og 24 november 1995.

Årets arrangement er det 33. i rekken og emnene er hentet fra en rekke områder som faller inn under interesseområdet til Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF), Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) og Norsk Geoteknisk Forening (NGF). Nytt av året er også en egen sesjon angående petroleumsrelatert bergteknikk. Sesjonen inngår som en ny og viktig del av Bergmekanikkdagen.

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

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

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

Bjørn Petterson      Knut R. Berg

## PROGRAM

### Torsdag 23 november

Møteleder: Professor, dr.ing. Arne Myrvang, Inst. for geologi og bergteknikk, NTH

- 0900 (1) **Åpning av Fjellsprenningskonferansen**  
**Utdeling av årets Gullfeisel**  
Sivilingeniør Bjørn Petterson, Dyno Nobel A/S  
Formann i Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk
- 0920 (2) **Italian Tunnelling Practice**  
Professor Sebastiano Pelizza, Politecnico di Torino, Italia
- 0950 (3) **Cutter Development for TBM's now at the crossroads;  
more of the same or an entirely new direction ?**  
President Sverker Hartwig, The Robbins Company, USA
- 1010 Pause
- 1030 (4) **Krav til entreprenører på Vegvesenets anlegg**  
Vegdirektør Olav Søfteland, Statens Vegvesen
- 1050 (5) **HMS og fjellsprenning - risiko, informasjon og virkelighet**  
Professor Tom Myran, SINTEF Bergteknikk
- 1110 (6) **Passering av sandsone Bjorøy, hvordan gikk det ?**  
Sivilingeniør Erik Dahl Johansen, Selmer A/S
- 1130 (7) **Den nye injiseringshåndboken**  
Sivilingeniør Per M. Johansen, NGI
- 1145 (8) **Historisk kvarter. Akersberg sølvgruve - Norges eldste bergverk**  
Førsteamanuensis Odd Nilsen, Universitetet i Oslo, Inst. for Geologi
- 1200 Lunsj
- 1300 (9) **Finnes det lønnsom bergverksdrift i Norge ?**  
Direktør Olav Markussen, Franzefoss Bruk
- 1320 (10) **Hvordan virker egentlig bergbolter i praksis ? Resultater fra  
feltmålinger og fullskala laboratorieforsøk**  
Dr.ing. Gisle Stjern, SINTEF Bergteknikk
- 1340 (11) **Brytning av olivinstein under jord i Lefdal Gruve, Nordfjord**  
Avdelingsleder Ove Sollid, North Cape Minerals

- 1400            Pause
- 1420 (12)    **Lange tunnelsalver - er dette fremtiden ?**  
Professor Odd Johanessen, Inst. for bygg- og anleggsteknikk, NTH
- 1440 (13)    **Bruk av emulsjonssprengstoffer under jord, en miljørevolusjon ?**  
Sivilingeniør Bjørn Petterson, Dyno Nobel A/S
- 1500 (14)    **Planlegging og dokumentasjon av tunnelsalver ved hjelp av dataverktøy**  
Sivilingeniør Jan Lima, Inst. for bygg- og anleggsteknikk, NTH
- 1520            Pause
- 1540 (15)    **Inntrykk fra Sør-Afrika. Bergverk og tunneldrift.  
Muligheter for norsk know-how ?**  
Professor Kai Nielsen, Inst. for geologi og bergteknikk, NTH  
Sivilingeniør Aslak Ravlo, NOCON
- 1600 (16)    **Blindboring av en 50 m vertikal sjakt med diameter 1,5 meter**  
Avdelingsleder Trond Øiseth, Entreprenørservice A/S
- 1620 (17)    **Aurland - Lærdal. Verdens lengste veitunnel. Byggjearbeida er no i gang**  
Sivilingeniør Jon Kvåle, Statens Vegvesen Sogn og Fjordane
- 1930            Middag i Radisson SAS Scandinavia Hotel

#### **Fredag 24 november**

##### **FELLESSESJON BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK**

- Møteleder:    Dr.scient. Arild Palmstrøm, Berdal Strømme A/S
- 0900 (18)    **Gardermouthbyggingen - Status og utfordringer for grunnarbeidene**  
Utbyggingssjef Vidar Aarvold, NSB Gardermobanen A/S
- 0930 (19)    **Løsmassetunnel Eidsvoll**  
Sivilingeniør Anders Beitnes, NSB Gardermobanen A/S
- 1000 (20)    **Rystelsesmåling med fjernavlesning, Gardermobanen**  
Ingeniør Knut Tandbergmoen, Dyno Nobel A/S
- 1025            Pause
- 1045 (21)    **Grunnvannsmodellering på Gardermoen**  
Forsker Tone Furuberg, SINTEF Geoteknikk

1105 (22) **Geoestetikk**  
Landskapsarkitekt Lars Fluksrud, Grindaker A.S

1130 (23) **Forurenset grunn - arbeid i planprosessen**  
Avdelingsleder Amund Gaut, Jordforsk

1200 Lunsj

## **SESJON BERGMEKANIKK**

Møteleder: Dr.scient. Arild Palmstrøm, Berdal Strømme A/S

1300 (24) **Formannens 5 minutter**  
Dr.scient. Arild Palmstrøm, Berdal Strømme A/S

1305 (25) **Information from IAEG**  
Vice President Brian Hawkins, IAEG

1315 (26) **Tunneldesignprinsipper - ute og hjemme**  
Bergingeniør Knut Garshol, MBT International

1335 (27) **Challenges during Drill and Blast of the Bristol Tunnel - a British Experience**  
Vice President Brian Hawkins

1355 (28) **Drenasjegalleri i Guatemala**  
**Bakgrunn, planlegging og gjennomføring av prosjektet**  
Ingeniørgeolog Werner Stefanussen, NOTEBY A/S

1415 (29) **Skråningsstabilitet - er forskjellen stor mellom Sichuan og Norge ?**  
Professor, dr.ing. Bjørn Nilsen, Inst. for geologi og bergteknikk, NTH

1435 Pause

1450 (30) **Bryting og bruk av naturstein. Behov for geologiske og bergmekaniske data**  
Dr.ing. Lisbeth Alnæs, SINTEF Bergteknikk

1510 (31) **Praktisk anvendelse av numeriske modeller ved berganlegg i Norge**  
Sivilingeniør Lise Backer, NGI

1530 (32) **Undersjøisk tunnel til Bjørøy - bergmekaniske vurderinger og teknikker for injeksjon ved kryssing av sandsoner**  
Bergingeniør Karl Gunnar Holter, O.T. Blindheim AS

1550 (33) **Detaljundersøkelse av berggrunnen ved hjelp av tomografi. Oslofjorden ved Drøbak**  
Sivilingeniør Ole Christian Pedersen, Geomap

1610 Slutt

## **SESJON GEOTEKNIKK**

Møteleder: Overingeniør Lars Mørk, NSB Bane, Ingeniørtjenesten

1300 (34) **Formannens 10 minutter**  
Overingeniør Lars Mørk, NSB Bane, Ingeniørtjenesten

1310 (35) **Modellering av grunnvannsforurensing**  
Forsker Tom Bostrøm, SINTEF Geoteknikk

1335 (36) **Rørtrykking i leire. Eksempler på et mislykket og et vellykket prosjekt i Bærum**  
Sivilingeniør Per Nyberg, Berdal Strømme a.s.

1400 (37) **Nye jernbanebruer over Drammenselva, en peleteknisk utfordring**  
Bjørn Falstad, NSB Bane, Ingeniørtjenesten

1425 Pause

1445 (38) **Blokkprøvetaking i kombinasjon med CPTU gir nye muligheter**  
Avdelingsleder Kjell Karlsrud, NGI

### **Århundrets flom**

1510 (39) **Geotekniske bygningsskader**  
Sivilingeniør Svein Jørve, NOTEBY A/S

1535 (40) **Konsekvenser for fremtidig planlegging / prosjektering / infrastruktur**  
Sivilingeniør Frode Oset, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet

1600 Slutt



## PETROLEUMSDAG

- Møteleder: Sivilingeniør Rune Holt, Inst.for petroleumsteknikk, NTH / IKU
- 0900 (41) **Formannens 5 minutter**  
Sivilingeniør Rune Holt, Inst. for petroleumsteknikk, NTH / IKU
- 0905 (42) **Virkning av poretrykksøkning på innspent kalkmateriale**  
Professor Rasmus Risnes, Høgskolen i Stavanger
- 0925 (43) **Fracture flow and fracture cross flow as applied to structurally complicated hydrocarbon reservoirs**  
Sivilingeniør Aksel Makurat, NGI
- 0945 (44) **Innsynking på Ekofisk**  
Sivilingeniør Geir Helge Landa, Phillips Petroleum Comp., Norway
- 1005 (45) **Kalkproduksjon, foringsrørdeformasjon og kompletteringsmetoder på Valhall**  
Sivilingeniør Tron G. Kristiansen, Amoco Norway Oil
- 1035 Pause
- 1055 (46) **Bergmekanikk og vanninjeksjon**  
Avd.leder Børge Knapstad, Norsk Hydro A/S
- 1115 (47) **Praktisk anvendelse av bergmekanikk for vurdering av brønnstabilitet**  
Sivilingeniør Rolf Kåre Bratli, Saga Petroleum as
- 1135 (48) **Sandproduksjon - erfaringer fra operasjoner i Nordsjøen**  
Sivilingeniør Jon Håvard Jøranson, Statoil
- 1155 (49) **Logging av mekaniske egenskaper**  
Seksjonsleder Erling Fjær, IKU Petroleumsforskning a.s
- 1215 Lunsj

**DEL I:****FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN**

1. Sivilingeniør Bjørn Petterson, Dyno Nobel A/S  
Formann i Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk  
ÅPNING AV FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN
2. Professor Sebastiano Pelizza, Politecnico di Torino, Italia  
ITALIAN TUNNELLING PRACTICE
3. President Sverker Hartwig, J. Gibson, D. Krauter,  
The Robbins Company, USA  
CUTTER DEVELOPMENT FOR TBM'S NOW AT THE CROSSROADS;  
MORE OF THE SAME OR AN ENTIRELY NEW DIRECTION ?
4. Vegdirektør Olav Søfteland, Statens Vegvesen  
KRAV TIL ENTREPRENØRER PÅ VEGVESENETS ANLEGG
5. Professor Tom Myran, SINTEF Bergteknikk  
Stipendiat Bodil Alteren, Inst. for geologi og bergteknikk, NTH  
HMS OG FJELLSPRENGNING - RISIKO, INFORMASJON OG VIRKELIGHET
6. Sivilingeniør Erik Dahl Johansen, Selmer A/S  
PASSERING AV SANDSONE BJØRØY, HVORDAN GIKK DET ?
7. Sivilingeniør Per M. Johanssen, NGI  
DEN NYE INJISERINGSHÅNDBOKEN
8. Førsteamanuensis Odd Nilsen, Universitetet i Oslo, Inst. for Geologi  
AKERSBERG SØLVGRUVE - NORGES ELDSTE BERGVERK
9. Direktør Olav Markussen, Franzefoss Bruk  
FINNES DET LØNNSOM BERGVERKSDRIFT I NORGE ?
10. Dr.ing. Gisle Stjern, SINTEF Bergteknikk  
HVORDAN VIRKER BERGBOLTER I PRAKSIS ? RESULTATER FRA FELT  
MÅLINGER OG FULLSKALA LABORATORIEFORSØK
11. Avdelingsleder Ove Sollid, North Cape Minerals  
BRYTNING AV OLIVINSTEIN UNDER JORD I LEFDAL GRUVE, NORDFJORD
12. Professor Odd Johanessen,  
Sivilingeniør Pål-Egil Rønn, NTH Anleggsdrift  
LANGE TUNNELSALVER - ER DETTE FREMTIDA ?
13. Sivilingeniør Bjørn Petterson, Dyno Nobel A/S  
BRUK AV EMULSJONSSPRENGSTOFFER UNDER JORD, EN MILJØ-  
REVOLUSJON ?



25. Vice President Brian Hawkins, IAEG  
INFORMATION FROM IAEG
26. Bergingeniør Knut Garshol, MBT International Underground Construction Group  
TUNNELDESIGNPRINSIPPER - UTE OG HJEMME
27. A. Brian Hawkins, H M Geotechnics, H.J. Orr-Ewing, Bristol City Council  
CHALLENGES DURING DRILL AND BLAST OF THE BRISTOL TUNNEL - A  
BRITISH EXPERIENCE
28. Ingeniørgeolog Werner Stefanussen, NOTEBY A/S (NORCONSULT)  
DRENASJEGALLERI I GUATEMALA  
BAKGRUNN, PLANLEGGING OG GJENNOMFØRING AV PROSJEKTET
29. Professor, dr.ing. Bjørn Nilsen, Inst. for geologi og bergteknikk, NTH  
SKRÅNINGSSABILITET - ER FORSKJELLEN STOR MELLOM  
SICHUAN OG NORGE ?
30. Dr.ing. Lisbeth Alnæs, SINTEF Bergteknikk  
BRYTING OG BRUK AV NATURSTEIN. BEHOV FOR GEOLOGISKE OG  
BERGMEKANISKE DATA
31. Sivilingeniør Lise Backer, Fredrik Løset, Vidar Kveldevik  
Panayiotis Chryssanthakis, NGI  
PRAKTISK ANVENDELSE AV NUMERISKE MODELLER VED BERGANLEGG  
I NORGE
32. Bergingeniør Karl Gunnar Holter, O.T. Blindheim AS  
Sivilingeniør Bent Aagaard, O.T. Blindheim AS  
Sivilingeniør Erik Dahl Johansen, Selmer A.S  
UNDERSJØISK TUNNEL TIL BJORØY - BERGMEKANISKE VURDERINGER  
OG TEKNIKKER FOR INJEKSJON VED KRYSSING AV SANDSONE
33. Sivilingeniør Ole Christian Pedersen, Geomap  
DETALJUNDERSØKELSE AV BERGGRUNNEN VED HJELP AV TOMOGRAFI.  
OSLOFJORDEN VED DRØBAK

#### Geoteknikk

34. Overingeniør Lars Mørk, NSB Bane, Ingeniørtjenesten  
FORMANNENS 10 MINUTTER
35. Forsker Tom Bostrøm, SINTEF Geoteknikk  
MODELLERING AV GRUNNVANNSFORURENSING

36. Sivilingeniør Per Nyberg, Berdal Strømme a.s.  
RØRTRYKKING I LEIRE. EKSEMPLER PÅ ET MISLYKKET  
OG ET VELLYKKET PROSJEKT I BÆRUM
37. Bjørn Falstad, Håkon Heyerdahl, NSB Bane, Ingeniørtjenesten  
NYE JERNBANEBRUER OVER DRAMMENSELVA, EN PELETEKNISK  
UTFORDRING
38. Avdelingsleder Kjell Karlsrud, NGI  
BLOKKPRØVETAKING I KOMBINASJON MED CPTU GIR NYE MULIGHETER  
ÅRHUNDRETS FLOM
39. Sivilingeniør Svein Jørve, NOTEBY A/S  
GEOTEKNISKE BYGNINGSSKADER
40. Sivilingeniør Frode Oset, Geir Refsdal, Åsmund Knutson, Jan Vaslestad  
Vegdirektoratet, Veglaboratoriet  
ÅRHUNDRETS FLOM - KONSEKVENSER FOR FREMTIDIG PLANLEGGING /  
PROSJEKTERING / INFRASTRUKTUR

#### Petroleumsesjon

41. Sivilingeniør Rune Holt, Inst. for petroleumsteknikk, NTH / IKU  
FORMANNENS 5 MINUTTER
42. Professor Rasmus Risnes, Henning Grosaa, Høgskolen i Stavanger  
VIRKNING AV PORETRYKKSØKNING PÅ INNSPENT KALKMATERIALE
43. Sivilingeniør Aksel Makurat, Marte Gutierrez, NGI  
FRACTURE FLOW AND FRACTURE CROSS FLOW AS APPLIED TO  
STRUCTURALLY COMPLICATED HYDROCARBON RESERVOIRS
44. Sivilingeniør Geir Helge Landa, Phillips Petroleum Comp., Norway  
INNSYNKING PÅ EKOFISK
45. Sivilingeniør Tron G. Kristiansen, Amoco Norway Oil Company  
KALKPRODUKSJON, RESERVOAR KOMPAKSJON, INNSYNKING, FORINGS-  
RØRDEFORMASJON OG KOMPLETERINGSMETODER PÅ VALHALL
46. Avd.leder Børge Knapstad, Norsk Hydro A/S  
BERGMEKANIKK OG VANNINJEKSJON
47. Sivilingeniør Rolf Kåre Bratli, Saga Petroleum as  
PRAKTISK ANVENDELSE AV BERGMEKANIKK FOR VURDERING AV  
BRØNNINTEGRITET

48. Sivilingeniør Jon Håvard Jøranson, Statoil  
SANDPRODUKSJON - ERFARINGER FRA OPERASJONER I NORDSJØEN
49. Seksjonsleder Erling Fjær, IKU Petroleumsforskning a.s  
LOGGING AV MEKANISKE EGENSKAPER

Åpning av Fjellsprengningskonferansen  
ved formannen i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk  
Bjørn R. Petterson

#### Ærede forsamling

På vegne av styret i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF) er det en glede å ønske alle deltagere og foredragsholdere velkommen til Fjellsprengningskonferansen 1995, den 33. i rekken. Vi retter en spesiell velkomsthilsen til våre æresmedlemmer, venner fra våre naboland, og til vår foredragsholder fra Italia som nå også er president i den internasjonale tunnel organisasjonen ITA.

A most hearty welcome to our distinguished guests from abroad headed by the acting President of I.T.A. Professor Sebastiano Pelizza. Welcome to NFF and to Norway.

Vår programkomité presenterer et program på årets konferanse som et vår oppfatning på en innsiktsfull måte reflekterer det som foregår og opptar vårt nasjonale fagmiljø. Men flere av innleggene viser at vår interesse strekker seg videre. Ikke minst ser vi frem til foredragene om italiensk tunnelpraksis og til foredraget om utvikling av TBM-cutters. Vi takker programkomiteen for innsatsen og vi takker foredragsholderne for den innsats og arbeide som ligger bak en presentasjon her på konferansen. Interessante, aktuelle og gode foredrag er det som bringer konferansen videre.

Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk er imidlertid mer enn høstkonferansen. Det er god aktivitet i mange utvalg og komiteer.

Fra årets virksomhet nevner vi

- Sprengningskurset på Storefjell 20.-22. februar ble gjennomført med 60 deltagere.
- Den 16. mars var "Høringsutkast" for den nye Injeksjonshåndboken tema på medlemsmøte med vel 50 deltagere.
- Den 20. april var det plenums møte for NFF's Internasjonale Støttegruppe. Internasjonalt Forum samlet deltagere fra de fleste medlemsbedrifter.
- Den 4.mai kunne NFF glede seg over hele 250 deltagere på årets temadag om "Fremtidens tunnelteknologi". Samme dag ble Foreningens årsmøte avviklet med god delttagelse.

## 1.2

- Den 12. til 14. mai sto vår forening som vertskap for styremøte i European Federation of Explosives Engineers. Bak EFEE står 13 europeiske medlemsland.
- Bjørøytunnelen har, takket være de spesielle vanskeligheter med grunnforholdene, resultert i nye tekniske løsninger. Den 5. september arrangerte NFF i samarbeid med Norsk Betongforening en ekskursionsjon til anlegget.
- Utbygging av landets nye hovedflyplass innebærer en betydelig aktivitet også i fjellteknisk sammenheng. Den 10. oktober arrangerte foreningen en ekskursionsjon til Romeriksporten og Gardermoen.
- Den 25. oktober ble det arrangert diskusjonsmøte med medlemmer i den Internasjonale støttegruppen; dels for utveksling av erfaringer, dels for å legge nye planer.

Fjellsprengningsforeningen deler fortsatt ut støttebidrag. Frist for søknader kunngjøres i brev til medlemmene. I år var det kommet inn tre søknader som alle ble innvilget støtte.

Samarbeid mellom NorBuild/Norges Eksportråd og NFF gjennom en strategisk rammeplan for perioden 95-96 har gitt foreningen bedre muligheter til å delta i internasjonale fora. Det kan, eksempelvis, gis støtte til foredragsholdere som deltar på internasjonale konferanser. Søknadsfrist meddeles til våre medlemmer. Det legges en teknisk-økonomisk vurdering til grunn for avgjørelser.

Videre vil vi trekke frem foreningens samarbeid med Norsk Forskningsråd gjennom Norcon/Norrock programmet. Dette samarbeidet er svært viktig for foreningen. Det byr på nye utfordringer og medfører aktiviteter som i høy grad er vesentlige for vårt faglige miljø og foreningens posisjon.

1995 har medført skifte av foreningens faglige sekretær. Som kjent for våre medlemmer har NFF og Statkraft hatt en avtale som regulerte Johannes Hopes forhold til foreningen. Avtalen utløp i våres og Statkraft ønsket ikke å forlenge avtalen utover 1995. For å ivareta den viktige sekretærfunksjonen har foreningen inngått en avtale med NOCON om at sivilingeniør Aslak Ravlo skal ivareta denne funksjonen.

Jeg vil benytte denne anledning til å gi Johannes hele styrets anerkjennelse for et usedvanlig engasjert og dyktig utført sekretærarbeide. Med mine snart åtte år i styret vet jeg at det er takket være Johannes at foreningen er kommet dit den er. Selvfølgelig har mange av våre medlemmer bidratt godt, men noen må binde trådene sammen og følge opp sakene. Det har Johannes gjort på en utmerket måte. Spesielt vil jeg fremheve den gode kontakt Johannes skapte med Norges Eksportråd og NorBuild. Dette har styrket vår internasjonale satsning betydelig. Johannes' gode faglige kvalifikasjoner og brede kontaktnett innen bransjen har selvsagt også vært til stor nytte. Vi beklager at Johannes ikke lenger kan være vår



### 1.3

sekretær, men regner med hans fortsatte innsats som aktivt medlem i foreningen. Hjertelig takk Johannes !

Selv om det ikke blir lett å erstatte en som Johannes er jeg overbevist om at vår nye sekretær vil gjøre en god jobb. Aslak Ravlo tør være vel kjent blant våre medlemmer. Han har alsidig bakgrunn fra anleggsbransjen og har god kontakt med miljøet. Hans internasjonale erfaring harmonerer godt med foreningens ambisjoner. Aslak har lenge hatt et engasjert forhold til foreningen. Han var styremedlem i flere år og formann i perioden 81-83. Med dette ønsker jeg Aslak velkommen som vår nye sekretær.

Medlemstallet i vår forening stiger, men vi ønsker fortsatt flere velkommen. Vi vil ha med flest mulig av de som er aktive innen fjellteknologi eller på annen måte er knyttet til miljøet. Du i denne sal som ikke er medlem allerede bør overveie dette.

Før jeg avslutter mitt innlegg gjenstår det en høytidelig handling, utdeling av Gullfeiselen 1995.

Jeg minner om statuttene for Gullfeiselen:

1. Gullfeiselen er en utmerkelse som gis for fremragende innsats for norsk bergteknologi.
2. Gullfeiselen kan gis til personer, såvel som til bedrifter, institusjoner og prosjekter.
3. Gullfeiselen deles ut etter innstilling fra styret i Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk.
4. Gullfeiselen deles ikke ut etter søknad, men forslag kan sendes til styret.
5. Gullfeiselen kan utdeles hvert år, men styret kan unnlate å dele ut utmerkelsen eller dele ut flere samme år.
6. Gullfeiselen skal ha følgende tekst:

Gullfeiselen 19xx er tildelt  
Ola Bergmann  
For fremragende innsats for norsk bergteknologi

NORSK FORENING FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Styret har besluttet å tildele Gullfeiselen 1995 til Trollprosjektet. I dette gigantiske olje og gassprosjektet har vår fjellteknologi blitt brukt til grensesprengende løsninger i utformingen av rørføringen i strandsonen på Kolsnes.

De undersjøiske tunnelene representerer 550 000 tfm3 utsprengt fjell. Fra tunnelene og opp mot havbunnen er det sprengt vertikale

#### 1.4

sjakter. Utslagssalvene på 170 meters vanddyb med påfølgende installasjon av rørgjennomføringer er en uomtvistelig ny nummer en. Dette er en imponerende teknisk løsning som har gitt et solid løft til norsk fjellteknologi.

Jeg ber prosjektdirektør Mike Steere ta imot Gullfeiselen 1995 på vegne av Trollprosjektet og jeg vet at han spesielt deler æren med de utførende entreprenørfirmaer  
A/F Spesialprosjekt A/S og  
Mika AS, to dyktige norske entreprenørfirmaer.

Faglig kompetanse kombinert med oljebransjens grundige risiko- og sikkerhets-analyser samt krav til sikkerhet i gjennomføring, har gitt klar suksess for norsk fjellteknologi.

Vi gratulerer med Gullfeiselen 1995.

Vi håper Gullfeiselen får en sentral plass på Trollanlegget.

Med dette ønsker vi alle deltagere vel møtt til en utbytterik konferanse og erklærer Fjellsprengningskonferansen 1995 for åpnet samtidig som vi gir ordet til dagens møteleder og styremedlem i NFF Arne Myrvang.

## ITALIAN TUNNELLING PRACTICE

Prof. Dr. Eng. Sebastiano PELIZZA

Prof. of Underground Construction

TUSC - Tunnelling and Underground Space Center

Politecnico di Torino

President of ITA/AITES (International Tunnelling Society)

SIG (Italian Tunnelling Society)

### INTRODUCTION

Italian complex geological and morphological characteristics have always forced national operators, planners and in general all those who operate for various reasons in tunnelling sector to carry out underground work construction with innovative ideas, capable of including new devices and solutions able to overcome more effectively natural obstacles.

Soil and rock improving and reinforcing techniques are, therefore applied to allow safe tunnel excavations in difficult geological conditions without reducing the excavation section but working at full face condition.

Soil and rock improving and reinforcing techniques are, usually, applied to allow safe tunnel excavations in difficult geological conditions. These improvement is are obtained by modifying the stresses around the underground works and/or the geotechnical parameters of the soil. The main methods used in Italy: ground reinforcing, grouting, jet grouting, drainage, freezing and mechanical precut and pretunnel method.

Each intervention involves a different approach to the weak soil tunnelling problem because it modifies one of the different parameters involved with different technological solutions. The choice of the technique depends on the geotechnical characteristics of the ground and on the economical balance between the cost of the intervention and the benefits it can offer.

In Italy, the ever increasing sub-surface space exploitation (in the past 30 years many hundreds of kilometres of tunnels were built) and the geological conditions which vary greatly from one tunnel to another and also in the same tunnel, requires a widespread use of these techniques. The results obtained are satisfying in a great number of applications.

## 1. DESCRIPTION OF THE METHODS

When referring to their action on the ground, the interventions can be divided into improving and preserving.

### 1.1 IMPROVING INTERVENTIONS

These produce an improvement of the geotechnical characteristics of the soil around the excavation. They are:

- **ground reinforcing:** a lasting intervention which is carried out by introducing structural elements more resistant and rigid than the soil into the ground itself (i.e. bolts, steel cables, steel or fiberglass pipes, etc.) (Pelizza 1991);

- **grouting:** a lasting intervention which produces its action with the injection at a 20-40 bar pressure of grout mixes into the soil (Tornaghi et al. 1988, Tornaghi 1978, Egger 1972, Balossi Restelli 1981, AFTES 1992)

The mixes are able to fill the voids of the soil thereby reducing the permeability and improving the soil geotechnical parameters. The grout mixes can be cement or chemically based;

- **jet grouting:** a lasting intervention which is carried out by injecting a cement based grout mix into the soil at a high pressure (over 200 bars). Different injection layouts have been developed. The final result is a column of treated soil with better geotechnical characteristics than the ground itself (Lunardi 1992 , Lunardi et al. 1986 );

- **drainage:** a lasting intervention which can be applied when water is the main problem. It is carried out by reducing the water pressure and controlling the water inflow with drains of different shapes and typologies (Vielmo 1991 );

- **freezing :** a timely intervention which can be applied when the soil is wet.

The aim of this technique is to excavate the tunnel in frozen ground, which is stable. When the final support is in place the freezing action is stopped (Gallavresi 1982 , 1991).

### 1.2 PRESERVING INTERVENTIONS

These prevent the parameters of the soil from falling to the residual values and allowing little disturbance to the stresses around the excavation. The technological aim is to reduce the deformation as much as possible. They are:

- **cellular arch:** used for short and large underground excavations. Before the excavation is carried out a supporting structure is made. This technique can be successively applied if the coverage is so thin as to not allow the use of other supporting techniques. (Lunardi et al. 1991 , SIG 1991 ).

- **precut in advance:**

a lasting intervention which is carried out with the excavation of a preventive "tile cut" around the tunnel using a chain-saw blade machine. The cut is filled with a concrete lining of high mechanical characteristics (steel fiber reinforced) (Lunardi 1991, Arseno et al. 1991, Innaurato & Pelizza 1988, Bruce & Gallavresi 1988, Bougard et al. 1979) (figure 1.1);

- **pretunnel** this involves emplacement of a shotcrete or concrete lining (up to 1.5 m in thickness) along the perimeter of the tunnel. The prelining may be used as the final lining or integrates by the final lining. The advantages of the pretunnel technique include minimum disturbance of the ground, speed of excavation, and safety of personnel (figure 1.2)

Other preserving layouts can be obtained by using several improving elements together:

- **jet grouting arch:** an arch of sub-horizontal columns is carried out on the crown of the future tunnel. Subvertical columns are often placed in the walls of the tunnel.

The arch acts by supporting the soil during the excavation (arch effect) and by homogenizing the stresses on the final supports;

- **steel pipe umbrella:** an umbrella of steel pipes with a truncated conic shape is constructed on the crown of the future tunnel (Carrieri et al. 1990, Pelizza et al. 1989) (figure 1.3);

- **preconsolidation of the excavation face:** a timely intervention carried out by inserting fiber-glass pipes on the face. It is very often coupled with precut or pipe umbrella but it has been also used alone in some tunnels. This intervention acts both by reinforcing the ground which must be excavated and by preventing the movement of the face (Lunardi 1991, Pelizza 1991).

### 1.3 COMPARISON BETWEEN THE TECHNIQUES

The interventions are characterized by some parameters which are indicative of their action:

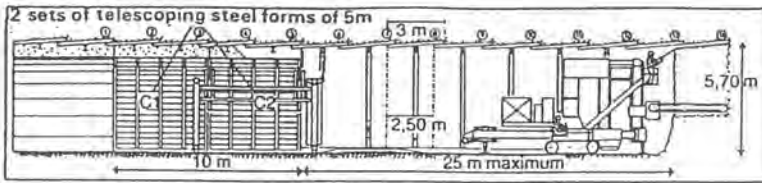
- **flexibility:** the adaptability to the variations of the geological and geotechnical conditions;

- **feasibility:** the guarantee that the result is in compliance with the desired one;

- **durability:** the decay in time of the resistance characteristics of the reinforced elements or of the reinforced soil;

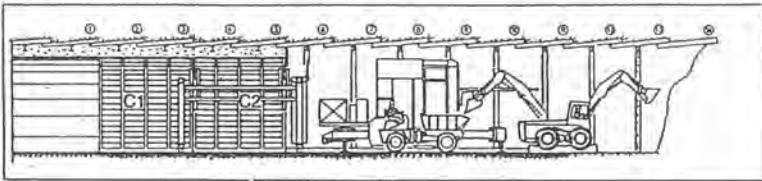
Methods	Flexibility	Feasibility	Durability	Ease of Carrying Out the Work	Speed of Carrying Out the Work	Field of Application	Controls
Jet grouting	From medium to high (it is possible to reinforce the columns with pipes)	Medium (difficult to know the condition before excavation)	High	From medium to difficult (need for trained workers)	Medium (to be alternated with excavation)	Various soils (difficult in soil with boulders or clay)	Difficult
Pipe umbrella	High	High (elements are placed securely in the ground)	No (yet well known (possible to use non-corrodible materials)	Easy	High (to be alternated with excavation)	Various soils (from morana to sands)	Possible
Radial ground reinforcement	Very high	High (elements are placed securely in the ground)	No (yet well known (it is possible to use non-corrodible materials)	Easy (using either cables or bars)	From medium to high: 1. To be alternated with excavation; 2. Prevalive from a pilot tunnel (or from an adjacent tunnel)	Various soils (from morana to hard rock)	Possible
Face reinforcement	High (can be coupled with other methods)	High	Timely intervention	Easy	From medium to high (to be alternated with excavation)	Poor soil or clay (and/or with boulders)	Possible (not important)
Grouting	Medium (requires suitable ground)	From medium to high (necessary to carry out tests)	High	From medium to easy	Low, normally prevalent: - from a pilot tunnel, - from the surface, - from advancing face, - from an adjacent tunnel	Sand, gravel	Possible to difficult
Mechanical precracking	Low (can be coupled with face reinforcing)	High	High (as a concrete lining)	Difficult	Medium (to be alternated with excavation)	Clay or cobbleva soil	Possible
Flooring	Low	Medium	Timely intervention	Difficult	Medium	Saturated soil	Possible to difficult
Drainage	High	High	From medium to high	From medium to easy	High	Soil with water	Difficult

Table 1.1 Soil and rock improvement methods in underground works (Pelizza and Pella, 1992)



CONSTRUCTION OF PRE-LINING SECTION nr 14

TOP: CUT SLOT nr. 14 AND FILL WITH SHOTCRETE  
 PENETRATION OF CUTTER 3.00 m  
 OVERLAP BETWEEN CUTS 0.50 m  
 ADVANCE PER CUT 2.50 m  
 FOR PERMANENT LINING, POUR CONCRETE UNDER SECTIONS nr. 4 AND nr.5



BOTTOM: PLACE STEEL SETS, IF REQUIRED UNDER SECTION nr.13  
 HUCK UNDER PRE-LINING SECTION nr. 14

Figure 1.1 - Mechanical pre-cutting technique construction sequence

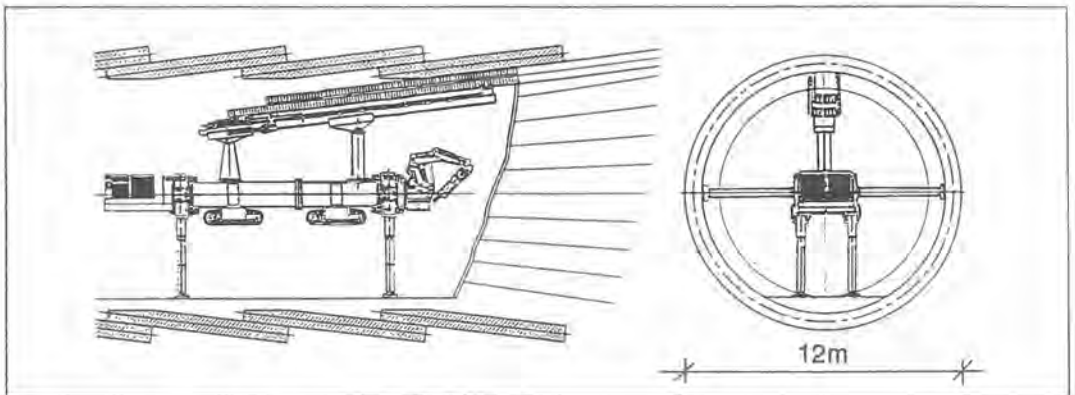


Figure 1.2 - Pretunnel technique

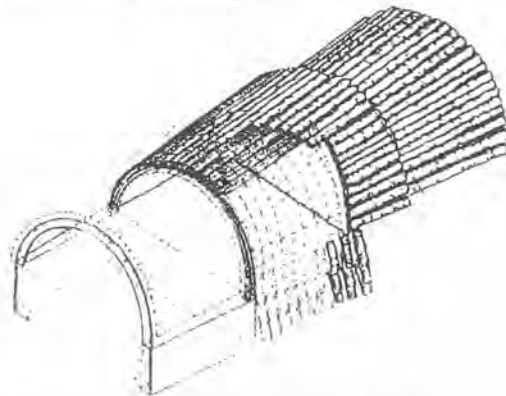


Figure 1.3 - View of the Jet Grouting Arch

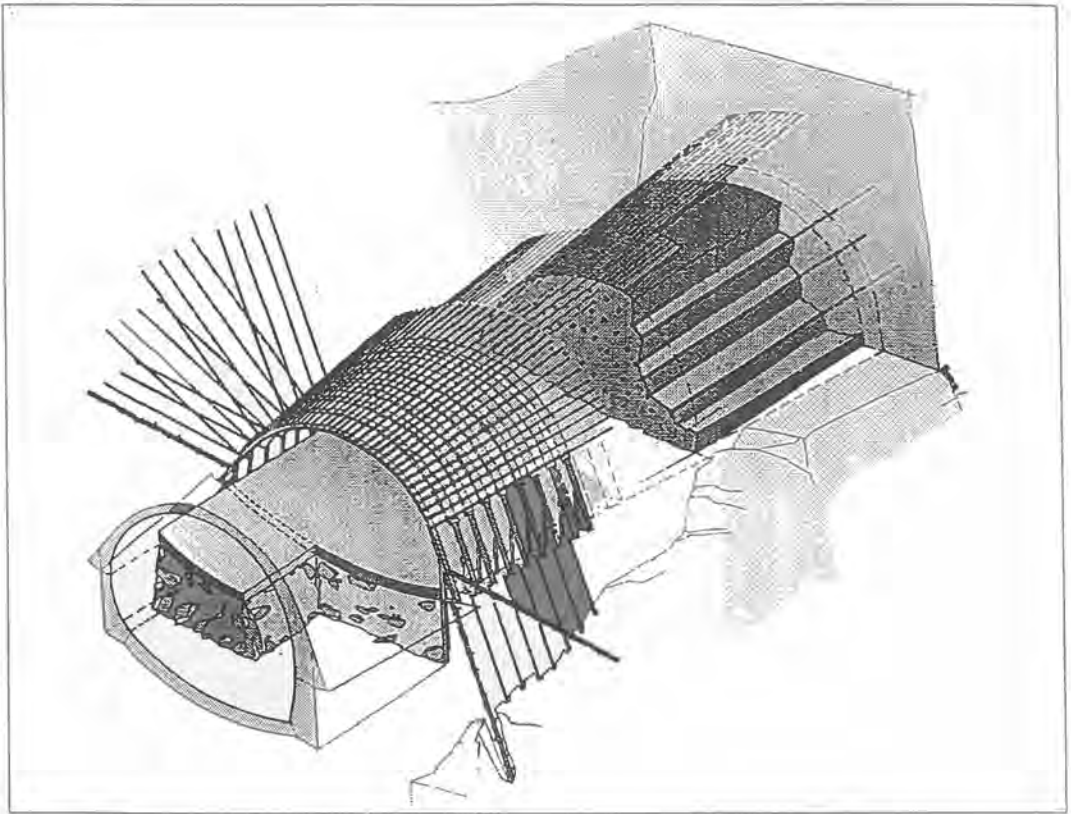


Figure 1.4 Tunnel advance by steel pipe umbrella arch, face reinforcement and subsequent steps in final excavation and support



- **carrying out:** the ease of construction related to the dimensions, type and costs of the machines, the need of specialized workers;

- **speed of carrying out:** this is an important parameter if the carrying out is alternated with the excavations;

- **control:** the monitoring to assure the feasibility.

In table 1.1 (Pelizza and Peila, 1993) some applications are compared referring to the above mentioned parameters.

In the following some interesting examples are presented referring to tunnels built in Italy in geological formations defined as "complex" for their geological, geotechnical behaviour.

## 2. SERENA RAILWAY TUNNEL

### 2.1 Geologic setting

Serena tunnel is a 7 km long tunnel along the route that will connect the Ligurian coast, across the Appennines, to the industrial North of Italy. The 13 m wide, horse-shoe shaped tunnel, is excavated by using heavy hydraulic hammer and road header.

The tunnel traverses a sedimentary sequence under a ground cover of 150 m to 450 m. The plastic behavior of the faulted and fractured rock in some portions of the tunnel poses construction problems. The geologic complexity and weakness of the rock is typical of the construction problems encountered in the Appennines.

A representative geologic section along the axis of the tunnel is given in Fig. 2.1. The rock types in the site were classified according to the RMR scheme of Bieniawski (1984) except that a further division of classes IV and V was made into subclasses IVa, IVb and Va, Vb for subsequent use in interpretation of the rock mass behavior.

We will concentrate our attention in this work on a section of the tunnel at the contact between the Macigno formation and the shale-limestone complex (Fig. 2.1).

## 2.2 Construction methodology

The two available construction alternatives for tunneling in weak rock are:

- thick, reinforced concrete lining
- reinforcing the rock or prelining the tunnel prior to final lining (prelining is not applicable in the Serena tunnel due to high ground stresses).

In fact the tunnel construction was begun using the traditional concrete lining. But the behavior of the weak ground forced the contractor to use the procedure of reinforcing the rock mass (rock requalification).

The results of the initial attempts of rock mass reinforcement obtained with a pattern of grouted bolts and cables reported in Fig. 2.2 and as can be seen from the curve of measured and predicted convergence, the rate of convergence after the reinforcement was significantly lower than would be otherwise expected.

Due to this good results a routine reinforcement very close to the face was adopted for the next 100 meters of tunnelling in difficult conditions.

The tunnelling procedure was to advance 5m in 1 m steps, installing rib and shotcrete after each step, and installing 20 grouted rebars, 8m long, per meter over the 5 m advance.

The approach of stabilizing the rock by reinforcement, was further improved by installing the grouted rebars from a pilot adit. A direct benefit from the use of the rock reinforcement in the Serena tunnel example or requalification is the improved and more consistent advance rate.

## 2.3 Rock reinforcement for stabilization

The supporting and stabilizing influence of rock reinforcement, essentially through installation of rock bolts in an underground openings, has been recognised since the early 40's. A summary of the historic development of rock reinforcement is given by Lang and Bischoff (1984) who discuss the concepts of beam- building, confined arch effect, and the reinforced arch as a composite of contiguous, reinforced rock units (RRU), each of which consists of an individual bolt and the surrounding rock. Either by direct tensioning of the bolts or through indirect tensioning of the grouted rebars, the reinforced rock receives a confining pressure which enhances the shear resistance of the rock.

We chose the Coulomb criterion to express the limiting equilibrium condition in the rock mass around the opening:

$$T = c + S_n \tan \phi \quad (1)$$

where  $T$  and  $S_n$  are the shear and normal stresses associated with the shearing plane that has cohesion  $c$  and friction angle  $\phi$

The Coulomb criterion can be expressed in an alternative form (Jaeger and Cook, 1979) in terms of the principal stresses at a point in the rock,  $S_1$  and  $S_3$ , and its unconfined compressive strength:

$$S_1 = C_o + qS_3 \quad (2)$$

where  $q$  is the square of  $\tan a$ ,  $a = 45^\circ + \phi/2$ , and  $C_o$  the uniaxial compressive strength.

### 2.3.1 Stabilization of reinforced rock through effective cohesion

Suppose at the periphery of the excavation the two principal stresses are  $S_3=0$  and  $S_1=S_1^*$ . Referring to Fig. 2.3 the Mohr circle for this stress state gives a failure condition vis-a-vis the Coulomb criterion. Limiting equilibrium can be achieved in one of three ways: (1) decrease  $S_1$ , (2) increase  $S_3$ , and (3) decrease  $S_1$ , and increase  $S_3$  in various combinations. The support-rock interaction behavior corresponding to these three cases has been discussed by Dixon et al. (1985). Note that the Mohr circles corresponding to the two limiting equilibrium cases (1) and (2) are conveniently constructed as shown in Fig. 2.3. Case (2), that is an increase in  $S_3$ , keeping  $S_1$  constant, is the condition of interest to us.

We will assume that the pre-lining reinforcement of the weak rock is done through a patterned system of grouted rebars which pick up tension following deformation of the rock mass. The net result is the provision of a confining pressure  $DS_3$ . If we now add the reinforcing influence of the bolts in eq. (2), we have

$$S_1 + DS_1 = (C_o + qS_3) + qDS_3 \quad (3)$$

or

$$S_1^* = (2c + DS_3 \tan a) \tan a + S_3 (\tan a)^2 \quad (4)$$

$$S_1^* = 2c^* \tan a + qS_3$$

where

$$c^* = c + DS_3 \tan a / 2 \quad (5)$$

is the effective cohesion.

The Coulomb criterion using the effective cohesion is now written in the two alternative forms as:

$$T^* = c^* + S_n \tan(\phi) \quad (6)$$

and

$$S_1^* = C_o^* + qS_3 \quad (7)$$

where  $C_o^* = 2c^* \tan a$

### 2.3.2 Discussion on use of effective cohesion for stabilization of a tunnel

Procedures for estimating the bolt loads and, therefore, the bolt pattern, are discussed by Bischoff and Smart (1975) and Lang and Bischoff (1984). These will not be further discussed here.

An alternative approach to applying and testing the concept of effective cohesion is centered on the use of the numerical methods (finite difference or finite element) for solving non-linear problems. The following is a preliminary summary of the approach.

- (1) The reinforcement is installed at a certain state of deformation  $u(t)$  after the excavation. At a subsequent instant, the effective cohesion  $c^*$  (or the confinement  $DS3$ ) is a function of the additional deformation,  $du$ , length of the bolt,  $l$  (assumed to be greater than the thickness of the plastic zone), spacing of the bolts,  $s$ , area of cross-section of the bolt,  $A$ , and modulus of deformation of the rock,  $E$ . Thus, we may write:

$$DS3 = (du/l)E(A/S^{**2})$$

and substitute in eq. 5 to obtain  $c^*$ .

- (2) We had initially assumed the major principal stress,  $S1$ , to be a constant while allowing  $S3$  to increase as a result of rock reinforcement. This may not generally be true. The value of  $S1$  will tend to increase due to Poisson's effect. On the other hand, a variation in the Young's modulus of the rock (with the growth of the plastic zone) will tend to reduce  $S1$ .
- (3) The change in the modulus of the rock as a result of deformation can be modeled by using the appropriate constitutive laws. However, these models may not be simple or easy to use effectively. The change in modulus of the rock within the plastic zone is easier to model as a function of the distance from the excavation boundary. This function can be easily introduced into a computer code with the new values of  $E$  assigned for the various elements in an iterative manner.
- (4) One of the most important tools for estimating the reinforcement requirements (to achieve a necessary effective cohesion) is the convergence data referred to in item (1) above, which, together with the characteristic curves can be used to modify the design. This subject is further discussed in the following section.

### 2.4 Convergence monitoring and design modifications

Monitoring of the boundary displacements as a function of time and distance from the advancing face is a routine part of the current construction practice. The displacements, measured as

convergence, can be used to predict tunnel closure and support requirements at a given value of the displacements. The following is a description of

the three main elements of the procedures used for design modifications in this project, namely, measuring and analyzing convergence, predicting convergence including use of back analysis, and reinforcing rock mass to reduce convergence, and support requirements.

#### 2.4.1 Analysis of convergence data

As an example of convergence measurements and analysis, we have selected a section of the tunnel at the contact between the shale-sandstone and the Macigno formations.

The analysis of the convergence data (the results of which are included in Fig. 2.2) was performed by using a closure curve-fitting scheme of Sulem et al. (1987) who gives the following expression for the tunnel closure (which we shall denote as  $D$ ) as a sum of two functions, one depending on the distance,  $x$ , and the other on time,  $t$ , past the excavation:

$$D(x, t) = D_1(x) + D_2(t) \quad (8)$$

where:

$$D_1(x) = \text{Delastic}(1 - (X/(x+X))^{**2}) \quad (9)$$

$$D_2(t) = 1 + m(1 - (T/(t+T))^{**n}) \quad (10)$$

where  $X$  and  $T$  are the distance and time, respectively, beyond which  $D_1$  and  $D_2$  are independent of  $x$  and  $t$ .

The parameters  $m$  and  $n$  (as well as the parameters  $X$  and  $T$ ) are characteristics of rock mass behavior and its interaction with the support. These parameters are obtained as part of the curve fitting to the data. The final closure is given by:

$$D(\text{final}) = \text{Delastic}(1+m) \quad (11)$$

#### 2.4.2 Convergence prediction

The ultimate objective of this project was to assure that the final, stiff, concrete lining was installed at the time and distance when further convergence of the tunnel was at a tolerably low level. Thus, a design of reinforcement of the rock in the pre-lining stage would require an interaction between the characteristic curve predictions and the actual observations of convergence.

The characteristic curve method (Lombardi, 1973) was used to predict the radial displacement and radius of the plastic boundary as a function of the applied internal pressure. The method is in common use for design of tunnel support. The inherent assumptions of circular geometry of the tunnel and isotropic in-situ stress in the plane of the tunnel cross section are generally not considered to be too restrictive.

The input data to the characteristic curve analysis include: the radius of the opening, the in-situ stress, and the rock characteristics (angle of friction, cohesion, Young's modulus) for both the elastic and the plastic zones, and percent dilatancy of the rock. The results of the analysis are plotted as a graph between the radius of the plastic zone (or the radial displacement) and the internal pressure required to stop the growth of the plastic zone. The plastic radius and the support pressure are usually normalized with respect to the tunnel radius and the in-situ stress, respectively.

Recognizing the uncertainty in prescribing the rock characteristics, the predicted displacements of the tunnel boundary would need to be revised to correspond to the measured values.

Back analyses were used in this investigation to adjust the input parameters such that the measured and predicted values had a reasonable agreement. We note that a back analysis involving several input variables may not assure a unique solution. For this reason, a back analysis must always be coupled with good engineering judgement.

#### 2.4.3 Rock reinforcement and design modification

An examination of the displacement-pressure curves showed that the rock in the tunnel section classified as Vb could not be stabilized by using a reasonable amount of internal pressure or support (i.e., 20 to 25% of the in-situ pressure). The solution to this problem was (as previously discussed in sec. 2.2) to modify the properties of the rock by reinforcing it with a pattern of grouted bars at a certain stage of convergence. Parametric analysis were performed to select the optimum level and time of reinforcement of the rock mass. An example of the use of this procedure is as follow.

The properties of the unreinforced rock are taken as:

Angle of friction of both elastic and plastic zones:  $15^\circ$ ,  
Cohesion (t/m<sup>2</sup>) = 2 and 0.5 for the elastic and plastic zones  
Dilatancy: 2% and E: 500MPa.

Three types of reinforcement patterns are examined, each considering installation of grouted rebars from the pilot adit (see Fig. 2.4). The resulting confining pressure, DS3, and effective cohesion,  $c^*$ , are listed below:

Reinf. Type	DS3 t/m <sup>2</sup>	$c^*$ t/m <sup>2</sup>	Pattern m x m	Length m
B	45	37	1.0 x 1.5	8-10
C	22.5	21	1.0 x 2.0	8-10
D	15	16	1.5 x 2.0	8

The value of DS3 was obtained as suggested in Sec. 2.3.2 by selecting the radial deformation for a support load corresponding to 20% of the initial ground pressure of 250t/m<sup>2</sup>.

For the specific problem examined, the introduction of a minor reinforcement (type D,  $c^*=16\text{t/m}^2$ ), allows a plastic zone of thickness equal to only twice the tunnel radius at a stabilization pressure/initial pressure ratio of 20%,

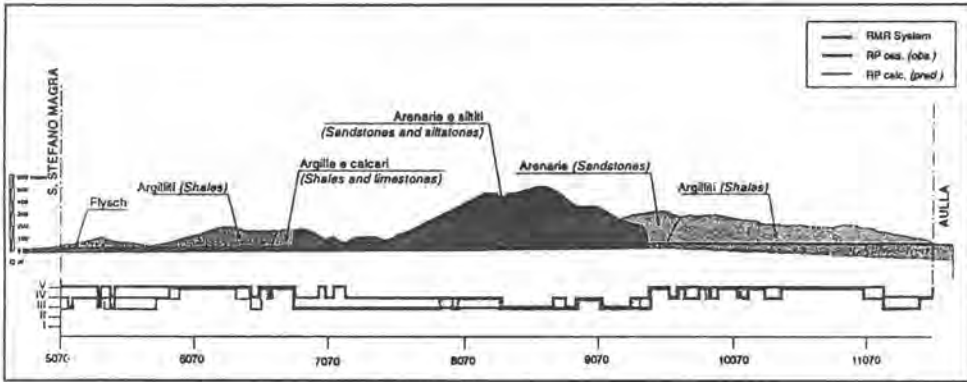


Figure 2.1 Longitudinal section along tunnel axis with engineering geological zoning according to the mass classification of Bieławski and of Rabcewicz (observed vs. predicted).

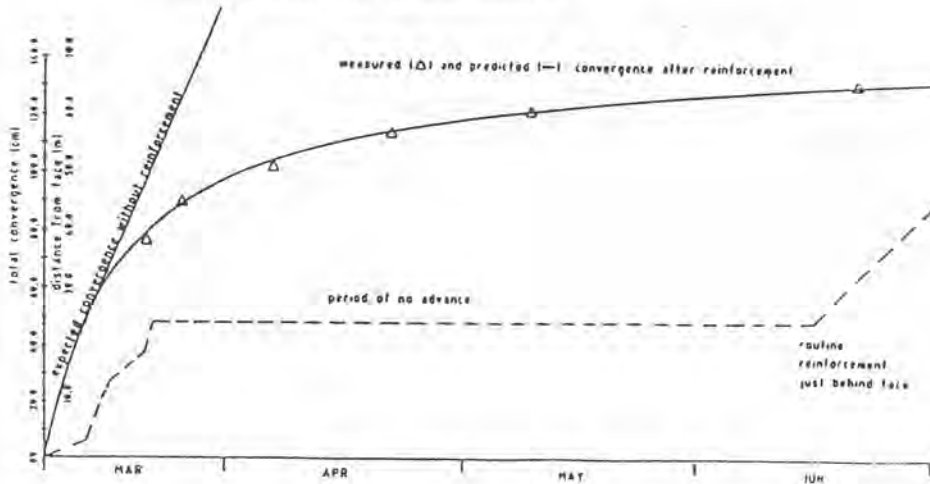


Figure 2.2 Predicted and measured tunnel convergence prior to routine reinforcement installed behind the face from full heading.

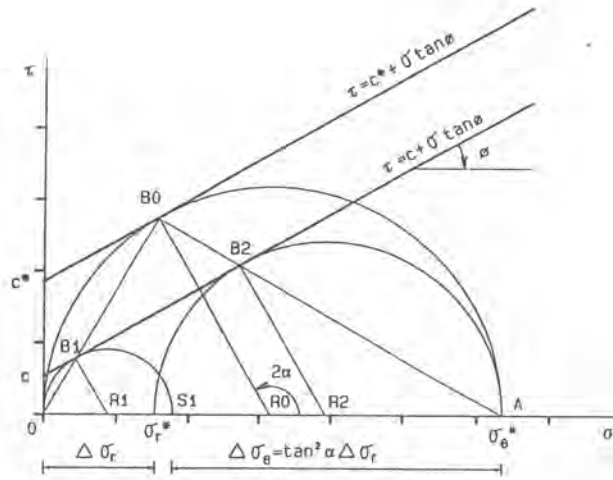


Figure 2.3 Coulomb and Mohr diagrams illustrating rock stabilization with effective cohesion.

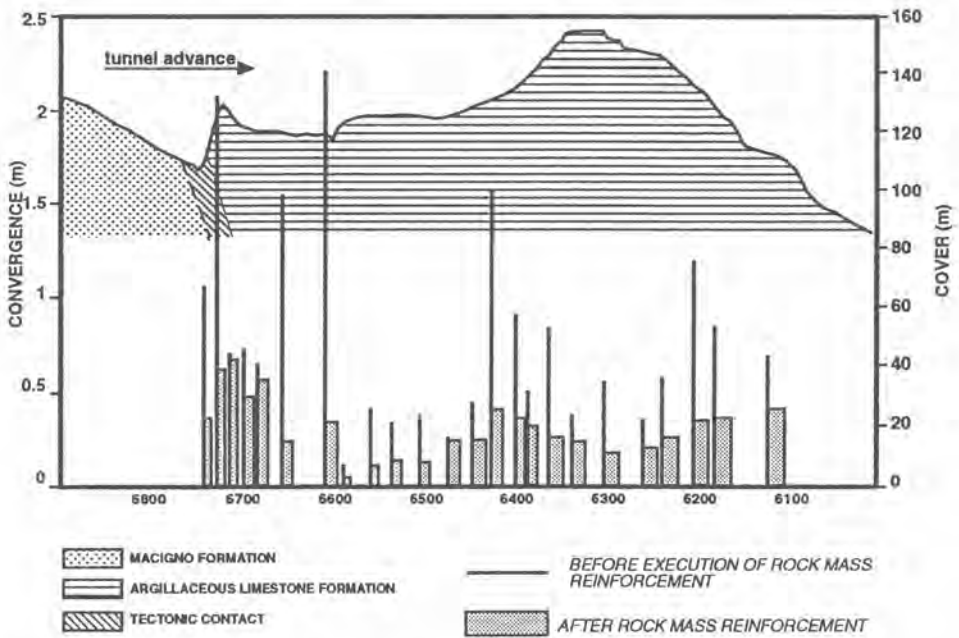


Figure 2.4 Compiled convergence value before and after the reinforcement installation.



### 3. AVISE MOTORWAY TUNNEL

#### 3.1 General Information

##### 3.1.1 Project Description

The Avise Tunnel is one of the 10 tunnels along the section of the Italian motorway A5 that connects the town of Aosta (100km North of Turin) to the French border through the Monte Bianco Tunnel. The twinbore Avise tunnel is 3km long and lies under a cover of 40 to 330m. The two bores are separated by 10m, each has a diameter of 11.4 and will house 2 traffic lanes.

The tunnel provides an interesting opportunity to compare technically and economically the following situations (Fig. 3.1):

- (1) pilot bore plus TBM enlargement (TBE) vs. drill and blast excavation (DBExc) of the entire section (without a pilot bore),
- (2) TBE vs. drill and blast enlargement (DBEnl) after a pilot bore,
- (3) expected vs. actual performance of the TBE.

##### 3.1.2 Geologic Setting

The Avise tunnel traverses the S.Bernardo formation, mainly constituted by intensely fractured and faulted gneiss and micaschist with intercalations of chlorite and phyllite. Except for the portal sections, which are constituted by detritus or moraines under a cover upto 40m, the 2.7km long section through rock is undercover of 180-330m. The principal source of the geological information is the 4.5m diameter pilot bore.

The principal source of the geological information is the 4.5m diameter pilot bore. This information was coupled with some seismic measurements in the field and mechanical property tests in the laboratory. For example, the geomechanical properties of the gneiss were obtained from one series of tests as follows:

Density: 2.7 kg/cm<sup>3</sup>

Unconfined compressive strength CO: 80MPa

Brazilian tensile strength: 9 MPa

Youngs modulus: 10-17 GPa

Comp. wave velocity: 4452 m/s

A longitudinal section through the tunnel is given in Fig. 4.2. The most significant and, by experience, the most critical geologic feature encountered during excavation was the Vertosan fault. The fault is located about half way through the tunnel and is associated with a 60m wide fault zone. The negative influence of the Vertosan fault on rock quality and advance rate (by TBM or drill and blast excavation) is discussed in Sec. 3.2.

The RMR and classification system of Bieniawski (Bieniawski, 1979) is used for comparing the advance rate between the various excavation schemes. For convenience, Bieniawski's classes IV and V were further subdivided into classes Va, IVb and Va, Vb. It is noted that other classification schemes, may be equally applicable.

### 3.2 Excavation Methodology

The originally planned scheme was to make a pilot hole of diameter 4.5m with a TBM at the center of the right and left bores (11.4m diameter) of Avise tunnel. The pilot holes were to be subsequently enlarged by a reaming machine. However, due to the problems associated with the Vertosan fault, the methodology actually used evolved differently for the two bores: the TBM pilot bore and TBM enlargement (TBE) was used for the right bore (Fig.3.3) whereas drill-and blast excavation (DBExc) was used for the (Monte Bianco) half of the left bore (Fig. 3.4) and TBM pilot bore plus drill-and-blast enlargement (DBEnl) was used for the other half (adjacent to Aosta portal) A cross-section of the two bores is shown in Fig. 3.5

#### 3.2.1 Right Bore

##### 3.2.1.1 Pilot bore

A 4.5m diameter TBM (WITH TBS III 450) was used to bore the pilot hole in the center of the right bore proceeding from Aosta (AO) portal toward Monte Bianco (M.B.) portal.

A major portion of the rock (70%) was given class III while the rest of the rock horizon was associated with the subdivided class intervals IVa (12.4%), IVb (16.0%), and V (1.6%). Depending on the number of shifts, the advance rate generally ranged between 5 and 45m/day, see Fig. 3.6.

When required, the pilot hole was reinforced with 1.5m long, 22m diameter, fiber-glass bolts The bolted section comprised 266m out of a total length of 2676m, with an average frequency of 1.2 bolts/m. Another 300m of the pilot bore in very poor rock was supported by steel ribs with a frequency of 3.7 steel arches/m. The excavation cycle for the pilot hole is given in Table 3.1.

##### 3.2.1.2 TBM enlargement of pilot hole (TBE)

The right bore of the tunnel was enlarged from the 4.5m diameter pilot hole to the 11.4m diameter full bore for the entire (2676m) rock mass horizon The enlargement was made using a WIRTH TBS III machine. Generally, the entire length of the bore is supported with:

- resin-grouted fiber-glass bolts, 4.5m long, 25mm diameter, spaced at 1.8m

- a 150mmx150mm, 5mm diameter wire mesh bolted to the periphery of the bore; and
- a steel-fiber reinforced, 10cm thick layer of shotcrete.

The rock mass was divided into 3 suppon classes or sections: A, B, and C, with slightly different prereinforcement design used for each section. In some portions of the bore, both steel bolts and steel arches were required for support. The final lining was provided by 30cm thick concrete, that was cast in place. The TBE cycle is shown in Table 3.2.

### 3.2.2 Left Bore

The left bore of the tunnel had been explored by a 4.5m diameter pilot hole far about half of its length (see Fig. 3.1) from AO portal to the Vertosan fault. This section was enlarged using drill and blast excavation (DBEnl) advancing both from the Vertosan fault and AO portal. The remaining section was excavated by drill and blast (DBExc) proceeding from M.B. Portal to Vertosan fault.

#### 3.2.2.1. Drill & blast excavation (DBExc)

Drill and blast excavation (DBExc) was used to excavate 1343m of the left bore at an average advance rate of 5.4m/day. Controlled excavation was made to avoid any damage to the rock around the right bore.

Two-step excavation was used (with heading and benching, see Fig. 3.4), limiting the advance per blasting round to 2.0m for controlling the peak particle velocity. The support provided was a function of the rock class as shown in Table 3.3. The bolts are 24mm diameter, 4.5m, injection-grouted steel or friction bolts. The final lining of cast concrete varied in thickness from 50cm to 60cm. The DBExc cycle is given in Table 3.4.

#### 3.2.2.2 Pilot hole and drill & blast enlargement (DBEnl)

As shown in Fig. 3.1, the 4.5m diameter pilot hole was made at the center of the left bore from AO portal to the Vertosan fault for about 1340m. The rock mass classification and support requirements were similar to those observed in the parallel pilot hole in the right bore. The DBEnl was made from two faces with support provided in a manner similar to that given in Table 3.3.

## 3.3. Comparative Analysis

### 3.3.1 TBE versus DBExc

As mentioned earlier, the approximately 1340m section of the tunnel between the M.B. portal and Vertosan fault was excavated

using TBE (in the right bore) and DBExc (in the left bore). The daily advance rates for the two operations are given in Figs. 3.7 and 3.8 respectively. The advance as function of rock class is given in Table 3.3 for this (M.B.) section of the tunnel.

The TBE advance from M.B. portal to Ventosan fault (1336m) was made in 181 days using 1 shift for 62 days, 2 shifts for 20 days, and 3 shifts for 99 days. The average advance of 7.38m/d was influenced by organizational factors (machine operation, services, personnel). Almost 50% of the total period was used for bringing the job site operations to an optimum level. Note, however, that the average rate achieved here falls within the range of experience of large TBM's (Kovari et al., 1993).

Table 3.1. Right bore, TBM pilot hole excavation

Work phase	Equipment used	Personnel
Excavation and support	1 wirth TBS III 4.50m diameter, drilling machine	1 operator, 4 workers
Mucking	2 electric locomotives with 5 wagons	3 workers, 1 assistant

Table 3.2. Right bore, TBE cycle

Work phase	Equipment used	Personnel
Excavation and support	1 wirth TBE IV 450/1140 H	2 operators, 8 workers
Install service lines in invert and complete	1 roller	1 operator, 5 workers
Mucking	2 electric locomotives with 5 wagons	3 locomotive operators, 4 workers, 1 assistant

Table 3.3. Type of support used in the DBExc section of left bore

Rock class (Bieniawski)	% of Excavated length	Type of support		
		Bold pattern	Shotcrete	Steel ribs
III	54.3	1.5mx1.5m	10cm	no
IVa	29.1	1.0mx1.5m	15cm	no
IVb	13.1	1.0mx1.0m	15cm	yes
Va	3.5	-	20cm	yes

Table 3.4. Left bore, drill &amp; blast excavation cycle for the heading

Work phase	Equipment used	Duration (h)	Personnel
Drill & blast	1 jumbo drill (3 arms)	2	2 operators, 4 workers, 1 assistant
Mucking	1 shovel, 4 dump trucks	2	1 operator, 4 drivers
Scaling	1 hammer	1	1 operator, 1 assistant
Shotcrete	1 shotcrete machine 2 or 3 cement trucks	1	1 operator, 2 or 3 drivers, 1 assistant
Support	1 jumbo drill	2	2 operators, 4 workers, 1 assistant

Table 3.5. Rock class and advance rates in the section of Avise tunnel from M.B. portal to Vertosan fault using DBExc (left bore) and TBE (right bore)

Rock Class	DBExc, Left Bore		TBE, right bore	
	% of excav.length	Advance rate m/d	% of excav.length	Advance rate m/d
III	54.3	5.9	85.7	3.9
IVa	29.1	5.4	7.0	3.2
IVb	13.1	3.8	7.3	1.6
Va	3.5	2.7	0	-

Table 3.6. Reduction in advance rate as a function of decreasing rock quality, assuming 100% advance for class III.

Rock Class	Reduction % in advance rate	
	DBExc	TBE
III	0	0
IVa	9	19
IVb	30	62
Va	55	88

The DBExc advance in the 1343m of the M.B. section reached an average of 5.4 m/d over a period of 249 days. The lower advance (compared to TBE reflects the effect of controlled blasting to minimize the damage to the already excavated right bore, that was separated by a 10m-wide pillar. It can be assumed that, in the absence of controlled blasting, the advance rate will increase, but with the probable increase of overbreak of the tunnel section by a % that is significantly more than the present 3.5 to 4%.

### 3.3.2 TBE versus DBEnl

The comparison between the enlargement of the pilot hole by the reaming machine (TBE) and by the conventional means (DBEnl) refers to the AO-section of the tunnel, from Vertosan fault to AO portal.

The TBE advance in the AO-section averaged 13.2m/d, over a period of 85 days and peaked at 25.50m/d (Fig. 3.7). The DBEnl advance (with once face from AO) averaged at 7.7 m/d - about 30% more than the advance of DBExc. However, the DBEnl advance using two faces (one from AO and the other from Vertosan fault - Fig. 3.1) averaged at 13.2 m/d - the same as for TBE in this section.

The two techniques (TBE and DBEnl) respond differently to the rock mass characteristics. The production data (Table 3.6) demonstrate that conventional excavation responds better to marked variations in the rock mass characteristics.

### 3.3 3 Expected vs. actual Performance of TBE

As expected the peak performance of the TBE occurs in a narrow range of rock characteristics. Experience with the machine, that is, anticipating and minimising the causes of interruption of the TBE (Fig. 3.9) is necessary for achieving high advance rates. One of the main causes of interruption (24%) was the blockage of the open, star-shaped head. The head was closed, half way through the right bore, to overcome the problem. Another major source of interruption (23%) was the accumulated dust in the pilot bore.

TBE is significantly superior to conventional excavation with regard to preserving the quality of rock. For instance, the rock classes after TBE remain essentially the same as those obtained from the pilot hole. In contrast, the rock classes after conventional excavation are considerably downgraded (see Table 3.4).

TBE requires a stable pilot hole and good anchoring capacity of the ground. In poor ground, the grippers may not be properly anchored. As a result, the pistons, instead of pulling the head forward, can pull the ground into the pilot hole.

### 3.4 Conclusion

The experience from Avise shows that for a rock mass of class IVa or better, TBE performs better than conventional excavation. The existence of a major fault zone (e.g. the 60m wide Vertosan fault zone of class V), even though predicted by the pilot bore, can cause delays of 25 to 50% in excavating a tunnel of 3km length. The suggestion that emerges is that it may be more appropriate to select the enlargement option (mechanical or conventional) after completion of the pilot hole.

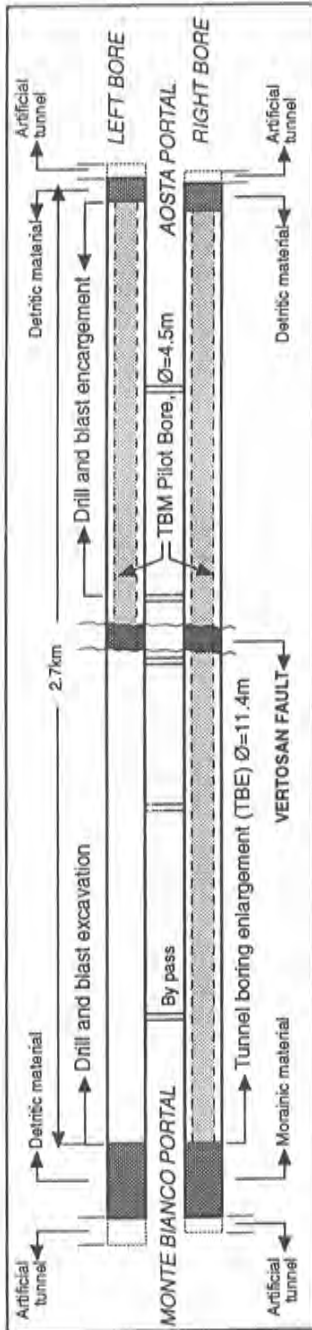


Figure 3.1 Plan view of 2 bores of Avisa Tunnel showing the excavation scheme.

1. Left pilot bore, 1.5km from Aosta (AO) toward Monte Bianco (M.B.);
2. Right pilot bore, 2.7km AO toward M.B.;
3. TBE, 2.7km M.B. to AO;
4. D&B from M.B. to AO.

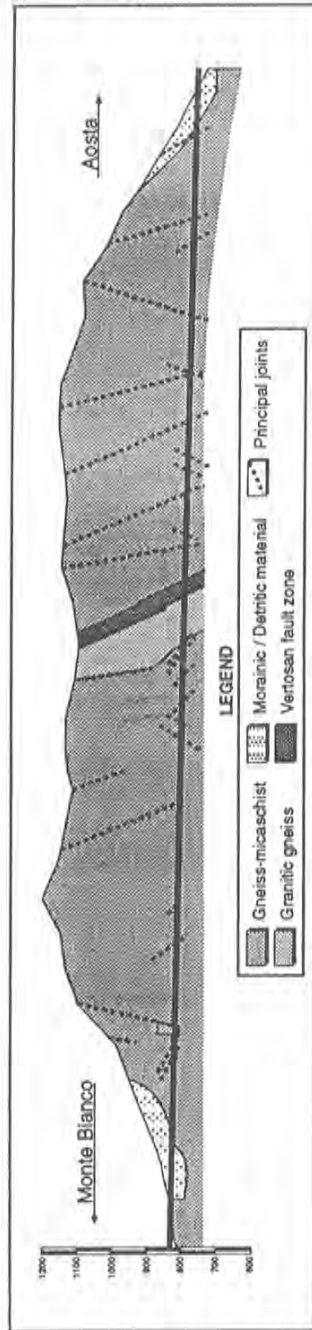


Figure 3.2 Longitudinal geological section along Avisa Tunnel.

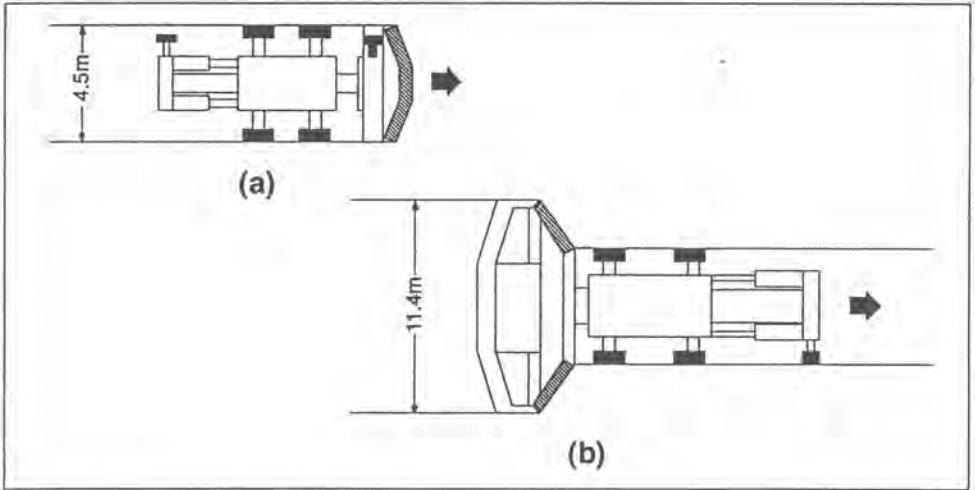


Figure 3.3 Excavation by TBM.

- (a) Left pilot bore, 1.5km from Aosta (AO) toward Monte Bianco (M.B.);  
 (b) Enlargement by reaming machine (TBE).

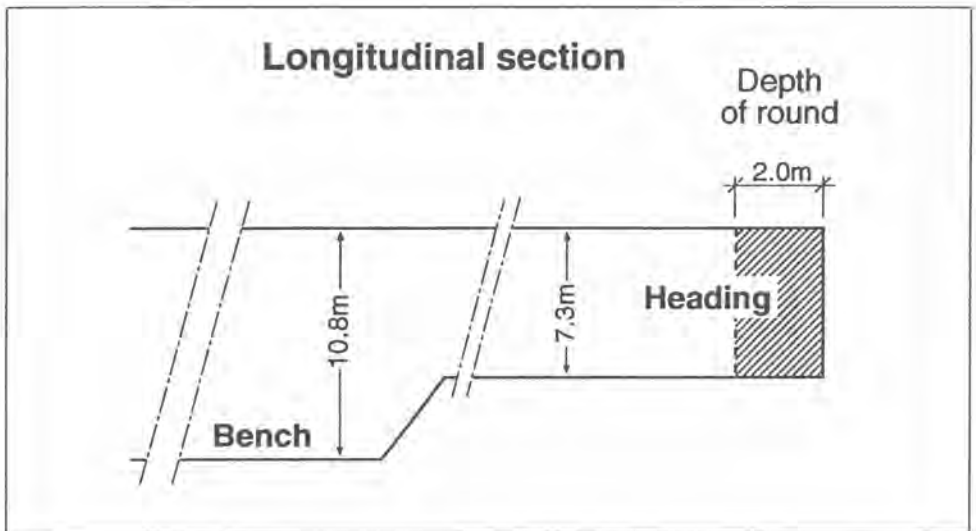


Figure 3.4 Sequence by Drill and Blast Excavation.



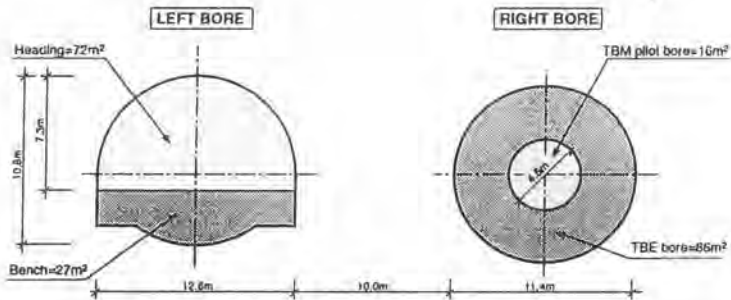


Figure 3.5 Cross section at Avise Tunnel showing the drill and blast excavation (Left Bore) and TBE (Right Bore).

**TBM 4.5m**

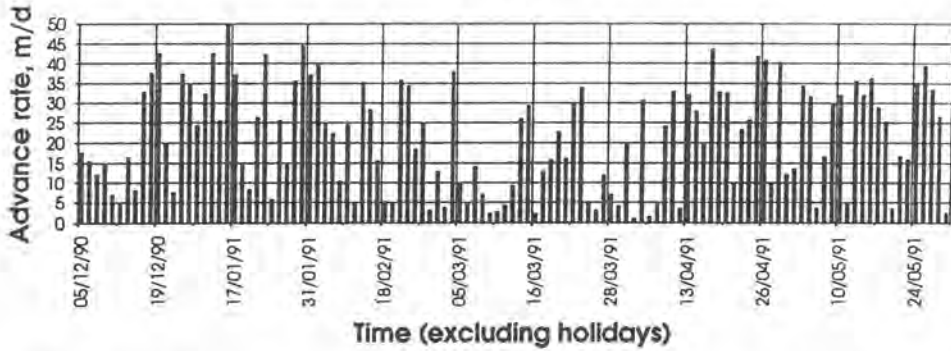


Figure 3.6 Daily advance of the 4.5m diameter TBM in the pilot bore for the entire length of the right bore.

**TBE 11.4m**

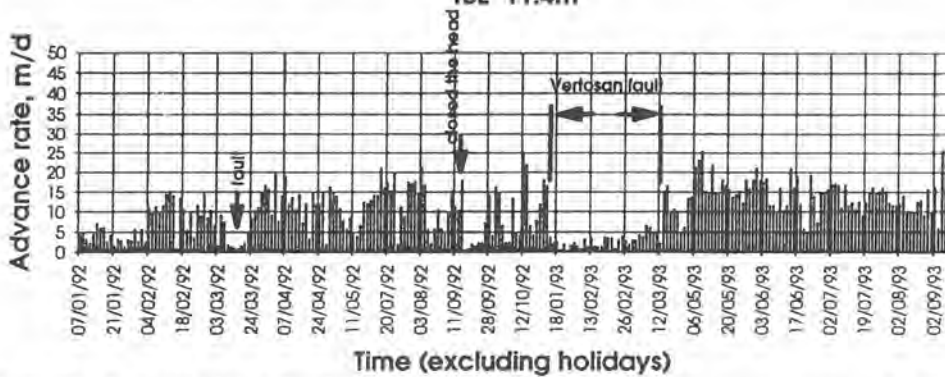


Figure 3.7 Daily advance of TBE, for the entire length of the right bore.

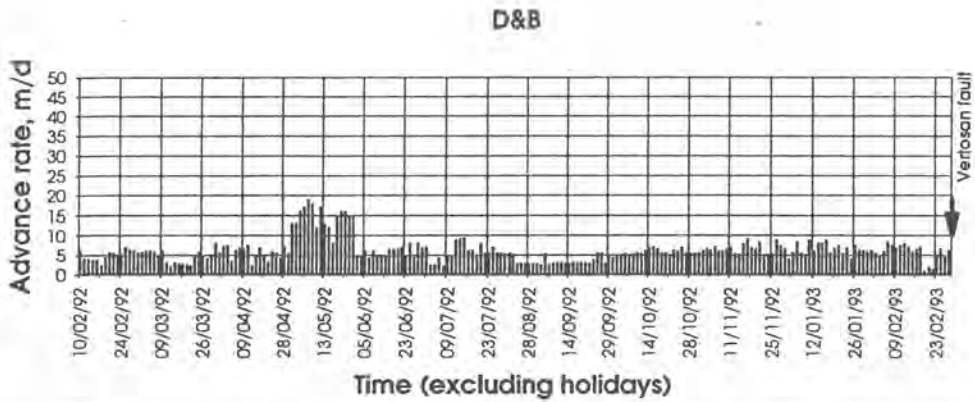


Figure 3.8 Daily Advance of the D&B, heading excavation in left bore from M.B. Portal to Vertosan fault.

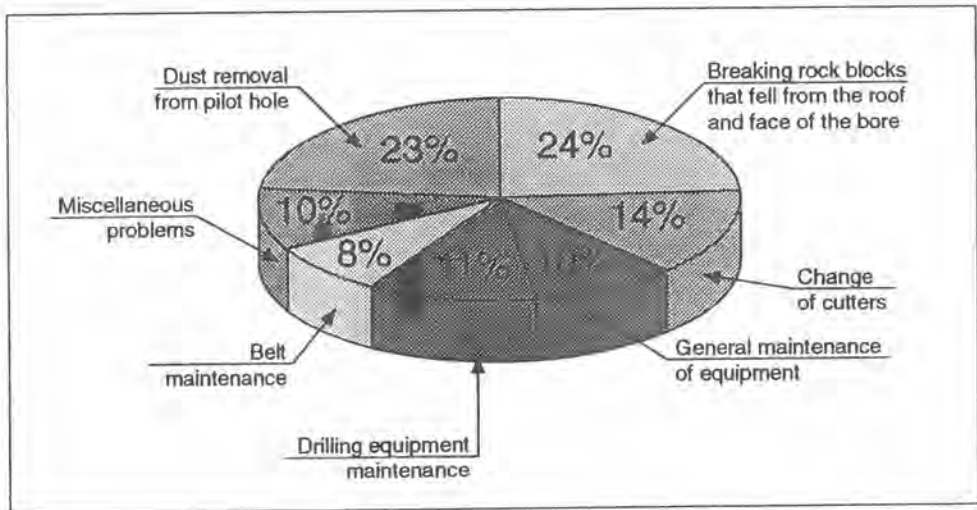


Figure 3.9 Causes of interruption of the TBE.

## 4. VOLTRI RAILWAY TUNNEL

### 4.1 General Information

The high-speed railway system under planning and construction in Italy involves two major lines or axes as shown in Fig. 4.1. One is the North-South axis connecting the Milano-Bologna-Firenze hub to Roma and Napoli, the other is the West-East axis, connecting the principal northern cities: Torino, Milano, Verona, and Venezia. In addition, a high-speed railway link is planned between Milano, the business and industrial center of the Padana plain, and Genova, the principal harbor of Northern Italy. The total length of the Italian high-speed railway will be of the order of 1000 km (with 180 km of tunnels).

The Milano-Genova link and in particular, the connection between the Valico line (Genova-Milano) and the new Genova-Voltri harbor, involves the Voltri tunnels with a 8 km-long main line and 4 km of connection tunnels (Fig. 4.2). The construction of the Voltri tunnel began in 1992 with a first trunk of 7.5 km. About 1.2 km of the tunnel had been completed by the end of February 1994.

The present layout of Voltri tunnel (Fig. 4.1) was arrived at through an optimization of the various alternatives considered during the initial planning of the project (completed in 1990).

The Voltri tunnel has several significant characteristics that are listed below:

- total length is 12 km
- three large intersections (22,40m diameter, 100m to 170m long), namely Borzoli, Bolzaneto and Granarolo (Fig. 4.2)
- most of the tunnel passes under urban areas (for instance, the first kilometre long section between Doria tunnel lies below a heavily populated area, with high buildings founded on steep slopes)
- the tunnel horizon is in generally poor rock mass
- the overburden ranges from a few meters (at river crossings) to above 400m (Bric dei Corvi)
- the tunnel crosses three rivers at a depth of a few meters, namely Varenna, Bianchetta and Cassinelle
- other important interferences are the undercrossing of the Genova-France Highway (Rexello Viaduct), the pipeline that brings petroleum in Germany, and an electric transformation plant, with an overburden of few meters.

### 4.2 Geological and geomechanical Characterization

The topography of the project site is controlled by the costal range, the Appennini Mountains which the Voltri tunnel will

traverse starting at a short distance N of Genova. The tectonic developments in the Ligurian region have resulted in a complex morphology and a principal drainage system with torrential characteristics and a N-S pattern which intersects the tunnel axis in several locations. The mountain slopes are generally associated with steep grades (25 to 100%) which produce a rapid variation in the overburden.

The tunnel traverses a geologically complex horizon, containing alternation of various types of lithology, grades of metamorphism, origin and composition, deformation history, and residual stresses. The rock mass to be excavated is, therefore, strongly heterogeneous and presents significant difficulties in construction of a representative geologic section. There is a notable degree of uncertainty and difficulty in interpreting the geologic variables in the area, especially at depths of the order of 400 m which will be encountered in several sections of the tunnel. The tunnel traverses three principal tectonic complexes separated by shear zones and faults of various magnitude:

- Voltri Group: Calcschist and quarzschist; Metagabbro and prasinite; Serpentinite and serpentino-schist; Tectonic breccia (metagabbros)
- Triassic-Liassic Unit: Limestone - Dolostone
- M. Figogna Unit: Shale, Calcareous shale; Basalt; Serpentinite and serpentino-schist

The above units are underlain by marine sediments (claystone and siltstone) of tertiary origin and a cover of quaternary detrital material. These surficial deposits are of interest mainly in the portal areas.

Several in situ investigation and laboratory tests were performed to characterize the rock mass along the tunnel from a geomechanical point of view. The investigations included: Interpretation of aerial photographs for identification of the principal lineations; Geophysical (seismic refraction) surveys along the tunnel; 45 exploratory holes for a total length of 2000 m; Geostructural surveys; Geomechanical index tests (Schmidt hammer and point-load tests); Laboratory tests.

The results of the laboratory tests are summarized in Fig.4.2 together with assignment of rock classes according to the scheme of Bienawski.

### 4.3 Design and construction

The typical section for the main tunnel, using two tracks, has an area of 100 m<sup>2</sup> and an arched-roof radius of 5.2m. The typical section for the single-track subsidiary tunnels (Southern connection and Borzoli connection) has an area of 60m<sup>2</sup>.

For the design of supports and selection of a construction method, the rapid variation in the overburden (from near zero to 400m) was a key consideration. Another factor to be considered was the proximity of the urban constructions to the shallow section of the tunnel, that allowed very low subsidence limits on the surface.

The selected design for the shallow tunnel sections and the portals involved the use of a systematic pre-reinforcement scheme (the umbrella arch) and ground improvement of the alluvial overburden by cement injection and jet-grouting (Fig. 4.3, 4.4, 4.5).

For the tunnel sections at depth, the rock mass around the tunnel was assumed to reach a plastic state with high and unadmittable deformations due to the poor strength of the rock mass. The characteristic line method was used with support optimization performed through convergence measurements. Rock radial reinforcement or "requalification" through superswellers was recommended in some instances to improve the effective shear strength of the rock mass.

The thickness of the final, concrete lining was calculated for various sections of the tunnel to define at the different depths, technical and economic optimization between heavy steel-reinforced concrete-lining and high density reinforcement for rock improvement. The lining types A to D were associated with a thickness varying from 80-140cm.

The excavation of the rock mass was done by means of drill-and-blast, roadheader, and hydraulic hammer, depending on the rock quality on the vibration limits due to the and proximity to urban structures. Table 4.1 lists the methods of excavation used for each rock type.

Table 4.1: Method of excavation

Rock Type	Method of excavation		Section half or full	Advance Rate m/day
Breccia	hammer		half	2-4
Calcschist	hammer, drill & blast, and roadheader (near habitation), d&b		half	5 1-2
Basalt	drill & blast		full	8
Serpentinite	hammer		half	1-2
Limestone & Dolomite	drill & blast		full	8
Shear zones	hammer		half	<1

The Voltri tunnel is being excavated from 6 fronts, four of which are obtained from the intermediate access tunnels at Varenna and P.M. (Fig. 4.1).

#### 4.4 Monitoring

Monitoring of deformations above the tunnel, especially in the sections close to urban area, is necessary to assess the stability of the tunnel and to guarantee the subsidence control. This monitoring is done by convergence measurements in the tunnel and by extensometer measurements in the overburden in main undercrossings (Varenna River, Rexello Viaduct). Interferences with surface structures are constantly under control, either with vibration monitoring for excavation method and high-precision topographic grid for subsidence.

The excavation of the shallow sections of the tunnel in the urban areas with umbrella-arch pre-support gave very satisfying results: surface control measurements reveal subsidence from 5 to 20mm for buildings passed with 5-15m of overburden (Figs. 4.6-4.7).

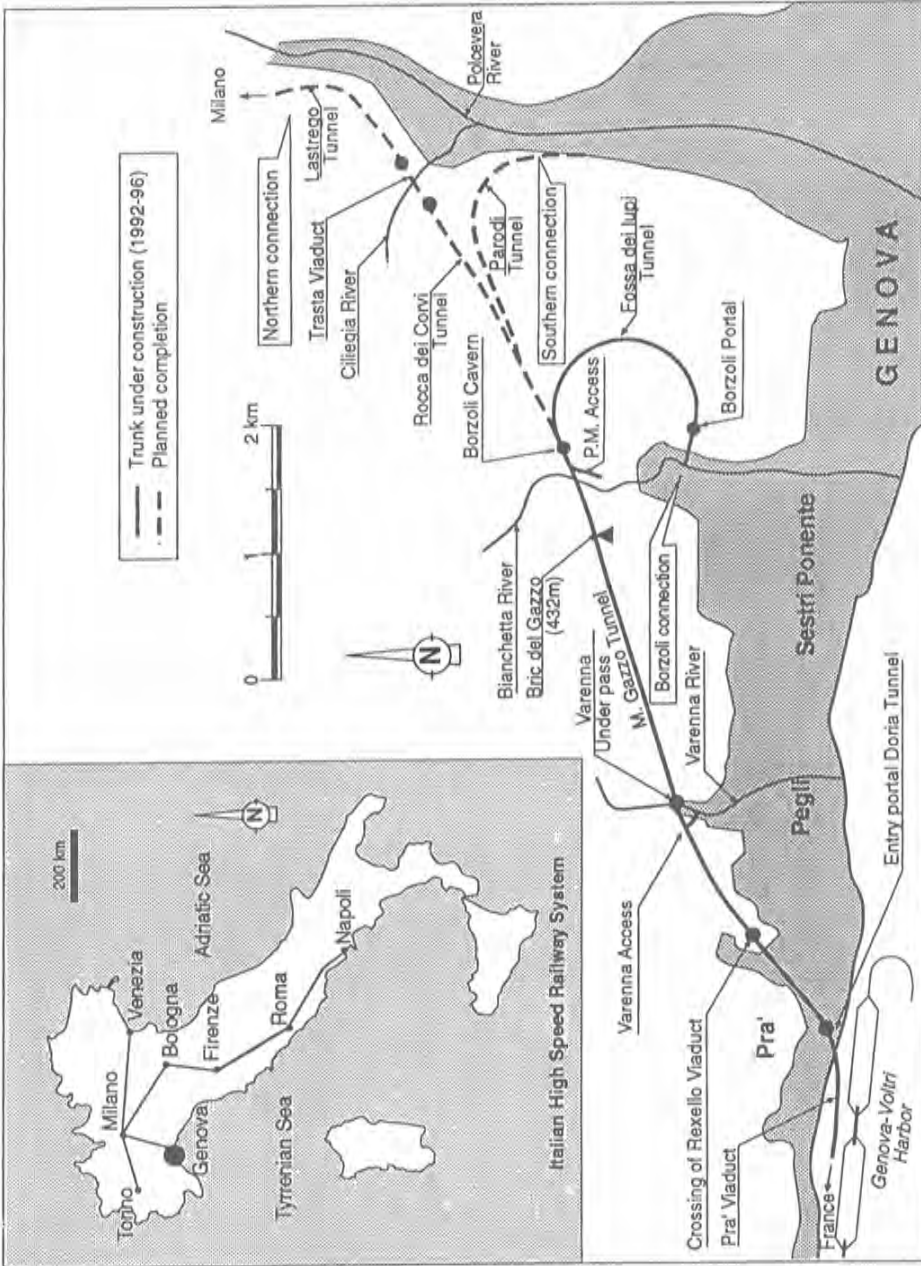


Fig. 4.1: Railway connection between Valico line and the new harbor of Genova-Voltri. (Master Plan of Voltri tunnel).

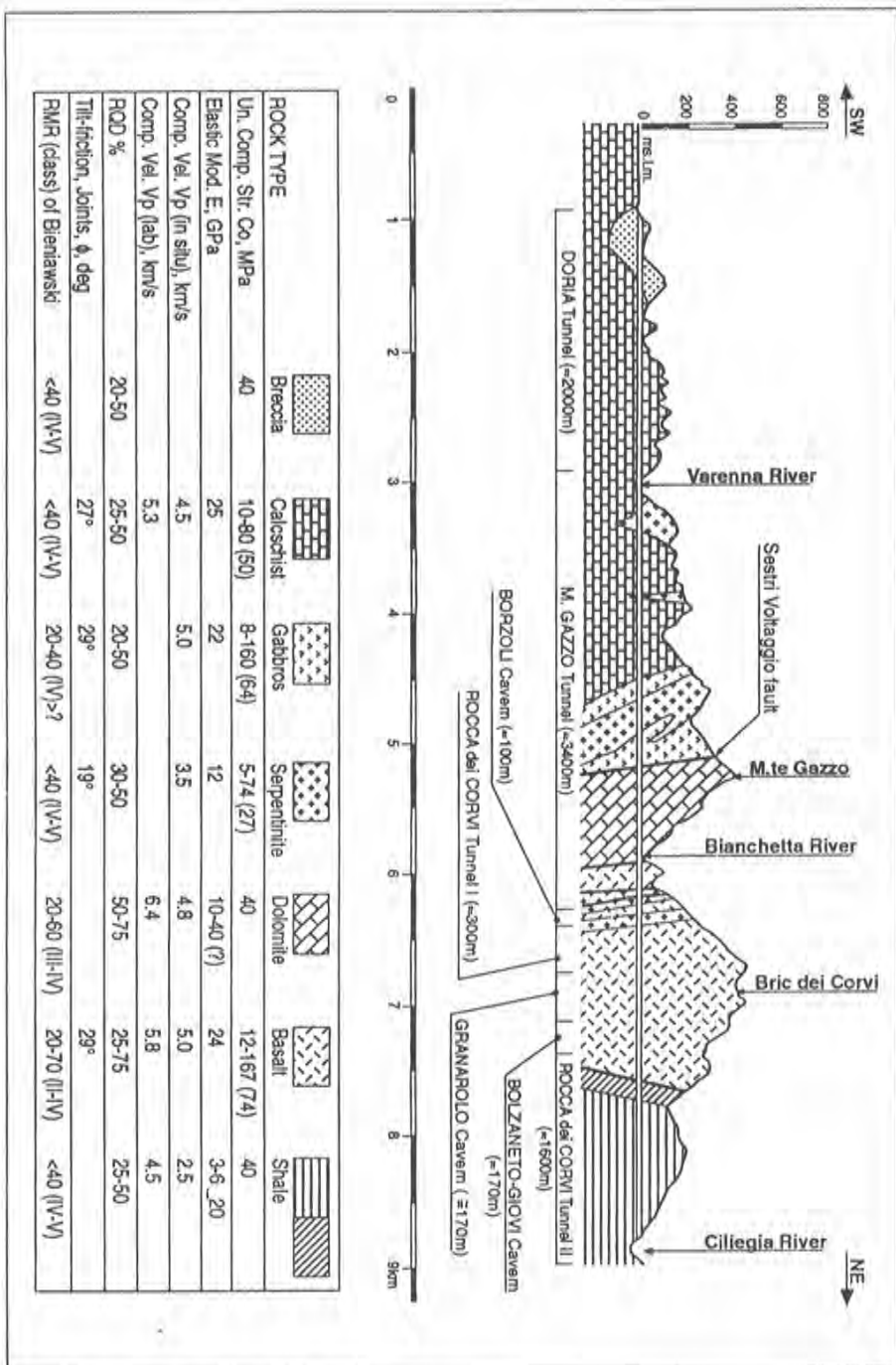


Fig. 4.2: Railway connection between Valico line and the new harbor of Genova-Voltri. (Geologic and geomechanical profile).



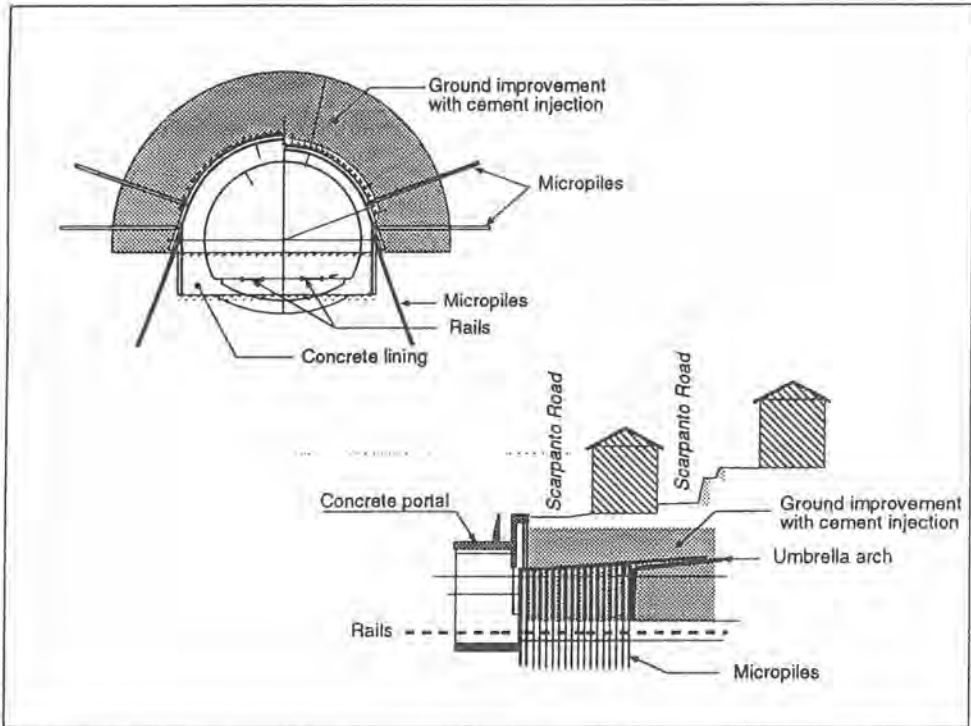


Fig. 4.3: Ground reinforcement around the portal of Doria Tunnel.

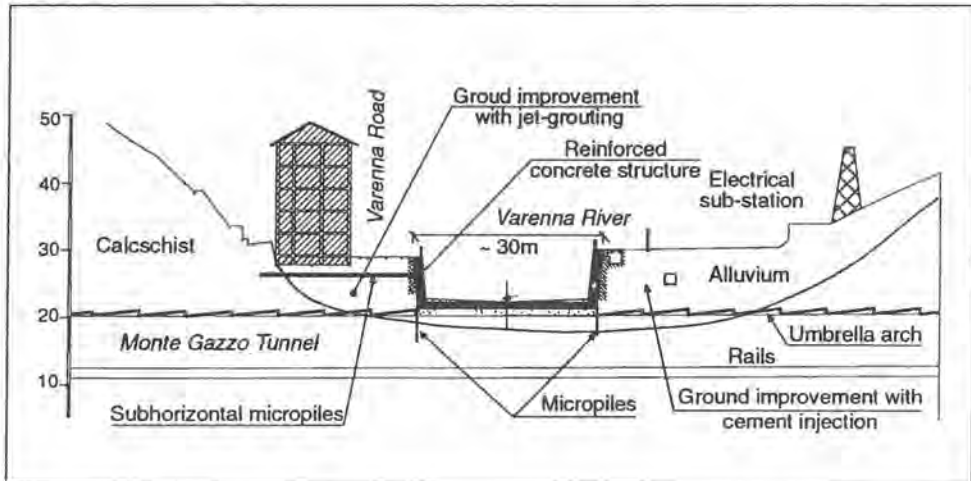


Fig. 4.4: Varenna Underground crossing. Construction scheme.

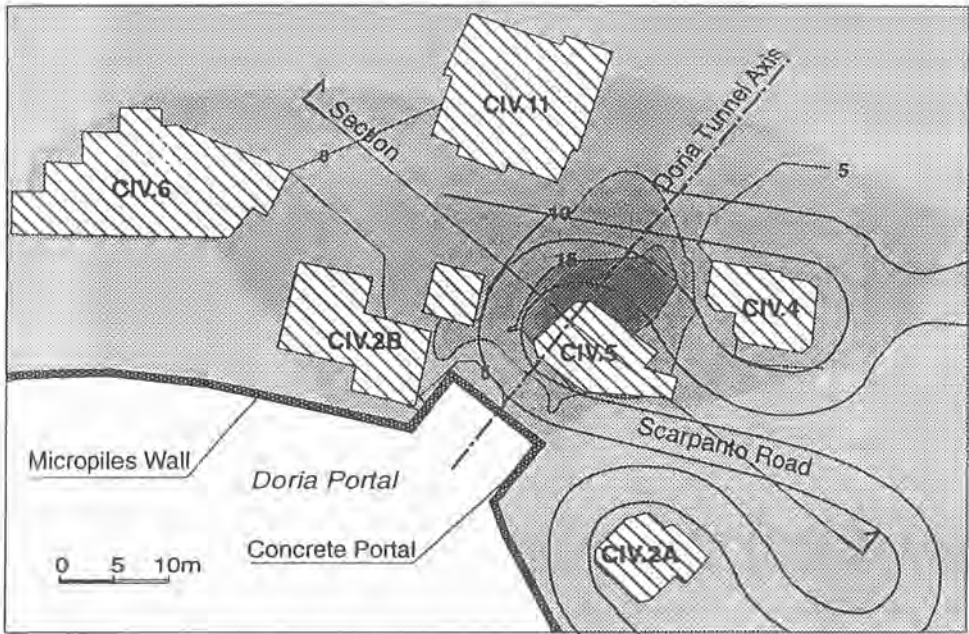


Figure 4.5 Doria Portal. Subsidence measures (mm).

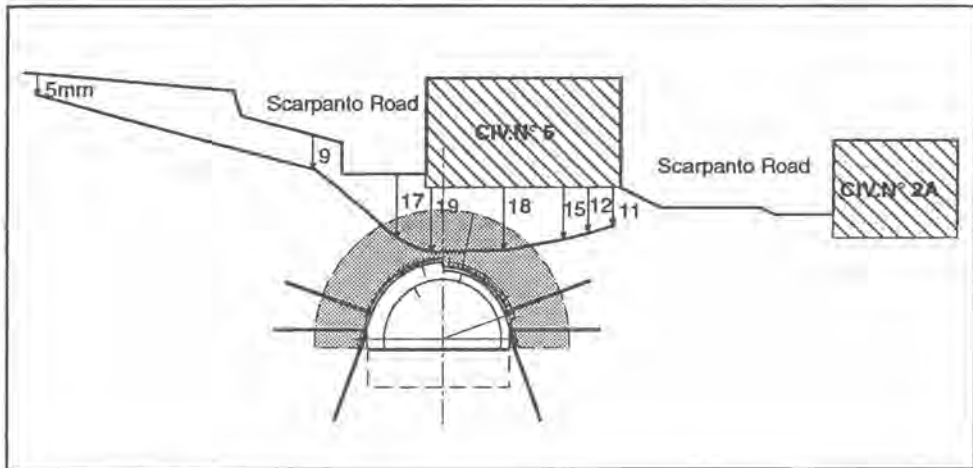


Figure 4.6 Doria Portal. Section-Subsidence measures.

## 5. SHALLOW TUNNEL EXAMPLE

The methodology for design of shallow tunnels is discussed here through the use of an illustrative example: a 5 km-long tunnel below urban development in North of Italy.

### 5.1 Project and Site Description

The example tunnel as a 140m<sup>2</sup> excavated section. The tunnel traverses essentially 2 different geologic units: one comprises glacio-fluvial deposits and provides a more uniform overburden of thickness between 15 and 30m and the other unit consists of glacial moraines and is associated with an overburden of 25-75m.

Both units are weak (cohesion of 5-20 kPa and peak angle of friction of 30-40 degree) and highly deformable (deformation modulus for the foundation ranging between 30 and 100 Mpa).

The ground would, therefore, need to be improved for construction of the tunnel.

There are several examples of civil structures (buildings, highway), located nearly directly above the tunnel with a cover of 17 to 40 m. This situation underlines the concern for subsidence.

### 5.2 Design Bases and Procedures

The specific analysis techniques envisaged are: analytical formulas for defining the critical situations; numerical analysis for details of geometry, stresses and displacements; and the hyperstatic-reaction technique for design of support under various conditions.

An illustrative summary of the various ground improvement and support options is provided in Fig 5-1.

A summary of the experience with umbrella-arch method is given in Table 5.1

#### 5.2.1 Stability at the face

The stability of the face can be analyzed using a numerical solution (e.g., aximmetric or 3D finite element analysis) in combination with the formulas based on the arching theory .

The arching-theory formula defines a factor of safety as the ratio of the moments of the reaction forces (deriving from shear strength of the material) and the applied forces (resulting gravity).

If the factor of safety is less than an acceptable value, it is necessary to improve the ground ahead of the face.

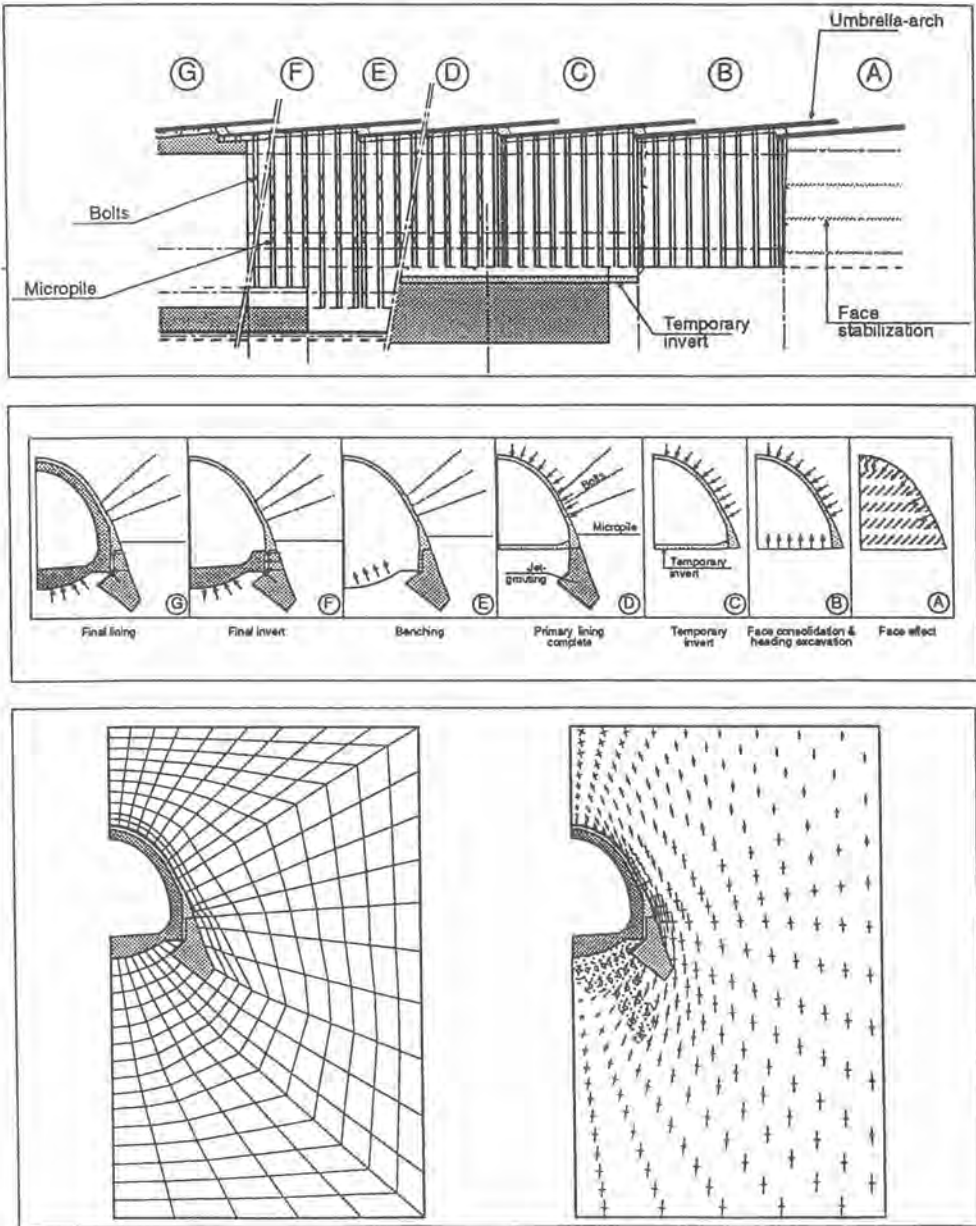


Figure 5.1 - Conventional excavation - Numerical simulation of tunnel advancement and support installation

Tunnel	Rock type	Total length of application (m)	Completion date	Drilling diam. pipe diam. and thickness (mm)	Total pipe length and overlap (m)	N° of pipes in one umbrella	Execution time for each umbrella (h)	Reference
Fiumelatte	Doloms (limestone)	640	before 1982	95/84/4.5	12/4	12	24	1
Merone	Land slide (maris)	185	before 1982	150/148/6	18/4	17	72	1
DelleTanze	Mylonite (limestone)	1630	before 1982	95/84/4.5	12/3	12-9	16	1
Cernobbio	Alluvium (gravel-cobbles)	240	before 1982	150/148/6	18/5	18	72	1
Serre la Voutè	Land slide (gneiss)	160	1982	180/140/10	14/4	18	60	1
Pietravigliata	Land slide (clay)	32	1982	160/101/10	18/4	13	80	1
Spallanzani	Weak rock (flysch)	18	1982	140/135/3.2	15/-	22	140	1
S. Bernardino	Weak rock (schists)	266	1976	200/140/8	11/8	30	N	2
Il Bracco	Land slide	40	1975	120/27/N	21	19+21	N	3
Lumate	Morainic deposit	1660	1	120/114/7	12/9	40	30	4
Serena	Alluvional deposit	50	1988	120/114/7	12/9	30-44	24	5
Cesovole	Debris	50	1	120/114/7	12/9	40	24	
Chadodèy	Weak rock (schists)	70	1	120/114/7	12/9	30	24	
La Perosa	Morainic deposit	400	1990	120/101/10	12/9	33-39	N	6
Ramat	Weak rock and moraines	500	1989	120/114/7.1 88.9/10	12/9	33	N	7

1= In progress  
N= Not known

1: Barisone et al., (1982)  
4: Carrieri et al., (1990)

2: Piepoli, (1976)  
5: Grasso et al., (1990)

3: Fasoli & Pastore, (1976)  
6: Eusebio et al., (1990)

7: Barisone et al., (1989)

Table 5.1 - Some Italian examples of tunnel excavation using the UMBRELLA-ARCH method

In the example tunnel, the factor of safety for the face is less than 1.5 even after using the segmented excavation of the heading.

The ground is, therefore, reinforced or "requalified" with grouted, fiberglass tubes. As a result of deformation of the reinforced ground, the fiberglass tubes pick up tension which result in providing a confining pressure and introducing an improved, effective cohesion of the ground (Grasso et. al., 1989).

The efficacy of the face improvement is verified by the axisymmetric finite element analysis which shows that the extent of the plastic zone ahead of the face was reduced from 15 m (in the case of unimproved ground), to 6 - 7 m (in the case of the fiberglass-reinforced ground), giving a factor of safety of more than 1.5.

A common technique (at the least in Italy) for improving face stability and control of deformations above the tunnel roof is the umbrella-arch or grouted-shell technique which is shown in Figure 5-2 and is next discussed.

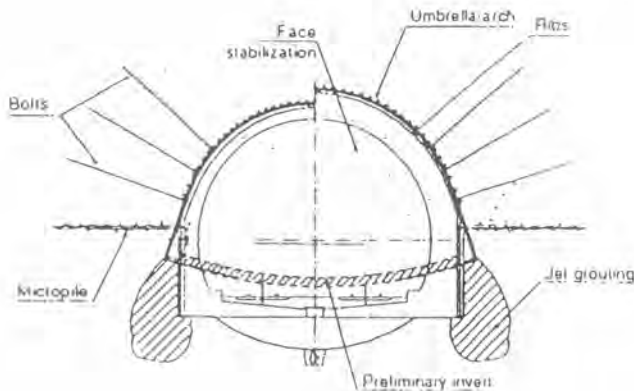


Figure 5-2 Typical section of the tunnel showing various aspects of support and deformation control

### 5.2.2 Control of deformations

The umbrella-arch basically functions as an arch that transfers the load of the ground above the tunnel to the support (steel ribs and shotcrete). As measure for controlling deformations, the umbrella-arch should be looked at as part of the support system that is composed of ground improvement, steel ribs, and the inverted arch.

The following is a description of the pipe-umbrella arch design method that is common use.

Valved, steel, pipes or tubes are placed along the extrados (vault) with variable center-to-center spacing,  $i$ . In the vault center, where the load is heavier, the spacing of the pipes is reduced in order to guarantee a good cementation of sands and gravels situated between the pipes, thus avoiding the possible fall of this material. The maximum load per meter of pipes ( $q_u$ ), at the point of maximum vertical stress, ( $p_v$ ) is:

$$q_u = p_v \cdot i$$

For determining the required section of the pipe, the pipe is considered to be a continuous beam resting on multiple supports, the last support being the ground at the excavation face.

The overlap between two consecutive pipe umbrellas depends on the dimensions and on the precision of the drilling equipment employed. In the example the pipes are 12 m long and the overlap is 3.5 m. A jacking system (bullflex) is used to force a contact between the ribs and the ground.

The control of subsidence,  $s$ , is the main objective when tunnelling under congested urban development. For the example case, the criteria for the subsidence were:

Maximum subsidence,  $s_{max} = 2$  cm;

ground deflection,  $B = ds/dy \leq 0.002$ , (where  $y$  = horizontal distance from the tunnel axis).

These criteria are then transformed to the lost volume,  $V_s$ , according to the formula of Attewell al. (1986). The limiting value of  $V_s$  derived as 0.5%.

In order to achieve such low values of  $V_s$  and  $B$ , it is necessary to prevent the deformations of the face and the roof by the previously-discussed measures of ground improvement, ground reinforcement umbrella-arch, and forced contact between the umbrella-arch and steel ribs.

The 2-dimensional finite element analysis is used to predict the subsidence under the designed conditions. However, it is normally safer also to monitor the actual behavior of the ground and optimize the support system using the back analysis approach.

### 5.2.3 Bearing capacity of primary lining

The ultimate bearing capacity of the ground below the rib-footing (under the worst and most likely geologic conditions) is obtained by using the Brinch-Hansen formula for continuous foundations.

The load acting on the supports according to the formula of Terzaghi (AFTES, 1988) is calculated as  $26 \text{ t/m}^2$ . The force that needs to be supported at the foot of the rib can be as high as 15 kN, requiring a width of about 0.8 m and a depth of foundation to 3 - 4 m.

The rib-footing is provided through the technique of jet grouting.

The jet-grouting consolidation gives an important contribution to the execution of the second stage excavation, but mostly improves the bearing capacity of the ground under the spread footing of the ribs.

The 2-dimensional finite element analyses also confirmed the necessity of improving the bearing capacity of the primary foundation during the heading-excavation phase.

### 5.2.4 Stability of primary lining

For different configurations of the primary support, parametric analysis were performed using hyperstatic-reaction analysis. The parameters considered were: the acting load, the deformation characteristics of the ground, the size of the footing. The extent of jet-grouted foundation, and the effect of temporary invert.

Both the 2-dimensional finite element and hyper-reaction analyses were used to examine the stability of the primary lining.

The results were used to define the type of ribs, thickness of steel-fiber reinforced shotcrete, radial, grouted rebars and the final, concrete lining.



## 6. RECENT ITALIAN RESEARCHES FOR IMPROVING TUNNELLING DESIGN

An economic and political crisis have limited the amount of great works realised in Italy during the last three years. This period have been spent for the development of some researches with the main aim of improve the design protocols.

Among these studies two of them must be considered carefully for their common purpose of reducing risks and costs of underground constructions.

The "Tunnel Strategic Project" is sponsored and supported by the Italian National Research Council (CNR-Consiglio Nazionale delle Ricerche).

Its main purpose is the identification of methodological approaches and techniques to decrease the risks related to underground works. With this goal in mind some main problems have been considered:

- the specific problems raised by different geological environments during the various phases of survey, design, construction and use of a tunnel;
- the context in which the various survey methods can be applied for the definition of the project parameters;

The project includes a study of the bibliography relevant to the subjects being developed and the analysis of the data collected in national and foreign case histories.

The study will not consider only the deterministic methods for the analysis of tunnelling related problems, but also statistical methods for the analysis of decision making under uncertainty.

In particular, one major improvement in the treatment of the uncertainties related to the "Geological Studies" phase is given by the introduction of the DAT system (Decision Aids for Tunnelling, developed by the Massachusetts Institute of Technology and the Ecole Polytechnique Federal de Lausanne) which is specifically dedicated to the tunnel project. It is a computer based expert system designed to cope with uncertainties and variability in the distribution of significant geological parameters along a tunnel route as well as the duration and cost of individual construction operations. It can assist the decision making in tunnelling in several ways:

- to simulate the geological environment in a probabilistic manner;
- update the geological and design parameters;
- to simulate the job sequence for different constructive solutions;

- evaluate the advantages and disadvantages of alternative constructive solutions, the range of necessary costs and time for each of them.

The time and cost prediction as previously mentioned is not given as two unique values but as a scatter cloud, showing in fact the influence of the variability of geomechanical and constructive parameters in the prevision (figure 5.1).

The "National Norm Project" promoted by the Italian Tunnelling Association with the collaboration of all the cultural Association operating in geological, geotechnical and tunnelling fields.

The structure of the National Project consists of a Promoting Committee (formed by the Presidents of the Associations) and two working group, Design and Construction, each operating in a specific area. The working groups are composed of professionals, from engineering companies, government administrations, General Contractors, Institutes of Research and universities.

The two main goals of the research are therefore:

a) a first part in which is prepared a design manual that contains recommendations and guidelines for the development of design and studies of underground works;

b) a second a part in which are considered the actual construction side of underground works and is intended as a guide for the individual stages of construction and the specific areas of expertise involved:

- putting a project out to tender
- drawing up and awarding contract;
- the basis of payment for work done;
- technical specifications and standards;
- General Price list.

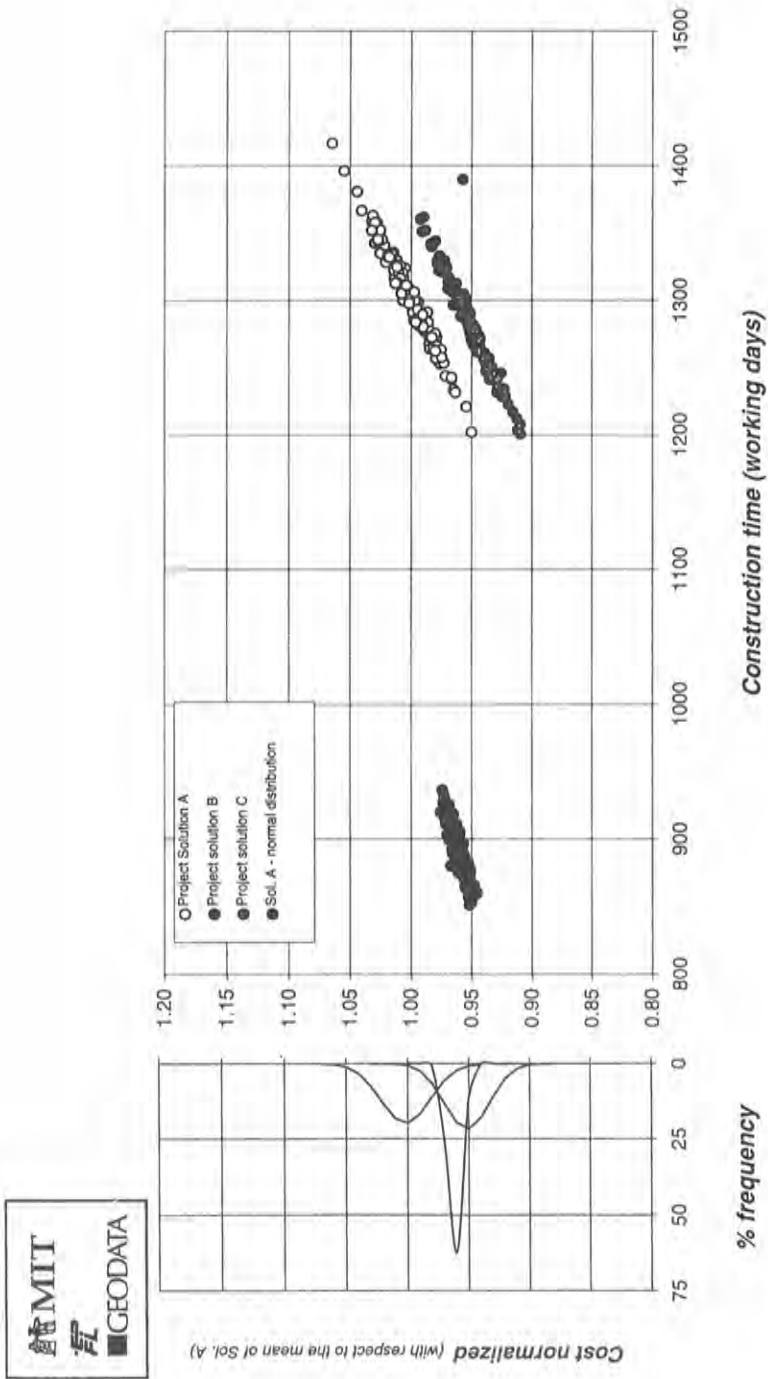


Figure 6.1 - Example of time and cost analysis using DAT system

## 7. RELEVANT FUTURE TUNNELS TO BE CONSTRUCTED IN ITALY

A major commitment, both in technical and economic terms, which Italy must undertake in the immediate future concerns the realisation of numerous Alpine Tunnels, some of which are

linked to the completion of the European high-speed rail network. For centuries crossing the Alpine chain has represented a challenge of outstanding complexity. The large overburdens above the zone to be traversed by a tunnel often prevent the satisfactory survey of the geological and geotechnical characteristics of deeper rock strata; the high natural load to which the rock masses are subject may also cause severe problems, including widespread plastic phenomena and rock burst. Excavation work often has to cope with water inflows with considerable flow rates and volume, often at high temperatures; possible gas flows may severely jeopardise the progress of underground excavation works.

All these factors make it difficult to opt for a mechanised excavation method which is highly profitable in terms of cutting times and costs, but scarcely suited to difficult and often rapidly changing conditions.

One major project under study in Italy is located in the south-western Alps where there is a link missing in the southern European motor way network, namely between the coastal motor way and the Chambery-Tourin route. Plans to reconstruct the Tenda Tunnel and to construct a new pass, which would cross the Alps between Nice and Piedmont, would guarantee the vital connection of French and Italian road networks, thus providing an adequate response to the growing flow of traffic and a better redistribution. After the completion of preliminary studies, and following discussion with local public bodies, a route has been approved for the connection between Stura and Tineé Valleys along a route of approximately 103 km, including a 18 km tunnel (traforo del "Mercantour") at an average height of 850 m; this solution which is considered optimal was definitively ratified by the Ministries of the two Countries on the 26 November 1993.

The preliminary investigation phase for the connection is conducted by Italian and French experts. In particular the Mercantour Tunnel involves a large effort for the feasibility evaluation; after a wide preliminary lithological and structural field survey (performed by structural investigation methods specialists) a polideformed shear zone crossing a metamorphic polideformed basement was identified. Inside a 4 km large zone, milonytes, cataclasites (often altered by hydrothermal circulation fluids) and minor other faults related rocks outcrop. Some of these rocks are classifiable as "weak" and "complex"; one other major concern is represented by the fact that the fault zone, in some parts, acts as hydrothermal circuit; hot waters and gases could be present along the tunnel

which will be underground: preliminary evaluations have been presented to date, including studies on:

- traffic capability systems;
- type of transport system;
- safety standards inside the tunnel;
- thermal and aerodynamic conditions inside the tunnel;
- geological and geotechnical context, choice of executive system.

The tunnel represents the nucleus of the entire project and will enable the passage of (high-speed) passenger drives, shuttle trains for motor vehicles and goods trains. Most of the tunnel will be excavated using TBMs. One of the most complex project currently on the table is that of Brenner Tunnel with an average transit volume of 400 trains a day, 20 % of which will be high-speed passenger trains (running speeds will be 250 km/h for high speed trains and 100 km/h for goods trains). The entrance on the Italian side is planned at Fortezza whereas the entrance in Austria will be near Innsbruck with a total tunnel length of 53 km and an overburden of 1500 m. Along the route the tunnel will encounter rocks often with poor geotechnical characteristics, such as phyllites, dolomites, siltstones, micashists; gneiss and granites are also present. For intermediate entrance are planned using shafts. Another very important project is the strait of Messina Crossing, where two options have been offered. The first one sees the construction of a bridge for rail road and wheeled traffic. The second one proposes the construction of three tunnels, at a distance of 700/1000 m one another: two should be allocated to wheeled traffic (5270 and 5770 m long respectively) while the first one should be devoted to the rail road (4690 m long); the project includes the construction of several junction tunnels for the collection with land, underground tunnels, on land railway stations, ventilation shaft, intersection chambers. Will wish to underline that underground tunnel option can decrease remarkably the environmental impact. The tunnels can only affect the environment of some marine species due to the vibration transmitted by the construction equipment, especially around the rail road tunnel; this effect can, however, be softened by adoption of plastic insulating materials. The geologic and geotechnical environment in which this works should be carried on is rather complex, as it includes three major groups of lithotypes: crystal rocks, sedimentary rocks (vapour sediments, carbonate and earthy rocks) and other terrains (alluvial cone sands and gravel, recent floods, continental deposits). Engineering difficulties are amplified by the seismicity of this area and by the presence of several tectonic areas; the tunnel option seems to have remarkable advantages also in this respect.

route. The preliminary investigation phase (actually low-cost) is now the rational guide for a large subsequent survey phase.

One deep investigation borehole was drilled last year; numerous lithological, structural and hydrogeological investigations were performed in it. All of these are typical of petroleum geology and they furnished useful information. The borehole confirmed the prevision formulated by means of the field survey, complete the scenarios and added some unexpected data. The borehole collected data (not affected by uncertainties) that now constitutes an important base for bid formulation.

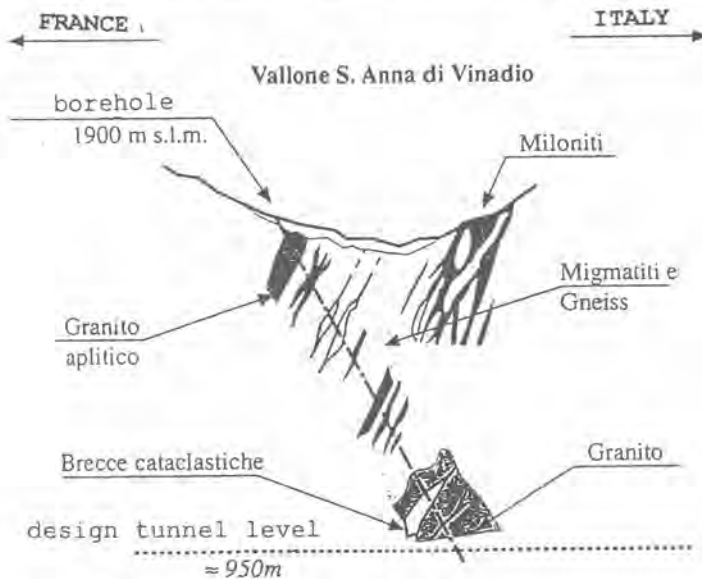


Figure 7.1 - Deep investigation section

A geophysical survey now is starting; it is planned (and will be interpreted) on the previously collected data (it should be noted that the geological field survey is continuing at the same time to the confirmation and the improve of the geological scenarios; the field survey is supported by laboratory researches for the completion of the petrographical and structural analysis).

The planned Turin-Lyon high speed railway line (new Moncenisio Tunnel) lies further north, but still in the western Alps, along a strategic line running from Italy through France and Spain, and up to the Benelux countries and Britain. According to the results published by a special study group set up by the French Transport Ministry, communications lines (road and rail) between France and Italy will reach saturation point in 2010. The connection project includes the realisation of a tunnel (54 km long) in addition to 250 km of new railway line, 100 of

The high-speed railway system also includes 180 km of tunnels, the majority of which are located on those lines crossing the Apennine chain.

Their construction will represent a technical challenge of major importance in view of the lithological, structural and geotechnical complexity of the ground to be crossed, as is all too clear from the experience acquired to date in the construction and management of other large motor way and railway tunnels in the Apennines.

Table 6.1

LINE SECTION (total length, km)	LENGTH OF TRACK IN TUNNEL (km)	GENERAL CONTRACTORS
Milan - Bologna (199)	5	ENI (CEPAV 1 Consortium)
Bologna - Florence (77)	66	FIAT (CAVET Consortium)
Rome - Naples (220)	37	IRI (IRICAV 1 Consortium)
Turin - Milan (127)	6	FIAT (CAVTOMI Consortium)
Milan - Verona (116)	18.4	ENI (CEPAV 2 Consortium)
Verona - Venice (101)	10	IRI (IRICAV 2 Consortium)
Milan - Genoa (122)	39	COCIV Consortium

Sedimentary rocks crop out for the most part along the Apennine chain, including clays and argillaceous rocks, sandstones, marls, deep peat and evaporite layers. In addition to those associated with ophiolites, metamorphic rocks crop out in small strips in Eastern Liguria, in the Apuan Alps, in the Argentario and Monti Romani; they are then more widely found in Calabria and in north-eastern Sicily. Intrusions are also present in Tuscany, in Latium and in Calabria (as well as in Sardinia). The complexity of the rock types is often found in association with structural complexity as a result of deformations to the various layers during extensive oversliding and folding.

From a geotechnical point of view, the rocks that make up the Italian Apennines are often classified as "complex" and "weak": rock-burst and plastic phenomena are very commonplace in tunnels, and major inflows of water or gas are a major hazard.

Italy's unique engineering experience derives precisely from having tackled new challenges over the years, necessitated by the passage through such "hostile" rocks. The high-speed project renews this tradition, and it will include the most innovative methods experimented throughout the world in the conviction that this new commitment represents a major investment for the future.

## REFERENCES

- AFTES, (1992): "Recommendations on grouting for underground works". Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 6, 383-465.
- AGI, Associazione Geotecnica Italiana, (1979): "Some Italian experiences on the mechanical characterization of structural complex formation", Proceedings of Intern. Congr. on Rock Mechanics, Montreux, Vol. 1, 827-846.
- Arsena, F.P. Focaracci, A. Lunardi, P. Volpe, A. 1991. La prima applicazione in Italia del pretaglio meccanico. Congress on "Soil and Rock Improvement in Underground Works". Milano. vol 2. 549-556.
- Attewell P., Yeats J. and Selby A.R. 1986. Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures. Blackie, London
- Balossi Restelli, A. 1991. Iniezioni nei terreni sciolti. X ciclo di conferenze di "Meccanica dei Terreni e ingegneria delle fondazioni" - "Metodi di miglioramento dei terreni". Torino
- Barisone, G. Pelizza, S. Pigorini B. 1982 Umbrella Arch Method for tunnelling in difficult conditions: analysis of italian cases 4th Int. Congr. IAEG, New Delhi
- Barisone, G. Pelizza, S. Pigorini, B. 1993 Italian Experiences with tunnel portals in difficult ground. Eurotunnel 83 Conference, Basel
- Barla G., (1990): "Le rocce tenere" Atti del MIR 90 Terzo ciclo di conferenze di Meccanica e Ingegneria delle rocce, Torino, 23-2, 23-3.
- Barla G., Forlati F., Zaninetti, (1990): "Prove di laboratorio su rocce tenere: problematiche ed esempi", MIR 90, Torino
- Barla G., (1979a): "Studio teorico della bullonatura", Atti delle giornate di studio su "La bullonatura in Sottterraneo" Boll. Ass. Mineraria Subalpina, XVI, 3, Torino, 489-515.
- Barla G., Cravero M., Giani G.P., Luda F., (1979b): "Esame non lineare del bullone in prossimità della zona di ancoraggio", Atti delle giornate di studio su "La bullonatura in Sottterraneo", Boll. Ass. Mineraria Subalpina., XVI, 3, Torino, 517-529.
- Barla, G., Cravero, M., Innaurato N., (1979c.): "Metodi numerici per la progettazione di schemi di bullonatura", Atti delle giornate di studio su "La bullonatura in Sottterraneo", Boll. Ass. Mineraria Subalpina, XVI, 3, Torino, 549-563.
- Barla, G., Rabagliati, U., Fidato, C., Cavalli, T. (1991a): "Misure e controlli per la progettazione di interventi di consolidamento con jet grouting nella galleria Valsesia",



- Congress on "Soil and Rock Improvement in Underground Works", Milano, Vol. 2.
- Barla, G., Rinelli, A., Furlanetto, G., (1991b): "Stabilization measures and tunnelling excavation between Baveno and Stresa (trafori Highway) near the ground surface", Congress on "Soil and Rock Improvement in Underground Works", Milano, Vol. 1, 55-64.
- Barton N., Lien R., Lunde J., (1974): "Engineering classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support", Support Rock Mechanics, Vol. 6, n. 4, pp. 183-236.
- Bieniawski Z.T., (1984): "Rock mechanics design in mining and tunneling", Balkema, Rotterdam.
- Bieniawski Z.T., (1987): "Strata control in mineral engineering", Balkema, Rotterdam.
- Bieniawski Z.T., (1989): "Engineering rock mass classification", J.Wiley & Sons, New York.
- Bieniawski, Z.T. (1979): "The geomechanics classification in rock engineering", Proc. Fourth TSRM Congr., Montreaux, Balkema, 2, 41-48.
- Bischoff, J.A, Smart, J.D. (1975): A method of computing a rock reinforcement system which is structurally equivalent to an internal support system", Sixteenth Symp. on Rock Mech, University of Minesota, 179-184.
- Bougard, J.F. Francois, P. Lougelin, R. 1979. Le predecoupage mecanique: un procede nouveau pour le creusement des tunnels. Tunnels et Ouvrages Souterrains. 22. 174-180, 23. 202-210, 24. 264-272.
- Bruce, D.A. Gallavresi, F. 1988. Special Tunnelling methods for settlement control: Infilaggi and premilling. II Int. Conf. on case Histories in Geotechnical Engineering. St. Louis. Missouri
- Canetta, G. Conta, R. Nova, R. 1991. A back analysis of an underground and tunnel in grouted sand. Congress on "Soil and Rock Improvement in Underground Works". Milano. vol 2. 311-320.
- Carrieri, G., Grasso, P., Mahtab, A., Pelizza, S. (1991): "Ten years of experience in the use of umbrella-arch for tunnelling". Congress on "Soil and Rock Improvement in Underground Works", Milano. Vol. I, 99-111.
- Carrieri, G., De Donati A., Grasso, P., Mahtab A., Pelizza S. (1990): "Ground improvement for rapid advance of Lonato tunnel near Verona", Int. Congr. "Tunnelling in the 90's", Vancouver, 241-254
- Clerici A. (1992): "Engineering geological classification of weak rocks: classification, sampling and testing", ISRM Symposium. Eurock 92, pp. 179-184.

- Cravero M., Iabichino G., Grasso P., Mahtab A. (1989): "Una indagine sulle metodologie per la classificazione geotecnica delle rocce deboli", Congr. Int. di Geoingegneria "Suolosottosuolo", Torino.
- Da Viá, A., Grasso, P., Mahtab, A., Pelizza, S. (1992): "When do a pilot bore plus enlargement equal a full-face bore?", Proc. of ITA '92 Congr., Towards New Worlds in Tunneling, Acapulco, Mexico. 1, 125-132.
- Da Viá, A., Mahtab, A., Carrieri, G., Grasso, P., Pelizza, S. (1994): "Awise tunnel revisited", Proc. of ITA '94 Congr. Tunnelling and Ground Conditions, Cairo, Egypt.
- Dixon, J.D., Mahtab, M.A., Smelser, T.W. (1985): "Procedures for determining support of excavations in highly yielding ground", U.S. Bureau of Mines RI 8990.
- Dobereiner L., De Freitas M.H. (1986): "Geotechnical Properties of Weak Sandstones", Geotechnique 36, n. 1, pp. 79-94.
- Duncan N., Dunne M.H., Petty S. (1968): "Swelling characteristics of rocks", Water power, pp. 185-192.
- Egger, P. 1972. Rock Stabilization. Rock Mechanics. CISM. Udine. 242-282
- Egger, P., Zabuski, L. (1991): "Strength and deformation properties of reinforced jointed media under true triaxial conditions", Proc. 7th Int. Congr. ISRM. Aachen, Vol. 1, 215-220.
- Eusebio A., Innaurato, N., Grasso, P., Mahtab, A. (1991): "Rock characterization for selection of a TBM for a railway tunnel near Genova, Italy", Proc. of First Intern. Symposium on Mine Characterization and Automation, Golden CO, USA, Vol. 1 4.25-4.35.
- Franklin J., (1979): "A shale Rating System and tentative Application to shale Performance", Transportation Research Record 790, 2-12.
- Gallavresi, F. 1991. Il congelamento artificiale del terreno. L'esperienza Italiana. Congress on "Soil and Rock Improvement in Underground Works". Milano. vol 2
- Gallavresi, F. 1982. Soil and rock improvement by means of ground freezing. Symp. on recent developments in ground improvement techniques. Bangkok
- Gioda, G. (1985): "Aspetti computazionali del progetto di gallerie", Atti dell'istituto di Meccanica teorica ed applicata dell'Universita' di Udine, Udine.
- Grasso P., Russo G., XU S., Pelizza S., (1993): "Un criterio per la valutazione speditiva del comportamento di gallerie allo scavo mediante classificazione geomeccanica", Gallerie e grandi opere sotterranee, n. 39, pp. 26-34.

- Grasso, P., Mahtab, A., and Pelizza, S. (1989a): "Riqualificazione della massa rocciosa: un criterio per la stabilizzazione delle gallerie" *Gallerie*, 29, 35-41.
- Grasso P., Mahtab A., Pelizza, S. (1989b): "Reinforcing a rock zone for stabilizing a tunnel in complex formations" *Proceeding of Int. Cong. on Progress and Innovation in Tunnelling*, Toronto, 663-670.
- Grasso P., Mahtab A., Pelizza S., Russo G. (1990): "On diverse geotechnical and tunnel construction problems in the La Spezia-Parma rail link in Italy", *Int. Cong. on Tunnel and Underground Works Today and Future*, Chengdu, 33-39.
- Indraratna B., Kaiser P.K. (1990): "Design for grouted rock boltes based on the convergence control method", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 27, 269-281.
- Innaurato N., Pelizza S., (1986): "Scavo in sotterraneo: stato dell'arte e nuovi orientamenti", *MIR.*, Torino
- Jethwa J.L., Dube A.K., Singh B. & B., Mithal R.S. (1982): "Evaluation of methods for tunnel support design in squeezing rock conditions", *Proc. IV Congr. Int. Ass. of Eng. Geol.*, Vol. V, New Delhi.
- Kovari K., Fechtig R., Amstad, Ch. (1993): "Experience with large diameter tunnel boring machines in Switzerland", *Proc. ITA Congr., Options for tunnelling*, Amsterdam, 485-496.
- Lang T.A. Bischoff J.A. (1984): "Stability of reinforced structures", *ISRM Symposium on design and performance of underground excavations*, E.T. Brown and J.A.Hudson (eds.), *British Geotech.Society*, London, 11-18.
- Laubscher D.H., Taylor H.W., (1976): "The importance of Geomechanics classification of Jointed Rock masses in mining operations", *Exploration for Rock Engineering*, A.A. Balkema, Rotterdam, Vol. 1, 119-128.
- Lombardi G. (1973): "Dimensioning of tunnel lining with regard to constructional procedures", *Tunnels and Tunnelling*, Vol.5, 340-351.
- Lunardi, P. Luongo, E. Micheluzzi, M. Pizzarotti, E.M. Testa, A. 1991. Un metodo costruttivo conservativo e di precontenimento del cavo per grandi cavita' in terreni difficili. Congress on "Soil and Rock Improvement in Underground Works", Milano. vol. 2. 581-589.
- Mancini R., Saitta A., (1979): "Alterazione nel tempo del materiale di bullonatura", *Atti delle giornate di studio su "La bullonatura in Sotterraneo"*, Boll. Ass. Mineraria Subalpina, XVI. 3, Torino, 671-684.
- Molinari L., Pignatelli M., Pigorini B. (1991): "L'impiego del cunicolo pilota nel consolidamento delle rocce", *Congress on "Soil and Rock Improvement in Underground Works"*, Milano, Vol. I, 195-210.

- Morgenstern N.R., Cruden D.M. (1977): "Description and classification of geotechnical complexities", Proceedings of the Intern.Symp. on The Geotechnics of structurally complex formations, Capri 1977. General Report, Sess. II, Vol. 2.
- Morgenstern N.R., Eigenbrod K. (1974): "Classification of argillaceous soils and rocks", J.Geotech.Eng.Div. ASCE 100. GT10, 1137-1156.
- Olivier H.J., (1979): "A new engineering-geological rock durability classification", Eng. Geology, 14, 255-279.
- Pagliacci, F. 1993. Note tecniche sul sistema di scavo "Pretunnel". Proc. of the congress: Underground Construction, Verona, 187-208
- Pelizza S., Peila D. (1993): "Soil and Rock Reinforcement in Tunnelling", Tunnelling and Inderground Space Technology, Vol. X 357-372
- Pelizza S., (1990): "Armature degli scavi in roccia", Gallerie e Grandi Opere in Sotterraneo, 311, Milano. 37-51.
- Pelizza, S., (1991): "Armature dei terreni", Congress on "Soil and Rock Improvement in Underground Works", Milano, Vol. 1, 1-50.
- Pelizza S., Barisone G., Campo F., Corona G., (1989): "Rapid umbrella arch excavation of a tunnel in cohesionless material under an archeological site", Int. Congr. on Progress and Innovation in Tunnelling, Toronto, 885-891.
- Rabcewicz L.V., (1964): "The new Austrian tunneling method", Water Power, London, Vol. 16, n. 11-12.
- Ribacchi R., (1979): "La bullonatura in Sotterraneo: esempi di impiego e problematiche connesse", Atti delle giornate di studio su "La bullonatura in Sotterraneo", Boll. Ass. Mineraria Subalpina, XVI, 3, Torino, 691-727.
- Russo G., (1994): "Some consideration on the applicability of major geomechanical classifications to weak and complex rocks in tunnelling", GEAM, XXXI, 1, AMS, Torino, 63-70.
- Spang K., Egger P., (1990): "Action of fully-grouted bolts in jointed rock", Rock Mecanics, 23, 201-229.
- Stillborg B., (1984): "Professional users handbook for rock bolting", Trans. Tech. Publications, Sweden.
- Stille H., Holmberg M., Nord G., (1989): "Support of weak rock with grouted bolts and shotcrete", Int. J. Rock Meck. Min. Sci, Vol. 26, 98-113.
- Sulem J., Panet M., Guenot, A. (1987): "Closure analysis in deep tunnels", Int. Journal Rock Mech. Min. Sci., Vol. 24, n. 3, 145- 154.

Tornaghi, R. 1978. Iniezioni. Atti del seminario su consolidamento di terreni e rocce in posto nell'ingegneria civile". Stresa (Italy)

Tornaghi, R. Bosco, B. De Paoli, B. 1988. Recenti sviluppi delle modalita' di consolidamento del terreno per lo scavo di gallerie metropolitane. Quarry and Construction

Unal E., Ozkan I., Ulusay R., (1992): "Characterization of weak, stratified and clay-bearing rock masses", ISRM Symposium: Eurock 92, Chester.

Venkateswarlu V., Ghose A.K., Raju N.M., (1989): "Rock mass classification for design of roof supports. A statistical evaluation of parameters", Mining Science and Technology, n. 8, pp. 97-107.

Verman M., Jethwa J.L., Singh B., (1990): "Effect of tunnel size on ground condition. An empirical Approach", Tunneling in the 90's. Vancouver, B.C.

Wickham G.E., Tiedemann H.R., Skinner E.H., (1974): "Ground support Prediction Model-RSR Concept", Proceedings Rapid Excavation and Tunneling Conference, AIME, New York, 691-707

## Cutter development for TBMs now at the crossroads; more of the same or an entirely new direction?

by

S. Hartwig  
J. Gibson, D. Krauter  
The Robbins Company

### A quick look back

The very earliest Tunnel Boring Machine (TBM) which ever worked in a practical manner was the compressed air driven, 2.13 m diam. Beaumont - English machine. During the years 1881 - 1883 it bored some 2 640 m of pilot tunnel for the Channel Tunnel - on both the British and French side - and (with the diameter enlarged to 2.24 m) a further 2 060 m under the River Mersey in England. At all three sites the ground was soft enough for successful excavation by means of the *drag bit* type cutters the machine was equipped with.

Apart from tools used in percussive drilling, drag bits - and variations thereof, such as *picks* which are still today used on roadheaders - were the only type of tools for mechanical rock excavation available at the time. It was not until Howard Hughes Sr introduced a *rolling* cutter in the form of a *tricone bit* for oil well drilling - in 1907 - that another type of tool came into existence. Its technical superiority to the drag bit is clearly illustrated by the commercial success which formed the base for the Hughes family fortune in the years thereafter.

When the first TBMs of the post-war generation saw the light in the early 1950s, it thus was not illogical for them to be equipped with *multi-disc* or multi-kerf roller cutters, developed as offshoots from the rotary tools used in the petroleum industry. While performing much better than dragbits in all but the softest ground formations, they are not ideal for use on a TBM from a geometrical point of view (Fig. 1)

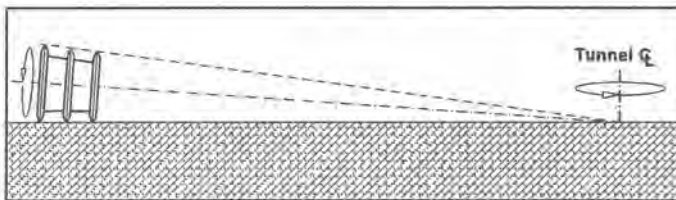


Fig. 1 The rolling geometry of a multiple disc cutter

This is because multi-row cutters skid, as their cone angle allows true rolling of *all* the discs on the body only for one - and one only - rolling radius from the tunnel  $\Phi$ . Of course, it is possible to have cutters with different cone top angles for different rolling radii. But this is

complicated from a manufacturing and logistics point of view. It drives up costs and few are prepared to accept it for those reasons. To counteract this serious drawback the *single* disc cutter was introduced by James S. Robbins in the second half of the 1950s.

Though a few of the early post-war TBM manufacturers persisted for some time in equipping their machines with multi-disc cutters, the single disc cutter – as it was further developed and improved – soon became the industry's favourite and has for many years now been the standard tool for excavating all but the very softest ground formations.

### **Why are “the right cutters” so important?**

Any craftsman will tell you that he “cannot do a proper job without the right tools”. The same holds true for a TBM. And like the craftsman will be prepared to pay the higher price top quality tools command – because they perform better and last longer – TBM owners are well-advised to invest in superior quality cutters for use on their machines.

Quality can be measured in many ways. Let us in first instance limit ourselves to the factors mentioned above: *performance* and *cost*. They are interconnected, of course. Superior performance leads to getting the job done faster and “time is money”, as the saying goes. Let us look at two elementary cases to begin with.

#### **Performance**

The Jarva company in the USA was the last TBM manufacturer holding out for the use of multi-disc cutters. In 1979 they delivered a 7.5 m diam machine to the Chicago Tunnel and Reservoir Project – TARP – equipped with their standard multi-disc cutters. At TARP they faced direct competition with a single disc equipped Robbins machine, similarly powered, of exactly the same size and operating in exactly the same ground (limestone). The Jarva machine averaged less than half the penetration rate of the Robbins TBM at more than double the cutter cost.

Upon advice from the Colorado School of Mines – which institution by then had started to carry out cutting research in the laboratory – Jarva converted the TARP machine to single disc cutters and more than doubled its original penetration rate. From there they went on to manufacture single disc cutters on a regular basis and became a serious challenger for Robbins' market domination.

#### **Cost**

It has already been mentioned that the rolling cutter is more economical than drag bits or picks in all but the softest – and least abrasive – materials, ie coal, salt, phosphate, etc. In a documented case, a TBM with discs worked adjacent to a pick-equipped roadheader in the same, rather abrasive ground with a compressive strength of approx. 70 bar. The costs per m<sup>3</sup> rock excavated was \$ 2.75 for the disc cutters and \$ 44.47 for the picks.

The interdependence of cost and performance – or if you so prefer, of time and money – is easily demonstrated when we look not only at the pure costs of cutters as delivered and stored on the tunnelling site, but also at how much time is spent on inspecting and replacing the cutters on the TBM.

Even on a well-run tunnel boring project, it is not unusual to see a distribution of the total available time roughly as illustrated in Fig. 2 below.

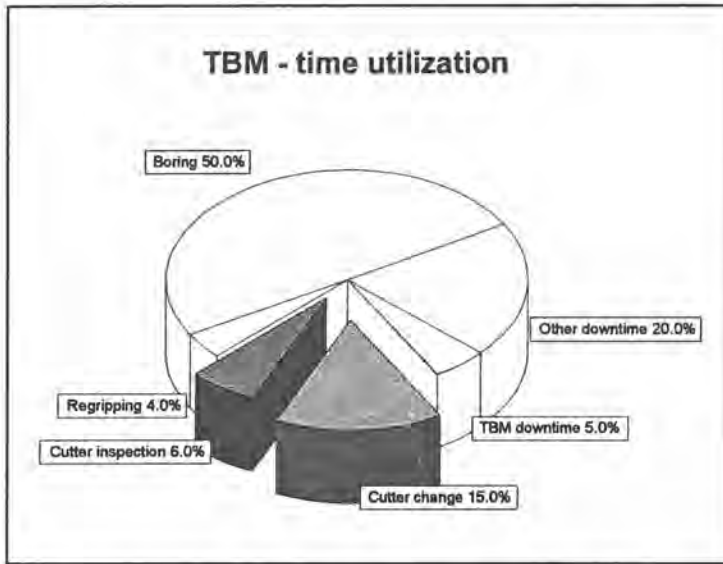


Fig. 2 A typical time utilization chart for a TBM tunnelling project

In Fig. 2 the time elements which are related to the machine's cutters have been emphasized. In this case *Cutter inspection* and *Cutter change* together take 21 % of the available time. It is logical, that such a considerable usage of time causes significant costs as well. Not only because the crew involved in the cutter work has to be paid, but also because the rest of the site will mostly be idling during this time, with the fixed costs ticking up and very little productive work being done.

This also points to another important consideration. As work to be done on the machine involving cutters takes such a sizable amount of time, it obviously pays to have the TBM and its cutters designed in such a way that both inspection and changing of the cutters may be done as *fast* and as *efficiently* as possible, so that only a minimum of time needs to be spent on these non-productive activities.

### The rock – cutter interface

To find out and grasp what must be done to improve cutters in general, we must first establish how a cutter acts on the rock. It is only with proper understanding of these basic facts that development towards better performance, a longer life and lower costs can be steered in the most promising direction.

Breaking rock is no different to breaking anything else. If the material or the object to be broken is subjected to higher stresses than it can take, it will break. In other words: applying



enough force will do the trick. But it does not do any harm to apply that force in a clever way, utilizing the weaknesses of the material to be broken.

Almost all rock types – and particularly so those with an outspoken crystalline composition – are much stronger in compression than in tension or shear. It is on the borders between crystals, in the matrix material between crystal agglomerations or in bedding planes and tectonical cracks and fissures that they are weakest. It therefore is best break as little of the rock by generating compressive stresses – which *crush* it – and as much as possible by means of shear stresses – which *spall* (split or chip) it. Fig. 3 illustrates how this is done on a TBM.

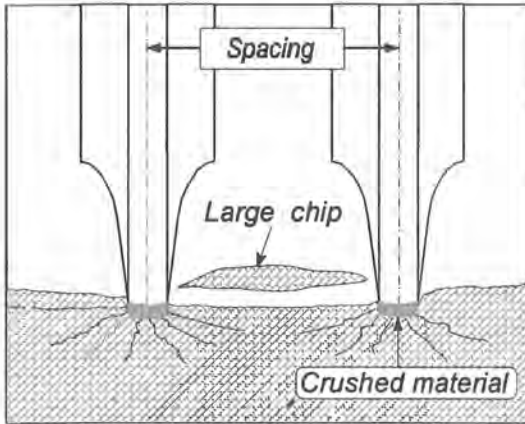


Fig. 3 Breaking the rock with disc cutters

surface in between the kerfs is lowered, *without being touched by the cutters at all*. This is part of the secret of reaching satisfactory boring economy in hard rock.

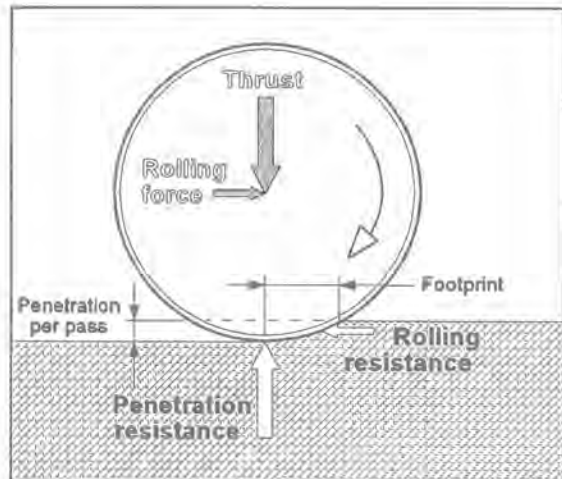
### The forces involved in breaking the rock

The distance the cracks travel in the rock depends on the thrust exerted on the cutters and the resistance the rock offers to the process. The resistance to penetration is overcome by the *thrust* exerted on the cutter (Fig. 4) and the *rolling force* counteracts the rolling resistance.

Fig. 4 Cutter forces

As the cutterhead is rotated and thrust against the tunnel face, the cutters crush the rock in the bottom of the kerf, under the edge of the cutter ring. They penetrate a depth of from 5 to maybe 12 mm per pass, depending on the rock hardness and the thrust – or cutterload – applied.

Under influence of the stress caused by the thrust on the cutter, cracks will start from the crush-zone and propagate in a radial pattern. Those cracks which are closest to the free surface will run furthest from their point of origin. When cracks from two adjacent kerfs meet, larger rock chips will spall off the face. Thus the



Multiplied by the number of cutters on the head, the first dictates the total thrust the TBM must deliver, the latter determines the cutterhead torque. The relationship between the thrust and the rolling force which must be applied to a cutter varies with rock properties. One often hears the term *footprint* being used in this respect.

To understand this, make the comparison with a man walking. On a hard surface, he will hardly leave any footprint at all. But his steps can clearly be seen as footprints in softer material like sand or mud, though his weight is the same in both cases. *In softer rocks, a cutter will have a larger footprint – and require more rolling force – for the same thrust.*

In the range of rock types tackled by a normal TBM, the rolling resistance varies from say 0.05 to 0.15 of the penetration resistance for hard to soft rock. This is why a TBM with a given thrust and torque capacity will become *thrust limited* when the rock gets to be very hard and *torque limited* in very soft rock. To design a TBM for an optimal performance in a certain type of ground, it therefore is important to know the rock properties in advance.

Apart from selecting a suitable cutterload – which on modern TBMs can go up to some 250 to 350 kN, depending on the size of cutters used – one can also select various *spacings* between the kerfs while the machine is being designed. Depending on how hard the rock is to bore – how well it resists the forming of cracks – spacings of 70 - 120 mm are commonly used on modern TBMs. Once the machine stands in the tunnel, the spacing can no longer be changed at will and the thrust remains as the only *variable* operating parameter.

### Cutter life

Traditionally, the basic elements of a disc cutter consist of a hub with a replaceable cutter ring which is journaled on bearings on a shaft, by means of which the cutter is mounted in a saddle on the cutterhead (Fig. 5). The bearings are lubricated by oil contained inside the cutters by rotary seals between the hub and the shaft – for simplicity's sake these are not shown in the figure.

The life of a cutter – and the reason for its failing and subsequent exchange – is determined by any of the following factors.

#### Ring wear or failure

Rings may wear down so that they no longer cut efficiently or fail because of chipping or spalling along their circumference or flanks.

#### Bearing failure

Bearings may fail through an overload, but a more common cause is the ingress of outside dirt or the loss of lubricating oil, ie through a failure in the sealing system.

Naturally, these causes may – and very often do – combine. A leaking seal may initiate a bearing seizure. The cutter will then be hard to turn or rotate only intermittently, so that it

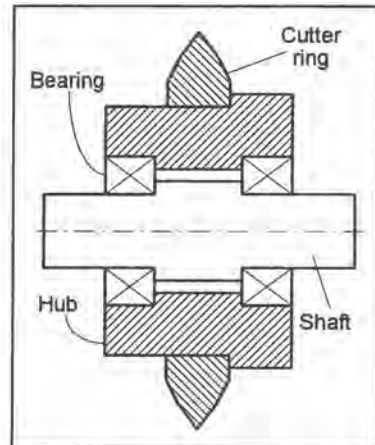


Fig. 5 Basic cutter components

drags along the rock. This will cause a flat spot to develop on the cutting edge which further prevents the cutter from rotating. Or the flat spot may result from chipping on the circumference, but also in this case the cutter will stop rotating after a while and have to be replaced.

It is for this reason that frequent cutter inspections are so important. If beginning problems are spotted in time, a cutter can be exchanged before all its moving parts become damaged, thus keeping the costs of cutter rebuilding low.

It may be opportune to here say a few words about ring wear. When disc cutters became popular, the common belief was that the cutters had to have a wedge shaped or conical ring profile to efficiently loosen the rock. Thus the sharp point-shape illustrated in Fig. 6 - A was predominant in the beginning (60° included angle).

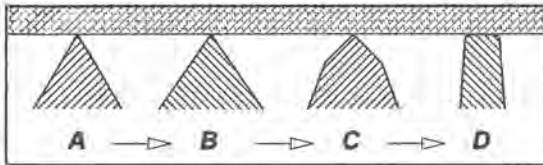


Fig. 6 Development of disc cutter ring edge

extent and – to the surprise of those who subscribed to the “wedging theory” – TBMs could keep boring also when the cutters had worn down and the edges could no longer be called sharp in anybody’s fantasy. This then led to the development of the so called *constant width section*, Fig. 6 - D. This did not come about, however, until the actual rock breaking mechanism – as explained by Fig. 3 – was properly understood and the wedging theory was discarded.

The advantage of this type of cutter ring – which by now is the one used predominantly – is that it will see much more even cutter loads during its lifetime. Furthermore, the force distribution over the whole of the cutterhead and the overall efficiency of the head and thus TBM performance for a given thrust load will remain almost constant, no matter what the state of wear of its cutters. In the early days, cutters with a wide wear flat would hold the cutterhead back, denying the still sharp-edged cutters on it the penetration they would have been capable of achieving without this restraint.

## Cutter evolution

The first tunnel excavated successfully by a modern TBM in 1952 – put through for the construction of the Oahu Dam in South Dakota, USA, by the very first Robbins TBM – ran in soft shale and the machine that bored it could never have tackled any harder rock than it encountered there. This is obvious when one studies its design and the installed power. With a diameter of 8 m, it did not have more total thrust than 450 kN and the cutterhead rotation power was a scant 300 kW.

Once that first tunnel had been completed, however, the advantages of the boring method were obvious to everybody in the tunnelling industry. From there on, efforts have therefore

When higher cutter loads had to be applied in harder rock, those “pointed” rings often broke early or wore down rapidly. This gave rise to a transition to ring profiles such as shown in Fig. 6 - B and C (70° and 90° angles).

This eliminated breakage to a large

extent and – to the surprise of those who subscribed to the “wedging theory” – TBMs could keep boring also when the cutters had worn down and the edges could no longer be called sharp in anybody’s fantasy. This then led to the development of the so called *constant width section*, Fig. 6 - D. This did not come about, however, until the actual rock breaking mechanism – as explained by Fig. 3 – was properly understood and the wedging theory was discarded.

The advantage of this type of cutter ring – which by now is the one used predominantly – is that it will see much more even cutter loads during its lifetime. Furthermore, the force distribution over the whole of the cutterhead and the overall efficiency of the head and thus TBM performance for a given thrust load will remain almost constant, no matter what the state of wear of its cutters. In the early days, cutters with a wide wear flat would hold the cutterhead back, denying the still sharp-edged cutters on it the penetration they would have been capable of achieving without this restraint.

The advantage of this type of cutter ring – which by now is the one used predominantly – is that it will see much more even cutter loads during its lifetime. Furthermore, the force distribution over the whole of the cutterhead and the overall efficiency of the head and thus TBM performance for a given thrust load will remain almost constant, no matter what the state of wear of its cutters. In the early days, cutters with a wide wear flat would hold the cutterhead back, denying the still sharp-edged cutters on it the penetration they would have been capable of achieving without this restraint.

always concentrated on developing the technique and its tools towards making them suitable for working in ever harder rock with economically favourable results. This has meant making the TBMs more powerful – and to construct them for sturdiness, to be able to withstand the increased power – and, above all, to develop the cutters' capabilities and life.

The process has been one of gradual evolution rather than one with giant leaps forward and revolutionary breakthroughs. Many ideas had to be tried out step by careful step and many frustrating moments of failure were endured on the way. Progress was made, however, and today's TBM are a far cry from that first one in 1952, much more flexible and capable of tackling almost any kind of hard rock now.

Some aspects of cutter development have already been touched upon: the discarding of the multi-disc cutter in favour of the single disc cutter and the acceptance of the "constant width" cutter ring section. What else has happened over the years?

Cutting harder rock necessitates applying more force, ie higher cutterloads. This in turn means that bearings of a higher capacity must be used which – it cannot be avoided – take up more space. That is – apart from their poor wear properties due to skidding – one of the reasons why multi-disc cutters were less satisfactory in harder rock. The load their size-restricted bearings could take had to be divided over multiple cutting edges, making each of those less effective than when the total force can be applied to a single cutting edge.

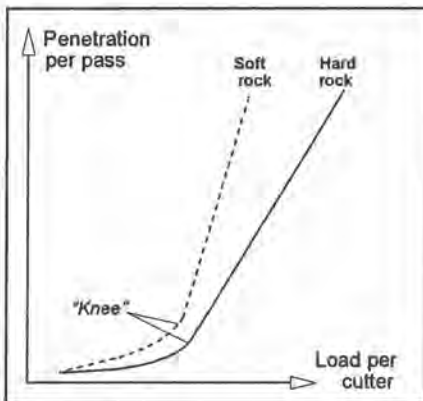


Fig. 7 Penetration versus cutter load

As a matter of fact, in many cases the edges of multi-disc cutters very often ran below the threshold value for efficient cutting (Fig. 7). While maybe scientifically not quite correct, we often say that "nothing much happens below the knee". In that region a cutter will mostly act by crushing the rock in the bottom of its kerf, but exerts not enough force to induce stress at a level that leads to the forming of cracks and large chips spalling off.

The "knee theory" is valid for any type of disc cutter. It is also logical that the knee is found at a higher load level for a constant width cutter ring than for a sharp-edged ring – as long as it stays sharp, that is!

To, in the first place, cut hard rock *at all* and, thereafter, do it more efficiently also in *very* hard rock, it thus was necessary to install larger bearings. This inevitably caused enlarging the cutter body, to create the necessary space for those bearings. The multi-disc cutters and also the first single disc cutters generally had a ring diameter of approx. 10". Then came the 12" cutters, followed by the 15½" and 16¼" cutters in the first half of the 1980s. After that 17" cutters were introduced and the latest standard cutters made available in the 1990s have a diameter of 19".

Before The Robbins Company joined the Atlas Copco Group, even larger cutters (20" diam. and water-cooled) were run on a trial basis on an Atlas Copco Jarva Mk 27 in Sweden.

The increase in cutter size resulted in permissible cutterloads creeping up all the time. While the early 12" cutters were good for perhaps 100 kN, the 16¼" cutters by the mid-80s tolerated some 225 kN. The latest 19" cutters can be run at continuous loads of up to 330 kN.

In the general "bigger is better" thinking, there is one aspect that sometimes is forgotten. To reach the *same* penetration per pass, the larger cutter *requires* a somewhat higher cutterload than a smaller one. Due to its larger radius, its footprint is larger, too! So part of the gain is "eaten up".

On the other hand, a larger cutter has a longer circumference and can therefore cover a larger distance for the same number of cutter rpm. This means that the cutterhead can be rotated faster – which will lead to a better boring rate again. To the uninitiated, this business of building a better TBM must seem to be "full of surprises"!

To withstand cutter ring wear – which clearly must escalate when the applied load increases and the rock not only gets harder but often more abrasive as well – the material of the cutter rings has been steadily improved over the years, too. From the very simple steels used in the beginning, rings have undergone a continuous development. Today, the use of high quality, alloyed (tool) steels and improved heat treatment provide Heavy Duty (HD) rings with a very good combined resistance to abrasion and high cutterloads and running temperatures.

This is not as easy as it sounds!

Generally speaking, cutter ring wear takes place through *abrasion* (pitting or chipping) and force- and temperature-induced *plastic deformation* – "mushrooming" – or as a combination of these phenomena. Reducing one type of wear may be counter-productive for the other, however. Example: increasing the resistance to abrasive wear is normally done by giving the ring a greater hardness than the rock particles it comes into contact with. Unfortunately, this leads to increased brittleness and this in turn encourages pitting and chipping (Fig. 8).

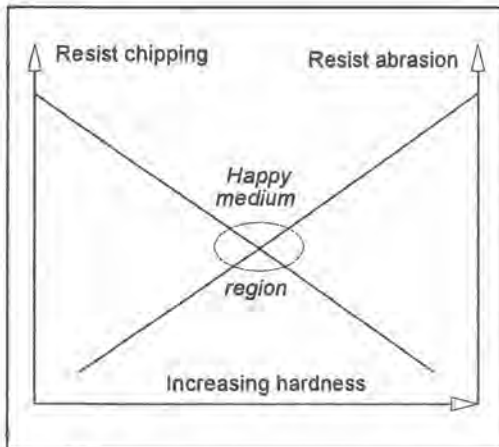


Fig. 8 Wear and material hardness

Striking a happy medium would be easy if cutters were always to work under the same conditions. Obviously, they will not! Hardness and abrasivity of the rock will vary, if not constantly, then at least from one job to the next. Then, too, in order to maximize the advance rate, the operator will vary the thrust, i.e. the load per cutter.

Supplying cutter rings of different materials and with different heat treatment (hardness) to different sites, where they are to be used in different types of rock, is possible, but could become a logistical nightmare, particularly on the job site, where rock conditions could easily change from one day to the next.

## Cutter wear and TBM performance

Since the introduction and general acceptance of the constant section cutter ring profile, cutter wear has lost its *immediate* influence on machine performance, ie the Rate of Penetration – ROP – will hardly suffer from cutter wear. The *long range performance* and cost remain linked to cutter wear, however. It takes time and costs money – in hardware, labour and downtime – to replace worn cutters. Earlier in this paper, we have shown that cutter inspection and changes already under normal conditions take more than a negligible amount of the total available time (see Fig. 2).

If wear increases – say because of rock hardness – and cutters have to be changed more often, the situation will deteriorate. How drastically cutter wear influences long range performance is easiest demonstrated by means of a graph (Fig. 9).

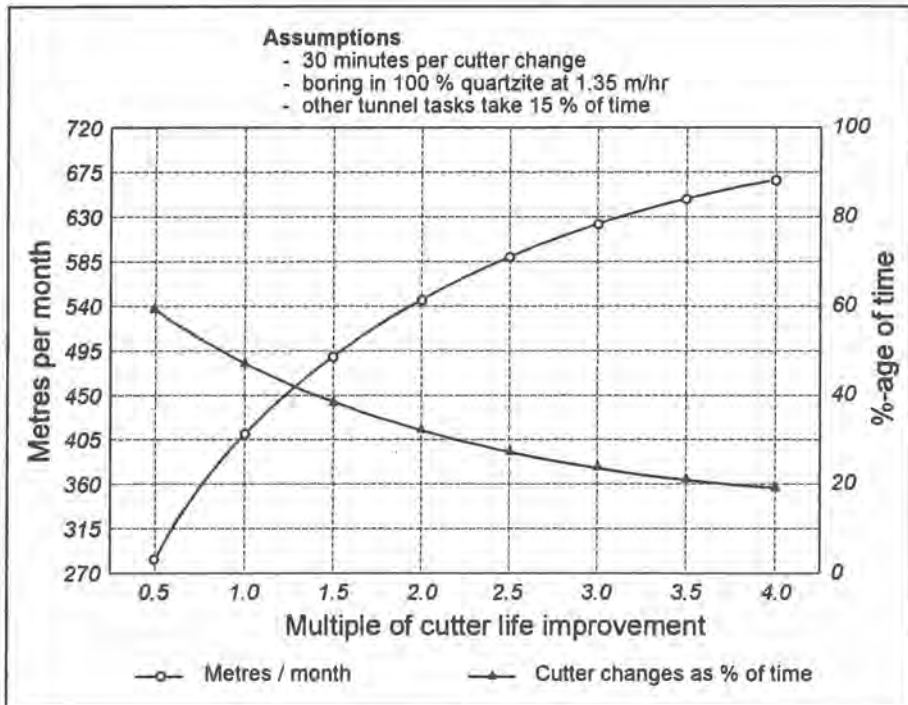


Fig. 9 The calculated influence of cutter life on long range performance

Any reduction of the *time spent per cutter change* will contribute to better TBM utilization, as more time then becomes available for boring. As cutters grew larger and thus heavier and became difficult to manhandle, this has led to the installation of – sometimes very elaborate – cutter handling equipment on the machines. But also the method of mounting the cutters on the cutterhead has undergone changes which have contributed to time gains.

### Wedge-lok cutter mounting

Traditionally, cutter shafts were equipped with a V-block shaft retainer, by means of which they rested in the saddle, secured by two bolts on each side. The shafts of the new 19" cutters – and as retro-fit also of the 17" cutters – are held in place by means of a wedge block and a single bolt on each side (Fig. 10). This latter mounting is much simpler, provides better contact under load and requires less time per cutter change, as there are less parts to handle and only half as many bolts to be undone first and then torqued again.

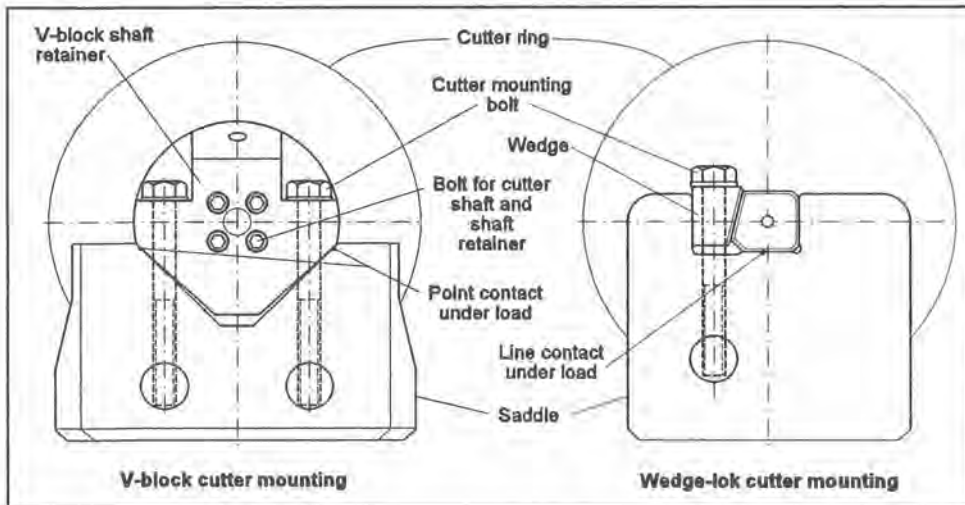


Fig. 10 The new Wedge-lok mounting compared to the traditional V-block mounting

Also the *costs of the mounting hardware* have been reduced. In a recent study, those costs were compared for the traditional V-block and the new wedge block under otherwise similar conditions over a 7 km long tunnel project. The new solution showed a remarkable 90 % reduction of these costs.

Another important feature of the Wedge-lok mounting is that it can be used for rear mounting – or “back-loading” – cutters as well. This type of cutters offers the safest possible working conditions – especially when the TBM operates in broken ground – as the cutter change crew needs not go to the front of the machine, where they would risk injury through falls of rock, but stays inside the protection of the cutterhead itself.

### The Norway cutter

The so called *Norway cutter* – invented by S. Narvestad – goes a step further towards making cutter changing easier and quicker. With this design, the cutter itself remains on the cutterhead when the ring is worn; only the ring itself is changed. On a traditional cutter, the one-piece ring is shrunk onto the cutter hub to prevent it from rotating on the hub and changing

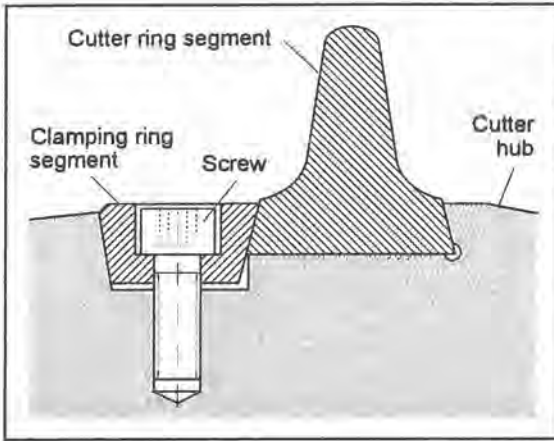


Fig. 11 The Norway cutter principle

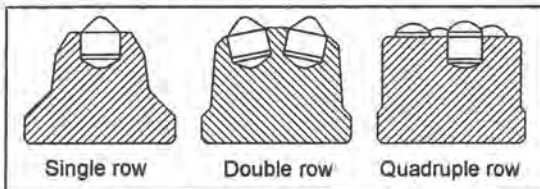
it has to be done in a specially equipped cuttershop. On the Norway cutter, the ring consists of a number of segments with a dovetail base – when seen in cross section – which are held in place by bolted down clamping ring segments (Fig. 11). These have a wedge-shaped cross section and develop enough clamping force to keep the cutter ring segments from rotating on the hub. While this cutter certainly opens new perspectives and field tests have shown promising preliminary results, the concept can not yet be considered to be fully proven.

### What else is "on the go" ?

The capacity of a TBM's cutters and the economy of running them often determines whether a tunnel can be bored with satisfactory results or not. Small wonder, therefore, that new ideas for "the ideal cutter" should crop up at regular intervals and that efforts to develop those ideas into viable products sometimes seem to border on stubbornness. But then, persistence is often needed to "get somewhere". Apart from the developments related above, Robbins has therefore taken a long hard look at two types of cutters which have received attention recently and also at the possibility of increasing performance by higher cutter running speeds.

### Tungsten carbide insert cutters

Cutters with tungsten carbide inserts – often called TC cutters – have been used for many years in raise boring, so why not on TBMs as well? Those asking that question seem to forget that there is a basic difference between the two applications. On a TBM – no matter how bothersome it may be – it is always possible to change a few cutters now and then. In raise boring, this is something one will avoid as long as possible, because of the enormous loss in time involved in tripping the drill string out of the hole to change a cutter on the reamer head and then run it in again. For that reason, TC cutters, with their long stand up time, are used predominantly in all but the softest formations in raise boring. In most cases, they will last for the full length of the raise.



ters Fig. 12 Robbins cutter rings with TC inserts

For use on TBMs, The Robbins Company offers cutter rings with TC inserts in either 1, 2 or 4 row configuration (Fig. 12). These rings fit the same hubs as are used for the standard 17" and 19" cut-with steel rings.



These rings are *only recommended* for use in *extremely* hard and abrasive, *un-jointed* rock. Inhomogeneous rock with cracks or joints may cause sharp blows on the inserts as the cutters roll over the edges of the discontinuities and this has proven to be detrimental to insert life. Especially since the latest version of HD steel cutter rings has become available, experience also shows that the advantage of a longer life for the TC rings to a large extent has been washed out. Because of this and the high price such rings command, our opinion therefore is that they cannot be recommended for general use on TBMs operating in hard rock.

### Mini disc cutters

The smallest standard single disc cutter available on the market today has a diameter of 15½" and 12" cutters can be obtained against special order. Both are mounted in saddles attached to the front face of a TBM cutterhead. When it comes to equipping a boring machine for very small tunnels – of say under 1.8 m diameter – with such cutters, one may run out of space for mounting such *relatively* large cutters, especially in hard rock which requires a small spacing and thus a large number of cutters to be placed on the head.

For such applications, the use of so called *mini disc cutters* – with a ring diameter of 5" - 6" – has been recommended by several companies active in this field. Not only do mini cutters require far less space for mounting, due to their very much smaller footprint they also need less thrust than the full size disc cutter for the same penetration per pass.

While they thus can operate at smaller cutter loads, they will still see considerable force when operating in hard rock. As we have seen in the past, cutters have been made larger and larger just to find room for bearings – normally of the tapered roller design – of sufficiently high capacity. In the case of mini cutters a step in the opposite direction would be required.

To solve that problem, the use of poly-crystalline diamond bearing pads has been proposed by a USA consulting company, Teca\* Inc. These are not rolling- but *sliding* bearings which are lubricated by *water* pumped in continuously into the centre of the cutter and escaping through the narrow openings on both sides between the cutter ring and the saddle. The water at the same time flushes those slits, eliminating the need of conventional seals. Experiments have shown this to be a workable proposition. Unfortunately, it is also a *very expensive* one!

To withstand wear through mushrooming and abrasion in spite of their small dimensions, the cutter discs of mini cutters have to be manufactured of very high quality steels, often called *super-steel* for lack of a better term. Also this makes the mini cutter an expensive item.

In spite of these cost drawbacks, mini cutters have been proposed by some also for use on larger TBMs. In Robbins' opinion, the situation may be summed up as follows.

- ▶ Though mini cutters (can be made to) work also in hard rock, there seem to exist no compelling arguments in favour of their use *where available space permits the use of standard disc cutters*.
- ▶ The positive characteristics of super-steel can also be put to good use on cutter rings of normal dimensions, if and when the properties of the rock demand lifting the life of the ring a step or two and the added expense can be offset eg by savings through a reduction of the number of cutter changes, etc.

### Can higher cutter speed help?

The maximum speed at which a cutterhead is rotated is often set by the speed at which the outermost cutter – the last gauge cutter – will roll. For many years, a rolling speed of some 2.5 m/s has been considered to form the upper limit. Beyond that, bearing life decreased and the seals – which keep the lubricant in and contaminants out – suffered. In recent years this limit has crept up somewhat, to 2.8, maybe 3.0 m/s, but even on the latest TBMs the higher speeds are still the exception rather than the rule.

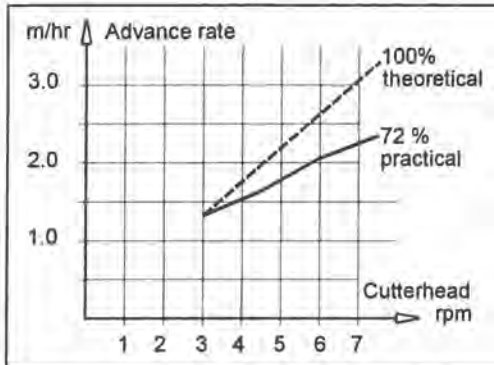


Fig. 13 Advance rate versus cutterhead rpm

Higher speed should, theoretically, lead to better advance rates, provided the penetration per pass stays the same. As a matter of fact, it does, but the gain is *not linearly proportional* if the cutterload stays the same. This was, amongst others, shown by experiments run on a large diameter TBM in hard rock, carried out in Sweden in 1992 (Fig. 13). Of the theoretical improvement of the advance rate when going from 3.0 to 7.25 rpm, no more than 72 % materialized in practice.

The exact reason for the deficit has not been established unequivocally. Some believe that an effect not unlike “aquaplaning” causes the cutter ring edge to intermittently lose contact with the rock in the bottom of the kerf at higher speeds. This would prevent the cutter from transmitting the thrust as efficiently as at lower speeds. Stepping up the thrust may “break the film of crushed material” in the kerf and thus restore conditions prevailing at lower speeds. Unfortunately, no experiments seem to have been carried out in that direction.

### So where do we go from here?

Others maintain that a cutter running faster has less time available in which to transmit the force to the rock and that it thus takes longer – more passes of the cutter – to make the cracks in the rock run far enough from their point of origin to cause large chips to spall off the face.

Some of the many ideas which have been put forward to improve TBM cutters and thus the performance of the machines and the economy of running them have been discussed above. So many options – more or less promising – seem to be open, that the question must be answered which road to follow. Obviously, that question is always there, but from time to time all the pros and cons need to be summarized.

Taking all those into account, we at The Robbins Company have become convinced that the best solution is to be found along the road we have wandered for many years now. That is, the future lies with the perfection of the large cutters introduced during the last decennium and – most probably – in the development of cutters capable of taking still higher loads to break still harder rock with ever increasing efficiency and at lowered costs per m<sup>3</sup> excavated.

This conviction is based on theoretical considerations, certainly, but even more so on the practical experience gained with our machines in the field. The proof of the pudding lies – as ever – in the eating. Maybe a few more facts and figures will convince you, too!

- ▶ The accumulated volume of hard rock excavated in just under six years by nine Robbins TBMs equipped with either 19" or 20" diameter cutters has amounted to *no less than 1 070 000 m<sup>3</sup> (solid)*. It cannot be denied that this represents "a lot of eating". The experience chalked up has certainly wetted our appetite for more of the same!
- ▶ For the larger part of the time TBM 152-261 was in operation – with 19" cutters – it was run at nominal cutterloads between 260 and 320 kN. In spite of the hard and abrasive rock at the site, ring life of the cutters averaged some *4 100 m<sup>3</sup> of solid rock excavated*.
- ▶ On the Svartisen project in Norway, rock conditions were rather consistent for the different sections excavated by TBM. It is therefore permissible to compare advance rates for two different machines – Robbins 117-220-1 equipped with 17" diameter cutters and the younger 1410-251 with 19" cutters – to see how higher cutterloads influence penetration (Fig. 14).

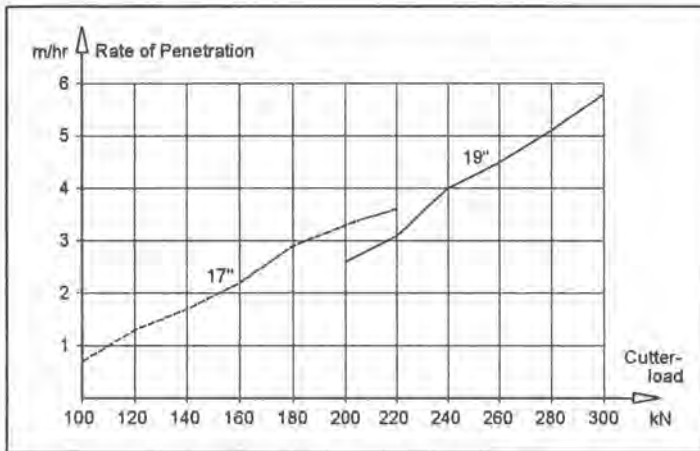


Fig. 14 Rate of Penetration for different cutter sizes

The fact that the larger cutter in the 200 - 220 kN cutterload range performs inferior to the small one, should not cause amazement. At those cutterloads the 19" cutter still suffers the disadvantage of its larger footprint.

Once it "gets going", though, its ROP shows a sharp gain. Consider both

cutters at the upper end of their respective curves; here the 19" cutter performs some 60% better than the 17" cutter, for an increase in load of no more than 36%.

- ▶ Earlier on we have mentioned that – in our opinion – so called mini cutters are far too expensive to be run on larger size TBMs.

To demonstrate that point, we have calculated by how much the life of their rings and bearings must increase – that is by how much the costs for those items and the related costs for changing them, etc must come down – before they could be used with the same economy as 19" cutters run at a load of 280 kN on an actual, known project (Meråker, Norway). The outcome is presented in Fig. 15.

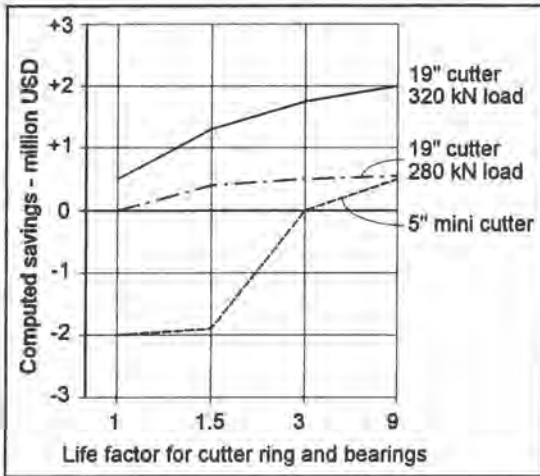


Fig. 15 Cost comparison - mini/large size cutters

The graph shows, that mini cutter life has to go up by a factor of at least 3 to just break even with today's 19" cutters, when these are run at 280 kN. Until then, they cause huge losses. However, if the present 19" cutters were run at 320 kN and the life of their rings and bearings could be improved by a factor 3, too, then the project could have been put through at a cost saving of no less than USD 1.7 million!

We can of course not guarantee that such "what if?" computations are absolutely correct to the last 100 000 USD, but the tendency is clear beyond doubt.

In the light of such data, it should be obvious why we at Robbins believe that our preference for *bigger and better cutters* is the right way to go also for the future.

## Our vision

The phrase "I have a dream" may have been quoted too often since it was coined in 1963. Still, *we have a vision* regarding cutter development-to-come and would like to share it with you here.

We believe that *really* large cutters will be introduced, say in the 30" - 36" diameter range, run at loads somewhere around 800 kN, to allow a spacing of some 200 to 250 mm.

Such cutters would be *permanently* mounted on the cutterhead and only the worn rings would ever be exchanged. That presupposes a bearing life that equals that of the main bearing of the TBM. We feel that this is possible, because in that concept, those cutter bearings could be hooked up to an oil circulation system for lubrication *and* cooling.

Only the rings of those large cutters would protrude through openings in the false face all TBMs running this type of cutters would be equipped with. Ring changing crews would find the necessary working space in between this false face and the main structure of the cutterhead. Gone would be the need for "back-loading cutters" for safety's sake and the requirement to build elaborate cutter handling systems into the TBM would disappear as well.

Our crystal ball is not as clear as our dream, so there is no telling when the latter will come true. Shall we "guestimate" that we will have come a long way on the road towards realizing this dream in about a decade from now?

Krav til entreprenører på Vegvesenets anlegg.

V/Vegdirektør Olav Søfteland:

#### Omfang

Vegvesenet er en stor kunde på entreprenørmarkedet.

I 1993, som på mange måter representerer et gjennomsnittsår i Statens vegvesen, ble det i alt stilt 6.23 milliarder kroner til disposisjon for riksveganlegg. Av dette gikk 0.96 milliarder kroner med til refusjoner, grunnverv og prosjektering. De gjenværende 5.27 milliarder kroner gikk til produksjon. Av dette utgjør kostnader knyttet til ledelse og kontroll 0.37 milliarder kroner.

Av de samlede produksjonsmidler, gikk ca 68% (3.32 milliarder kroner) til entrepriser og private maskiner. Utbetalinger til varer til entrepriser og varer til egen drift utgjorde ca 21% (1.03 milliarder kroner). Kostnader knyttet til egne arbeidere og egne maskiner utgjorde kun 11% (0.55 milliarder kroner) av de samlede produksjonsmidler.

Tallene viser at Statens Vegvesen i relativt stor grad benytter entrepriser ved utførelse av investeringer i riksvegnettet.

Vegvesenets entrepriseform er stort sett byggherrestyrte delentrepriser.

Kontraktene inngås som enhetspriskontrakter.

#### Prekvalifisering

Vegvesenet har, bortsett fra i helt spesielle tilfeller, ikke sett noe behov for å gjennomføre en prekvalifisering i anbudskonkurransene. Ved å bruke entreprenørlovens autorisasjonskrav har vi i de fleste tilfeller nådd de målgrupper anbudsinnbydelsen retter seg mot. Vi har så langt styrt de åpne anbudskonkurranser på en forsvarlig måte for entreprenørene og for Staten, som er vår oppdragsgiver.

Ved kontraktstildeling gjelder i henhold til statens regelverk følgende prinsipp: "Det anbud eller tilbud skal velges som anses mest fordelaktig for staten.

## 4.2

Ved vurderingen tas hensyn til pris, kvalitet, leveringstid, drifts- og vedlikeholdskostnader m.v." Regelverket sier videre: " Det skal legges vekt på at den entreprenør som velges har et faglig, teknisk og økonomisk grunnlag som er nødvendig for oppfylling av kontrakten."

Når entreprenørloven og den eksisterende autorisasjonsordningen nå sannsynligvis forsvinner, har spørsmålet om prekvalifisering på nytt blitt aktualisert.

Prekvalifisering og begrenset anbudskonkurranse tar nødvendigvis lengre tid enn en åpen anbudskonkurranse. Dette behøver ikke å bety at hele prosessen fører til forsinket anleggsstart. Prekvalifiseringsprosessen vil ha som mål å begrense den påfølgende anbudskonkurranse til bare å omfatte de som har de nødvendige faglige, tekniske og økonomiske forutsetninger for oppfylling av kontrakten. Dette arbeidet kan settes i gang før anbudsgrunnlaget er komplett. Etter de rutiner som Statens vegvesen praktiserer vil dette måtte medføre en ekstra saksbehandlingsrunde ved vegkontoret og i Vegdirektoratet.

Resultatet av en prekvalifiseringsprosess vil for den enkelte enten gi adgang til å kunne delta i en påfølgende begrenset anbudskonkurranse, eller entreprenøren nektes adgang til å delta. I henhold EØS-regelverket skal antallet deltagere som inviteres til en begrenset anbudskonkurranse etter forutgående prekvalifisering, minimum settes til 5 og maksimum til 20. Vi ser i dag at det er de samme aktørene som går igjen fra konkurranse til konkurranse. Det er slik vi ser det, ufornuftig ressursbruk å prekvalifisere de samme firmaer kanskje opp til 10 - 20 ganger i løpet av et år.

Vi har derfor tatt det standpunkt at prekvalifisering ikke vil bli benyttet bortsett fra i helt spesielle tilfeller, ved anbudskonkurranser i Statens vegvesen. En rasjonell og økonomisk behandling av anbud gjennomføres best med åpne anbudskonkurranser og med minst mulig byråkrati.

### Firmavurdering

Vegvesenets konsept for å kvalifisere entreprenører, dvs. velge de entreprenører som har det faglig, teknisk og økonomisk grunnlag som er nødvendig for oppfylling av kontrakten, finner vi i en nyrevidert versjon av Vegvesenets håndbok 066 - Anbudsgrunnlag, Bygge og anleggsarbeider. Denne håndboken gir retningslinjer for utforming av anbudsgrunnlag for bygge- og anleggsarbeider for Statens vegvesen. All kontrahering av bygg- og anleggsarbeider for Statens vegvesen skjer etter disse retningslinjer.

Regjeringen har bestemt at det ved statlige anskaffelser skal stilles krav om å legge fram skatteattester som viser at forfalte skatter og avgifter er betalt. Regjeringen har forutsatt at attesten senest skal legges frem innen anbudsfristens utløp.

Vi har valgt å knytte denne dokumentasjonen som en forutsetning for å få utlevert anbudsdocumentene. Vi unngår da å komme i en situasjon at entreprenører som ved en ren forglemmelse ikke har lagt ved skatteattest må avvises.

For å kunne foreta en firmavurdering, vil Vegvesenet be de interesserte anbydere om å gi opplysninger om firmaet og dets forutsetninger for å kunne gjennomføre kontraktsarbeidet. Dette er en ren firmavurdering som ikke knytter seg til hva firmaet tilbyr i sitt anbud. Disse gis som tilleggsopplysninger til anbudet.

*Firmavurdering:*

Ref. pkt.	Faglig/teknisk/økonomiske kvalifikasjoner	Vurdert poeng
F1	<b>Generelle opplysninger:</b>	
F2	Firmaets erfaring med tilsvarende arbeider.	
F3	Vegvesenets erfaring med firmaet	
F4	Bemanning - plan for gjennomføring	
F5	Kvalitetssikringssystem/internkontrollsystem	
F6	Firmaets omsetning	
	Likviditet/ soliditet	
	<b>Spesielle opplysninger:</b>	
F7	Maskiner og utstyr	
F8	Teknisk kompetanse	
F9	CV for nøkkelpersonell	
F10	Annet	
	<b>Gjennomsnittsverdi (sum/antall kriterier utfyllt)</b>	

Poeng: Uakseptabelt = 0, Dårlig = 1, Tilfredsstillende = 2, Bra = 3, Svært bra = 4.

Opplysninger rubrisert som generelle opplysninger vil bli innhentet i alle anbudskonkurranser. Spesielle opplysninger innhentes når Vegvesenet anser dette som nødvendig. Dette vil fortrinnsvis skje i forbindelse med større anbudskonkurranser.

Spørrelisten kan kanskje virke unødvendig lang og omfattende, men utgangspunktet er tekst til EØS-utlysning. For hver av de angitte opplysninger har vi utarbeidet et eget skjema som anbyderne skal benytte.

#### 4.4

Med erfaring fra tilsvarende arbeider ønsker vi en oversikt over de 3 - 5 mest relevante oppdrag som firmaet har utført i løpet av de siste 5 årene. I denne sammenheng er begrepet relevant knyttet til det tekniske produkt, oppdragets omfang mm. Oversikten skal i tillegg til generelle opplysninger om oppdraget og oppdragsgiveren, også omfatte opplysninger om oppdragets verdi, antall medgåtte årsverk samt antall skader og antall skadedøgn i oppdragsperioden. Skadetallene skal omfatte både entreprenørens egne ansatte og ansatte hos underentreprenører i oppdragsperioden.

I tillegg ønsker vi en kort beskrivelse av oppdraget mht autorisasjonskrav, spesielle forhold, tekniske utfordringer mm.

Vi vil også be om en tilsvarende oversiktsliste over oppdrag utførte for Statens vegvesen.

Når det gjelder bemanning - plan for gjennomføring ber vi om firmaets bemanning i de 3 siste årene. I tillegg ber vi også om en oversikt over hvordan entreprenøren tenker seg kontraktsarbeidet utført mht bemanning.

Dersom deler av kontraktsarbeidet er tenkt utført med enmannsbedrifter og innleid arbeidskraft, skal dette angis spesielt. Dette er opplysninger vi pålagt innhente i følge "Antikontraktørklausulen".

Vi har tatt det standpunkt at vi ikke vil be om få vedlagt firmaets komplette kvalitetssikringssystem/-internkontrollsystem. Vi ønsker å forvise oss om at de firmaer vi engasjerer har et kvalitetssikring/-internkontrollsystem, som et grunnlag for å utvikle en prosjekttilpasset kvalitets/internkontrollplan. Firmaene skal gi en kort beskrivelse av systemene, som blant annet viser hvem av bedriftens ansatte som er engasjert i arbeidet, hvordan systemene er bygd opp, rutiner for og tidspunkt for siste revisjon.

Firmaets omsetning oppgis som totalomsetning og omsetning i forbindelse med relevante arbeider for hvert av de tre siste regnskapsårene. Dette gir en innsikt i firmaets utvikling og dets evne til å kunne påta seg oppdrag av en viss størrelse.

Firmaets likviditet skal dokumenteres som firmaets (anbyderens) tilgjengelige likviditet på et tidspunkt 2 mnd. før anbudsfrist. Med tilgjengelig likviditet forstås innestående i bank/kredittinstitusjon og eventuelt udisponert beløp innenfor kassakredittrammen. Det tas ikke med likvider i konsern-, mor- eller datterselskaper.

Firmaets soliditet dokumenteres ved å legge ved en oversikt over egenkapitalen i følge det siste revisorbekreftede regnskapet. Krav til firmaets økonomi vil blant annet avhenge av kontraktens betydning i forhold til prosjektgjennomføring



for øvrig.

Firmaopplysningene vil bli skjønsmessig vurdert av Vegvesenet. For å sikre en mest mulig ensartet praksis vil disse vurderinger bli forelagt Vegdirektoratet for anbudskontrakter større enn 15 mill kr.

#### Kriterier for bedømmelse

1. Opplysningene blir skjønsmessig vurdert. Byggherren vil også legge vekt på opplysninger som innhentes ved interne evalueringer.
2. Alle enkeltvurderinger som gir resultatet 0, vil medføre at anbudet avvises.
3. Gjennomsnittsverdi fra tabellen foran vil medføre følgende påslag på anbudssum for å beregne konkurransesum:

<b>Gjennomsnittsverdi</b>	<b>Påslagsprosent</b>
<i>Gjennomsnitt <math>\leq 1,5</math></i>	<i>Anbudet avvises</i>
<i><math>1,5 &lt; \text{Gjennomsnitt} \leq 2,0</math></i>	<i>10%</i>
<i><math>2,0 &lt; \text{Gjennomsnitt} \leq 2,5</math></i>	<i>5%</i>
<i>Gjennomsnitt <math>&gt; 2,5</math></i>	<i>0%</i>

De firmaer som blir vurdert kan oppnå følgende resultat:

- Firmaer som etter enkeltvurderinger eller etter en samlet vurdering ikke har det faglige, tekniske eller økonomiske grunnlag som er nødvendig for oppfyllelse av kontrakten, får avvist sitt anbud.
- Firmaer som etter Vegvesenets vurdering tilfredsstill minimumstandarden, vil likevel kunne få et vurdert tillegg som avspeiler Vegvesenets risiko for tilleggs kostnader ved å gi kontrakten til dette firmaet
- Firmaer som etter Vegvesenets vurdering tilfredsstill ønsket standard, dvs firmaer som ligger i sjiktet Tilfredsstillende - Bra vil delta i konkurransen med sin anbudssum uten påslag.

Vi møter ofte påstanden om at Statens vegvesen ikke vektlegger andre forhold enn pris. Pris er naturligvis en viktig faktor, men påstanden er feil. Vegvesenet har også tidligere vurdert andre forhold. Med en vurderingsmåte som skissert ovenfor vil det bli bedre forutsigbarhet i prosessen. De som gir anbud til Vegvesenet skal kjenne til hvilke forhold som vil bli vektlagt.

Samlet sett vil pris fortsatt være den viktigste faktor, men med den firmavurderingen som vi nå legger opp til vil vi få et brukbart grunnlag for en objektiv vektlegging av andre viktige forhold.

Annonseteksten skal utformes slik at det klart skal fremgå hvilke målgrupper anbudsinnbydelsen retter seg mot. Det skal fremgå hvilken vanskelighetsgrad og hvilket fagområde som karakteriserer arbeidet.

Firmavurderingen er i skrivende stund ikke benyttet i anbudskonkurranser og vi har ingen erfaringer å vise til. Vi er innforstått med vi i starten må kjøre forsiktig og prøve ut systemet. Vår hensikt med firmavurderingen er ikke å avvise entreprenører i stor skala. Kvalifiserte og seriøse firmaer som ønsker å utføre arbeid for Statens vegvesen vil også i fremtiden få kontrakter i konkurranse med andre kvalifiserte/seriøse firmaer.

#### Helse, miljø og sikkerhet

Som kjent er arbeidsmiljøloven nå endret slik at den nå også omfatter byggherren.

Byggherrens ansvar er nærmere spesifisert i "Forskrift om sikkerhet, helse og arbeidsmiljø på bygge- og anleggsplasser". Forskriften er fastsatt med virkning fra 21.april 1995

Vi er nå pålagt å kontrollere at alt arbeidet på våre bygge- og anleggsplasser, inklusivt det arbeidet som utføres i entrepriser, skjer i samsvar med gjeldende sikkerhetsregler.

Vårt forhold til engasjerte entreprenører styres gjennom kontrakten. Vi vil nå utforme våre kontrakter slik at vi kan ivareta vårt pålagte ansvar.

Vegvesenet vil stille krav til entreprenører og dennes underentreprenører som skal oppfylles før arbeidet kan igangsettes og krav som skal oppfylles under utførelse.

Kontrakten vil også omfatte sanksjonsregler som vi vil ta i bruk dersom våre krav ikke etterleves.

1. Entreprenøren skal dokumentere følgende før arbeidet igangsettes:
  - A. Prosjektets organisasjon slik at ledelse- og ansvarsforhold klart fremkommer (AML § 4).
  - B. Prosjektets vernetjeneste, dersom loven krever dette (AML §§ 24 - 30).
  - C. Prosjektets sikkerhets- og kontrollrutiner for maskiner og utstyr (AML § 9).
  - D. Prosjektets rutiner ved lagring og behandling av helse/miljøfarlige stoffer og eksplosive/brannfarlige varer på anleggsområdet (AML § 11).
  
2. Entreprenøren skal under arbeidets utførelse fortløpende sørge for:
  - A. Sikkerhetsprosedyrer.
 

Det skal utarbeides sikkerhetsprosedyrer for aktiviteter som medfører risiko (sprengning, grøftegraving osv) (AML § 12 pkt 46).

Byggherren kan i anbudsgrunnlaget og til enhver tid kreve at det utarbeides sikkerhetsprosedyrer for særskilte aktiviteter som medfører risiko. Sikkerhetsprosedyrene, også undertegnet av det stedlige verneombudet, skal forelegges byggherren før aktiviteten igangsettes, dersom byggherren krever dette.

Det skal utarbeides beredskapsplaner for brann og større ulykker (AML §12 pkt 4c).
  - B. Overtid.
 

Overtid registreres og rapporteres. Entreprenøren rapporterer til byggherren en gang hver måned. Overtiden skal rapporteres som ukentlig og månedlig overtid utover godkjent arbeidstidsordning og overtid i henhold til Arbeidsmiljøloven (AML §§ 46 - 51).
  - C. Ulykkesregistrering.
 

Ulykker, skader og uforutsette hendelser som kunne ha medført personskader, også for arbeidstakere som er tilsatt hos underentreprenører og innleiefirmaer, skal rapporteres til byggherren snarest (AML § 20).

Rapporteringen omfatter følgende kategorier:

- Personulykker med fravær.
- Personulykker uten fravær.
- Materielle skader og uforutsette hendelser ("nestenulykker") med fare for personskader.

### 3. Forholdet til underentreprenører

Alle avtaler med underentreprenører skal inneholde likelydende bestemmelser om arbeidets utførelse, forhold på byggeplassen og rapportering til byggherren som anvendt i dette avtaledokumentet.

### 4. Byggherrens sanksjonsrett.

Dersom entreprenøren eller dennes underentreprenører nekter å utarbeide sikkerhetsrutiner eller å etterkomme påbud om tiltak for å hindre at liv og helse settes i fare, kan byggherren stanse dette arbeidet inntil forholdet er brakt i orden. Dette gir ikke entreprenøren rett til godtgjørelse for de merkostnader dette måtte påføre ham.

Ved vedvarende, påtalte brudd på regelverket og etter skriftlig henvendelse fra byggherren til entreprenørens sentrale ledelse, jf. Kontraktsbestemmelser pkt 5.3 om samarbeidsmøter, kan byggherren heve kontrakten. Heving skjer da iht til Kontraktsbestemmelser pkt. 34.1.

Rett til heving av kontrakten på dette grunnlaget gir byggherren anledning til å utelukke entreprenøren/underentreprenøren fra å delta i oppdrag for denne byggherren innen bygge- og anleggsvirksomhet for inntil ett år.

#### Samarbeid om felles mål - partnering.

Vegvesenets samarbeid med entreprenører går i hovedtrekk bra, etter vår vurdering. I enkelte tilfeller vil det likevel oppstå uenighet mellom byggherre og entreprenør. Dette skyldes oftest at partene har forskjellig oppfatning av kontraktens innhold og bestemmelser.

Uoverensstemmelser vil vi aldri komme helt vekk fra på bakgrunn av at byggherre og entreprenør ofte har motstridende interesser og således vil lese kontrakten med forskjellig innfallsvinkel. Mange av diskusjonene har sin årsak i

misforståelser og manglende informasjon internt i organisasjonene på begge sider og også mellom de to partene i en byggesak.

For å bedre forholdet på byggeplassene vil vi nå innføre nye møteformer hvor deltagersammensetningen er noe bredere enn på byggemøter. Byggemøtene skal for øvrig beholdes slik som i dag.

Etter kontraktsinngåelse ønsker vi å avholde et oppstartmøte hvor byggherrens og entreprenørens representanter primært kan møtes og bli bedre kjent med hverandre. Derneft er det meningen at byggherre og entreprenør redegjør nærmere for sine planer for prosjektgjennomføring, eksempelvis forholdet til sideentreprenører, "kabeletater" samt gjennomføring av kritiske faser i prosjektet, tekniske løsninger mm.

Samarbeidsmøter er det andre nye forum som innføres. Hensikten med disse møtene er å diskutere forslag til forbedringer både når det gjelder samarbeid på byggeplassen, tekniske løsninger og kontraktsmessige problemer, for derved å unngå at unødige energi og tid brukes på konflikter.

I forbindelse med firmakvalifiseringen er det innført et evalueringsskjema som byggherren skal fylle ut for alle entreprisearbeider. Skjemaet inneholder en rekke punkter som entreprenøren skal vurderes etter. På samarbeidsmøtene skal dette skjemaet gjennomgås i den hensikt å gi entreprenørene fortløpende tilbakemelding.

#### Incitamentsordning.

Det er også innført en incitamentsbestemmelse for å utløse det forbedringspotensiale som ligger i at forslag til nye tekniske løsninger og andre forbedringer kan komme opp i byggefasen. Ordningen går i korte trekk ut på at besparelser som følge av alternative løsninger skal deles 50/50 etter at utgifter til omprosjektering er dekket.

Ordningen er ikke ment å være en redningsplanke for entreprenører som vil vri seg unna en kontraktsfestet utførelsesmåte med dårlige priser. Forutsetningen er at de løsninger som foreslås er virkelige forbedringer som er vesentlig forskjellige fra det som er beskrevet i kontrakten. Forslag som medfører et sluttproduktet med en annen teknisk verdi, skal korrigeres for den høyere/lavere verdi før avregning foretas. Dette er forhold som må avtales i hvert enkelt tilfelle.

Normal omprosjektering som forekommer i de fleste byggesaker vil ikke bli omfattet av incitamentsordningen. For å unngå spekulasjoner fra entreprenøren, er det byggherren som avgjør hvilke forslag som skal komme til utførelse.

Det er vårt håp at slike ordninger skal utløse kreativitet og samtidig sikre bedre og billigere løsninger. Vi innrømmer gjerne at entreprenørene med sin produksjonskompetanse og kunnskaper om kostnader ofte er i stand til se andre og bedre løsninger enn de vi i en prosjekteringsfase har valgt. I noen grad kan entreprenørens utstyr eller tilgjengelighet til utstyr også være bestemmende for hva som er et riktig valg mht utførelse.

Incitamentsordningen bygger på en filosofi om at byggherren og entreprenøren på mange områder har sammenfallende interesser. Vi kan nevne forhold som kostnadseffektiv gjennomføring, disiplin i forhold til tids- og kostnadsrammer, utvikling av nye metoder/kompetanseoppbygging osv. Incitamentsordningen bygger på gjensidig respekt og forståelse for motpartens legitime interesser. De som til daglig er involvert i bygge- og anleggsledelsen på henholdsvis byggherre- og entreprenørsiden må få den støtte i sin egen organisasjon som er nødvendig for å utløse den mulighet til økt kreativitet som ligger i incitamentsordningen.

Fra Vegvesenets side går vi inn på denne ordningen med det mål at begge parter skal oppnå et bedre resultat. Vi tror og forventer at også entreprenørene møter incitamentsordningen med denne innstillingen.

Vegvesenet regner med at vi også i fremtida skal være en stor kunde på entreprenørmarkedet. Vi ønsker at entreprenørene skal satse på Vegvesenet. Vi ønsker et samarbeid som skal heve kvaliteten på det totale arbeidet i vegsektoren.

Jeg ønsker entreprenørene og oss selv lykke til!

## HMS OG FJELLSPRENGNING - RISIKO, INFORMASJON OG VIRKELIGHET

Mine- and tunnelling works - Health, Environment and Safety

Professor Tom Myran og Stipendiat Bodil Alteren  
SINTEF Bergteknikk/Institutt for geologi og bergteknikk, NTH, 7034 Trondheim

### SANMMENDRAG

Fjellsprengningsarbeider, representert ved gruve- og anleggsdrift, har alltid blitt oppfattet som belastende i arbeidsmiljøsammenheng. I foredraget gjennomgås viktige miljøforhold og belastninger en arbeidstaker utsettes for. Status og utviklingspotensiale for HMS-arbeidet diskuteres bl a med utgangspunkt i skadestatistikker.

### SUMMARY

Mine- and tunnelling works have always been recognized as having hard and tough working conditions. The paper discuss important factors concerning the health, environment and safety areas.

### 1 INNLEDNING

Fjellsprengningsarbeider, representert ved gruve- og anleggsdrift, har alltid vært kjent for å være både hardt og tøft. Tradisjonelt har fjellsprengning blitt oppfattet som spesielt belastende i arbeidsmiljøsammenheng. Støv, støy, gass fra sprengning og dieseldrift, sot, oljetåke, radon og radondøtre, vibrasjoner, blokkfall, høy relativ luftfuktighet og trekk, ubekvemme arbeidsstillinger med mye arbeid over hodet, dårlige lys- og siktforhold, eksplosjonsfare og "trafikkulykker" er miljøpåkjenninger som er karakteristisk. Dette gir også en betydelig psykisk belastning.

Skadene ved fjellarbeider kan være dramatiske og livstruende (steinfall, påboring av sprengstoff). Arbeidsmiljøet, kvalitet og mål for resultat av sikkerhetsarbeidet i en virksomhet er vist i tabell 1:

TABELL 1 Mål for resultat av sikkerhetsarbeidet.

TYPE	DEFINISJON
H-verdi Skadefrekvens	Antall fraværsskader pr million arbeidstimer (Som fraværsskade regnes skade med fravær <i>utover</i> den dag skaden inntraff)
F-verdi Alvorlighetsgrad	Antall fraværddager pr million arbeidstimer (Dødsulykker og 100% uføreskader teller 7500 dager)
F-verdi / H-verdi	Gjennomsnittlig antall fraværddager pr fraværsskade
FAR-verdi Fatal Accident Rate	Antall dødsfall pr 10 <sup>8</sup> arbeidstimer

Høy risiko ved fjellsprenning gjenspeiles når skadestatistikken for bransjen sammenlignes med andre bransjer. I Arbeidstilsynets årsrapport for 1993 oppgis skadefrekvens pr én million timeverk (H-verdi) innen ulike næringer for de siste seks årene. Bergverksdrift ligger øverst på denne statistikken.

Ved sammenligning av antall dødsulykker i forhold til antall arbeidstimer (FAR-verdi), vises det også at bergindustrien hører til de mest ulykkeseksponerte bransjene. Bergindustrien har en høyere FAR-verdi enn f.eks. bygg- og anleggsindustrien.

H- og F-verdier er viktige, men samtidig må man være klar over at skadene f.eks. innen bygg- og anlegg ikke utgjør mer enn 9-10% av det totale fraværet. Samtidig antas at belastningslidelser (muskel/skjelett) i bransjen utgjør så mye som 60-70% av det totale fraværet.

Interessant er det å konstatere at øyeskader har utgjort så mye som 20% av alle skader ved en av våre største entreprenørbedrifter de senere år, og at samme tendens også er registrert ved et av våre bergverk. Her bør det være potensiale for en rask nedgang i H-verdi.

Det vil gagne både industrien, samfunnet og privatpersoner å kunne redusere tap og skader ved fjellsprenningsarbeider. Ved å skaffe seg bedre kunnskap om forholdene vil en stå bedre rustet i det forebyggende arbeidet.

De samme mekanismer som forårsaker skader på personell, forårsaker under andre omstendigheter skader på materiell eller eksternt miljø. Alle slike tap er uønsket og kan forebygges. Det finnes mange eksempler på at bedrifter har oppnådd store forbedringer innen HMS-arbeidet og samtidig oppnådd gode økonomiske resultater.

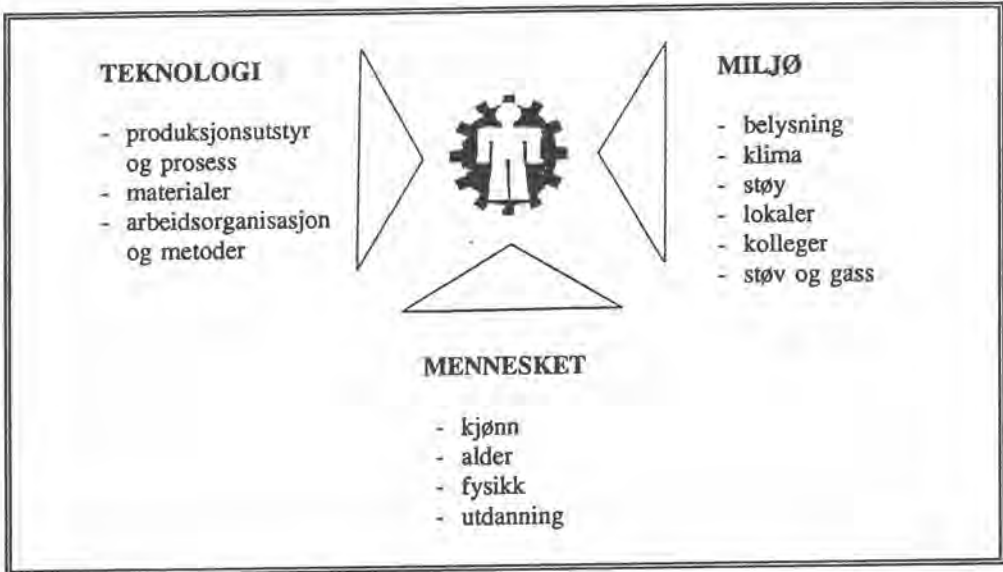
De miljømessige betingelser og rammevilkår for å utøve bergverksdrift, tunnelarbeid og andre fjellarbeider blir kontinuerlig skjerpet. Dette kommer til uttrykk gjennom strengere krav til den generelle arbeidsmiljøstandard og det ytre miljø, reduserte administrative normer, skjerpede forskrifter og bestemmelser knyttet til utstyr, metoder og prosesser. Miljøkrav kan være klart driftsbegrensende for bergverksdrift og tunnelarbeid, og fjellsprenning generelt. For det daglige arbeid under jord er luftens kvalitet av størst betydning. Ulike måter å tilføre frisk luft på, og metoder for å redusere luftforurensninger finnes beskrevet allerede i litteratur for 1500-tallet.

Bransjen kjennetegnes av en høy og stadig stigende mekaniseringsgrad. utviklingen skjer dels ved kapasitetsøkning for nåværende utrustning, dels ved innføring av ny teknologi som erstatter eksisterende. Det er her viktig å understreke betydningen av at den ønskede tekniske utvikling blir balansert av nødvendige tiltak på arbeidsmiljøsidene. I motsatt fall vil dette resultere i negativ utvikling, der visse grupper arbeidstakere blir mer utsatt enn andre. Dagens forebyggende arbeidsmiljøproblematikk ved fjellsprenningsarbeider dreier seg ikke om å finne nye problemer, men om hva man skal gjøre med de man har.

## 2. OPPLEVELSE AV ARBEIDSMILJØET

De hovedfaktorer som innvirker på en arbeidstakers opplevelse av arbeidsmiljøet er skjematisk vist i figur 1.





FIGUR 1 Hovedfaktorer som innvirker på menneskers opplevelse av arbeidsmiljøet.

Arbeidsmiljøet beskrives gjerne som sammensatt av fysiske og kjemiske miljøfaktorer på den ene siden og psykiske og sosiale faktorer på den andre. Det kan være stor forskjell på hvordan den enkelte arbeidstaker opplever sin egen arbeidssituasjon og arbeidsmiljø. Opplevd risiko er ofte ikke sammenfallende med den reelle risikoen.

Sykefravær analyser og ikke minst atferdsarbeid har de siste årene gitt oss en del kunnskap om hvor skoen trykker, og om hva vi kan gjøre bedre. Yrkeshygiene målinger og produktutvikling når det gjelder verneutstyr, er viktige stikkord i arbeidet for å forebygge yrkessykdommer og personskader.

Stimulering til større grad av teknisk/medisinsk samarbeid rettet mot mer målrettede og kostnadsbesparende kontroll- og overvåkingsopplegg både innen verneutstyr og helsehjelp, vil bidra til en bedring av det indre (og også ytre) miljø i tråd med samfunnets krav til HMS.

### 3. LOVVERK OG FORSKRIFTER - FYSISK OG KJEMISK ARBEIDSMILJØ, YRKESHYGIENE

Arbeidsmiljølovens §14 sier at arbeidsgiveren plikter å sørge for løpende kontroll og kartlegging av arbeidsmiljøet i virksomheten, når det kan være fare for at påvirkninger i arbeidsmiljøet kan utvikle helseskader på sikt.

Arbeidstilsynets publikasjoner understreker dette ytterligere:

I best. nr 450 "Prøvetaking av forurensninger av arbeidsatmosfære" foreslås at kontrollmålingene av forurensninger i arbeidsmiljøet kan utføres én gang pr år, med hyppigere målinger av personer som blir utsatt for konsentrasjoner nær administrativ norm (side 13).

I best. nr 317 "Ventilasjon av bergrom" står det: "Arbeidsgiveren har plikt til med jevne mellomrom (minst 2 ganger pr år) å undersøke atmosfæren i bergrom der det foregår arbeid" (side 14).

Best. nr 450 er en veiledning som gjelder i alle virksomheter, mens best. nr 317 er en forskrift som retter seg mot bergverk og øvrige tunnelarbeider.

Best. nr 317 er under omarbeiding for å sammenfattes med flere andre. Om den nye forskriften vil inneholde bestemmelser mht arbeidsmiljømålinger, og i såfall hva disse vil si, vites ikke.

Plikten til å undersøke atmosfæren i bergrom minst 2 ganger pr år, praktiseres, etter vår erfaring, bare i få bedrifter.

I løpet av sommeren sender Arbeidstilsynet utkast til ny, samlende forskrift om arbeid under jord ut til høring. Det vil bli en gjennomgående forskrift som regulerer både gruvedrift og anleggsdrift under jord.

Dette er en påkrevet modernisering og sammenslåing av seks gamle forskrifter, nemlig "Arbeid i gruver", "Ventilasjon av bergrom", "Brannvern i gruver", "Bergborerigger", "Arbeid i tunnelanlegg", og "Sikring ved fjellarbeid under dagen".

Forskriften vil bli tilpasset EØF-direktiv 92/104. Den vil stille brukskrav (ikke produktkrav) rettet mot arbeidsgiver samt funksjonskrav.

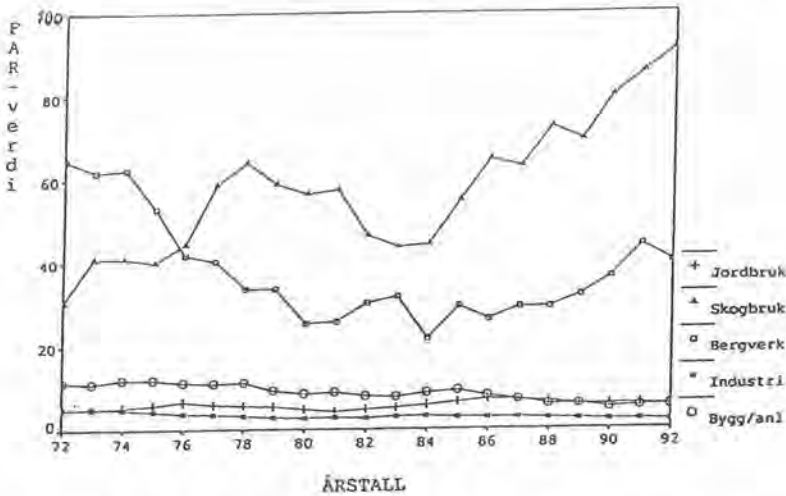
Miljø har de senere år ført til økte begrensninger til fjellsprenghing. Brytningsarbeidene eller tunneldriften foregår ofte nær bebyggelse. Dette setter krav til støy, vibrasjoner, trykkstøt/og steinkast, støv o l ved sprenghing som ikke får overskride relativt lave grenser. Arbeidstiden begrenses på grunn av støy og vibrasjoner som skyldes sprenghing.

Lovverket som gjelder ved fjellsprenghingsarbeider er stort sett like i de nordiske land. På enkelte områder finnes dog forskjeller som i til dels betydelig grad kan påvirke hastigheten ved f eks tunneldriving. Eks; samtidig boring og lading i Norge, forskjell i ladeapparaturl og sprenghstoff, og også forskjeller i visse administrative normer samt tillatte skiftlengder.

#### 4. RISIKO - SKADESTATISTIKK (FAR-VERDI OG H-VERDI)

I figur 2 illustreres FAR-verdiene for fem bransjer i Norge (Torkveen, 1994) for åene 1972-1992 (FAR = Fatal Accident Rate). Figuren viser fem års glidende middel. FAR-verdi er motstykket til H-verdi, som benyttes som mål ved andre ulykker. Figuren viser at bergverk har hatt et høyere antall dødsulykker i forhold til antall timeverk enn bl a bygg og anleggs-bransjen.

## 5.5 FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1995



FIGUR 2 FAR-verdi (Fatal Accident Rate) innen fem bransjer i Norge, vist som fem års glidende middel (Torkveen, 1994). FAR beregnes som antall dødsfall pr 10<sup>8</sup> arbeidstimer.

Direktoratet for Arbeidstilsynet registrerer alle meldte personskader. I perioden 1972-1992 var det 107 dødsulykker i bergindustrien. De viktigste utløsende hendelser og teknisk medvirkende faktorer for disse er gitt i tabellen nedenfor. Opplysningene viser at kontakt med gjenstand og ulykker med kjøretøy var de hyppigste hendelsene, og at materialer/gods, transportmiddel og arbeidsmaskiner var medvirkende faktorer ved dødsulykker.

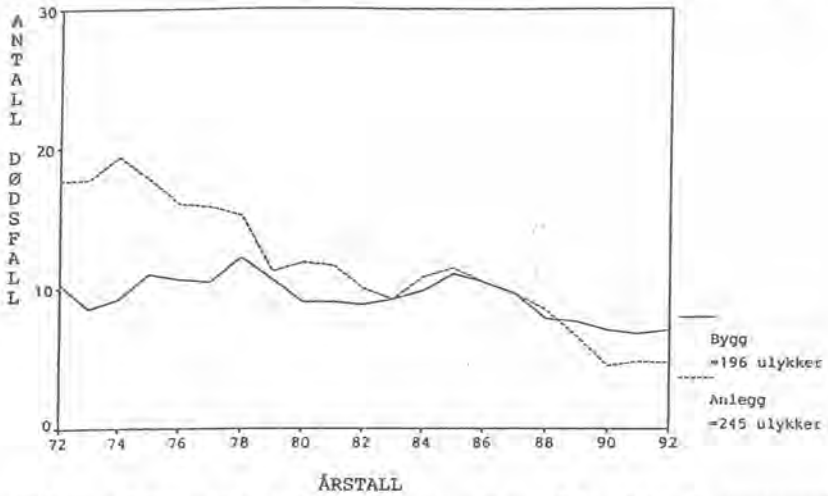
TABELL 2 Data vedrørende dødsulykker i bergindustrien i årene 1972-1992 (kilde Direktoratet for Arbeidstilsynet). (N=107)

<i>Utløsende hendelse</i>	Kontakt med gjenstand (39%)		Ulykker med kjøretøy (18%)
<i>Teknisk medvirkende faktor</i>	Materialer/gods (39%)	Mobilt transportmiddel (24%)	Arbeidsmaskiner (16%)

Utviklingen i antall dødsfall innen bygg og anlegg er vist i figur 3.

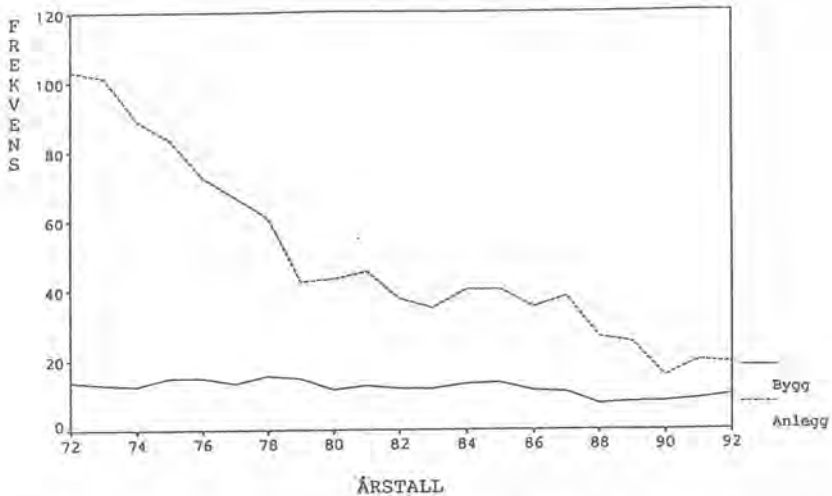
Ifølge Statistisk Sentralbyrå er det svært vanskelig å lage tall over utført arbeid for bygg og anlegg, fordi bransjen har så raske svingninger at det er vanskelig å fange dem opp. Derfor er det ikke mulig å skaffe antall utførte timeverk for bygg og anlegg adskilt, som er nødvendig grunnlag for å beregne FAR-verdi. Antall sysselsatte i de delnæringene finnes imidlertid tilgjengelig.

5.6 FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK  
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1995



FIGUR 3 Ulykkesutviklingen i henholdsvis bygg og anlegg. 5 års glidende gjennomsnitt. (Torkveen, 1994)

Dermed kan vi få et annet mål på ulykkeseksponeringen. Figur 4 illustrerer dødsulykkesfrekvensen pr 100.000 sysselsatte.



FIGUR 4 Dødsulykkesfrekvensen pr 100.000 ansatte i bygg og anlegg i perioden 1972-1992. 5 års glidende gjennomsnitt. (Torkveen, 1994)

Som vi ser har risikoen for dødsulykker i anlegg gått ned til mindre enn 1/5 i løpet av perioden, mens risikoen i bygg har vært nokså konstant. Risikoen i anleggsbransjen er fremdeles høy, omtrent 6 ganger høyere enn gjennomsnittet i industrien.

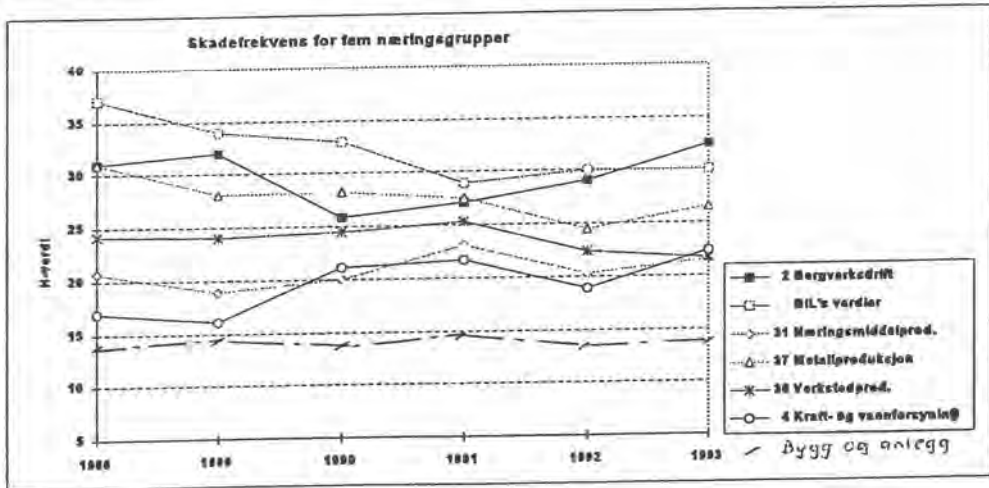
## 5.7 FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1995

Figur 5 viser skadefrekvens for utvalgte - utsatte bransjer, basert på yrkesulykker meldt Arbeidstilsynet (Direktoratet for Arbeidstilsynet, 1994). Bergindustrien ligger øverst på denne statistikken. Ifølge Arbeidstilsynets materiale har bransjen hatt en negativ trend de senere år.

Årsaker til denne negative utviklingen har vært diskutert, uten å finne noen god forklaring på det. Det kan tenkes at det de siste årene har vært et økt effektivitetspress, og at dette har medført en stressfaktor og dårlige holdninger med negativ innflytelse på sikkerhetsnivået. Det er tydelig at forventet positiv effekt ved innføring av internkontroll har uteblitt.

Det er ikke noen god overensstemmelse mellom hvilke bransjer som framstår som mest utsatte ved sammenlikning mellom figur 2 og 5. Ved beregning av FAR-verdier inngår alle dødsulykker i alle bransjer, ettersom alle dødsfall blir registrert hos Arbeidstilsynet. Selvstendig næringsdrivende rapporterer imidlertid sjelden sine skader til Arbeidstilsynet. Skogbruk og jordbruk er derfor lite representert i materialet som er benyttet ved beregning av H-verdier.

Når det gjelder forskjellen i H-verdi for bergverk og bygg og anlegg er det grunn til å anta at denne er mindre enn det som er kommet til uttrykk i figur 5. Dette fordi bergindustrien med sine få ansatte, har mange av disse ansatt i store enheter med vel utbygd rapporteringssystem, mens Arbeidstilsynets statistikker ikke fanger opp mange av småentreprenørene.



FIGUR 5 H-verdi (antall fraværsskader pr million arbeidstimer) for de fem mest utsatte næringsgrupper (Direktoratet for Arbeidstilsynet, 1994). H-verdier basert på rapporteringer til BIL er også med i figuren.

Går vi tilbake til figur 4 kan det være interessant å spørre hva årsaken er til at risikoen for dødsulykker i anleggsbransjen gikk ned til 1/5-del i løpet av perioden 1972-1992? Torkveen (1994) har gjort en oversiktsanalyse av dette, og konkluderer med at det hovedsakelig er 3 årsaker til nedgangen i dødsulykker:

- Endringer i lover og forskrifter
- Økt mekanisering og automatisering
- Forbedret organisering, ledelse og sosiale forhold.

Enkelte tiltak virker dessuten sikkerhetsfremmende i visse sammenhenger og sikkerhetsreducerende i andre, slik at samspillet mellom tiltakene har vesentlig betydning.

De viktigste enkeltfaktorene som har bidratt til utviklingen kan kort oppsummeres som følger:

- Maskiner oppretter barrierer mellom mennesker og energikilder som beskytter mot f. eks nedfall av stein og sprengningsulykker.
- Konkrete forskrifter har medført en nedgang i dødsulykker på klare problemområder. De tydeligste resultatene har kommet innen opplæring, grøftarbeid og arbeid tilknyttet gravemaskiner.
- Arbeidstiden har blitt kortere, i tillegg til at overtidssjopping og nattarbeid er begrenset.
- Aktivitetene blir bedre planlagt og organisert.
- Ofte hjemreiser, mindre helgefyll og mer normalt liv har forbedret det sosiale miljøet på anlegg.

Imidlertid har utviklingen i bransjen også medført en del nye sikkerhetsproblemer:

- Utstrakt bruk av maskiner har medført at anleggsarbeiderne har mindre erfaring med tradisjonelle metoder. Dette kan innebære en betydelig risiko når de gamle metodene brukes.
- Maskiner oppretter barrierer som medfører at anleggsarbeiderne får mindre følelse og nærhet til fjellet. Dermed blir det vanskeligere å beregne sprengstoffmengder, samt å oppdage f. eks knusningssoner og annet dårlig fjell.
- Økt mekanisering har medført et større effektivitetspress, fordi det blir mulig å utføre flere arbeidsoppgaver samtidig. For eksempel har antall ulykker med boring i sprengstoff økt betydelig antagelig pga utstrakt bruk av samtidig boring og lading.

Innen planlegging og ledelse er det fortsatt mye å vinne. Spesielt gjelder dette arbeidet etter tunnelgjennombrudd. Dessuten kan både sikkerhetsmessige og økonomiske gevinster oppnås ved f. eks å gi den enkelte konkret tilbakemelding på sine arbeidsmetoder.

Ledelsen bør satse videre på holdningsendring blant de ansatte og motivere til større sikkerhetsbevissthet. Dette kan kun gjøres ved selv å gå foran som et godt eksempel.

Sikkerhetsbestemmelser og forskrifter som allerede finnes må håndheves bedre. Et eksempel her er forskrift om eksplosiver, hvor det er klare spor av problemområder i dødsulykkesmaterialet.

## 5 YRKESYKDOMMER

Direktoratet for Arbeidstilsynet registrerer alle rapporterte yrkessykdommer i landet. Hvordan disse fordeler seg på ulike symptom finnes det ikke oversiktlig statistikk over.

Her må man gå nærmere inn på de rapporteringer Arbeidstilsynet mottar fra de ulike bransjer.

Erfaringer fra industrien viser at resultater fra helseundersøkelser ofte ikke er blitt sammenstilt og sammenlignet. Utviklingstrender i arbeidstakernes helsetilstand har således ikke blitt kjent. Ettersom en del yrkessykdommer har lang latenstid, melder symptomene seg gjerne ikke før etter at arbeidsforholdet er avsluttet. Og personer som er sluttet i arbeidslivet har som regel falt utenfor systemet og er ikke blitt fulgt opp. Man antar derfor at det både innen bygg og anlegg og bergindustrien og i andre bransjer er mørketall mht yrkessykdommer.

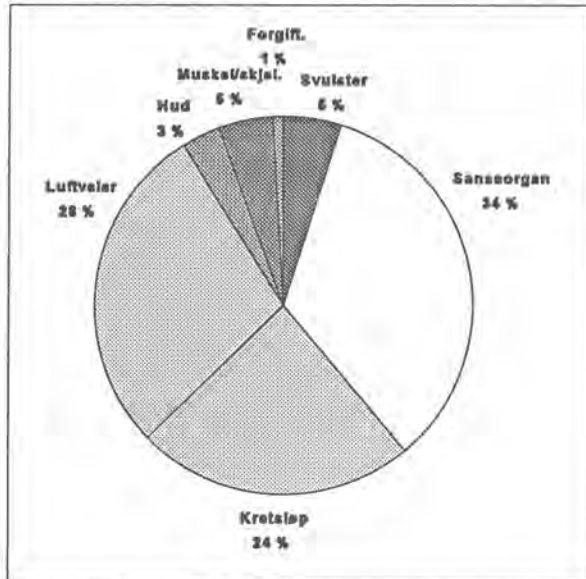
SINTEF Bergteknikk har i samarbeid med enkelte bedrifter i gruveindustrien arbeidet med utvikling av et verktøy kalt Miljøindeks, for bedre helseovervåking av arbeidstakere (Furuseth og Myran, 1993). Arbeidet inngår i "Bransjeutviklingsprogram for norsk bergindustri", NORMIN, under prosjektet "Helse, miljø og sikkerhet i bergindustrien". Delprosjektet Miljøindeks støttes også av NHOs Arbeidsmiljøfond.

I forbindelse med NORMIN er gjennomført en undersøkelse (Alteren, 1995) over fordeling av yrkessykdommer rapportert til Arbeidstilsynet fra bergindustrien i perioden 1989-93. Med kun 145 meldte sykdommer i bergindustrien i perioden er det grunn til å anta en betydelig underrapportering. Det tilsvarer i gjennomsnitt 29 tilfeller pr år. De tilfeller som er meldt, gir likevel et inntrykk av sykdomsbildet for industrien. Hvorvidt dette er representativt for sykdomsbildet ved andre fjellsprenningsarbeider er mer usikkert.

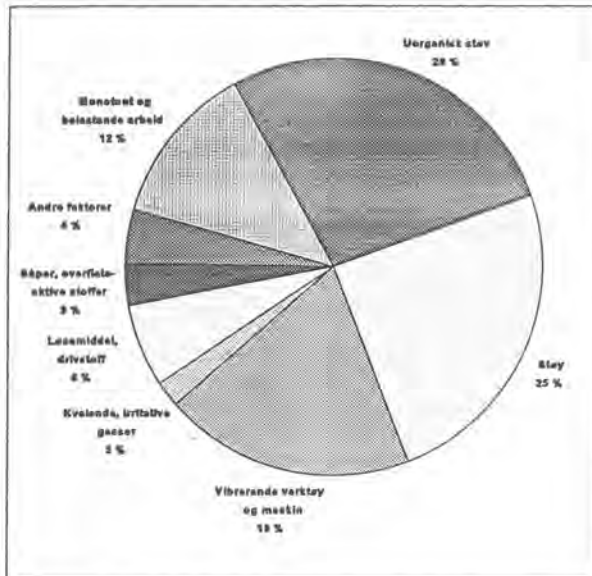
Figur 6 viser at 34% av innmeldte yrkessykdommer var skader på sanseorganer og nervesystem, dvs primært hørselsskader, men også noen løsemiddelskader inngår her. Skader på åndedretsorganer utgjorde 28%. Skader på åndedretsorganer er bl a silikose, asbestose og andre sykdommer forårsaket av støv, dvs sykdommer i luftveiene unntatt svulster. 24% av tilfellene var skader på kretsløp. Dette er skader på sirkulasjonsorganer som primært er vibrasjonsbetinget. Muskel- og skjelettproblemer utgjorde 5% av yrkessykdommene

De meldte tilfeller er også klassifisert etter hvilke arbeidsmiljøfaktorer som har forårsaket yrkessykdommene. Prosentvis fordeling av arbeidsmiljøfaktorene er gitt i figur 7. Figuren viser at uorganisk støv, støy og vibrasjoner har forårsaket flest yrkessykdommer. Repeterende monotont og belastende arbeid har forårsaket 12% av sykdommene.

I Sverige var det til sammenligning i årene 1988-1992 tilsammen 1606 meldte tilfeller av yrkessykdom innen næringsgruppe 2 "Gruvor och mineralbrott" (Arbetarskyddsstyrelsen & Statistiska centralbyrån, 1994). Det tilsvarer i gjennomsnitt 321 meldte tilfeller pr år. Med 10.505 ansatte i denne næringsgruppen i 1992 tilsvarer det omtrent fem ganger flere meldte tilfeller enn i Norge, noe som indikerer en høyere rapporteringsgrad i Sverige. I deres materiale er 50% av yrkesskadene forårsaket av monotont og belastende arbeid. Det kan tyde på at denne gruppen er undervurdert i norsk sammenheng. (Alteren, 1995).



FIGUR 6 Fordeling av yrkessykdommer i bergindustrien i perioden 1989-1993, rapportert til Direktoratet for Arbeidstilsynet. (N=145). (Alteren, 1995)



FIGUR 7 Arbeidsmiljøfaktorer som har forårsaket yrkessykdommer i bergindustrien i årene 1989-1993 (kilde Direktoratet for Arbeidstilsynet). (N=145). (Alteren, 1995)



## 6 ARBEIDSMILJØ

Når det gjelder arbeidsmiljøet generelt er kjemiske/fysiske faktorer som støv, gass, støy, vibrasjoner, belysning o l felles ved anleggs- og bergverksdrift. Derimot kan forhold knyttet til psykisk belastning/stress være noe mer dominerende ved anleggsvirksomhet (tunneldrift), pga en mer oppjaget, intens og tidsavhengig driftsform enn ved bergverksdrift. Dette har da også blitt uttrykt i samtaler med arbeidstakere med erfaring fra begge bransjer.

Pga stadig økende produktivitet ved fjellsprenningsarbeider er også mengden luftforurensninger produsert pr tidsenhet økt betydelig de senere år, hvilket lett kan føre til redusert luftkvalitet dersom det slurves med oppfølging i tiltaksfasen.

De senere år har det skjedd en rekke positive ting som har påvirket arbeidsmiljøet og HMS-arbeid ved fjellsprenningsarbeider generelt og tunneldrift spesielt, til det bedre. Dette har sammenheng med økt interesse, holdning og motivasjon, samtidig som forståelsen av sammenhengen mellom produksjonsarbeid og miljøarbeid i virksomhetene er bedret. I tillegg har det skjedd en klargjøring av ansvarsforholdene innen HMS (tillagt toppledelsen).

Bedre sprengstoffer (spesielt med tanke på NO<sub>2</sub>) og sprengningsteknikk, redusert overladning, forbedrede sikringstiltak, mer effektiv spyling på røysa, bedre energiformer for lasting og transport, renere motorer og drivstoff, bedre kjøreteknikk, mer systematisk vedlikehold av utstyr og kjørebane, bedre tilpassede ventilasjonsmetoder, er alle faktorer som bedrer miljøet. Dette påvirker også produktivitet og økonomi positivt. Opplærings og kontrollrutinene er forbedret, og mer bevissthet hos linjeledelsen om betydning av miljøarbeid, har også bidratt til en generelt positiv utvikling.

Men byggetiden for tunnelprosjekter presses stadig nedover. Hvilket medfører at store etterarbeider på bakstuff pågår samtidig med selve tunneldriften for å holde tidsfristene.

Dette belaster og forverrer luftkvaliteten og arbeidsmiljøet på bakstuff i betydelig grad. Når bolteboring, permanent sikring, betong- og snekkerarbeid, sålerensk, innfylling av tunnelstein, grøftegraving, rør, kummer og gjenfylling må foregå samtidig med selve tunneldriften sier det seg selv at dette påvirker negativt luftkvalitet og generell sikkerhet. Særlig aktiviteten i avslutningsfasen kan medføre opphoping av etterarbeider på bakstuff.

Arbeidsmiljø og luftkvalitet på stuff berøres bare i mindre grad av økt aktivitet på bakstuff. Derimot forringes miljøkvaliteten på bakstuff, noe som totalt resulterer i en reduksjon i miljøstandard for tunnelen som helhet. Driftsopplegget i tunnelen bør derfor vurderes for om mulig å fordele miljøbelastende aktiviteter bedre over byggeperioden, og også over arbeidsskiftet og døgnet.

Fram til i dag har byggherren vist liten interesse for arbeidstakernes arbeidsmiljø. Dette gjelder både private og statlige. Man har skjøvet HMS-problemet over på entreprenørene. Det er derfor nødvendig med en kritisk gjennomgang av hele sakskomplekset, fra byggherre til entreprenør, miljø- og ventilasjonsplanlegging, og selve driftsfasen med nødvendige etterarbeider. Spesielt viktig er det at byggherren beskriver graden og omfanget av tilleggsarbeider og etterarbeider som skal gå parallelt med tunneldriften. Ved etterarbeid

må kravene til ventilasjon være spesifisert slik at ikke ventilasjonsbehov for etterarbeid kommer i konflikt med den ventilasjonsdimensjonering som er lagt til grunn basert på selve stoffaktivitetene, og metoder og utstyr knyttet til dette. Først da vil man kunne etterleve de lover og regler som er satt for miljøstandarder, og samtidig få full nytte av den tross all positiv utvikling som har skjedd innen tunneldrift de senere år.

Ved SINTEF Bergteknikk har vi en årrekke foretatt kartlegging av fysiske og kjemiske miljøfaktorer ved fjellsprenningsarbeider. Tendensen i disse undersøkelsene, og status pr i dag kan oppsummeres som følger:

**Sprenggasser** har tradisjonelt vært en meget dominerende forurensning ved fjellsprenningsarbeider under jord. Ved bergverksdrift er dette ikke lenger så dominerende fordi primær salveskyting legges til skiftbytte eller skiftslutt. På tross av stadig mer "miljøvennlige" sprengstoffer og sprengningsteknikk, representerer sprenggassene (spesielt NO<sub>2</sub> og CO) fortsatt en primær miljøfaktor ved tunneldrifter. Helseerisikoen knyttet til sprenggasser er imidlertid klart redusert de senere år ikke minst der to-veisventilasjon benyttes som foreskrevet.

På tross av innføring av støvdempende tiltak er **partikulære forurensninger** (mineralstøv, organiske partikler) en dominerende luftforurensende miljøfaktor ved fjellsprenningsarbeider. Undersøkelser viser at støvlungesykdommer (bl a silikose) fortsatt er en tilstand man må være oppmerksom på. Støvlungesykdom rammer ikke tilfeldig. Forekomst av skader og sykdom varierer fra gruve til gruve, fra anlegg til anlegg osv. Undersøkelles- og overvåkningsoppleggene varierer sterkt, i hyppighet, innhold og kvalitet. Spesielt må man være oppmerksom ved fjellarbeider der kvarts er dominerende mineral i bergarten.

**Dieselavgasser** er også en dominerende luftforurensning ved fjellsprenningsarbeider, og da i hovedsak knyttet til laste- og transportutstyret. Dieselavgassene består både av en gassfase og en partikkelfraksjon som begge representerer en potensiell helseerisiko. Også her har det skjedd en positiv utvikling som gjør at dieselavgassene normalt bør kunne holdes under rimelig god miljøkontroll forutsatt riktig maskinbruk og tilfredsstillende dimensjonert ventilasjon.

Innen fjellsprenning er sannsynligvis **støy** den enkeltfaktor som fører til flest yrkesskader. Knappt noen 50-60-åring med lang yrkesbakgrunn innen fjellsprenning og underjordsdrift har normal hørsel. De aller fleste er mer eller mindre hørselsskadd. Dette gjelder både ved tunnel- og bergverksdrift. Innen BA-seksjonen ved en av våre største entreprenører har det vært en positiv utvikling når det gjelder hørselsskader de senere år, men av en eller annen grunn ikke hos tunnelarbeiderne. Her er en jobb å gjøre!

Arbeidstakere under jord er i gjennomsnitt den yrkesgruppe i Norge som utsettes for høyest stråledose fra **ioniserende stråling**. Dette skyldes forekomst av radioaktive grunnstoffer i bergartene, som bl a gir radon og radondøtre. Normalt utgjør dette ikke noe stort miljøproblem under jord der ventilasjonen er god. I dårlig eller uventilerte områder, og ved stor vanninntrengning bør imidlertid radon påaktes.

**Helkroppsvibrasjon og belysning** (dårlig lys) er viktige, men ofte forsømte miljøfaktorer, som kan føre til personskafer og ulykker. Særlig gummihjulsgående produksjonsutstyr

(lastemaskiner, last- og bær, trucker) kombinert med dårlig vegbane/underlag kan gi høye helkroppsvibrasjoner.

## 7 LOVER OG FORSKRIFTER

Gjennom innføring av internkontroll pålegges bedriftene systematisk å påse at lover og forskrifter som regulerer virksomheten blir overholdt. Av den totale publikumsmengde knyttet til lovene som inngår i internkontrollforskriften, er ca 180 publikasjoner aktuelle for bergindustrien, og tilsvarende fjellsprenningsarbeider. Ca 120 av disse kommer fra Arbeidstilsynet. Halvparten av de ca 180 publikasjonene er forskrifter.

En generell oppfatning er at det finnes for mange forskrifter og bestemmelser og forholde seg til, samtidig som flere overlapper hverandre og gir bestemmelser som gjelder på samme felt. Dette gjør det uoversiktlig å finne frem til hvilke krav som skal tilfredsstilles.

Antall publikasjoner bør derfor reduseres og forenkles og gjøres mer tilgjengelig i språkbruken. Positivt i så måte er utkastet til en ny og samlende forskrift om arbeid under jord, basert på seks gamle forskrifter.

Det kan også gis eksempler på at noen av EUs regler og direktiv ikke passer inn i norsk, eller for den del nordisk bergindustri, fordi noe er skrevet bl a med utgangspunkt i kullgruveindustrien.

Det fremheves også at enkelte forskrifter er for lange og med for vanskelig språk. Dermed blir de utilgjengelige/uforståelige for "vanlige" folk, noe som derved kan drepe et viktig budskap - og redusere kvaliteten i HMS-arbeidet.

Det er derfor viktig og nødvendig at bergindustrien er i konstruktiv dialog med Arbeidstilsynet og andre tilsynsmyndigheter. Dette for bl a å kunne bidra til at nye forskrifter o l blir best mulig forståelig og tilgjengelig - og derved i neste omgang blir det positive hjelpemiddel innen bedriftens HMS-arbeid som det er tenkt å være.

## 8 MEDIEOPPSLAG

Ikke så sjelden opplever vi at ting overdramatiseres fordi fagekspertene (av ulike grunner) ikke kommer på banen i tilstrekkelig grad. Så også i forbindelse med miljøspørsmål. Og resultatet blir lett at det i offentlighetens bevissthet fester seg et feilaktig bilde gjennom massemedias presentasjoner. Selvfølgelig kan massemedias reportere ikke fritas for sin del av ansvaret for dette. Men den største skylden ligger vel egentlig hos bransjen selv og fagfolk som vet bedre, men holder seg tause, og kanskje ikke så mye hos eventuelle idealistiske grupper som i god tro opphisses av hva de leser i avisene og ser på TV-skjermen. Derved er veien kort fra miljøinformasjon til miljøhysteri.

Som den miljøbelastende aktivitet fjellsprenningsarbeider av mange oppfattes å være (hvilket ikke nødvendigvis trenger å være riktig), er det viktig at bransjen spiller sine HMS-kort riktig (korrekt informasjon), slik at direkte feilaktige og ødeleggende miljøoppslag i media kan unngås eller begrenses. Eksempler vil bli gitt i foredraget.

REFERANSELISTE

Alteren, B. 1995: "Risikoforhold i bergindustrien". NORMIN, SINTEF Bergteknikk.

Myran, T. og Furuseth, K. 1992: "Helse og miljø i bergindustrien". Delrapport 1-11, SINTEF Bergteknikk

Torkveen, M. 1994: "Ulykkesrisikoen i anleggsindustrien. Utviklingstrekk". NTH, Trondheim.

Ulvestad, B. 1995: "HMS - Hva er viktig å legge vekt på i fremtidens tunnelbygging".

## PASSERING AV SANDSONE BJORØY, HVORDAN GIKK DET ?

### BJORØY SUBSEA ROAD TUNNEL, TUNNELLING THROUGH A SANDZONE

Sivilingeniør Erik Dahl Johansen, Selmer A.S.

#### Sammendrag

Selmer A.S skjøt gjennomslag i Bjorøytunnelen den 16. august 1995. Tunnelen er drevet 30 m gjennom sandsonen som i nesten ett år hindret og forsinket fremdriften. Den sensasjonelle sandsonen med kullbiter fra dinosaurenes tid, Jura-tiden, har ligget i sprekken i fjellet i 159 millioner år og ventet på at Selmer skulle komme med den første fikssumkontrakt på en undersjøisk vegtunnel. Sanden er imidlertid bekjempet av standhaftige tunnel-drivere med moderne injeksjons- og tunnel-teknikk og et resurssterkt firma i ryggen. Sanden i "Bjorøyformasjonen", som en stakket stund lå åpen for entusiastiske og forbausede geologer som nå holder på å skrive om den geologiske Norgeshistorien, er forseglet bak 60 - 70 cm betong.

Etter at tunneldriften ble stanset da sandsonen ble påtruffet ved sonderboring på stuff den 29. september i 1994 tok det 4 måneder med undersøkelser, tolkninger, vurdering av muligheter/ risiko og testing av midler og metoder før tunneldriften startet opp igjen i slutten av januar 1995. Driving gjennom sandsonen, 70 m under havflaten, har vært en prosess med omfattende og komplisert injeksjon, nitid kontroll og tung sikring. Det gikk med 242.500 kg sement og 16.000 kg Akryl, 280 m<sup>3</sup> sprøytebetong og 160 m<sup>3</sup> betong for sålestøp samt 23 arbeidsuker og mange millioner kroner før sonen omsider var tilbakelagt i slutten av juni 1995.

#### SUMMARY

The Bjorøy Subsea Road Tunnel links the small island Bjorøy to the mainland near the city of Bergen. Selmer A.S was awarded the fixsum contract of the 1965 m long tunnel in September 1993. Tunnelling through the Precambrian gneisses has been seriously hampered due to heavy water leakage and extensive and complicated probe drilling and grouting operations. In September 1994 the tunnel excavation was halted when probedrilling revealed a zone consisting of loose sand with 70 m of water pressure.

Additional seismic investigations and core drilling were performed and the results were assessed by an Expertgroup consisting of representatives from the Client and the Contractor and his geotechnical consultant. The group also made a reviewed of

possible tunnelling techniques to be applied for driving the tunnel through the sand zone.

Open face tunnelling through the sandzone required extensive ground treatment utilising cement-, microcement- and chemical grouting- techniques in addition to heavy spiling and rock support.

## 1. Innledning

Bjørøytunnelen er gjenstand for stor oppmerksomhet i bransjen. Det er to hovedgrunner til dette:

1. tunnelen har støtt på uventede fjellforhold som ikke tidligere er påtruffet i norske tunneler. Fjellforholdene har, kombinert med 70-80 m vanntrykk, skapt svært krevende forhold for tunneldriving og gjort det nødvendig å introdusere nye og uprøvde metoder, teknikker og materialer. Disse forholdene er bakgrunn for en teknisk betinget interesse.
2. kontraktsformen for Bjørøytunnelen er en "Fikssumkontrakt" der entreprenøren har tatt på seg ansvaret for fjellforholdene. Problemstillingen omkring kontraktsformen og eventuelt tilleggsvederlag pga de spesielle fjellforholdene er bakgrunn for en mer kontraktsjuridisk betinget interesse.

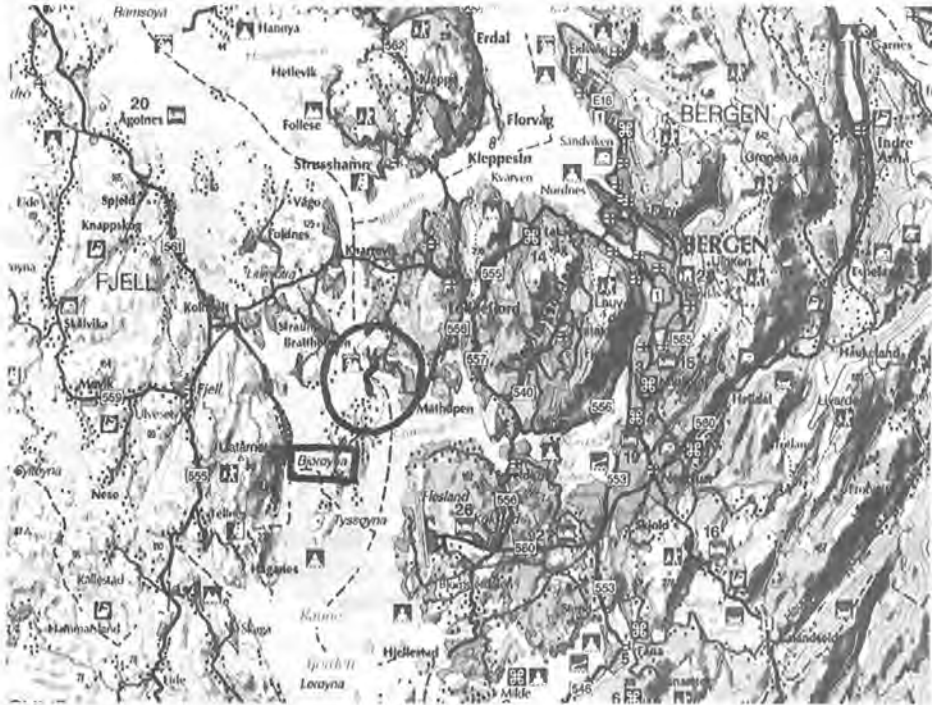
Utenfor bransjen og i massemedia har også tunnelen vakt interesse fordi det ble fremstilt som dramatisk da tunneldriften stanset og fordi man kanskje luktet konflikt mellom entreprenør og byggherre.

Som en følge av dette er Bjørøytunnelen omtalt i flere sammenhenger.

Under årets konferanse holdes det et innlegg på Bergmekanikkdagen, innlegg nr. 33, "Undersjøisk tunnel til Bjørøy - Bergmekaniske vurderinger og teknikker for injeksjon ved kryssing av sandsonen", Karl Gunnar Holter m. fler, (ref. 2). Inlegget gir en detaljert fremstilling av de geologiske forhold og de spesielle ingeniørgeologiske betraktninger og vurderinger omkring injeksjon og sikring i sandsonen.

## 2. Bjørøytunnelen

Bjørøy er en liten øy vest for Bergen, i sundet mellom Sotra og fastlandet og med Flesland som en av de nærmeste naboer. Bjørøy har vel 400 innbyggere og omtrent 200 hytter. Øya tilhører Fjell kommune og har i dag fergeforbindelse til Alvøen i Bergen Kommune.



Figur 1  
Bjørøytunnelen

Siden tidlig på 80 tallet har lokale krefter arbeidet for en fergefri fastlandsforbindelse. Forløpet frem til kontrakt er vist summarisk nedenfor :

21. september	1989	Interimstyre i bompengeselskap
17. oktober	1990	Første gang i fylkespolitiske organ
17. oktober	1990	Hovedplan godkjent
17. april	1991	Fylkespolitisk vedtak
10. januar	1992	Bompengeselskapet etablert
23. januar	1992	Reguleringsplan Hilleren vedtatt
24. februar	1992	Detaljplan i Fjell kommune vedtatt
juni	1993	Stortinget vedtar bompengefinansiering
15. september	1993	Kontrakt underskrevet mellom Statens Vegvesen Hordaland og Selmer A.S

Prosjektet er finansiert dels ved bompenger og dels ved fylkeskommunale midler. Ved vurdering av kostnader og finansiering av prosjektet ble det for første gang i Hordaland Fylke foretatt en kapitalisering av fremtidige fergekostnader, inkl. nødvendige kostnader til oppgradering av ferge og fergeleier. Disse kostnader ble lagt inn i finansieringsplanen.

Oversikt over Anleggskostnader og finansiering av prosjektet er vist nedenfor.

<b>Anleggskostnad</b>	
Kontraktssum med Selmer A.S	62,8 mill. kr
Byggherrens kostnader, grunnverv m. mer	5,5 mill. kr
Sum kostnadsoverslag	<u>68,3 mill. kr</u>
<b>Finansiering</b>	
Fastlandssambandet Bjorøy-Tyssøy A/S	27,0 mill. kr
Hordaland fylkeskommune	32,5 mill. kr
Hordaland fylkeskommune v/ vegsjefen	6,0 mill. kr
Sund og Fjell kommuner	2,8 mill. kr
Sum finansiering	<u>68,3 mill. kr</u>

I kostnadene inngår oppfylling i Nautasundet for fremtidig vegforbindelse mellom Bjorøy og Tyssøy. Kontraktsummen for denne oppfyllingen er 2,8 mill. kr som finansieres ved forskuttering fra Fjell og Sund kommuner.

### 3. Kontrakten

Statens Vegvesen Hordaland er byggherre for prosjektet. Kontrakten med Selmer A.S omfatter 3 km fylkesveg mellom Håkonshella og Bjorøy, 2 km av vegen går i undersjøisk tunnel. Kontrakten omfatter alle arbeider frem til fullt ferdig veg med unntak av bompengestasjon.

Statens Vegvesen Hordaland har forestått utarbeidelse og godkjenning av hovedplan og detaljplan for prosjektet. Statens Vegvesen har også forestått geologiske forundersøkelser.

Kontrakten mellom Statens Vegvesen Hordaland og Selmer A.S ble forhandlet frem på grunnlag av et tilbud fra Selmer. Kontrakten er en "fikssumkontrakt". I det ligger at entreprenøren har ansvaret for detaljprosjektering og at entreprenøren har ansvaret for masseendringer. Entreprenøren har med utgangspunkt i det geologiske grunnlagsmaterialet, påtatt seg ansvaret for avvik i fjellforholdene for tunnelen og for vurdering av behov for supplerende forundersøkelser.

Kontrakten ble undertegnet i september 1993, arbeidene startet umiddelbart og kontraktsdato for overlevering var 15. juni 1995. Kontraktsummen inkl. oppfylling i Nautasundet utgjør 62.8 mill. kr.



#### 4. Tunnelen

Hoveddata for tunnelen er vist nedenfor samt i figur 2.

Tunnellengde:	1965 m	
derav under Vattlestraumen:	ca 500 m	
Dypeste punkt:	-82 m. (i hengen)	
Minste fjelloverdekning:	ca 30 m	
Tunnelprofil:	T8 - teoretisk tverrsnitt	= 43,75 m <sup>2</sup>
	- sprengt tverrsnitt	= 53-56 m <sup>2</sup>
Stigning:	10 %	

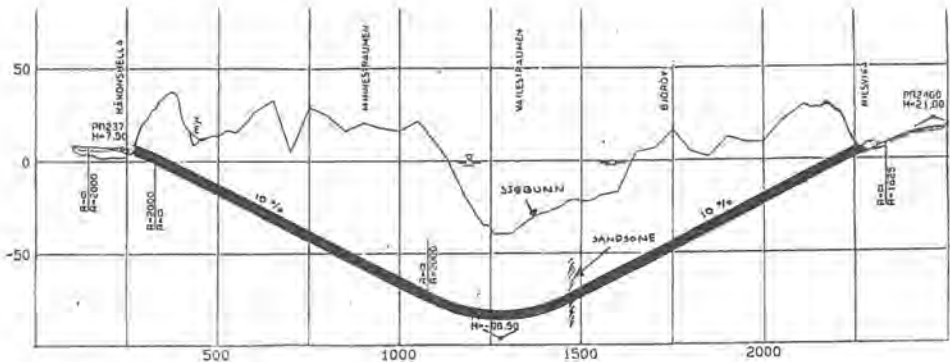


Fig. 2  
Bjorøytunnelen, lengdesnitt

#### 5. Geologiske forhold

De geologiske forholdene for tunnelen er beskrevet i detalj i innlegg nr. 33 på årets Bergmekanikkdag. Her vil det derfor bare bli gitt en forenklet geologisk oversikt

Bergartene i området er kaledonske gneiser som tilhører Øygards-komplekset. De geologiske forundersøkelsen omfattet generell ingeniørgeologisk kartlegging samt seismikk. I 1993 ble det skutt 2 seismiske profiler på oppdrag for bompengeselskapet. Disse ble supplert med ytterligere 4 profiler i 1989. Profilene var konsentrert om det dypeste partiet i tunnelen der det erfaringsmessig er dårligst fjellforhold og der fjellforhold og overdekning er mest kritisk.

Seismikken viste gjennomgående hastigheter på over 4200 m/sek med unntak av en lavhastighetsone på 3500 m. Denne viste seg ved driving av tunnelen å være en 20 - 25 m knusningsone med leire som krevet injeksjon, sprøytebetong og ribber av armeringsstål og sprøytebetong.

Ut fra de forundersøkelser som var gjort var det ingenting som alarmerte om de forhold som senere skulle bli i tunnelen.

## 6. Tunneldriften

Anleggsarbeidene startet i oktober 1993. Tunneldriften skulle foregå fra Bjørøy p.g.a. disponering av masser og fordi påhugget på land lå mer ugunstig i forhold til bebyggelse og av den grunn hadde restriksjoner bl. annet på arbeidstiden.

Allerede etter 50 m tunnel ble det behov for sporadisk injeksjon og etter 150-200 m ble det injisert systematisk. Tunneldriften fortsatte under stadig vanskeligere forhold og mer og mer av tidsforbruket gikk med til sonderboring og injeksjon.

I juni 1994 startet forberedelser for portal på Håkonshella, på landsiden. Det var bare regnet med å drive noen få meter slik at portalen kunne støpes. Etter hvert som framdriften gikk ned på Bjørøy-stuffen ble det imidlertid klart at tunnelen måtte drives på to stuffer for å klare byggetiden. Det har derfor vært tunneldrift på Håkonshella siden sommeren 1994.

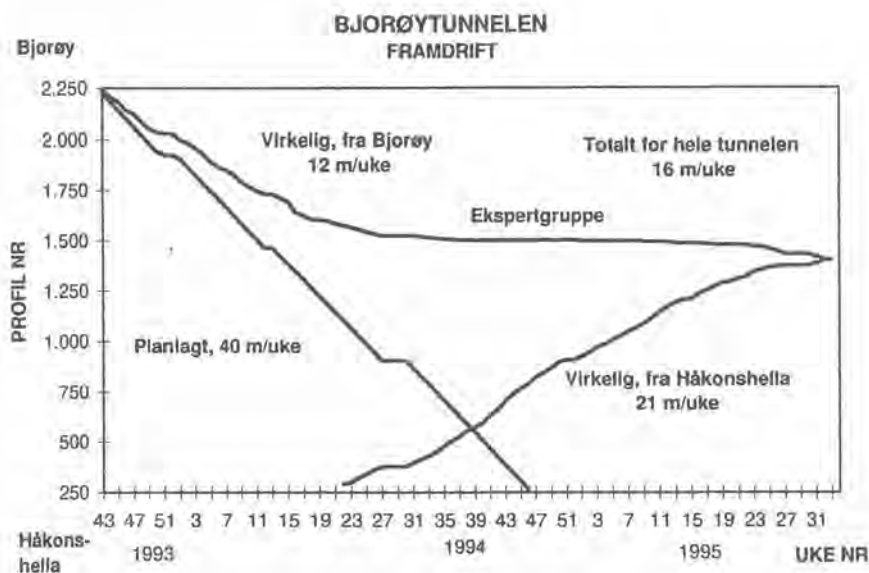


Fig. 3  
Planlagt og virkelig fremdrift

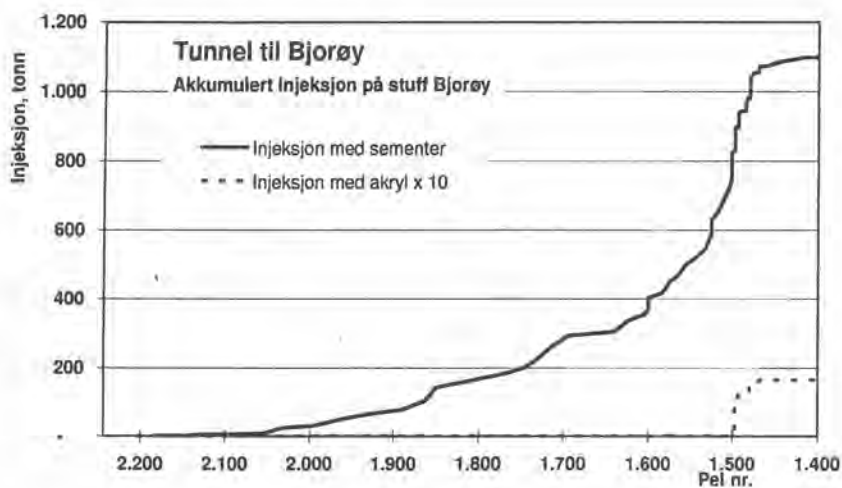


Fig 4  
Akkumulerte injeksjonsmengder

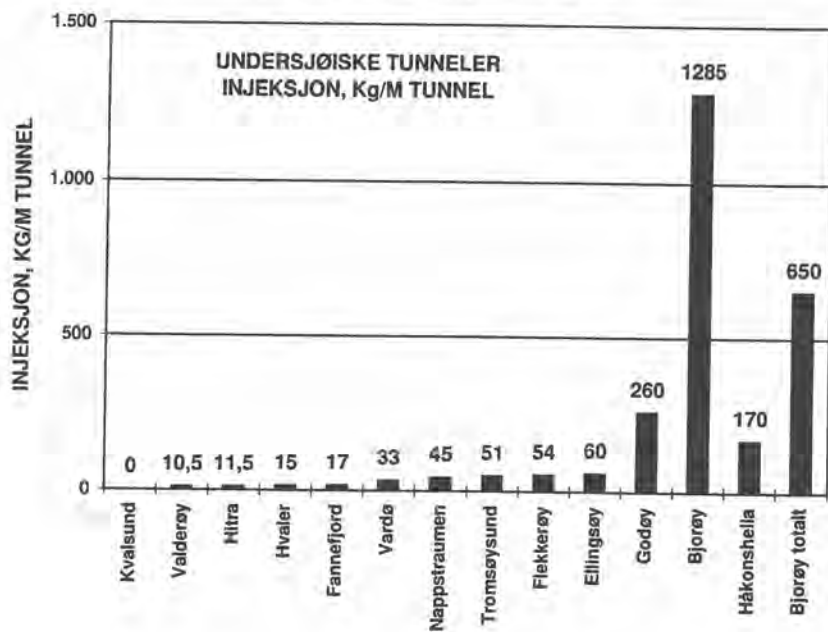


Fig 5  
Injeksjon i noen undersjøiske vegtunneler

Det er injisert 1285 kg og 170 kg sement / tunnelmeter på stoffene fra henholdsvis Bjørøy og Håkonshella. Totalt for hele tunnelen er det injisert 650 kg sement per meter tunnel. Gjennomsnittet for tidligere drevne undersjøiske vegtunneler er ca 35-40 kg/tunnelmeter med Godøytunnelen på topp med 260 kg/m, fig. 5.

Som det fremgår av fig. 3 har framdriften på stoffen fra Bjørøy vært tilnærmet 0 siden oktober i fjor. Dette skyldes en sone med løs sand. Sonen ble påtruffet under sonderboring den 29.9.94. Den umiddelbare lekkasjen ut av borhullet var bare 10 l/min, men snart hørtes et "drønn" i fjellet og i løpet av kort tid økte lekkasjen til 200 l/min. Det ble spylt inn 2-3 m<sup>3</sup> fin sand før lekkasjen ble tettet. Sanden som ble spylt inn inneholdt også små kullbiter. Sanden, kullbitene, vannmengdene og vanntrykket indikerte at dette var noe spesielt.

Tunnelen stod nå på pel 1502, dvs. 750 m fra påhugget og ca 70 m under havet. Havbunnen lå ca 40 m over tunnelen, mesteparten av det som var mellom var fjell.

Fjellforholdene fram mot sonen var blitt gradvis verre. Gneisen i området er kraftig oppsprukket. Et gjennomsettende nær vertikalt sprekkesystem med 5-15 cm sprekkeavstand følger tunnelen. Fjellet er vannsykt og orienteringen av sprekkesystemene gjorde det meget vanskelig å tette lekkasjer.

De siste 30-40 m fram mot sonen økte oppsprekningen ytterligere. Sprekkeavstanden var enkelte steder bare 2-4 cm og 2-3 andre sprekkesystemer var tilstede samtidig. I tillegg til åpne vannførende sprekker var der slepper med sand og leire med mektigheter fra cm til opp mot en meter. Gneisen viser en gradvis økende omvandling fram mot sonen. På pel 1502 kan gneisen beskrives som en breksje med grove feltspat- og gneisfragmenter i en glimmer- og kvartsmatriks.

Den tette oppsprekningen medførte betydelige boreproblemer der ras og nedfall i borhullet ofte førte til fastkiling av borkrone og hylser slik at det var svært vanskelig og tidkrevende å få ut borstrengen. Slitasjen på stenger og kroner var ekstrem, ofte kunne skjortet på borkrona (retrack-kroner) være nedslitt etter få hull mens stiftene var like fine.

Tunnelen ble drevet med kontinuerlig sonderboring og injeksjon. De siste 30 m fram mot sonen var lekkasjene store, opptil 400-500 l/min i enkelte hull. Injeksjon ble utført med rapidsement og microsementer.

På grunn av oppsprekningen parallelt med tunnelaksen og kombinasjonen av åpne sprekker og tett leire kunne kontrollhullene vise store lekkasjer rett ved siden av hull som var injisert. Dette medførte gjentatte injeksjonsrunder (3-5 ganger) før en oppnådde tilstrekkelig tetthet. Injeksjonshullene ble boret mest mulig i vinkel med sprekkeretningen og p.g.a. de vanskelige bore- og injeksjonsforholdene ble lengden av hver skjerm redusert fra 20 m til 12-15 m.

## 7. Ekspertgruppen

Selmer valgte å stanse tunneldriften da sonen ble påtruffet. De store vannlekkasjene kombinert med løs sand og et ubegrenset vannreservoar gjorde at det ble ansett nødvendig å utføre nøyere undersøkelser for å kartlegge situasjonen og for å vurdere metode for videre framdrift.

En Ekspertgruppe med representanter fra Vegdirektoratet, Selmer A.S og OT Blindheim A.S ble sammensatt i samråd mellom byggherre og entreprenør. Gruppens formål var å vurdere de tekniske sidene ved kryssing av sonen.

OT. Blindheim A.S var allerede involvert i prosjektet idet firmaet var engasjert av Selmer som ingeniørgeologisk rådgiver. I tillegg til å delta med ekspertise i Ekspertgruppen fungerte OT Blindheim A.S også som sekretær for gruppen.

Det ble iverksatte supplerende seismikk langs tunneltraceen. Det ble også utført kjerneboring fra tunnelstuppen og 30-40 m fremover. P.g.a de vanskelige forholdene med kraftig oppsprukket fjell, store vannlekkasjer og løs sand var kjerneboringen meget tidkrevende og kostbar.

Med bakgrunn i resultatene fra seismikk, kjerneboring og undersøkelse av materialene fra kjerneboringen kom en fram til at en stod overfor følgende forhold:

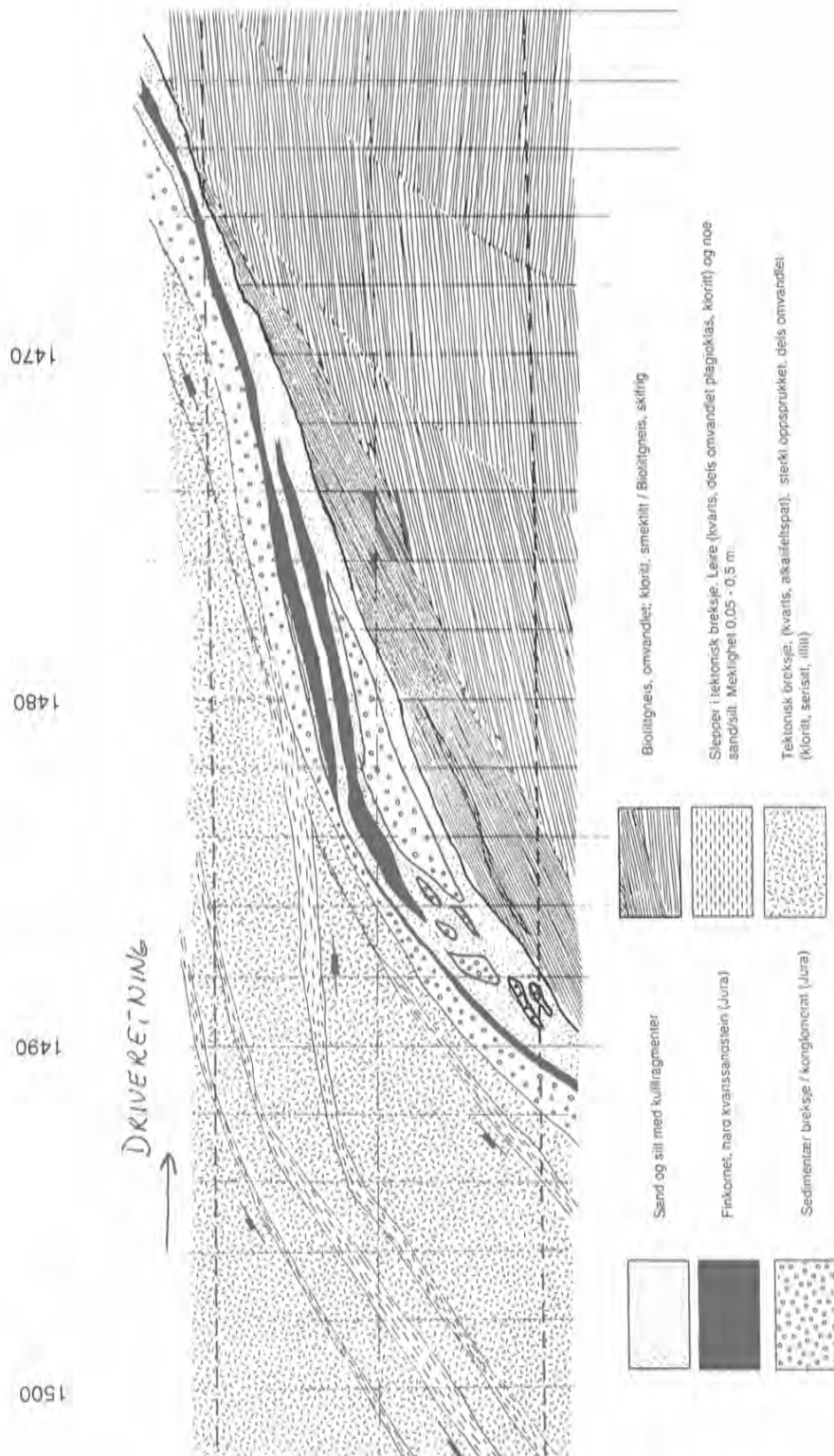
*Foran stuppen er det et meget komplekst område med soner av sand og fjellinsler. Sonen kommer inn fra høyre og krysser tunnelen med ca 30° vinkel. Den mektigste sandsonen er 2-3 m. Fjellinsene variere fra 10 cm til 1 m. Sanden er ensgradert og meget finkornet og den inneholder kullfragmenter. Sanden må være avsatt i sprekker i fjellet og det er derfor trolig direkte forbindelse helt opp til fjelloverflaten. Bergartene i sonen er gneis, sandstein og konglomerat/breksje i veksling. Overganger mellom sand og fjell er observert som en helt skarp grense og som gradvis overgang fra sand via konsolidert sand og svak sandstein til hardere bergarter.*

*Sandsonen vil fullstendig dominere de stabilitet- og lekkasjemessige forhold de nærmeste 30 m foran stuff.*

Ekspertgruppen vurderte forskjellige metoder og teknikker og kom like før jul i 94 frem til følgende konklusjon:







*Det er mulig å krysse sonen med en kombinasjon av injeksjon, spilingbolter og drenering. Denne metoden er fleksibel og ikke så avhengig av lengden av sonen idet en arbeider seg trinnvis frem.*

Innlegg nr. 33 på Bergmekanikkdagen (ref. 2) beskriver mer detaljert de forskjellige alternativer og vurdering som ble gjort i denne fasen. Fig. 6 viser en tolkning av sandsonen som er gjort på basis av observasjoner under tunneldriften. I grove trekk stemmer dette bildet med det som var antatt ut fra kjerneboringene som ble foretatt da tunneldriften stanset.



DRIVERETNING →

1450  
1490  
1480  
1470

-  Sand og silt med hullragmenter
-  Finkornet, hard kvasssandstein (Jura)
-  Sedimentær brekksje / konglomerat (Jura)
-  Biotitgneis, omvandlet; kloritt, smektit / Biotitgneis, skifling
-  Slepper i tektonisk brekksje, Leire (kvarts, dels omvandlet plagioklas, kloritt) og noe sand/silt. Mektighet 0,05 - 0,5 m.
-  Tektonisk brekksje; (kvarts, alkalisfalspat), sterkt oppsprukket, dels omvandlet (Kloritt, serisit, illitt)

## 8. Gjentatt injeksjon gjennom rør

Arbeidene på Bjørøystuffen ble tatt opp igjen etter nyttår i 1995. Entreprenørens organisasjon ble forsterket for å ivareta behovet for fortløpende planlegging, utarbeidelse av prosedyrer, oppfølging og dokumentasjon. Bl. annet ble det engasjert ingeniørgeolog på full tid.

Forskjellige driftsopplegg, metoder og injeksjonsmidler ble vurdert og testet med utgangspunkt i Ekspertgruppens konklusjoner. I (ref. 2 ) er det gitt en nærmere beskrivelse av de injeksjonsmidler og metoder som ble testet ut før endelig beslutning om driveopplegg ble tatt i januar i år

De spesielle forholdene som skulle takles var

- Det er vanskelig å bore p.g.a. tett oppsprekning i fjellet og p.g.a. løsmassene.
- Det skal injiseres i vannførende løsmasser og fjell
- Vanntrykket i massene tilsvarer det ytre statiske vanntrykk, dvs. ca 7 bar
- P.g.a vanntrykket er problemet 3-dimensjonalt, heng, vegger, såle og stuff er like mye utsatt for innvasking
- Sanden er så finkornet at den ikke lar seg injisere med sementer, inkl. microsementer
- Det må injiseres stedsbestemt i borhullene

På grunnlag av testresultatene ble metode for kryssing av sonen valgt.

Hovedelementer i metoden var:

- Injeksjon med sement i fjell og i kontakten mellom fjell og sand. I tillegg til å tette åpne sprekker og kanaler, skal sementinjeksjon komprimere sanden
- Injeksjon med akryl MP301 i sanden
- Detaljert styring av injeksjonen med hensyn på trykk og masser
- Spilingbolter, 25 mm innstøpt kamstål. Der det er hensiktsmessig blir spilingbolter satt i injeksjonshullene
- Drenasje
- Kontroll av vanntrykk, lekkasjer og av oppnådd fasthet.
- Driving med korte salvelengder og umiddelbar sikring

Det ble benyttet *gjentatt injeksjon gjennom rør* for å få til dette injeksjonsopplegget. Metoden var en forutsetning for å kunne gjennomføre boring og injeksjon under de forhold som var i og nær sonen.

Metoden går ut på at det støpes inn et stålrør i starten av injeksjonshullene. Røret er 5 m langt og 2½" i innvendig diameter. Etter at røret er faststøpt foregår boring og injeksjon gjennom røret i gjentatte operasjoner.

Fordelene ved å benytte denne metoden er:

1. Boring og injeksjon foregår trinnvis framover. Ved å tilpasse borelengde og injeksjonsopplegg er det mulig å oppnå stedsbestemt injeksjon
2. Borbarheten i fjellet forbedres gradvis ved injeksjonen. Det er mulig å bore lange hull fra røret
3. Det er enkelt å plassere pakkere i stålrøret. Før det ble benyttet rør var det ofte vanskelig å få pakkere inn i hullet og p.g.a. det sterkt oppknuste fjellet var det store problemer med å få det tett rundt pakkere.
4. Rørene flytter injeksjonsfronten vekk fra stuffen. Dette reduserer problemer med utgang mellom hullene, mot stuffen og bak stuff.
5. Ved eventuelt vanninnbrudd i borhullet er det lett å stoppe lekkasjen uten at den graver ut i massene rundt borhullet.
6. Stålrørene er vanlig handelsvare som er rimelige og har kort leveringstid
7. Boring foregår med tunnelriggen med vanlig borutstyr og hulldiameter
8. Metoden er produsjonsvennlig idet det kan arbeides med flere rør (hull) samtidig.

## 9. Akryl

Akryl var det ukjente elementet i injeksjonsopplegget.

Akryl ble levert av Master Builders Technologies (MBT) under handelsnavnet Meyco MP301. Massen som injiseres blandes av to hovedkomponenter:

- A - akryl + akselerator
- B - vann + herder (salt)

Viskositeten er lav, omtrent som for vann. Forholdet A:B kan varieres fra 1:0,5 til 1:3. Fasthet øker med økende andel av komponent A. Reaksjonstiden kan reguleres fra 2 - 3 minutter opptil 1 time avhengig av blandingsforholdet. Blandingen er ikke giftig, men den kan virke irriterende på huden og det er risiko for at det kan utvikles eksem ved gjentatt hudkontakt.

For injeksjon benyttes en to-komponent pumpe som pumper de to komponentene, A og B, hver for seg. A og B blandes i en ventil like før de pumpes inn i borhullet. Dermed starter ikke herdetiden før akrylen er på veg inn i hullet, og det er ingen risiko for herding i pumpa.

I starten ble det benyttet en pumpe der blandingsforholdet kunne justeres kontinuerlig. Pumpa var imidlertid så avansert at den ble for sårbar for praktisk bruk i tunnelen. MBT skaffet en ny pumpe der blandingsforholdet var fast innstilt på 1:0,6. Dette var en robust og enkel pumpe som har fungert godt.

Herdetiden er avhengig av temperaturen. Det ble i hovedsak benyttet en herdetid på 6-8 minutter (ved den temperatur som er i fjellet) slik at akrylen skulle få mulighet



for å stramme et stykke ut fra borhullet før den herdet. I enkelte tilfeller der det ikke ble oppnådd mottrykk ble herdetiden redusert.

Akryl er omtrent 100 ganger så kostbar som sement, det er derfor viktig å optimalisere injeksjonen nøyere ved bruk av akryl enn ved bruk av sement

## 10. Injeksjonsopplegg

Injeksjonen ble planlagt i detalj. Det ble utarbeidet prosedyrer og arbeidsbeskrivelser der hvert enkelt borhull var nøye beregnet med både ansett, treffpunkt borelengde og injeksjonsopplegg. Hvert enkelt borhull var nummerert og ble fulgt opp i detalj med hensyn på informasjon fra boring, medgåtte injeksjonsmengder og oppnådde trykk. I de mest aktive hullene ble det injisert 5-6 ganger på forskjellig dyp og med rapidsement, microsement og akryl.

I utgangspunktet har det vært lagt opp til følgende injeksjonsopplegg:

- a) sementinjeksjon i fjell, lengde per omgang 3-5 m. 100 kg sement /m nytt borhull, maks trykk 25-30 bar.
- b) sementinjeksjon i kontakt mellom fjell og sand, 300 kg, maks trykk som ovenfor
- c) injeksjon med akryl i sand. Det ble boret 0,3-0,5 m inn i sanden (videre fra der borhullet stanset sist). Pakkeren var 1 meter lang og ble spent opp med vann. Pakkeren ble skjøvet så langt inn i hullet som mulig slik at akrylen ikke skulle sløses vekk i borhullet og slik at den i størst mulig grad skulle trenge inn i den nye delen av borhullet. Mengde akryl per omgang ble vurdert fortløpende og lå normalt på 50-100 kg per hull per omgang. Det ble tilstrebet en jevn trykkstigning til ca 25 bar maks trykk.
- d) kontaktsonen bak sanden og fjellet videre bakover ble injisert som a) og b) ovenfor
- e) injeksjonen tok sikte på å behandle fjellet til 4-5 m utenfor konturen
- f) fjellet bak sonen ble injisert som fjellet utenfor konturen for å unngå vanninntrengning "bakfra"
- g) i sandsonen ble det lagt opp til å injisere med akryl i området fra konturen og ca 1,5 -2 m utover. Utenfor ble sanden injisert/komprimert med sement for å redusere permeabiliteten
- h) sanden i stoffen ble injisert/komprimert med sement

For sementinjeksjon ble det benyttet rapidsement og microsement. I hovedsak ble det benyttet Rheosem 650 fra MBT med en åpningstid på ca 2 timer. Microsementen ble benyttet dels fordi den har bedre inntrengningsevne, men hovedsakelig p.g.a. den korte herdetiden som er viktig når en skal komme raskt igang med neste operasjon.

Ved bruk av akryl ble det tilstrebet en injeksjon der akrylen skulle trenge inn som et lim mellom sandkornene. Dette forutsetter at det ikke blir benyttet så stort trykk at sanden splittes og det er viktig at en har tålmodighet til å la injeksjonen gå

langsomt. Det er ikke vanskelig å pumpe inn en god månedslønn i løpet av 10 minutter hvis trykk og kapasitet får løpe fritt.

## 11. Sikring

Arbeidssikringen bestod av sprøytebetong med fiber, armerte ribber med sprøytebetong, bolter og spiling. Sålen i tunnelen ble støpt ut gjennom sandsonen for å unngå utvasking og for innspenning av foten av ribbene. Arbeidssikringen ble dimensjonert for en drenert situasjon.

Det ble montert bolter i tunnelkonturen for måling av deformasjoner. I alt ble det etablert 6 måleprofiler umiddelbart før sonen og i sonen. Konvergensprofilene ble målt regelmessig og resultatene ble benyttet for vurdering av behovet for forsterkning av sikringen og for verifikasjon av stabiliteten i tunnelen. Deformasjonsmålingene viste at tunnelkonturen ble stabil med den sikring som fortløpende ble utført, selv om deformasjonene i enkelte profiler var over 1 cm før deformasjonskurven flatet ut.

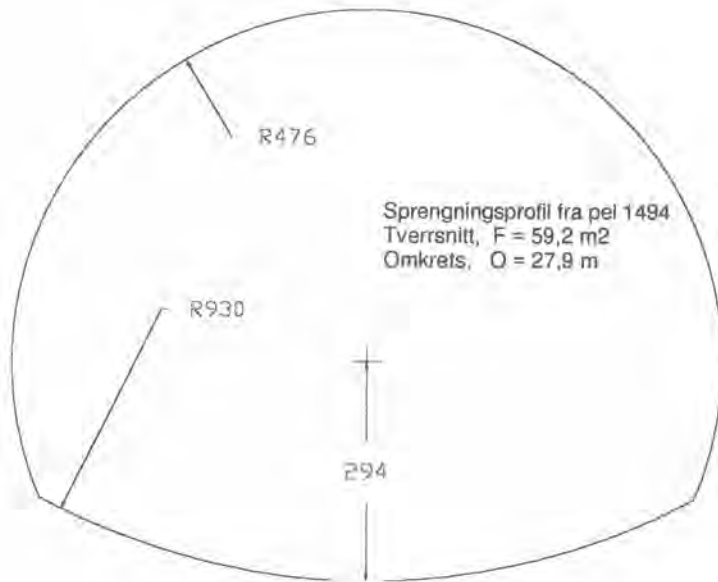


Fig. 7  
Sprengningstverrsnitt i sandsonen

Tverrsnittet som tunnelen ble drevet med gjennom sandsonen er vist i figur.7 Tverrsnittet er større en det normale T8-tverrsnittet for å gi plass til utstøping av hvelv i hengen og i sålen. Den permanente sikringen består av full utstøping med

min. 60 (70) cm betongtykkelse der tunnelkonturen i veggene og hengen (sålen) er i kontakt med sandsonen. Der tunnelkonturen er i kontakt med fjell er betongtykkelsen min 40 (50) cm. Hvelvet og sålen har begge en utforming slik at det dannes en sammenhengende trykkbue. Konstruksjonen er uarmert bortsett fra en armering som forbinder vegger og såle. Betongtykkelsen er samlet tykkelse av fiberarmert sprøytebetong/armerte sprøytebetongbuer og plasstøpt betong. Konstruksjonen er dimensjonert for fullt vanntrykk + lasten fra 10 m løsmasser.

## 12. Arbeidets gang

Fjellet foran stoff og sandsonen ble gradvis behandlet. Etter hvert som en boret injeksjonshull og kontrollhull fikk en mer og mer kjennskap til sonen og fjellet fram mot sonen.

Ved boring inn i jomfruelig sandsonen ble det spylt ut sand med kullfragmenter. Borstanga kunne skyves inn uten rotasjon og slag og nærmest uten motstand. Det var fullt vanntrykk på hullet, men lekkasjene var små i selve sandsonen.

Etter hvert som sandsonen ble injisert og komprimert ble det vanskeligere å konstatere overgangen mellom fjell og sand og det måtte benyttes slag og rotasjon for å komme gjennom sonen.

Det var ønskelig å kunne behandle hele sandsonen før den ble åpnet, men p.g.a. den skrå vinkelen på sonen ble det for langt fram på venstre siden. Det ble i stedet besluttet å dele sonen midt i stoffen slik at en kunne drive tunnelen inn i sonen og så behandle venstre halvdel fra denne posisjonen.

Stoffen ble drevet framover med korte salver og med kontinuerlig sikring. Det ble utført injeksjon fra to "holdeplasser", pel 1498 og pel 1494. Den siste "holdeplassen" før sonen var pel 1489, dvs med høyre vegg ca 1-1,5 m fra sonen.. Fra denne posisjon ble det utført kontrollboringer og drenering. Kontrollboringene ble utført med vanlig borutstyr samt noen få kjerneborhull. Kjerneborhullene ble boret med tunnelriggen.

Dreneringshullene ble lagt utenfor akrylskjermen. I tillegg ble det montert manometer for å kontrollere trykkforholdene. Trykket i sanden innenfor konturen var tilnærmet 0 mens trykket like utenfor konturen var 2-3 bar. Lekkasjen fra dreneringshullene og resultatene fra trykkmålingen viste at det var oppnådd tetthet og drenering i området rundt tunnelen

Kriteriene for å drive tunnelen inn i sonen ble inngående diskutert. Kravet var at sanden skulle være fast og at lekkasje og trykk skulle være under kontroll,. Det var imidlertid ikke mulig å bestemme - og måle - konkrete verdier som skulle oppnåes for disse parameterene. Forholdene krevet en samlet ingeniørmessig vurdering der de enkelte kontrollresultater ble sett i sammenheng med resultater fra injeksjonsboring og injeksjon. Situasjonen ble gjennomgått i detalj i et utvidet byggemøte som ga klarsignal for å gå inn i sonen.

### 13. Åpning av Sandsonen

Etter nesten to måneder og 250 nitid injiserte borhull skjøt vi hull på sonen 30. mars. Selv om alle kontrollboringer og vurderinger tilsa at det skulle gå bra, var det en viss spenning knyttet til det å omsider skulle få "eksamensresultatet" og kunne se hva vi egentlig hadde jobbet med.

For sikkerhets skyld var det etablert et omfattende beredskapsopplegg med sprøytebetong, ekstra pumper, strømagregat, støpeskjold og betong for gjenstøping av stoffen etc. etc. Beredskapsopplegget krevet særlig omtanke fordi arbeidstedet ligger på en øy med begrensninger i fergekapasitet.

Salven inn i sandsonen var 3 m lang og ble delt i 3. Piloten, ca 4x4 m, ble skutt i nedre del av høyre side av profilet. Piloten gikk inn i sandsonen slik at 2 m av høyre vegg og hengen var sand. Grunnen til at piloten ble lagt her var at vi ønsket å ha så lite tverrsnitt som mulig når vi åpnet sandsonen.

Sanden var slik som vi hadde ønsket. Det var ikke vannlekkasjer og sanden var fast, fast nok til at den ikke raste inn, men ikke fastere enn at den lett lot seg grave ut med hånden. Det var store klumper med kull i sanden, de største var så store som en fotball.

Sanden var ikke homogent behandlet. Det var klumper med sand som åpenbart var behandlet med akryl og som var "forsteinet". Ellers forekom akryl som uregelmessige lag i sanden - trolig et resultat av splitting. Sement forekom som boller og klumper. Kontaktsonen mellom sand og fjell var tydelig injisert med sement og akryl. Hovedmengden av akryl er forsøkt plassert utenfor tunnelkonturen. Det gjenstår å forsøke å finne mer ut om hvordan akrylen har virket i det området.

Etter en halv time med nysgjerrig inspeksjon ble piloten sprøytet. Sanden hadde tilstrekkelig fasthet til at den "tok i mot" sprøytebetongen. Overdelen av salva ble sprengt og sikret på samme måte og deretter venstre halvdel.

Etter at sprøytebetongbuer var etablert ble det skutt ytterligere en 3 m salve på samme måte, dog bare delt i to denne gangen. Sålen i tunnelen ble så støpt ut i sandsonen. Som avslutning til påske ble også stoffen sprøytet og boltet for å forhindre eventuell utvasking mens tunnelen stod i påska.

Det vi fikk se av sandsonen viste at sonen var enda mer kompleks og uryddig enn det som var antatt på forhånd.

### 14. Sandsonen

I ettertid har sandsonen blitt viet mye oppmerksomhet fra geologer. Sandsonen, som for oss var et anleggsteknisk problem og en ekstra kostnad er for andre en geologisk sensasjon som er kalt Bjorøyformasjonen og som gir ny informasjon om forholdene her den gang sanden ble avsatt.

Sanden forekommer i en forkastningsone som består av en kaotisk blanding av løs sand, kull, sandstein, konglomerat og breksje. Fjellet "bak" sandsonen er delvis knust ned og omvandlet slik at det i enkelte partier opptrer som en middels aktiv svelleleire.

Sanden og kullet i sonen er dannet for 156 - 159 millioner år siden, dvs i begynnelsen av sen jura tid. På den tid vandret dinosaurer rundt i området som trolig var en sumpslette nær kysten. Dateringen er gjort på grunnlag av pollen og sporer som er funnet i sanden. Noen av kullbitene er identifisert som rester av stammer og greiner hvor trestrukturen er delvis bevart. (ref. 4)

Sanden og kullet er avsatt i sprekker i fjellet i forbindelse med forkastningssonen. Forkastningssonen har vært aktiv både før og etter avsetning av sanden. Forekomsten av sandstein, som også har innhold av kullfragmenter, kan tolkes som resultat av at det har strømmet varme væsker eller gasser gjennom massen og "injisert" deler av den slik at det er dannet sandstein.

Den uryddige og komplekse situasjonen bidro til å gjøre arbeidet med boring og injeksjon vanskelig og lite forutsigbart. Dette forsterket igjen behovet for en fortløpende ingeniørgeologisk oppfølging og behovet for kontinuerlig endring og tilpasning av prosedyrer og arbeidsbeskrivelser.

## 15. Driving gjennom sandsonen

Tunneldriften gjennom sandsonen foregikk trinnvis med 3 store holdeplasser der det ble utført omfattende injeksjon og klargjort for driving av etapper på 6-11 m. Det var svært variable forhold for injeksjon på de forskjellige steder. Alle holdeplasser som er vist i tabellen nedenfor omfattet injeksjon i sandsonen. Tabellen viser injeksjonsomfanget ved passering av sonen. I tillegg til injeksjonsmasser som fremgår av tabellen ble det benyttet noe polyurethan for tetting av utganger i stoffen, mauring og tilsetning av silika og mikrosilika i injeksjonsmørtelen.

Holdeplasser		Inj. og kontr. hull		Medgått masse			Tidforbruk, uker	
Pel nr	Drevet lengde	Antall stk	Borm. m	Rapid. kg	Micro. kg	Akryl kg	Injeksj	Driving/sikring
1498*	4 m	120	4.450	41.315	39.380	7.370	4,0	1,0
1494	8 m	131	3.781	22.743	27.020	4.743	2,5	2,0
1486	6 m	68	1.662	7.050	41.145	560	2,0	3,0
1480	11 m	62	2918	9.179	58.280	3.190	3,5	2,5
1469	11 m	38	1.123	4.380	12.875	527	1,0	1,5
<b>Sum</b>	<b>38 m</b>	<b>419</b>	<b>13.934</b>	<b>84.667</b>	<b>178.700</b>	<b>16.390</b>	<b>12</b>	<b>11</b>

\* Inkluderer også masser medgått under testperioden.

Tunnelen kom inn i sandsonen på pel 1489. Da sandsonen ble åpnet var den helt tørr og relativt fast som beskrevet ovenfor. I et forsøk på å optimalisere injeksjonen ble bruken av akryl redusert og isteden ble det benyttet mer microsement. Ved

driving videre fremover fra pel 1486 fikk vi imidlertid noen få mindre lekkasjer i sanden. Disse var i sålen og i stoffen, men de var ubehagelige nok. Sanden oppførte seg som kvikksand og det skulle liten fantasi til for å forestille seg hva som ville skje dersom det hadde vært større lekkasjer. I det hele tatt virket det som om sandsonen ikke var tilstrekkelig behandlet fra 1486. Etter den 2 salven på 3 m ble det derfor besluttet å gå på en ny injeksjonsomgang.

Injeksjonsrunden fra pel 1480 startet med store problemer med utgang i stoffen, noe som også tydet på for lett injeksjon fra forrige holdeplass. Ved injeksjon fra pel 1480 ble det igjen benyttet mye akryl i tillegg til microsementer. Driving videre fra pel 1480 gikk relativt greit og sanden var igjen behandlet slik at den var fast og tørr.

Gjennom sandsonen ble det drevet med 2-3 m salvelengder. Tverrsnittet ble skutt i 2 - 3 omganger. Delvis ble det benyttet gravemaskin med hydraulisk hammer for å pigge ut/grave ut deler av stoffen slik at resten kunne strosses mot denne "kuttene". Etter at hele tverrsnittet var drevet ut ble det rensket og sprøytet. Deretter ble det boltet og montert armering for sprøytebetongribber. Ribbene ble satt med c/c ca 1,5 m og bestod av 7 stk 12 mm kamstål som ble dekket med sprøytebetong slik at min betongtykkelse ble 20-25 cm. Det ble benyttet galvaniserte, epoxybelagte innstøpte bolter. Der det var vann, og der herdetiden for bolten var av betydning, ble det benyttet polyesterinnstøpte bolter. Før øyeblikkelig sikring og for sikring i stoff og heng som senere skulle sprenges vekk ble det benyttet Svellex bolter. Boltene fikk godt feste selv i sandsonen.

Gjennom hele sandsonen ble det installert 6 m forbolter (spiling) av 25 mm kamstål. Det var på ethvert sted minimum 2 rader med forbolter i hengen og veggen der konturen var i sand eller nær sandsonen.

Sålen i tunnelen ble støpt ut i etapper på 6- 8 m.

Sandsonen kilte ut mot venstre og forlot tunnelen på ca pel 1462. Det ble fortsatt montert et par armerte sprøytebetongbuer og sålen i tunnelen ble støpt ut til pel 1460 for å ivareta stabiliteten i fjellkilen mot sonen på venstre side av tunnelen. Fra pel 1458 fortsatte tunneldriften uten flere vidervedigheter frem til gjennomslag på pel 1402 den 16. august i år.

Tunnelen var i direkte kontakt med sandsonen fra pel 1489 til pel 1462, dvs ca 27 m. Sandsonen var imidlertid helt bestemmende for driftsopplegg, lekkasjemessige og stabilitetsmessige forhold fra pel 1498 til pel 1458, dvs ca 40 m. Over denne strekningen ble det utført følgende sikringsarbeider.

Bolter	664 stk	
Forbolter	200 stk	
Armerte ribber	31 stk	
Sprøytebetong	280 m <sup>3</sup>	
Sålestøp	30 m	160 m <sup>3</sup>
Hvelvstøp (etter gjennomslag)	30 m	350 m <sup>3</sup>
Innstøpte rør for injeksjon	264 stk	

## 16. Mannskap og ledelse

Da drifvingen på Bjørøystuffen stanset i september 1994 ble mannskap og ledelse overført til andre arbeidssteder. Da driften startet opp igjen kom de fleste tilbake. Dette var en klar fordel idet de var kjent med forholdene og kunne utnytte de erfaringer som var gjort før driften stanset.

Situasjonen ved oppstarten av arbeidene var imidlertid lett kaotisk. Det var masse fremmede mennesker, meninger og språk involvert i testingen. Det ble utarbeidet omfattende prosedyrer og kompliserte arbeidsbeskrivelser for hver enkelt arbeidsoperasjon.

Det var en viss skepsis knyttet til arbeidet i tunnelen. Alle var klar over at det var spesielle og ukjente forhold en stod overfor, og alle var klar over at vi hadde løs sand foran oss og et hav over hodet. Katastrofepregede presseoppslag og stor oppmerksomhet bidro til å dramatisere situasjonen.

Under slike forhold er det særlig viktig med nær kontakt mellom mannskap og ledelse. Det er viktig at mannskapene er informert om driftsopplegget og forstår hensikten med de arbeidene som utføres. Og det er viktig at ledelsen lytter til de erfaringer, forslag og betenkeligheter som mannskapet har.

Bruk av nye metoder og materialer krever opplæring og det må taes hensyn til de helsemessige forhold ved bruk av de forskjellige luriumstoffer.

Arbeidsopplegg og sikring skal ivareta sikkerheten. Men det er ikke nok at det er sikkert. Mannskapene må føle seg trygge. Det krever informasjon i tillegg til bolter og sprøytebetong.

Arbeidene ble utført med 2+1 skiftordning med 3 mann på hvert skift+ elektriker og reparatør på dagtid. Mannskapene dekket alle funksjoner ved vanlig tunneldriving, sprøyting og injeksjon. Dette er en klar fordel og bidrar til en rasjonell og smidig drift.

## 17. Maskiner og utstyr

Tunneldriften, injeksjon og sikring foregikk med ordinært tunnelutstyr. Det at det ikke var nødvendig å anvende spesialutstyr og engasjere spesialister var en klar fordel med den metoden som ble valgt.

Borrigen, en ny Tamrock Super 316 G var utstyrt med en svært følsom og rask fastboringsautomatikk som bidro til å muliggjøre boring under de rådende forhold. Under injeksjonsboring og injeksjon stod riggen på stuff i lange perioder og led under det salte miljøet. Hele riggen ble satt inn med tektyl, men i det lange løp var det klart at en rigg har det bedre dersom den får en tur ut for hver salve for rengjøring og vedlikehold.

Det var aktuelt å benytte kjerneboring for å kontrollere resultatet av injeksjonen. Det ble anskaffet utstyr og foretatt noen mindre modifikasjoner slik at kjerneboring kunne utføres med tunnelriggen.

Det ble boret med 51 mm krone og 10' stenger med faste hylser. Hullengden varierte avhengig av fjellforhold og borbarhet og hensikten med de respektive hull. De fleste injeksjonshull var 14-17 m lange.

Det ble benyttet injeksjonspakkere fra en lokal leverandør, Jotunheimen Forsyning. Engangs pakkere ble modifisert slik at de fungerte som flergangs pakkere med kran på injeksjonsstavene. Pakker-leverandøren hadde en container med verktøy, deler og utstyr for overhaling/ reparasjon av pakkere og injeksjonsstaver på anlegget. Leverandøren utviste stor smidighet og kreativitet ved utvikling og modifikasjon av pakkere og ved produksjon av pakkere med andre hulldiametere og lengder.

For sementinjeksjon ble det benyttet en Montanburo injeksjonsrigg 239/R med følgende utstyr:

Pumpe	Montanburo EH 300	Maks trykk	60 bar
		Kapasitet	6 m <sup>3</sup> /time
Mikser	Montanburo AMF 5 EH	Hurtigmikser	
Matesilo for storsekk			

Matesiloen ble i hovedsak benyttet for rapidsement mens microsement ble matet manuelt med småsekk direkte i mikseren. Rigger hadde utstyr for dosering av vann og dispergeringsmiddel.

Ved injeksjon med flere typer sementer og med forskjellige tilsetningstoffer og silika, kunne riggen med fordel hatt et mer utbygget system for mating og dosering av sementer og tilsetningstoffer. Det ble bare benyttet en pumpe og injisering i et hull av gangen. Det ble vurdert å benytte to pumper for å øke injeksjonskapasiteten, men p.g.a den komplekse situasjonen valgte vi å utføre injeksjonen med bare et utstyr. I ettertid ser vi imidlertid at det kanskje ville vært riktig å ha to pumper og noe større bemanningen for å redusere injeksjonstiden.



## 18. Kontraktsmessige forhold

Da tunneldriften stanset stod man overfor en spesiell og uforutsett kontraktsmessig situasjon. Parallelt med Ekspertgruppens arbeid på det tekniske plan, ble det utvekslet brev og avholdt møter om kontraktsmessig forhold. Entreprenøren hevdet at forholdene var helt spesielle og langt utenfor det som kunne forventes ut fra forundersøkelser og videre at forholdene lå utenfor det som med rimelighet kunne omfattes av en fikssumkontrakt. Byggherren holdt fast på kontraktens bestemmelser. Byggherren sa seg imidlertid villig til å diskutere de kontraktsmessige konsekvenser når tunnelen var drevet ferdig og man hadde fått full oversikt over de anleggstekniske forhold og tidsforbruk og kostnader.

Selmer vurderte om arbeidene skulle stanses i påvente av en avklaring av kontraktsmessige forhold, men i tråd med norsk entreprenørtradisjon valgte man å konsentrere seg om å løse de tekniske forhold og så løse det kontraktsmessige i neste omgang.

Arbeidene med kryssing av sonen foregikk i nært samarbeid med byggherren. Byggherren presiserte imidlertid at det etter kontrakten var entreprenøren som hadde ansvaret - og risikoen - for valg av metode og tekniske løsninger. Alle planer og prosedyrer ble oversent byggherren for informasjon og godkjenning og viktige beslutninger ble truffet av et utvidet byggemøte.

Etter gjennomslag den 16. august var grunnlaget klart for nye forhandlinger. Selmer A.S har fremmet et tilleggskrav på 35-40 mill kr. som er begrunnet med eksepsjonelle fjellforhold.

Det gjenstår å se om det går an å komme til enighet ved forhandlinger eller om saken havner i retten.

Under enhver omstendighet er nok utfallet av denne saken av vesentlig betydning for fremtiden til en slik kontaktform. En fikssumkontrakt er en interessant kontaktform der byggherren har en garanti for byggekostnadene og der entreprenøren har incitament til å utføre planlegging og arbeider rasjonelt og kostnadseffektivt for prosjektet uten å disponere taktisk ut fra anbud/kontrakt. Et avgjørende forhold er imidlertid hvordan kontraktformen virker når forholdene avviker totalt fra det som med rimelighet kan forutsees. Skal entreprenøren legge risikoen for slike forhold inn i kontraktsummen eller skal denne risikoen ligge på byggherren ?

## 19. Oppsummering, konklusjoner

Nedenfor følger en oppstilling av planlagte og utførte arbeider for Bjørøytunnelen. Som det fremgår er det bra samsvar mellom de sikringsmengder som Selmer la inn i kalkylen og det som er kommet til utførelse. Avviket mellom planlagt og utført er først og fremst knyttet til injeksjonsarbeider og de spesiell sikringsarbeidene i sandsonen.

Omfanget av vannsikring vil trolig bli mer enn 50% større enn antatt. Dette har sammenheng med de betydelige lekkasjeprobemene. Vannlekkasjen var forutsatt å

være < 300 l/min per km, dvs totalt < 600l/min .Vannlekkasjen i tunnelen er ca 800 l/min, dvs. ikke så store økningen, men lekkasjene er over alt. Derfor blir det meste av tunnelen kledd med Gjerstsen Tunnelduk, med unntak av et par hundre meter i frostsone ved hver åpning som blir kledd med PE-skum og sprøytebetong.

<b>Oversikt over planlagt og utført arbeid fra start tunneldriving til gjennomslag</b>					
<b>Arbeid</b>	<b>Enhet</b>	<b>Planlagt</b>	<b>Utført</b>	<b>% av planlagt</b>	<b>Merknader</b>
Driving tunnel	m	1.965	1.965	100 %	
Sonderboring	m	7.100	4.300	61 %	
Injeksjonsboring	m	7.500	64.000	853 %	
Innstøpte rør for inj.	stk	0	320		ikke planlagt
Injeksjon, sement	tonn	100	1.300	1300 %	
Injeksjon, kjemisk	kg	0	16.600		ikke planlagt
Stopptid, ekstrarensk	timer	240	5.800	2417 %	
Bolter	stk	8.000	5.500	70 %	
Spilingbolter	stk	0	245		ikke planlagt
Sprøytebetong	m3	2.100	2.500	119 %	
Sprøytebetongribber	stk	0	47		ikke planlagt
Sålestøp	m	0	30		ikke planlagt
Utstøping	m	50	30	60 %	
Vannsikring	m2	20.000	32.000	160 %	antatt mengde, gjenstår

Sanden i "Bjørøyformasjonen" er bekjempet med moderne tunnelteknikk. Sanden er forseglet med betong og etterarbeider i tunnelen pågår nå frem mot en åpningsdato 7. mai neste år.

Hovedårsaker til at det har gått bra er:

- Da Bjørøytunnelen kom i kontakt med sanden i "Bjørøyformasjonen" ble det utført et nitid og tidkrevende utrednings og planleggingsarbeid. Dette klarla forutsetningene for driving gjennom sandsonen og den metoden som ble valgt ble nøye gjennomgått og kvalitetssikret. Metoden har fungert og er fulgt med bare mindre modifikasjoner.
- Entreprenøren er resurssterk og har hatt økonomisk og teknisk evne og vilje til å sette inn resurser for å løse det tekniske problemet selv om de kontraktsmessige forhold ikke var avklart.
- Arbeidene har foregått i nært samarbeid med byggherren, men entreprenøren har hatt ansvaret for planlegging og oppfølging og for å foreta de nødvendige beslutninger. Dermed har det vært mulig å ha en rask beslutningsprosess.

- Det har vært mulig å planlegge og velge tekniske løsninger uten å ta taktiske kontraktsmessige hensyn slik det ofte vil være i en enhetspriskontrakt.
- Metoden med gjentatt injeksjon gjennom rør har vært en forutsetning for boring og injeksjon i de aktuelle massene.
- Rheosem microsement med kort avbindingstid har bidratt til en raskere injeksjon.
- Tilsetning av silika og mikrosilika til injeksjonsmassen ser ut til å gi bedret stabilitet av massen og bedre inntrengningsevne for både rapidsement og microsement.
- Akryl har hatt evnen til å trenge inn i sanden og bidratt til å redusere permeabilitet og øke fastheten i sanden.

#### Referanser

- 1 Hanna Broch, Vegdirektoratet og Erik Dahl Johansen, Selmer A.S:  
"Passering av sandsone i Bjorøy undersjøiske tunnel", NFF  
Temadag "Fremtidens Tunnelteknologi" 4.5.95
- 2 Karl Gunnar Holter og Bent Aagaard, O.T. Blindheim A.S, Erik Dahl  
Johansen, Selmer A.S.:  
"Undersjøisk tunnel til Bjorøy - Bergmekaniske vurderinger og teknikker  
for injeksjon ved kryssing av sandsone", Innlegg nr. 33 på  
Fjellsprengningskonferansen/Bergmekanikkdagen 1995
- 3 Hanna Brock, Vegdirektoratet:  
"Passering av sandsone i Bjorøy undersjøiske tunnel", Intern rapport,  
Anleggskontoret, august 1995
- 4 Håkon Fossen, Statoil, Karl Gunnar Holter, O.T. Blindheim m. fl.  
"Se opp for dinosaurer i Bergenstunnelene..." Geonytt, november 1995

## **Den nye injiseringshåndboken**

Sivilingeniør Per Magnus Johansen, NGI

### **1. Innledning og historikk**

NJFF nedsatte i 1977 en komite som skulle ta for seg injeksjon av tunneler og bergrom. Komiteen ble organisert i 6 delkomiteer som hver hadde ansvar å utarbeide retningslinjer og anbefalinger innen sitt fagfelt. De 6 fagfeltene var:

1. Funksjonskrav
2. Vanntapsmålinger
3. Boring for injeksjon
4. Suspensjoner
5. Kjemiske midler
6. Utstyr for injeksjon
7. Vanninfiltrasjon
8. Erfaringer

Komiteene arbeidet relativt målbevisst i 2 - 3 år der hver enkelt delkomite kom frem til et foreløbig utkast til rapport. Komiteen gjennomførte to dagsseminarer under utarbeidelsen slik at kommentarer fra potensielle brukere ble tilført rapportene.

Da NIF besluttet å arrangere kurs på NTH-dagene i 1983 ble delrapportene «publisert» gjennom sine delkomiteformenn. Meningen var så å redigere delrapportene slik at en enhetlig bok med alle rapportene ville bli trykket. Det ble imidlertid med tanken.

### **2. En ny «hurtigarbeidende» komite ble opprettet**

Etter initiativ fra NBG og NFF ble det i 1994 opprettet en to-mannskomite der Knut Boge, GeoVita, og undertegnede fikk oppdraget å fullføre arbeidet.

Erik Øvstedal, NFF, Åsmund Hansen, NBG og Knut R.Berg, NIF var pådrivere og det var nødvendig i disse hektiske tider.

Første utgave har vært på høring og det har vært arrangert et godt besøkt NBG/NFF-fellesmøte der denne ble presentert.

Kommentarer til den første utgaven har blitt bearbeidet og vi håper det endelige produkt er akseptabelt.

### **3. Boken er delt i to deler: En kortfattet oppsummering av parametre det bør tas hensyn til under planlegging og utførelse av injeksjonsarbeider og en del med en noe mer utdypning av de forskjellige punkter**

Boken henvender seg først og fremst til planleggere og utførende innen injeksjonsarbeider. Byggherrer bør også finne deler av boken interessant - spesielt kapitlet som omhandler funksjonskrav og tettstrategi.

Første del av boken er en kortfattet oppsummering av de punkter en bør bearbeide ved planlegging, spesifisering og utførelse av injeksjonsarbeider.

Andre del av boken går mer i dybden slik at planleggere forhåpentligvis kan spesifisere krav til metoder, materialer og kontroll utifra de parametre som er viktigst for dem.

Boken er ikke ment som et oppslagsverk der alle typer problemer finner sitt svar, men mer som veiledning i valg av løsninger. Boken tar ikke for seg injeksjon av løsmasser.

Injeksjon er av de ingeniørdisipliner der erfaring teller mye. Derved er også valg av løsning på et problem blitt av noen betegnet mer som en «trosretning» enn en løsning basert på mer eller mindre enkle, tekniske parametre. Vi håper imidlertid boken kan bidra til at disse løsninger baseres mer på viten enn tro - selv om man må tro på det man gjør.

## AKERSBERG SØLVGRUVE - NORGES ELDSTE BERGVERK

Odd Nilsen  
 Institutt for Geologi  
 Universitetet i Oslo

Vi har til alle tider i dette land utnyttet våre mineralske naturressurser ut fra tidenes politiske og teknologiske forutsetninger. Bergverksindustrien er Norges eldste industrigren som i stor grad har bidratt til landets økonomiske utvikling fra middelalderen av. Som bergtekniske fornminner er noen av de større anlegg bevart i form av gruvemuseer som belyser forskjellige utviklingstrinn i vår bergverks historie fra 1600-tallet og frem til i dag. Ved idag å studere restene etter de nedlagte eldste bergverk i landet blir man ofte slått av den know-how som åpenbart de gamle bergmenn måtte ha vært i besittelse av for leting, bryting og raffinering av våre mineralske råstoffer. Sporene etter våre eldste bergverk er imidlertid vanskelige å finne, og i lys av de mange sagn og myter omkring våre malmføremster har historikere og arkeologer ofte hatt et vanskelig arbeid med å oppspore pålitelige kilder omkring driften av våre eldste bergverk. For de fleste Osloborgere vil det nok være ukjent at vi rett vest for Grünerløkka finner rester av ett av de eldste bergverk i landet, Akersberg Gruve. Gjennom tidene har urbaniseringsprosessene effektivt fjernet de fleste spor av denne gruva ved foten av Akersberget under Gamle Aker kirke, på hjørnet av Telthusbakken og Maridalsveien.

Selve gruveområdet har siden 1914 vært overbygget av Nordstrøm & Due's såpefabrikk. I 1975 ble en kort adkomststoll under sidebygningen, den tidligere Asola sjokoladefabrikk, funnet, delvis utgravd og tredet ved Riksantikvaren. På serv vinteren 1988 ble såpefabrikken revet til fordel for et projektert kontorbygg, og i regi av Universitetets Oldsaksamling og Institutt for Geologi ble en vitenskapelig utgraving av tomte foretatt i 1988 og 1992. Utgravningene bragte frem et rikholdig historisk og geologisk materiale som har kastet lys over forekomstens oppreden og dannelse.

Det første skriftlige beretning om bergverksdrift på sølv i Norge finnes i *Historia Norvegiæ* - et dokument på latin fra ca. 1170 som kunne berette om nedlagte sølvforekomster i nærheten av datidens Oslo. Noen nærmere lokalitetsangivelse finnes ikke, og hvorvidt den anonyme forfatter av skriftet har hatt Akersberg i tankene vet vi ikke noe om. Om det er Akersberg det siktes til vil i så fall gruva under Gamle Aker representere en av Nordens eldste dokumenterte malmføremster. Beretningen forteller om at driften på forekomsten ble innstilt da en stor vannflom fylte gruva.

Det er først på 1500-tallet at vi får mer pålitelige opplysninger om gruvedriften ved Akersberg. En rekke dokumenter fra perioden 1520-1538 gir gode belegg for en virkelig bergverksdrift med smelting under ledelse av tyske bergfolk i Akersberg. Ut fra disse kilder synes det som at hovedperioden ved gruvedriften i Akersberg kan settes til tiden ca. 1520-1538 og med en sannsynlig forutgående og mindre omfattende drift på 1100-tallet.

På midten av 1500-tallet begynte etterhvert de norske malmføremstene å bli kjent utenlands. I 1546 utga bl.a. den sachske lege og bergmann Georgius Agricola (1494 -1555) en oversikt over Europas malmføremster - *De veteribus et novis metallis* - (Om gamle og nye malmføremster) der en sølvforekomst "mellom borgen Akershus og Oslo" blir omtalt og som etter all sannsynlighet vedrører Akersberg.

I 1579 innrapporterte bergmester Hans Girbirk om tilstanden ved den da nedlagte Akersberg gruve og foretok en lensing av gruva til ca 40 m dyp, og antydte ved dette at gruvene hadde en betydelig utstrekning under Maridalsveiens gatenivå. Etter denne tid er det høyst tvilsomt om det har vært noen aktivitet i det hele tatt i gruva.

De geologiske forhold omkring Akersberg ble først beskrevet i 1823 av professor Keilhau. Her antydte han malmføremstens nære tilknytning til en steiltstående, gangformet størkningsbergart (diabas) som gjennomsetter de omgivende kalk- og skiferbergarter ved Gamle Aker kirke i nord-nordvestlig retning. I årene 1908-1910 foretok kommunen en storstilt utsprengning av den malmførende diabasen ved Akersberg til den pågående havneutbyggingen, og etterlot en tomt som nok ikke så svært annerledes ut enn slik vi ser den i dag.

Ved undersøkelsesarbeidene i august 1988 ble en gjenfylt synk avdekket i diabasgangen som løper parallelt med brattskjæringen opp mot Gamle Aker kirkegård. Ved ca. 3 meters gravedybde åpnet en horisontal ort seg parallelt med diabasgangens retning og ble påtruffet igjen ved en ny sjakt, ca 10 m SE for den forrige. Tømmeret som ble bragt opp fra den nordlige sjakt representerer rester av sjaktgulv og forstøtningsmateriale, sannsynligvis etter Girbirk's eller eldre bergmenns forstøtninger. Under et fortømret sjaktgulv kunne den vannfylte synken loddes ned til 25m dyp under nåværende dagoverflate.

Utgravingene i 1988 og 1992 klargjorde malmens opptreden og demonstrerte gruvas avbygging. Fra flere sjakter har man drevet seg nedover langs malmførende årer i diabasen ved fyrsetting og kaldkilling. Sjaktene ble sannsynligvis forbundet med horisontale feltorter i flere nivåer. På større dyp har transport ut og inn av gruva sannsynligvis foregått langs transportstoller fra Maridalsveien og inn. Ved munningen av én av transportstollene ut mot Maridalsveien ble det således funnet rester av en berghall med malm, avfall og redskap.

Malmen som ble bragt opp i dagen bestod for det meste av en massiv, svart og grovkornet sinkblende. Kobberkis finnes ofte oppblandet med sinkblenden sammen med svovelkis. Malmen opptrer som flere cm tykke linser på grensen mellom diabasgangen og den omliggende skifer. Fra disse stråler det ut mm til cm tykke steiltstående kvarts- og kalkspatårer på tvers av diabasgangen med randsoner av blyglans, kobberkis, svovelkis og sinkblende. Mikroskopisk kan man her se hårtynne årer av de sølvholdige mineraler sternbergitt (sølvkis) ( $\text{AgFe}_2\text{S}_3$ ) og argentitt (sølvglans) ( $\text{Ag}_2\text{S}$ ), mens sølv-telluridet hessitt opptrer som spredte inneslutninger i kobberkis og blyglans. De blyholdige årene i diabasen var åpenbart mer ettertraktet som malm under gruvedriften og kan vanskelig finnes i den sinkblenderike avgangen fra gruva.

De geologiske forhold tilsier at den sølvførende sulfid-malmen i Akersberg må ha kommet på plass i, og på grensen av diabasgangen ved en utfelling fra bly-, sink- og kobberholdige varme løsninger. Dette må ha skjedd etter størkningen av diabasen i Permisk tid for ca. 240 - 260 millioner år siden. På denne tiden var Oslofeltet utsatt for store jordskorpebevegelser der smeltemasser trengte seg opp gjennom kambro-silurbergartene langs sprekkesoner i undergrunnen. I sprekkesonene størknet magmaet i form av forskjellige gangbergarter slik vi finner dem i dag. Ved de pågående jordskorpebevegelser fikk vi ved Akersberg en betydelig oppsprekking av den størknede diabas-gang der de malmdannende løsninger fra dypet ble introdusert, og forskjellige sulfider av jern, kobber, sink og bly ble avsatt i sprekkene sammen med kalkspat og kvarts. Ved blyisotopundersøkelser har vi kunnet påvise at utfellingen av den sølvholdige blyglans og de øvrige sulfider opprinnelig ble avsatt i sprekker i diabasen fra løsninger utgått fra et granittisk magma i dypet. Isotopforholdene i blyglansen fra Akersberg skiller seg i så henseende fra blyglansen i de sølvførende sulfid-ganger i Kongsbergfeltet der "jordskorpevann" i større grad har transportert og avsatt malmineralene.

Sølvmineralene argentitt og sternbergitt i Akersberg-malmen er imidlertid dannet på et langt senere tidspunkt ved en langsom atmosfærisk nedbrytning av den sølvholdige blyglans i diabasen. Sølvmineralene ble avsatt på sprekker og riss i de øvrige sulfidmineraler på samme måte som rust-utfellinger i de øvre deler av mange andre sulfidmalmer. Forårsaket av gjennomstrømmende regn- og grunnvann har denne sekundære malmdannelse i Akersberg i tillegg gitt opphav til utfellinger av blyulfat (anglesitt) ( $\text{PbSO}_4$ ) og kobbersulfidet covellin ( $\text{CuS}$ ). Naturlig nok har disse prosessene anriket Akersberg-malmen på sølv i de øvre (og nå utdrevne) partier av gruva. De uomvandlede malmineraler i dypet av gruva har åpenbart ført for lite sølv til at gruvedriften ble lønnsom i det 16. århundre, og de store problemer med vannlilsiget bidro nok også til at driften ble oppgitt.

Bevaring av tekniske og industrielle kulturminner er nå kommet på myndighetenes dagsorden, og i 1984 opprettet Norsk Kulturråd et spesielt utvalg som nettopp hadde som mandat å prioritere registreringen av slike kulturminner. Disse fornminner belyser forskjellige utviklingstrinn i vår bergverks historie fra 1600-tallet og frem til i dag. De gjenstående anlegg ved Akersberg representerer imidlertid en forløper for denne bergtekniske utvikling som blomstret opp med Kristian IV og bør derfor få sin rettmessige beskyttede plass blant landets og ikke minst byens kulturminner.

## **Innlegg til høstkonferansen 1995 i Oslo 23. og 24. november.**

### **Finnes det lønnsom bergverksdrift i Norge?**

Tittelen og spørsmålet er gitt meg av prof. Arne Myrvang ved NTH. At det finnes bergverksdrift vet vi, spørsmålet er om den er lønnsom. At professoren spør er betimelig, svaret er selvsagt avgjørende for den videre utvikling ved Institutt for Geologi og Bergteknikk ved høyskolen - for oppgaver og utfordringer fremover for institutt og næring i fellesskap.

Og svaret er selvsagt ja, det finnes lønnsom bergverksdrift i Norge. Var den ikke lønnsom hverken kunne eller burde den finnes. En ulønnsom bergverksdrift ville være verdiforbrukende i stedet for verdiskapende - galt i dag og hva mere er - ødeleggende for morgendagen.

For noen år siden utformet bransjen et strategidokument om miljø og ressurser. Et primært spørsmål var hvordan bransjen forholdt seg til begrepet bærekraftig utvikling, en utvikling som skal ivareta dagens behov uten å frata fremtidige generasjoner deres mulighet til å tilfredsstille sine behov. Bergverksdrift dreier seg om å utnytte ikke fornybare ressurser i jordskorpen. Det dreier seg om å utvinne malmer, industrimineraler, pukk og grus samt naturstein. Man samlet seg om følgende kriterier som skal til for at bransjen skal tilfredsstille kravene om bæredyktig utvikling.

- Et uttak av naturen skal være akseptert av samfunnet.
- Et uttak av naturen skal gi optimal verdi med minst mulig miljøpåvirkning.
- Et uttak av naturen skal ikke hindre senere bruk av det berørte område.
- Et uttak av naturen skal ikke risikere liv og helse hverken før, under eller etter uttaket.
- Et uttak av naturen skal medføre et ansvar for kartlegging og utvikling av fremtidig ressurspotensiale.
- Et uttak av naturen omfatter, for bergindustrien, bryting, foredling og deponering.

Et vesentlig element i dette er en optimal verdiskapning ved uttaket. En verdiskapning som ikke bare tilfredsstiller kundens behov til selvkost, men som gir en verdiskapning eller lønnsomhet som kan brukes til videre utvikling. En bergverkbedrift som således går med underskudd er ikke bare en økonomisk misære, men vel så mye et miljømessig problem. Å ta noe ikke fornybart ut av naturen uten at det medfører en verdiskapning eller et overskudd, står i direkte strid med det omforenede krav om bærekraftig utvikling.

I dette forum er det først og fremst bygg- og anleggsmennesker. Når dere gjør inngrep i naturen er det for å forme den i pakt med vedtatte byggeprosjekter som skal tjene dagens og fremtidens samfunn. Når dere driver en tunnel eller et bergrom er det hullet og dets egenskaper som er målet. Kravet om bærekraftig utvikling er tilfredstillet gjennom kvaliteten



på byggverket og for så vidt også hvordan dere makter å bruke de materialer dere har tatt ut av naturen i byggverket. For bergindustrien derimot er hullet en konsekvens av virksomheten. Det er de uttatte mineralers verdi for markedet eller samfunnet som skal rettferdiggjøre uttaket av det sår som vi laget i naturen. Skulle det skjedd uten verdiskapning ville det vært tragisk. Sett i det lys blir spørsmålet som er stilt i denne tittel et uttrykk for dyp skepsis og pessimisme. Spørsmålet skulle kanskje heller vært: Finnes det bergindustri i Norge? Og svaret er ja. Den er også lønnsom.

Når en av våre største entreprenører, etter fremlagt halvårsresultat i år, lover bot og bedring med et resultat på 75 mill. ut av en omsetning på nær 4 milliarder, er det en lønnsomhet som er mindre enn en fjerdeparten av det som sannsynligvis blir fremlagt for i år fra selskaper som A/S Olivin, A/S Titania, Franzefoss Bruk A/S, North Cape Minerals AS, sannsynligvis Riebers Steinvirksomhet, helt sikkert Lundhs Labrador A/S og flere større bedrifter innen naturstein i Larvikområdet, og sikkert også en betydelig del av de større pukkverkene i landet. På listen står riktignok ikke lenger sagnomsuste navn som Sulitjelma, Skorovas, Løkken, Rausand, Tverrfjellet eller Follidal Verk. For bergverksdrift er nå en gang slik at når man tar ut noe som ikke er fornybart så har ethvert uttak sin slutt. Enten fordi det ikke er mer igjen eller fordi det som er igjen blir for dyrt å ta opp eller at markedet endrer seg. Nye prosesser etterspør endrete råvarer.

Nedenstående tabell viser noe av utviklingen de siste 30 år.

<b>Malmbryting og utvinning</b>	1960	1970	1980	1991	1992
Antall bedrifter	24	22	14	10	9
Sysselsatte	5.314	4.784	4.003	1.885	1.670
Br.prod.verdi (Mill.NOK)	224	501	1.229	1.243	1.154

#### **Bergverksdrift ellers**

Antall bedrifter	.....	451	543	355	325
Sysselsatte	.....	3.428	3.490	2.898	2.589
Br.prod.verdi (Mill.NOK)	.....	348	1.184	2.881	2.988

Et hovedproblem for bergindustrien har vært små fragmenterte enheter med manglende samarbeid. I bergverksdrift som i mye annet, er markedsrett i form av posisjon, andel, videreforedling, evne til utvikling av kvalitet og kompetanse, viktig. Den fraksjonerte norske bergindustrien har ofte vært for liten. Det er derfor vært et løpende behov for strukturering og samling til større enheter. De store kapitalsterke selskaper i Norge som Hydro, Orkla og Elkem har etter at de gikk ut av metallgruvene vært lite motiverte til å satse på bergindustri. Utlendingene, på den annen side, har hatt lange tradisjoner i Norge. Således var det utlendinger som i sin tid sto bak investeringene i metallgruvene. I dag har stadig utlendingene

et sterkt innslag i bergindustrien. NL-Industries eier således Titania, det finske Outocompo OY har overtatt det gjenværende av sulfidgruvene, Omya som er et verdensomspennende selskap i formalt kalkstein til papir og fyllstoff, har bygget opp sin største produksjonsenhet i Norge på Hustad, og har nå også innlemmet Norwegian Talc i sin virksomhet gjennom overtagelse av det svenske Ernström. Unimin Corporation overtok i 1992 Elkem Nefelin. De tok senere inn Franzefoss som medaksjonær ved dannelsen av selskapet North Cape Minerals da feltspat-, kvarts- og olivinvirksomheten til Franzefoss ble innlemmet her.

Det som særpreger disse er kjededannelse. Det gir tyngde nok til oppbygging av kompetanse, forskning og utvikling og kvalitetsutvikling, som igjen fører til markedsmakt og lønnsomhet. Det er en utfordring for det norske miljø å involvere disse bedrifter i våre utviklingsprogrammer slik at de kompetansemessig ikke isolerer seg og gjør det norske forsknings- og utviklingsmiljø tynnere og mindre enn det nødvendigvis trenger å være. Det er på den annen side et gjennomgående ønske blant disse kjedene at den norske virksomheten er en del av den norske bergindustrien og i godt samspill med de øvrige aktører.

Vi har da også kjeder i Norge som har lyktes godt. Aker, Rieber og Franzefoss er eksempler innen privatindustrien. Det statseide A/S Olivin er i en spennende utvikling med engasjementer utenfor sin tradisjonelle base på Åheim. I tillegg har bransjen en hærskere små og mellomstore bedrifter som drives godt og lønnsomt, men som kun har lyktes i små eller lokale markedssegmenter. Således var det blant pukverkene kun et lite fåtall som ikke greide å komme gjennom nedgangen i bygg og anlegg i perioden 1989 - 1994.

Bransjen er i år ferdig med sin første periode i Normin. Et utviklingsprosjekt som har vært finansiert 40% av Norsk Forskningsråd og SND, og 60% av bransjen selv. Programmet har vært en arena for verdiskapning og samarbeid. Den offentlige støtte har vært en utløsende faktor, og vi har fått økt kompetanse gjennom samspill med FOU-miljøer. Programmet har vektlagt lønnsomhet og prosjekter med relativt kortsiktige resultatmål. Resultatene har ikke latt vente på seg. Slik det nå ser ut vil bransjens verdi av programmene være ti til tyve ganger den innsats som er lagt ned. Hovedmålene må sies å være oppnådd, nemlig at programmet skulle bidra til en bærekraftig utvikling for bransjen. Programmet skulle gi en økt verdiskapning hos deltagerbedriftene som minst oppfyller kravet til lønnsomhet på tilsvarende investeringer ute i industrien, øke eksportvolumet med 15% i t dagens situasjon, øke FOU-aktiviteten innen bransjen for å heve teknologi- og kompetansenivå innenfor alle hovedområder, og øke kunnskapene i Norge om bransjens status og potensiale. Vi står nå foran Normin 2000 hvor vi, i god forståelse med Forskningsrådet og SND, vil rette fokus mer mot de lokomotivbedrifter som har evne til å trekke utviklingen videre, samtidig som spredning av de resultater som er oppnådd er et sentralt satsingsområde. Programmet skal være brukerstyrt fullt ut. Det betinger at alle prosjekter skal ha en eller en gruppe bedrifter som ansvarlig.

Parallelt med at den teknologiske utvikling i bransjen, går den strukturmessige utvikling sakte fremover. I denne utvikling vil de lokomotivbedrifter vi har bli større og sterkere. Det er

tvingende nødvendig. At myndighetene også ser det som ønskelig er gledelig. Det vil gi ytterligere økt lønnsomhet, vekst og en bedre tilfredsstillelse av samfunnets krav om at også Bergindustrien skal bidra til en bærekraftig utvikling.

Takk for oppmerksomheten!

Olav Markussen

**HVORDAN VIRKER BERGBOLTER I PRAKSIS ?  
RESULTATER FRA FELTMÅLINGER OG FULLSKALA LABORATORIEFORSØK  
PRACTICAL PERFORMANCE OF ROCK BOLTS**

Dr.ing. Gisle Stjern, SINTEF Bergteknikk

**SAMMENDRAG**

Denne artikkelen omhandler noen av de resultater som ble funnet gjennom ulike undersøkelser i forbindelse med forfatterens dr.ing-avhandling "Practical performance of Rock Bolts". Avhandlingen er oppbygd av 6 hovedkapitler, hvor de to første hovedkapitlene omhandler laboratorieundersøkelser av ulike typer bolter og boltemørtler, mens de fire resterende kapitlene omhandler ulike feltundersøkelser, laboratorieundersøkelser og numeriske beregninger for videre kontroll av resultater funnet i felt. Sentrale tema i forbindelse med felt- og laboratorieundersøkelsene har vært studier av last på bergbolter i Gjøvikhallen, effekt av spenningsvibrasjoner på innstøpte bolter, bruk av fjellankre/kabelbolting, samt optimalisering av bergforsterkninger i Svea.

**SUMMARY**

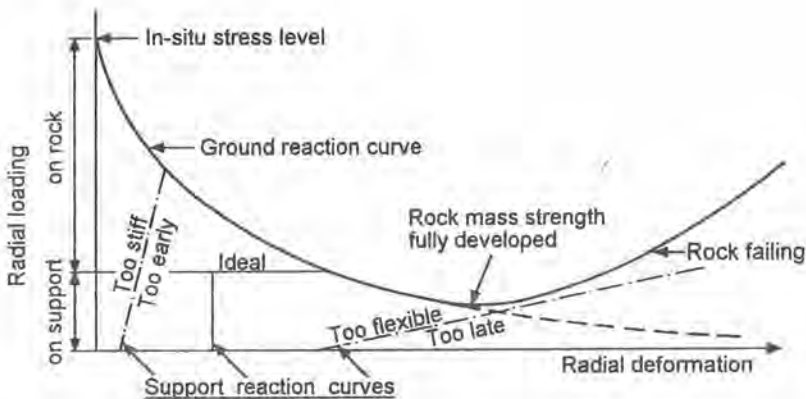
This paper comprises a short description of methods and major results from various tests performed during the dr.ing-work of the author. The thesis is titled "Practical Performance of Rock Bolts", with prof. Arne Myrvang, Department of Geology and Mineral Resources Engineering, NTH, as the supervisor of the work. The mechanical performance of rock bolts subjected to different stresses or loadings has been investigated by both laboratory and in-situ tests:

- Laboratory tests on full-sized, commonly available types of rock bolts for both shear and tensile loading in the same host material.
- Laboratory testing of cement-based bolt grouts.
- The influence of blast vibrations on the function of fully grouted rebars.
- Load measurements of fully grouted rebars in the Gjøvik Olympic Rock Cavern.
- Laboratory and in-situ tests of cable bolts at Mt. Isa Lead Mine, Australia.
- Strata control optimisation in the Svea Coal Mine, Spitsbergen, by mapping of instabilities, in-situ convergence readings, numerical modelling and full scale laboratory tests.

## 1. INNLEDNING

Hovedhensikten med bruk av bergbolter eller bergsikringselementer generelt er å forsterke bergets evne til å bære seg selv. Av samme grunn snakkes det like gjerne om bergforsterkningsmidler isteden for bergsikringsmidler. I sin enkleste anvendelse benyttes bergbolter for å hindre at enkeltblokker faller ut, som ved utfall i neste omgang kan gi mulighet for større ras. Videre vil boltene hindre/reducere bevegelser på og langs sprekkeplan i bergmassen.

Samvirket mellom berg og forsterking beskrives ofte grafisk ved hjelp av bergets- og forsterkningens responskurver. For bergets responskurve representerer y-aksen kraft eller sikringstrykk mens x-aksen viser tid eller deformasjon. Disse kurvene vil for våre bergforhold bli brukt mer som en filosofi fremfor en kvantitativ beskrivelse av hvordan dette samvirket er. Ved å koble bergets- og forsterkningens responskurve vil en få et bilde på når likevekt oppnås, samtidig som belastning på forsterkingen kan bestemmes (se Figur 1).



Figur 1. Bergets- og forsterkningens responskurver (Stillborg, 1994)

Bergets responskurve viser at belastningen på forsterkingen vil bli mindre dess mer berget får tid til å deformere seg, men dette innen gitte grenser. Får bergmassen tid til å deformeres tilstrekkelig kan det skje at bergmassen bli ustabil, noe som kan sees på bergets responskurve hvor sikringstrykket igjen øker. Dette medfører at en må øke sikringsmengden for å oppnå stabile forhold igjen. I ekstreme tilfeller kan det skje at deformasjonene har gått for langt og en vil få ras. Ut fra bergets responskurve (som vil være ulik for hvert spesifikt sted) er det viktig at sikringen/forsterkingen settes inn:

- til riktig tid
- med tilstrekkelig styrke
- med riktig stivhet.

Testing av ulike boltetyper og boltemørtler (Kapittel 2 og 3) ble gjennomført for å kunne tallfeste både styrke og stivhet for alle de boltetyperne som finnes på det skandinaviske markedet, videre finne fasthetsutviklingen for ulike boltemørtler med hensyn til tid og temperatur.

## 2. FULLSKALA BOLTETESTING - STREKK OG SKJÆRBELASTNINGER

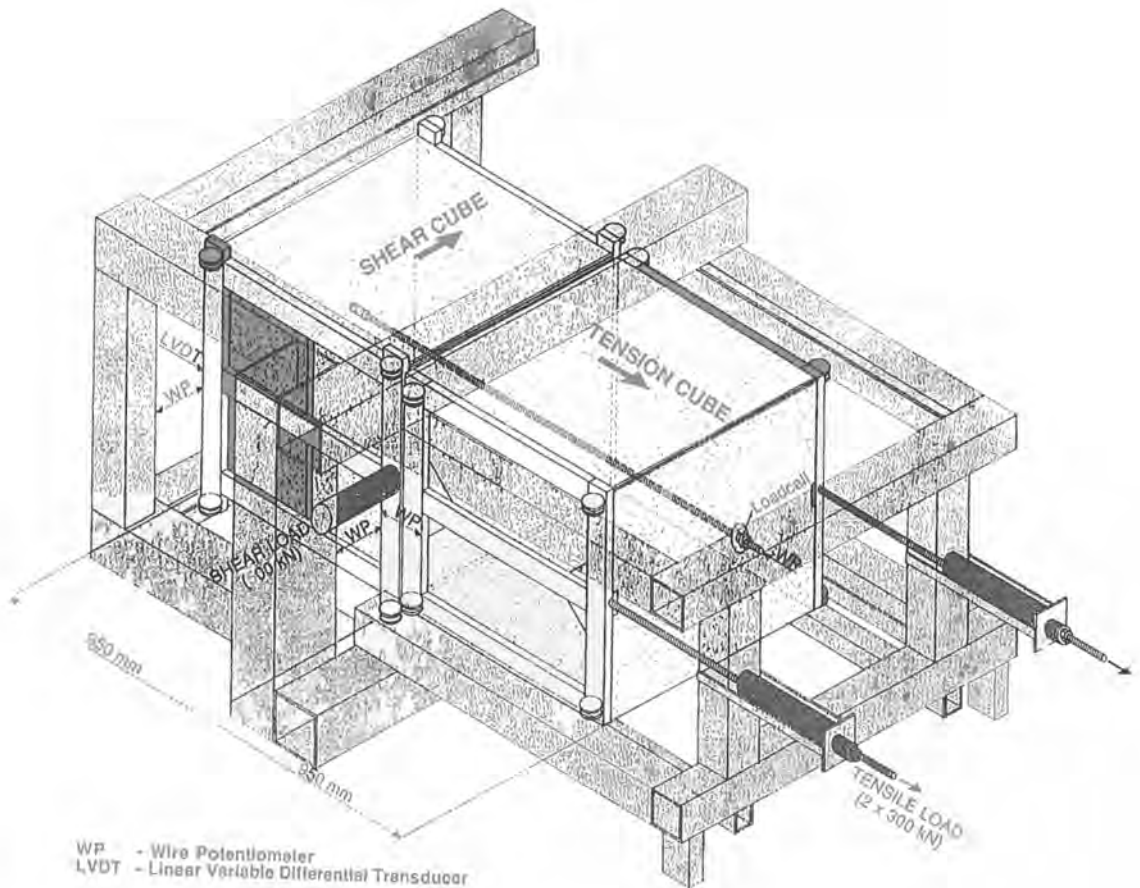
Fra litteraturen er det kjent at det har vært utført et utall forsøk for å bestemme ulike boltetypers mekaniske egenskaper; vanligvis for strekkbelastninger, men skjærtester har også vært utført. I forbindelse med dette testprogrammet ble det laget et testrigg som kunne teste vanlige benyttede bolter både for strekk- og skjærbelastninger. Bakgrunn for at denne riggen ble laget var:

- Strekk- og skjærtesting har tidligere ikke blitt utført under like forhold og i det samme "bergartsmateriale".
- Skjærtestene har normalt blitt utført på nedskalerte bolter (8-12 mm).
- Tidligere skjærtester har blitt utført på naturlige sprekkeflater (unntatt Azuar et al (1979), som har medført vanskeligheter med å identifisere skjærbidraget fra boltene, i og med at skjærkapasiteten for sprekken vil variere med bevegelsen.
- Antallet forskjellige boltetyper har vanligvis vært begrenset, (unntatt Haas (1975) og Stillborg (1990)).
- Nye boltetyper i markedet har ikke tidligere blitt testet.

### Beskrivelse av fullskala testrigg for bolter

Bergmassen simuleres av to stk 1 m<sup>3</sup> store betongblokker (sidekanter 1x1x1 m) bestående av høyfast betong med trykkfasthet  $\sigma_c \sim 75$  MPa. Sprekkebevegelse både normalt og langs sprekken blir gjort ved at blokkene beveges, enten sideveis (skjærforsøk) eller trekkes fra hverandre (strekkforsøk). For å redusere/fjerne friksjonsbidraget fra sprekken, ble begge sprekkeflatene forsynt med et tynt teflonskikt. Kapasiteten for riggen er 500 kN (50 tonn) på skjær og 600 kN (60 tonn) for strekk, hvilket er tilstrekkelig for testing til brudd av alle normalt tilgjengelige bolter på markedet. Testriggen er vist i Figur 2.

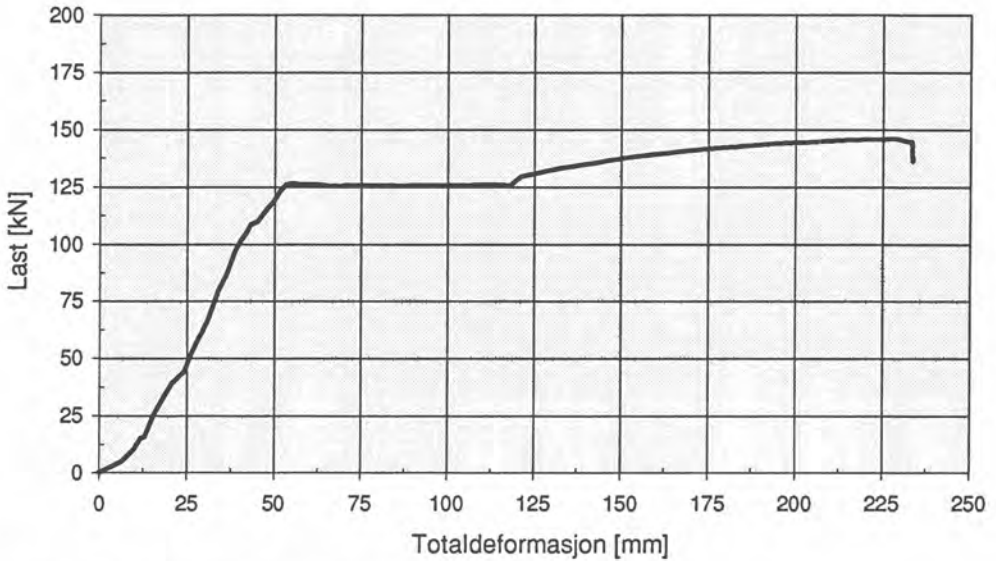
Boltene ble testet under konstant hastighet, hvor det samtidig ble registrert sprekkeåpning, bevegelse i forankring (eks. ekspansjonshylse) og deformasjoner i underlagsskiven. For innstøpte/innlimte bolter og for enkelte av de endeforankrede boltene ble boltene instrumentert med strekkklapper for å bestemme tøyninger (inkl bøyning) i detalj, samt beregne laster langs boltestammen i ulike avstander fra sprekken. Normalt ble det utført to tester henholdsvis for både strekk- og skjærbelastninger for hver boltetype. I de tilfeller hvor resultatene divergerte vesentlig ble det utført ytterligere forsøk inntil like resultater ble oppnådd. Alt i alt ble det utført 120 ulike enkeltforsøk i riggen.



Figur 2. Full-skala testrigg for testing av bergbolter.

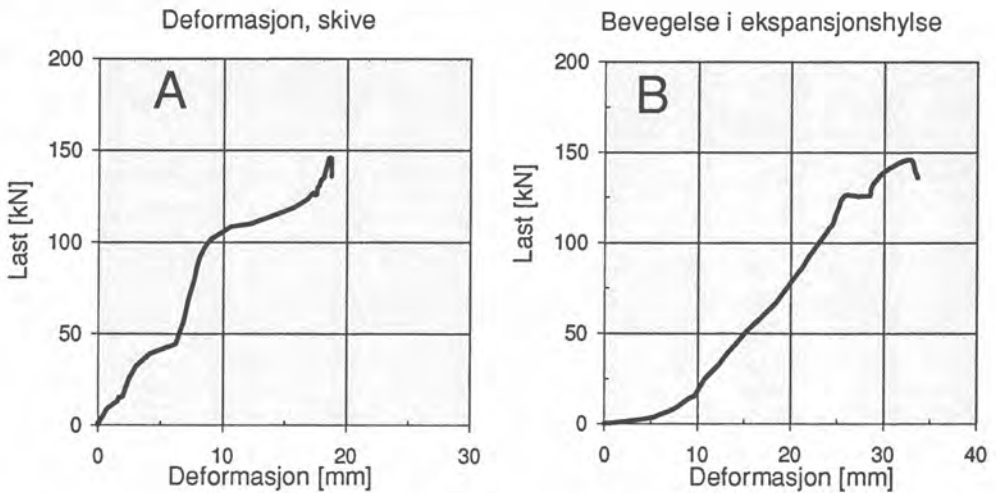
### Forsøksresultater

Når kapasitet og stivhet for en gitt bolter omtales, dreier det seg som oftest kun om boltestålet alene, slik at deformasjoner i både underlagsskive og forankring neglisjeres. Riggens konstruksjon er slik at den gir et bilde på hvordan berget "oppfatter" stivheten til en gitt bolt inkludert deformasjoner i forankring og underlagsskive. Figur 3 viser totaldeformasjon fra et strekkforsøk på en rørbolt montert uten forspenning.



Figur 3. Last og totaldeformasjon for ikke forspent rørbolt.

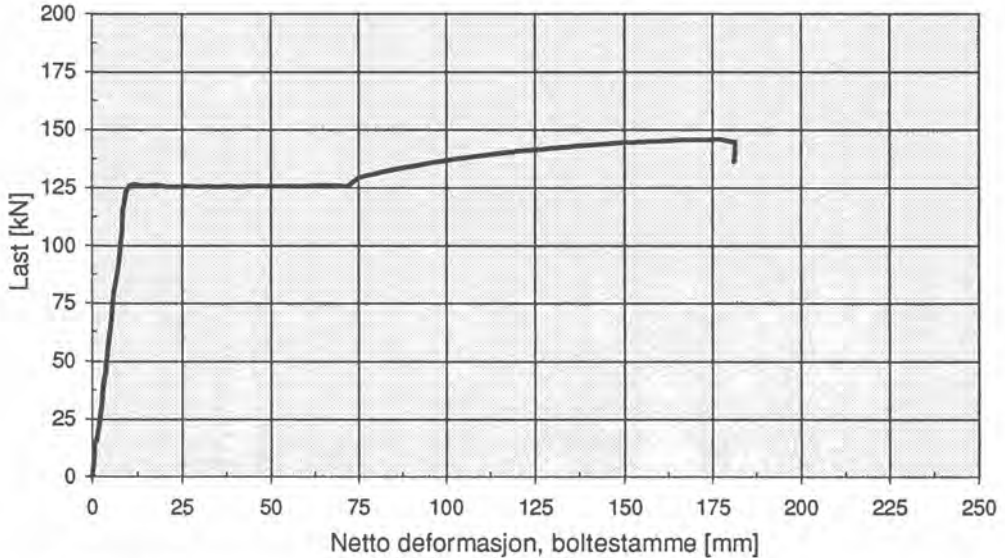
Som det fremgår av figuren så er totaldeformasjonen i boltesystemet i overkant av 50 mm før flyt i bolttestammen inntreffer. Figur 4 viser hvilke deformasjoner som samtidig ble registrert i både underlagsskiven (A) og i ekspansjonshylsen (B).



Figur 4. Deformasjon registrert i underlagsskive (A) og ekspansjonshylse (B).



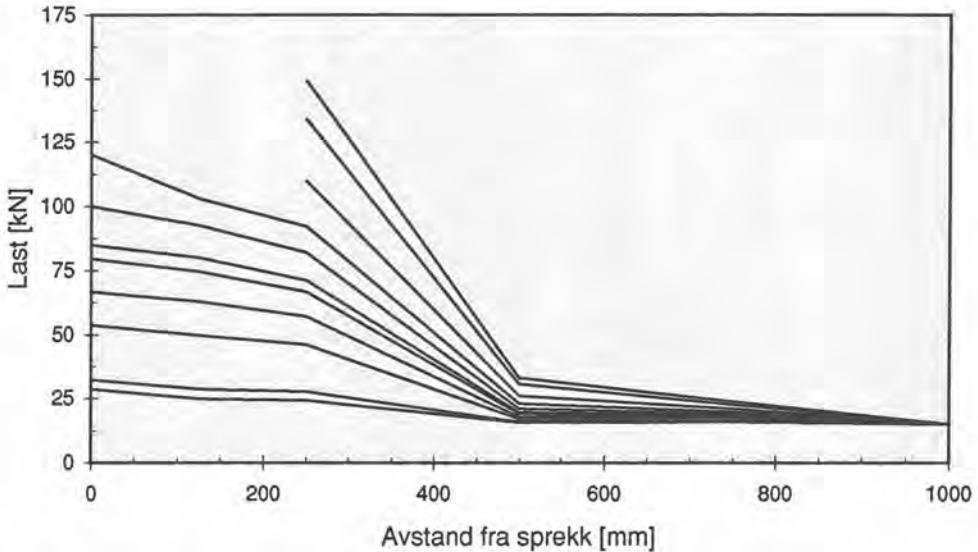
Figur 5 viser last og tilhørende deformasjon i boltestammen isolert, etter at deformasjoner i underlagsskive og ekspansjonshylse er trukket ifra. Deformasjon i boltestammen ved flyt er kun 6-7 mm i forhold til de opprinnelige 50 mm, noe som ville ha vært tilfellet hvis denne bolten var montert med samme underlagsskive i berg.



Figur 5. Netto deformasjon i boltestamme (rørbolt) etter at deformasjoner i underlagsskive og forankring er trukket i fra.

Eksemplet overfor viser også betydningen av hvor viktig det er å forspenne endeforankrede bolter. I dette tilfellet ville en forspenning lik 50 kN kunne ha fjernet nærmere 20 mm deformasjon (7 mm og 14 mm i henholdsvis underlagsskive og ekspansjonshylse).

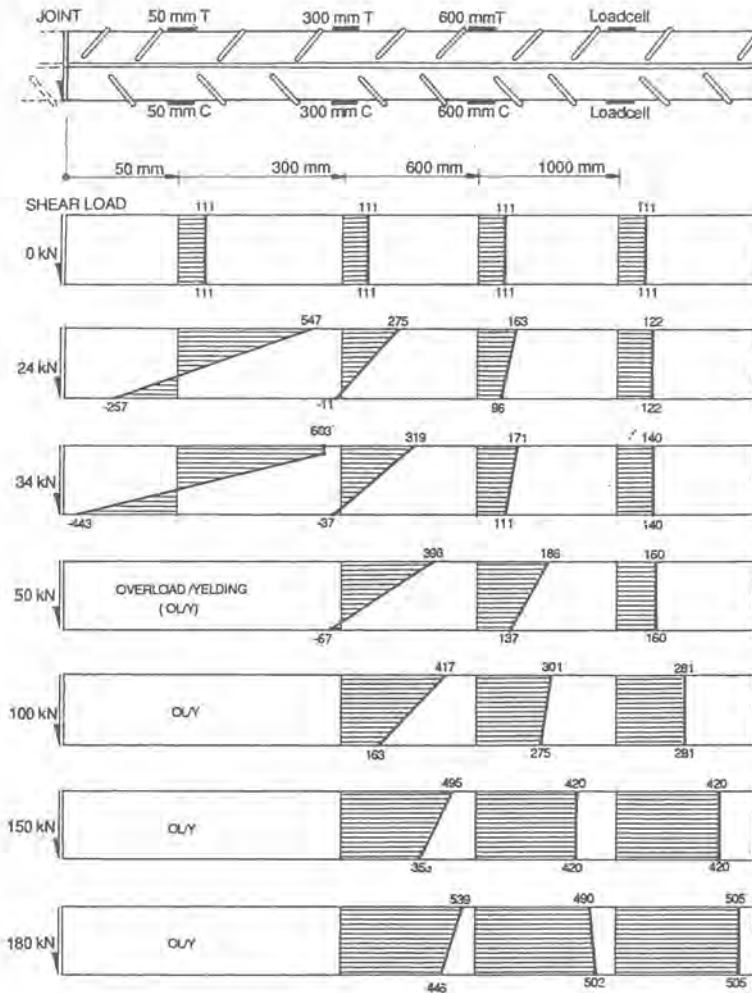
Ved bruk av fullt innstøpte kamstålbolter vil det alltid være interessant å vite hvor langt utover fra en dilaterende sprekk lasten vil fordele seg. Dette vil også være nyttig for å bestemme nødvendig forankringslengde for en innstøpt bolt/stag. Figur 6 viser lastfordeling langs en fullt innstøpt kamstålbolt ved ulike lastnivå i sprekken.



Figur 6. Lastfordeling langs innstøpt kamstålbolt ved ulike lastnivå i sprekk.

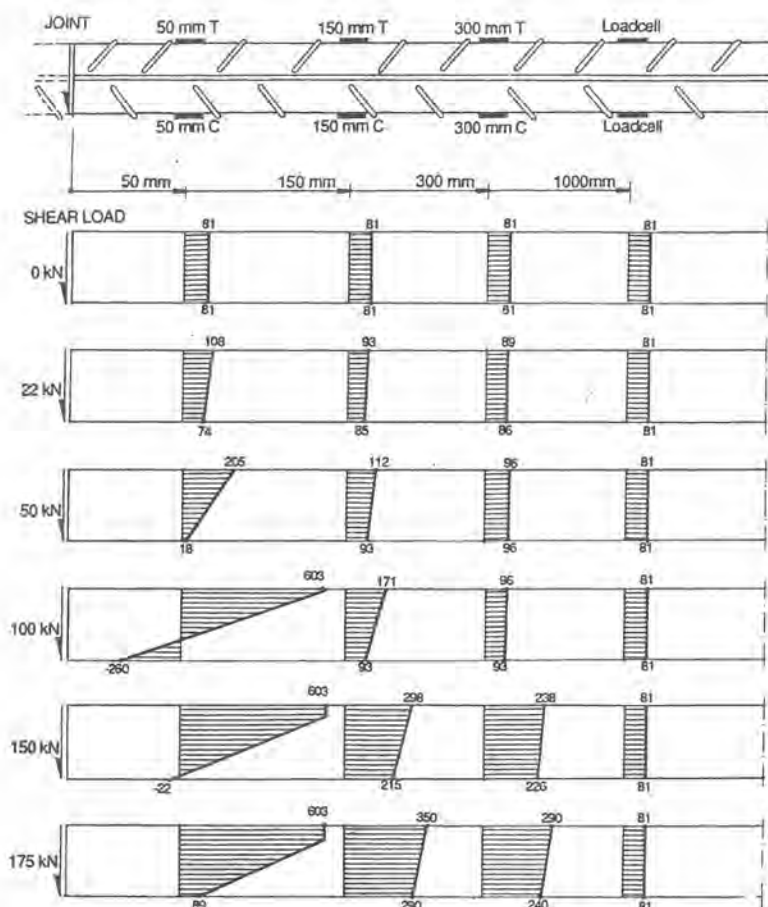
Langs bolten var det plassert strekkklapper ved følgende avstander fra sprekken; 125 mm, 250 mm, 500 mm og 950 mm. Som det fremgår av figuren så er den aktive forankringslengden praktisk talt begrenset til ca. 500 mm. Noe som igjen betyr at en innstøpt kamstålbolt faktisk kan ha flere lastsituasjoner langs boltestammen, og at den kan være ubelastet mellom disse. Det er nettopp dette som gjør en kamstålbolt så ideell for skandinaviske fjellforhold, ved at den har relativt stor stivhet, og at den overfører last direkte på hver side av en eventuell dilaterende sprekk.

Spenningsomlagring omkring et bergrom skjer i hovedsak som bevegelser på og langs eksisterende sprekker i bergmassen. Skjærbevegelser vil være like sannsynlige som dilaterende sprekkebevegelser. Av den grunn var det av interesse også å undersøke hvordan skjærbelastninger virker på en bolt som er montert vinkelrett på en sprekk. Figur 7 viser spenningsfordelingen langs en CT-kamstålbolt som er endeforankret, mens Figur 8 viser spenningsfordeling langs en fullt innstøpt CT-kamstålbolt. Begge boltene var forsynt med strekkklapper på to sider av boltestammen (diametralt motsatt) for å kunne måle både trykk og strekkspenninger. Den endeforankrede bolten (Figur 7) var påført en forspenningslast lik 30 kN. Resultatene viser at det ikke er noen spenningsendring av betydning i boltestammen før etter ca 20 mm skjærdeformasjon, noe som skyldes diameterforskjellen mellom bolt og borhull. Ved en skjærlast lik 34 kN observeres flytespenning 603 MPa (strekk) i en avstand av 50 mm fra sprekk, mens den er 443 MPa på trykksiden på grunn av at forspenningskraften virker i motsatt retning. Videre kan det observeres at bolten faktisk har en liten krumming så langt ute som 600 mm fra sprekk. Ved økende skjærbelastning observeres flyt nær spekken, og bøyningen avtar samtidig som bolten belastes mer og mer på strekk.



Figur 7. Lastsituasjon langs endeforankret CT-kamstålbolt utsatt for varierende skjærbelastning.

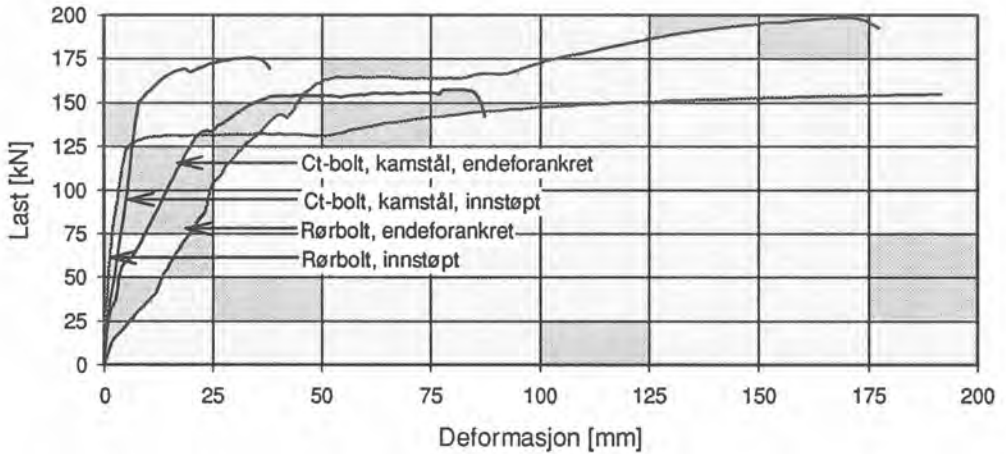
Den fullt innstøpte bolten viser et langt stivere forløp og skjærlast mobiliseres umiddelbart ved påført deformasjon, noe som skyldes at bolten ligger helt innesluttet i mørtel. Videre observeres at bøyningen er langt mindre, og at flytespenninger i en avstand av 50 mm fra sprekken først observeres ved en skjærlast lik ca 100 kN.



Figur 8. lastfordeling langs innstøpt CT-kamstålbolt utsatt for ulike skjærbelastninger.

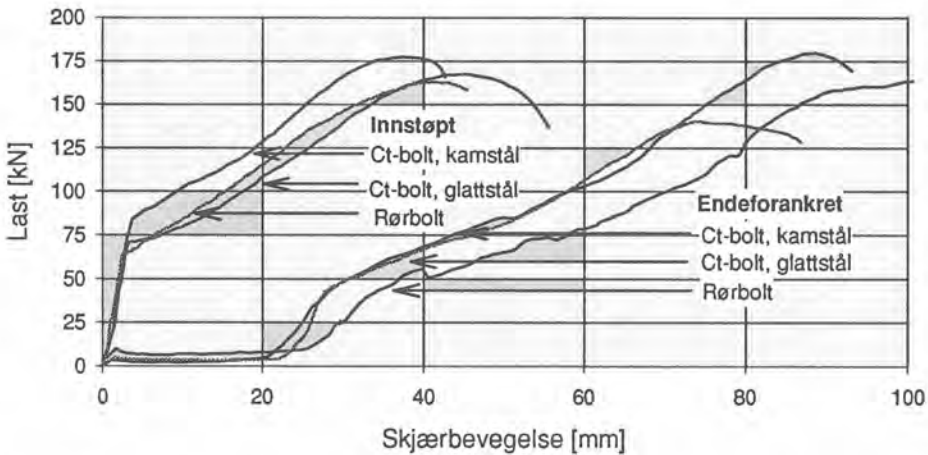
I Norge er bruken av kombinasjonsbolter (Rørbolt og CT-bolt) utbredt, i og med at disse boltene både kan benyttes som arbeidssikring og senere som permanent sikring etter gysing. Figur 9 viser resultatene fra strekkforsøk utført for rørbolt og CT-bolt (kamstål) for både det endeforankrede tilfellet (arbeidssikring) og tilfellet etter gysing (permanent sikring). Som det framgår av figuren så er stivheten vesentlig forskjellig for begge boltene. Dette skyldes i hovedsak at deformasjoner i plate og ekspansjonshylse forhindres av boltemørtelen.

Detaljerte undersøkelser (med strekkklapper) for både rørbolt og CT-bolt med glatt rundstål viser at lasten er lik langs hele boltestammen. Dette innebærer at boltens funksjon ene og alene er avhengig av bestandigheten av mutteren, som normalt vil ligge uten beskyttelse av boltemørtel. Disse resultatene reiser spørsmål omkring godkjenningen av disse boltene brukt som permanent sikring.



Figur 9. Last-deformasjonsforløp for to ulike kombinasjonsbolter utsatt for strekkbelastning.

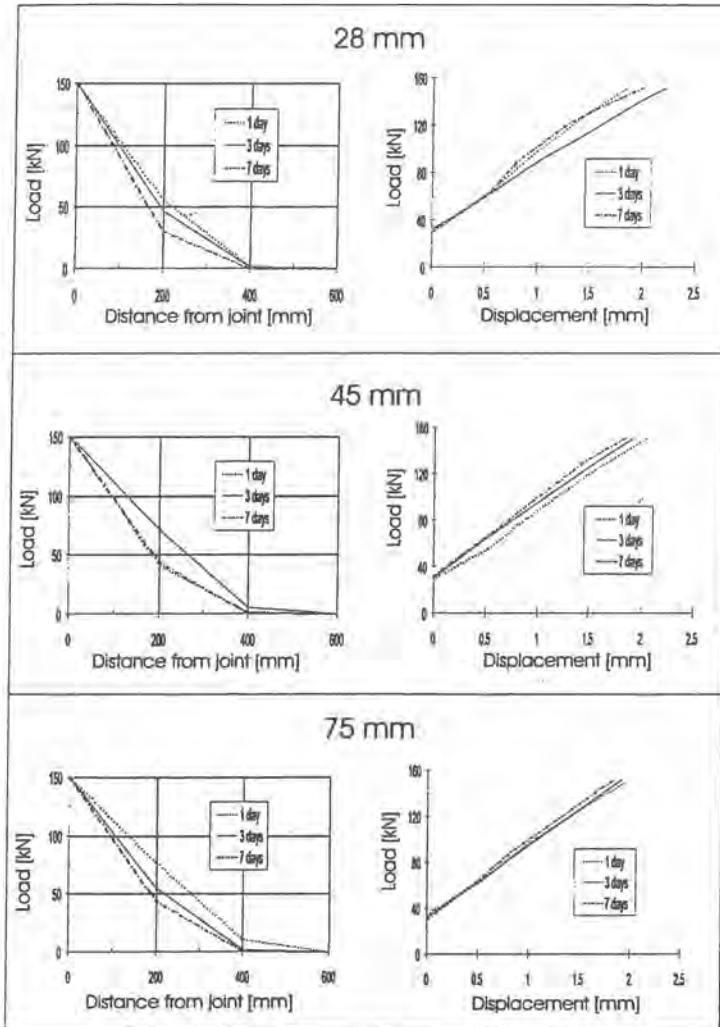
Det ble også utført skjærtester på kombinasjonsboltene tilsvarende strekkforsøkene. Alle boltene var monterte i 45 mm borhull, som gav stor forskjell i oppførsel mellom det endeforankrede- og det fullt innstøpte tilfellet. Som det framgår av Figur 10 så var det liten forskjell mellom boltetyperne (CT-bolt, både glattstål og kamstål, og rørbolt).



Figur 10. Last-deformasjonsforløp for tre ulike kombinasjonsbolter utsatt for skjærbelastning

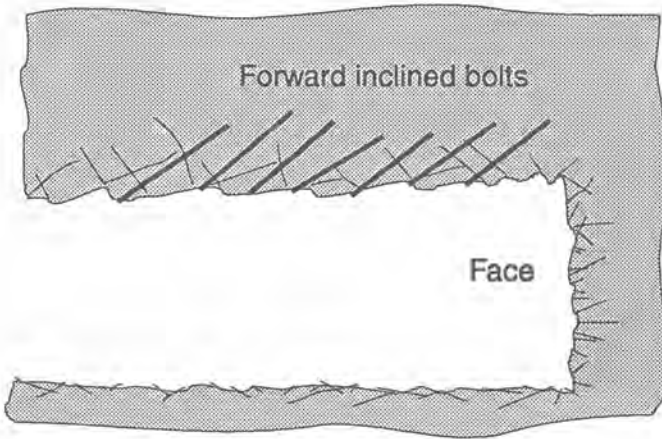
I Norge, hvor tunnelriggen normalt også benyttes for boring av boltehull, var det av interesse å undersøke hvordan ulik borhulldiameter påvirker funksjonen av fullt innstøpt kamstålbolter. Utviklingen går mot lengre tunnelsalver og grovere borkroner (76 mm). Figur 11 viser resultatene fra strekktesting av kamstålbolter (18,6 mm) innstøpt i borhull med diametere henholdsvis; 28 mm, 45 mm og 75 mm. Boltene var instrumentert med strekkklapper i avstand 200 mm, 400 mm og 600 mm

fra sprekken, og de ble testet etter 1, 3 og 7 dager. Resultatene viser både lastfordeling langs boltene ved 150 kN last, og deformasjon ved ulike lastnivå. Som det framgår av resultatene er det praktisk sett ingen forskjell i funksjon mellom kamstålbolter montert i 28 mm, 45 mm og 75 mm hull.



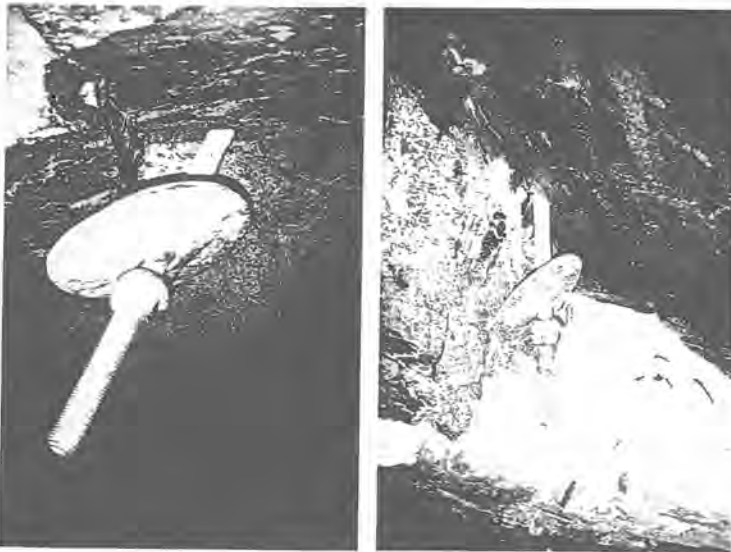
Figur 11. Lastfordeling langs fullt innstøpt kamstål (20 mm) for ulike borhulldiameterer.

Observasjoner i felt viser ofte bolter som er installert skrått i forhold til bergflaten. Normalt vil en forsøke å sette boltene mer eller mindre normalt de dominerende sprekkeretninger, men erfaringer viser at boltene i overveiende grad er montert "lutende" mot stoff, se Figur 12. Dette skyldes sannsynligvis problemer med å rette inn de relativt lange bommene på riggen i forhold til tunneltverrsnittet. I enkelte tilfeller vil det også være umulig på grunn av lite tverrsnitt.



Figur 12. Boltepraksis ofte observert ved flere tunnelanlegg

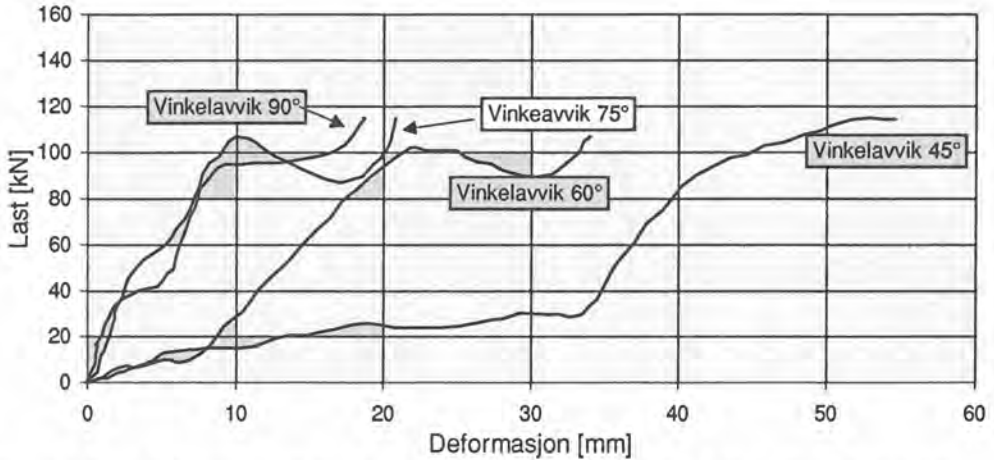
Normalt vil underlagsskiven og halvkuken kunne oppta en viss vinkelforskjell ut fra bolter montert normalt overflaten. Men når skivene blir plassert som vist i Figur 13 var det av interesse å finne ut hva unormalt skrå montering medfører.



Figur 13. Dårlig boltepraksis.

Det ble laget braketter med ulik helning, som ble festet til den ene betongblokken i testeriggen. Boltene ble montert på vanlig måte, men med varierende helning på brakettene. Figur 14 viser hvor store tilleggsdeformasjoner en vil få ved ulike helninger på skiven. Avvik mellom 0-15° gir ingen merkbar forskjell, mens både 30° (maksimalt anbefalt avvik ut fra monteringsanvisninger) og 45° gir store

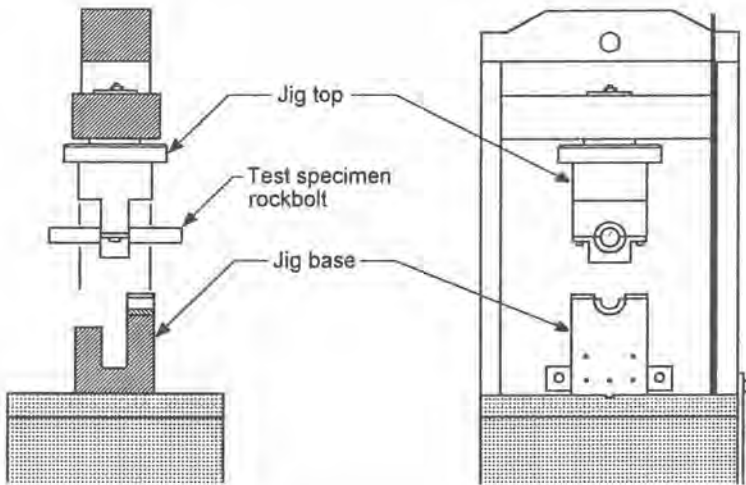
tilleggsdeformasjoner. Som det framgår av figuren så oppnås en tilleggsdeformasjon i overkant av 10 mm ved å øke helningen på skiva fra 15° til 30°.



Figur 14. Last-deformasjonsforløp for sfæriske skiver montert med ulik helling i forhold til normal.

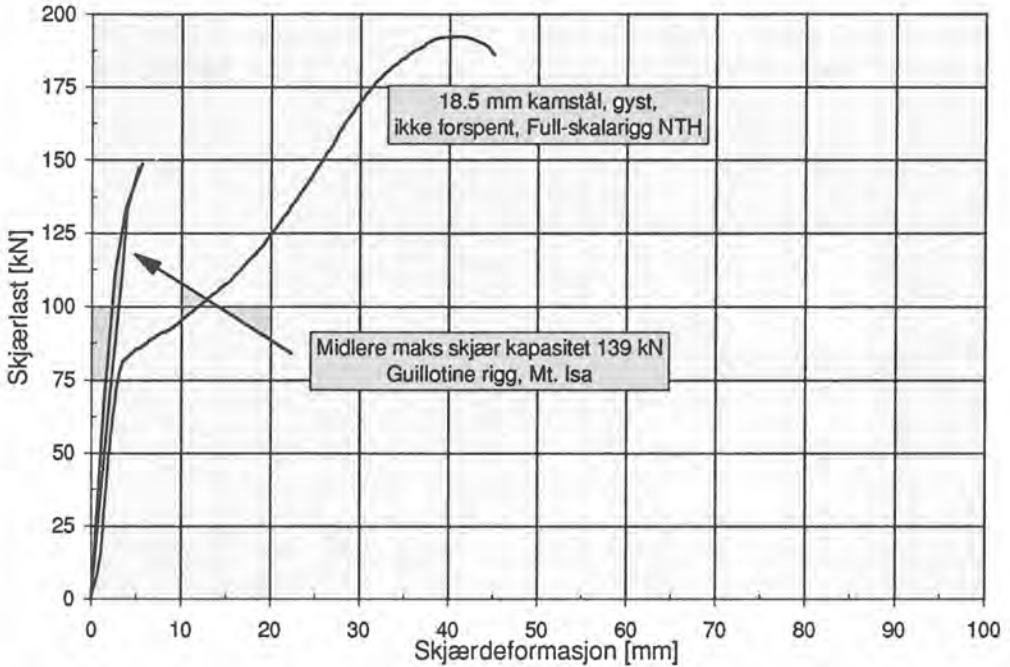
Tradisjonelt har det vært en del diskusjoner om en bolts skærkapasitet sett i forhold til strekkkapasiteten. Forsøkene i fullskalariggen viste at skjærkapasiteten gjennomgående var tilnærmet lik strekkkapasiteten. Dette skyldes at det var umulig å oppnå et rent skjær i og med at enten boltemørtelen eller borhullsveggen ble oppknust, noe som gav rom for bøyning av boltestålet slik at bruddet skjedde som et kombinert skjær- og strekkbrudd. I og med at betongen har lavere styrke enn det som normalt er for våre bergforhold, ble de fleste bolter også testet i en ny skjærrigg hvor belastningsflatene består av herdet stål. Figur 15 viser utforming av testriggen (Mt. Isa Mines, Australia).





Figur 15. Giljotin test-rigg for testing av bergbolter (Mt. Isa Mines, Australia)

Resultater viste at boltene hadde en skjærkapasitet lik 80% av strekkkapasiteten. Visuell observasjon av boltene etter forsøkene viste rene/fine snitt uten tegn til bøyning. Resultatene fra NTH og Mt. Isa samstemmer godt inntil bøyning inntreffer (Figur 16), men normalt vil en skjærbevegelse in-situ ofte også innbefatte dilatasjon av sprekker grunnet ruheten, slik at den egentlige skjærkapasiteten sannsynligvis vil ligge mellom 90% og 100% av strekkkapasiteten.



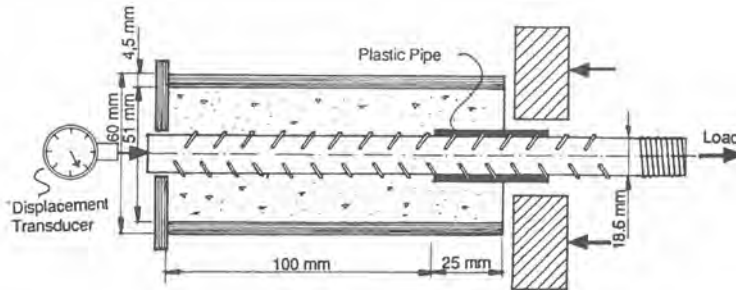
Figur 16. Skjærkapasitet for 18,6 mm kamstålbolt funnet ved både fullskala- og giljotintesting.

Som en hjelp til dimensjonering av boltesikring er det vedlagt egne bilag i avhandlingen som viser typiske data, både fra leverandører og fra forsøkene i laboratoriet (skjær og strekk). Dette er gjort for alle de boltetyperne som pr i dag finnes på det skandinaviske markedet, både som endeforankrede og fullt innstøpte bolter.

### 3. TESTING AV ULIKE BOLTEMØRTLER

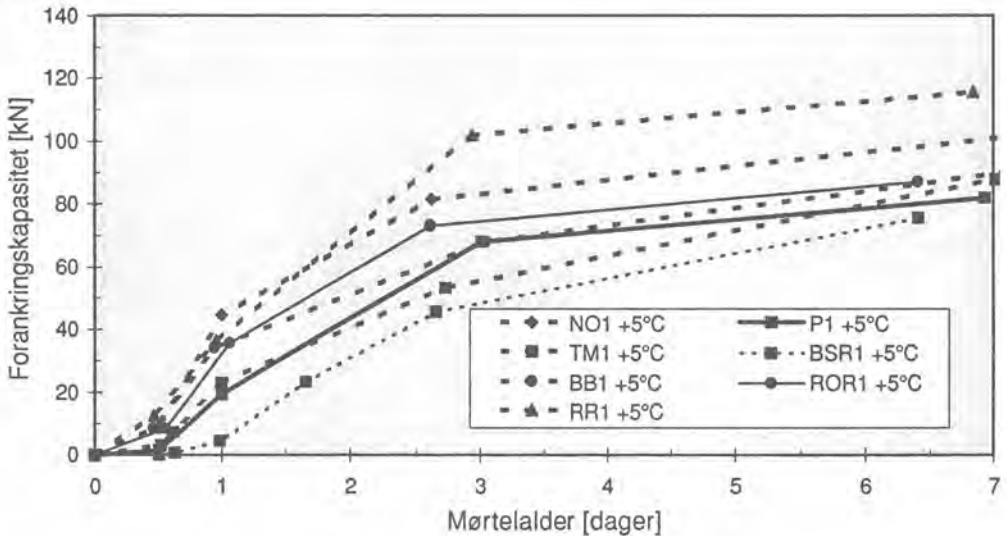
Både på det skandinaviske og internasjonale marked er bruken av ulike sementmørtler for innstøping av bergbolter utbredt. I Norge benyttes i hovedsak ulike typer spesialmørtler, mens det i verden forøvrig benyttes mest Portland sementer (både standard og rapid), med eller uten tilsetningsstoffer. Hovedhensikten med dette arbeidet var å teste de ulike mørtlene ut fra brukernes synspunkt, herunder herdeforløp i forhold til tid og temperatur. I forhold til det som vanligvis er gjort av forskning/dokumentasjon på boltemørtler, hvor det refereres til strekk- og trykkfasthetsutvikling, er det her benyttet forankringskapasitet som sammenligningskriterium. Forankringskapasitet er etter forfatterens mening et bedre sammenligningskriterium. Dette ut fra den funksjonen en boltemørtel skal ha, ved å overføre laster mellom bolt og bergmasse. Alle de boltemørtler som fantes på det Norske markedet samt vanlig portland- og rapidsementer ble testet. Alle typene ble testet for to ulike konsistenser; konsistens 1 var antatt gunstig for gysing i henghull, den andre (konsistens 2) var vurdert for bløt til det samme. Det ble også utført standard mørteltester som strekk- og trykkfasthet for å undersøke om disse parametrene eventuelt var proporsjonale med forankringskapasitet, slik at de senere kunne benyttes som en lettere testbar kvalitetsparameter.

For å måle forankringskapasitet ble det foretatt uttrekk av korte kamstålbolter (forankringslengde 100 mm) innstøpt i et stålrør med aktuell boltemørtel, som vist i Figur 17.



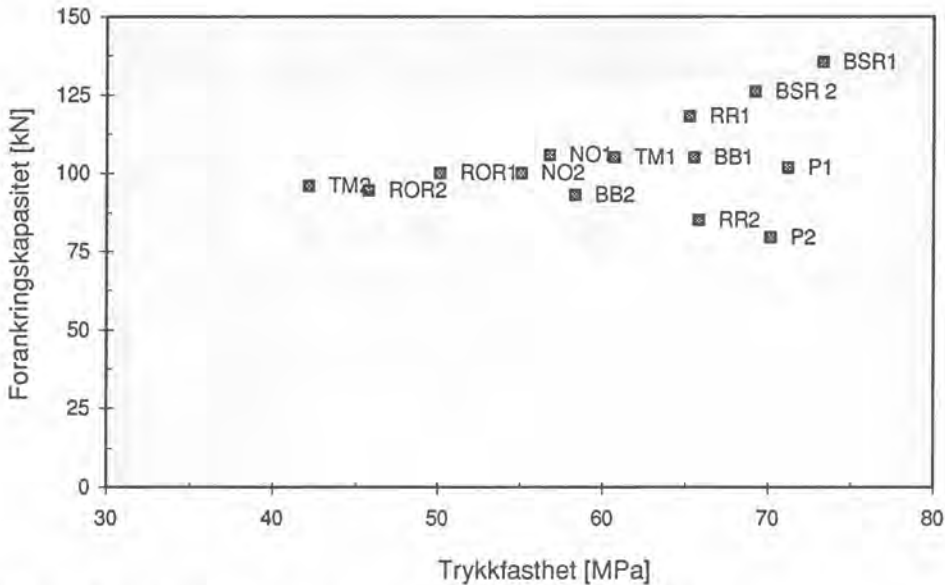
Figur 17. Mørtelprøver for testing av forankringskapasitet.

Herdekurver uttrykt ved forankringskapasitet ble fremstilt for alle boltemørtler for to ulike temperaturer, nemlig  $+5^{\circ}\text{C}$  og  $+20^{\circ}\text{C}$ , som betraktes som nedre og øvre grense for hva som normalt kan forventes for skandinaviske bergtemperaturer. Figur 18 viser en sammenstilling av de forskjellige mørtler som er testet ved  $+5^{\circ}\text{C}$ . Som det framgår av figuren så varierer tidligfastheten stort mellom de ulike typene. Så sent som 24 timer etter støping så viser Betokem's sulfatresistente mørtel (BSR1) kun 4% av 28-døgns fasthet, mens Nonset 50 (NO1) viser 43% av 28-døgns fasthet ved samme tid.



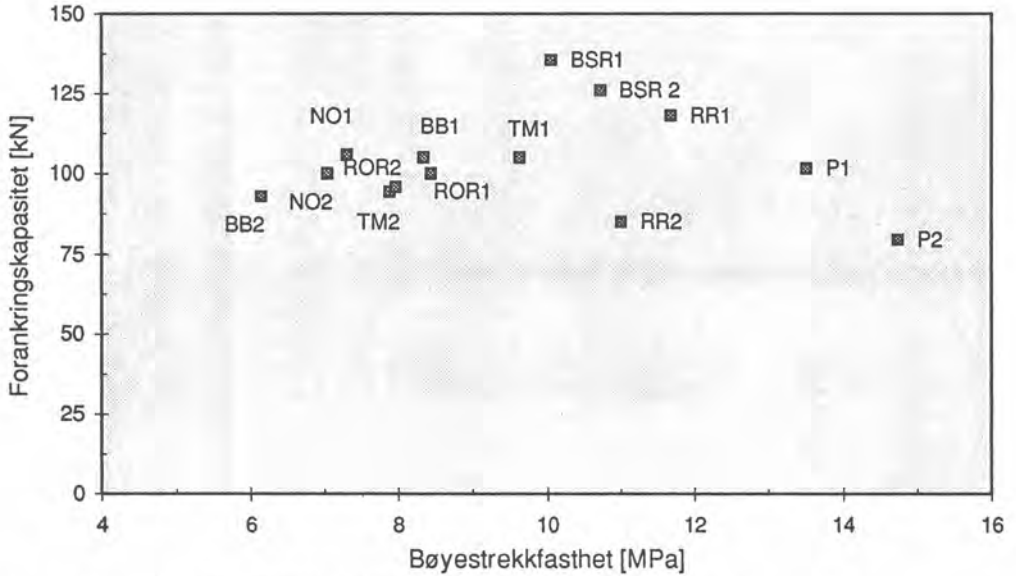
Figur 18. Forankringskapasitet for konsistens 1 mørteler ved  $+5^{\circ}\text{C}$ .

For å vurdere eventuell sammenheng mellom trykkfasthet og forankringskapasitet ble disse parametrene (28-døgns fasthet) sammenstilt som vist i Figur 19. Som det framgår av figuren er det ingen sammenheng mellom forankringskapasitet til en mørtel og trykkfasthet. Mellom de ulike mørtlene kan det observeres en nesten dobling av trykkfasthet fra 40 MPa til 70 MPa, uten at forankringskapasiteten viser noen distinkt økning. Videre observeres det en relativt stor forskjell i forankringskraft for mørtler som framviser tilnærmet samme trykkfasthet. Det som imidlertid ble funnet var at trykkfasthet kunne benyttes som en prediksjon på forankringskapasitet (for en og samme boltemørtel), men da først etter at denne sammenhengen er klarlagt. For en anvendt feltsituasjon innbefatter dette en preliminær test for hvert anlegg, eller for hvert geologisk forskjellig område, før at trykkfasthet kan benyttes som en kvalitetsparameter.



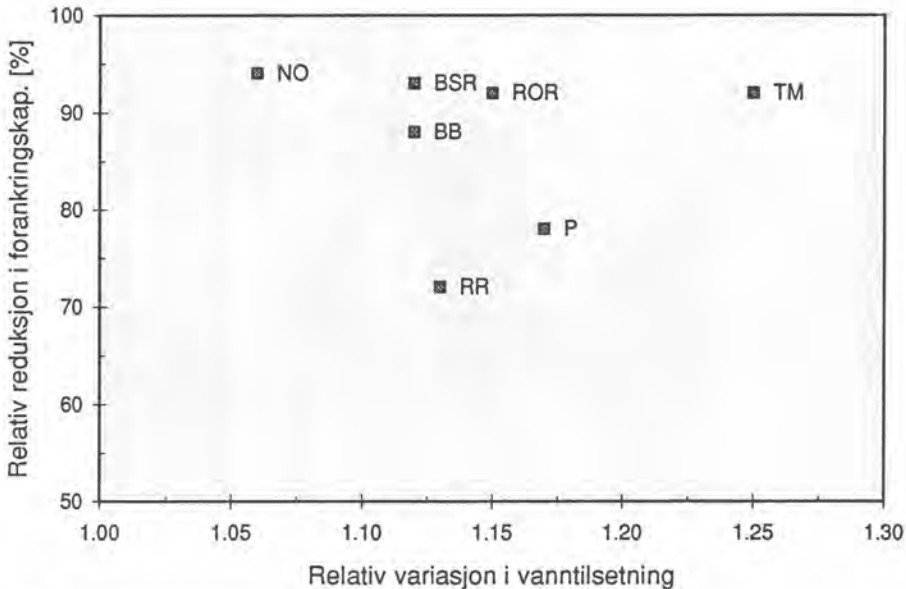
Figur 19. Trykkfasthet og forankringskapasitet for ulike boltemørtler

I likhet med trykkfasthet var det av interesse å undersøke om strekkfasthet eventuelt også kunne benyttes som en parameter for prediksjon på forankringskapasitet. Som det framgår av Figur 20, så er heller ikke strekkfasthet noen egnet parameter for å bestemme/prediktere en mørtels forankringskapasitet.



Figur 20. Forankringskapasitet og bøyestrekkefasthet for ulike mørtler

Fra en brukers side vil det være interessant å vite hvor "robust" den enkelte mørtel er i forhold til varierende vanntilsetning. Dette vil ha stor betydning under bruk ved at en mørtel kan opprettholde sin ideelle konsistens for en viss variasjon i vanntilsetning. Her ble det relative tillegget i vanntilsetning (%) mellom konsistens 1 (ideell) og konsistens 2 (for bløt) vist i forhold til relativ endring i forankringskapasitet. Resultatene i Figur 21 viser at Nonset 50 (NO) er mest følsom for vanntilsetning med hensyn til konsistens, mens Boltømørtel Fin (TM) er minst følsom (mest robust). De vanlige sementmørtlene Portland (P) og Rapid (RR) viser størst reduksjon i forankringskapasitet.

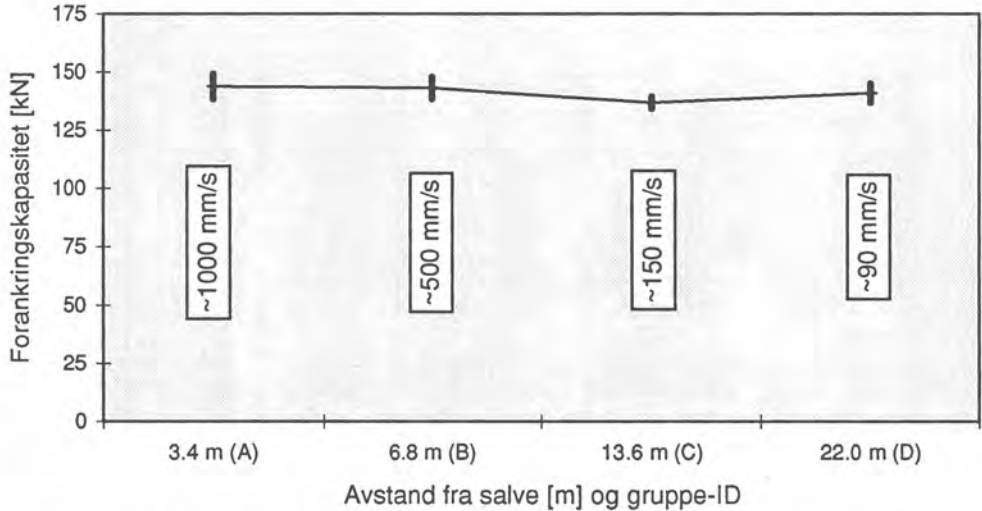


Figur 21. Robusthet med hensyn til vanntilsetning for ulike mørtler.

For hver mørteltype er det i bilagene laget en resultatside som i detalj viser resultatene fra de forskjellige testene.

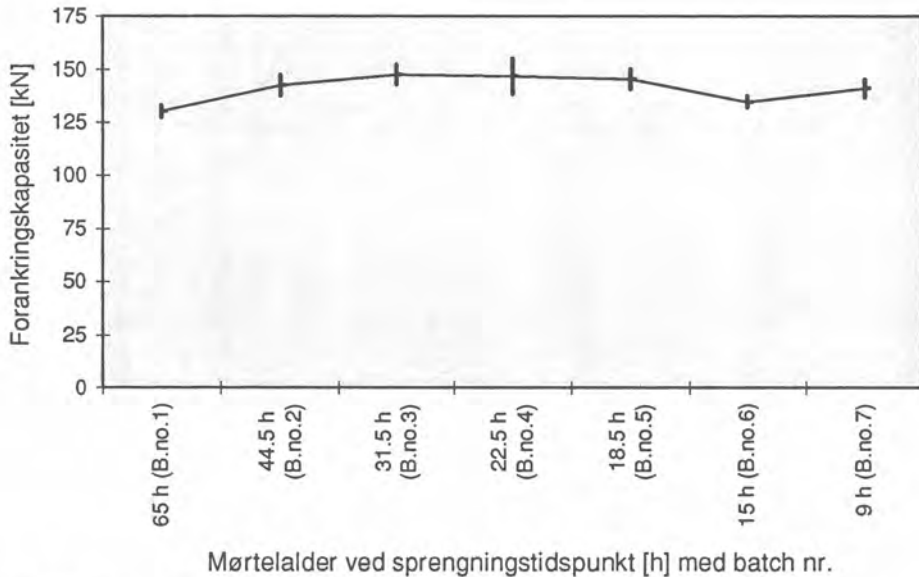
#### 4. PÅVIRKNING FRA SPRENGNING PÅ FULLT INNSTØPTE KAMSTÅLBOLTER

For å undersøke om innstøpte kamstålbolter påvirkes av sprengningsrystelser ble det gjennomført et feltforsøk i Grong Gruber. For detaljert beskrivelse henvises til forfatterens foredrag ved Bergmekanikkdagen 1994 (Stjern og Moe, 1994). Forsøket ble lagt opp med henblikk på å avdekke både om vibrasjonsnivået og om mørtelens alder har noen innvirkning på når denne blir utsatt for sprengningsrystelser. Mørtelens alder varierte fra 9 timer til 65 timers herding før salva ble satt av. Videre ble det registrert rystelser fra ca 1000 mm/s for de bolter som var montert nærmest salva og ned til ca 90 mm/s for de bolter lengst fra salva. Salva bestod av 32 kg dynamitt som ble satt av med momenttennere. Salva var boret med tunge tak for å unngå utslag, dette for å få størst mulig rystelser i bergmassen. Denne ladningsmengden tilsvarer det en maksimalt kan forvente pr tennernummer for en normal tunnelsalva. For å vurdere eventuell påvirkning ble det gjennomført både strekkforsøk på stedet (finne evt. forskjell i forankringskapasitet) og kjerneboringer av bolter, som det senere ble laget planslip av. Figur 22 viser forankringskapasitet for 1 m lange spesialkonstruerte kamstålbolter, hvor forankringslengden var 100 mm. Langs x-aksen vises avstand fra salva hvor hvert datapunkt representerer middelverdien og standardavviket for 21 bolter. Som det framgår av figuren er det ingen reduksjon i forankringskapasitet for de bolter som fikk de største rystelser (1000 mm/s) sammenlignet med de som ble utsatt for lavere rystelser.



Figur 22. Forankringskapasitet som funksjon av avstand fra salve eller vibrasjonsnivå.

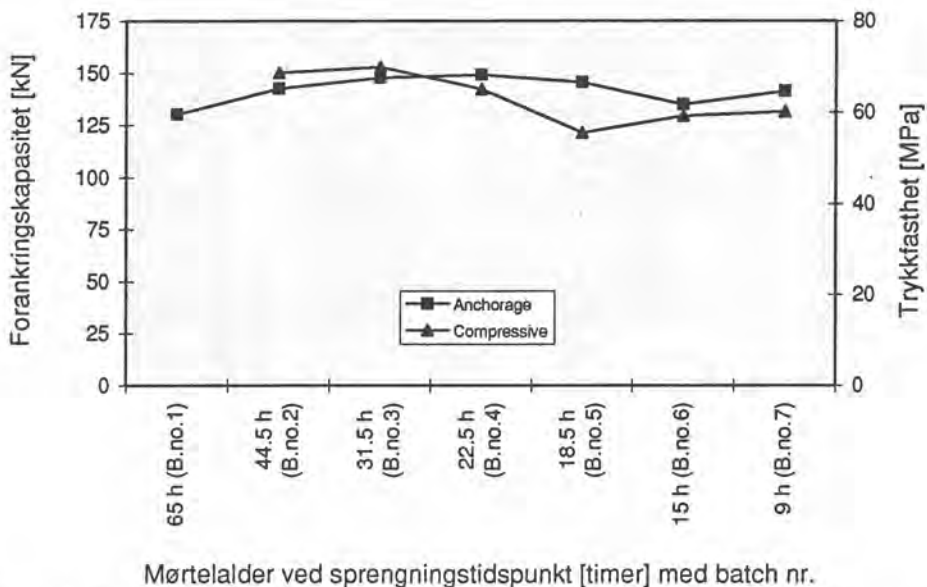
Figur 23 viser uttrekksresultatene ordnet etter mørtelalder (batchnummer). Her er spredningen noe større både mellom gruppene og innen hver gruppe (hvert punkt representerer middelverdi og standardavvik for 12 målinger).



Figur 23. Forankringskapasitet for mørtler med ulik alder ved sprengningstidspunkt.

Figur 24 viser forankringskapasitet og trykkfasthet for hver mørtelblanding. Som det framgår av figuren varierte kvaliteten på mørtelen noe mellom de ulike blandingene, noe som kan forklare

variasjon av forankringskapasitet. Dette kan skyldes ulik oppholdstid i pumpa, samt ulik vanntilsetning mellom batchene (søl og små lekkasjer i blandekaret).

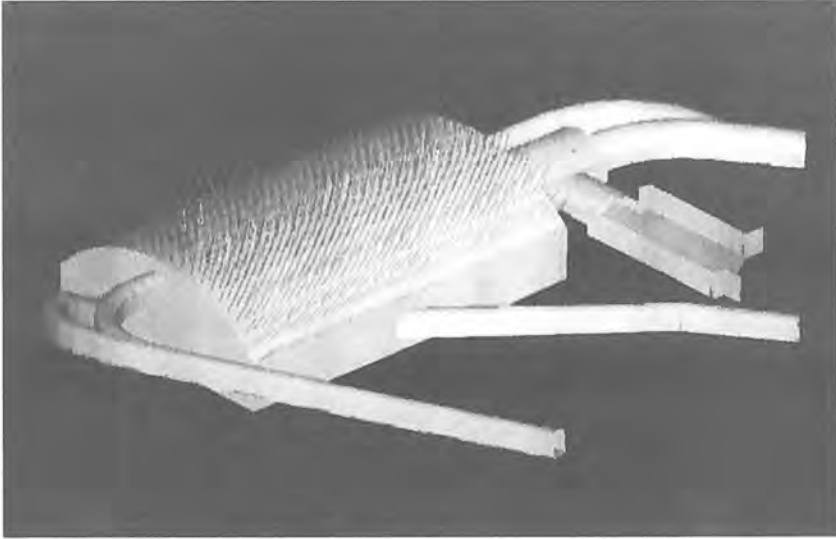


Figur 24. Forankringskapasitet sammenlignet med trykkfasthet for hver mørtelblanding.

## 5. LASTOVERVÅKING PÅ BOLTER - GJØVIK OLYMPISKE FJELHALL

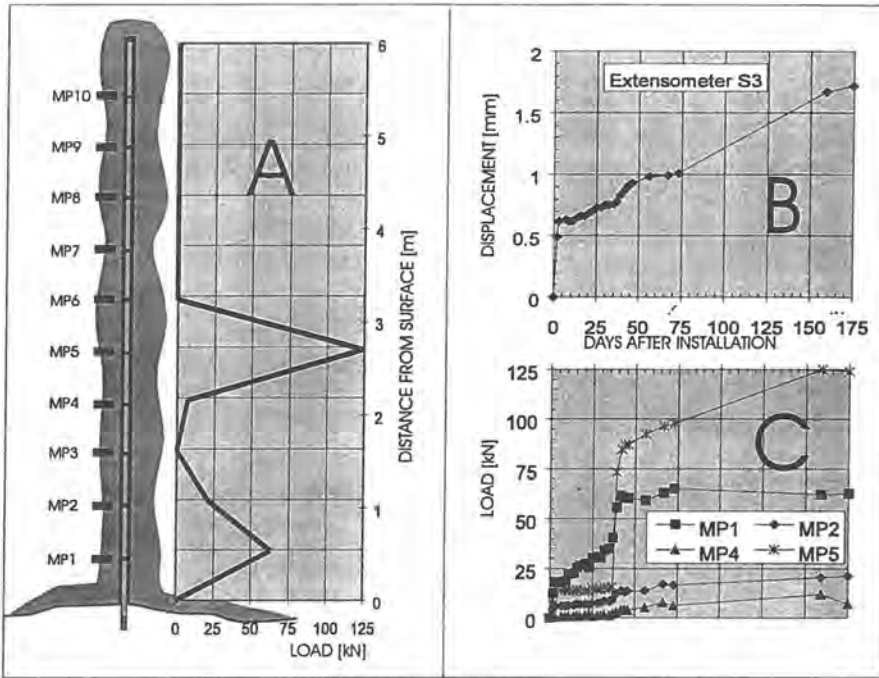
Som en del av forskningsprogrammet "Publikumshall i Berg" ble det gjennomført lastovervåking på åtte 6 m lange 25 mm kamstålbolter. Hver av disse boltene var forsynt med 10 stk strekkklapper, som ga et målepunkt pr 540 mm langs boltene. Boltene inngikk i det normale sikringsmønsteret. De ble montert parvis for gjensidig kontroll, samt at de ble satt inntil de tre ekstensometrene som var montert inne fra hallen. Figur 25 viser et modellbilde av hallen, hvor de uthevede strekene markerer plasseringen av de instrumenterte boltene. To av boltene ble ødelagt like etter montering, mens resten var operative under hele registreringsperioden, dvs inntil nærmere et år etter ferdig utsprengt hall.





Figur 25. Modellbilde som viser Gjøvikhallen hvor alle bolter i det systematiske boltemønsteret vises. De instrumenterte boltene er lysere.

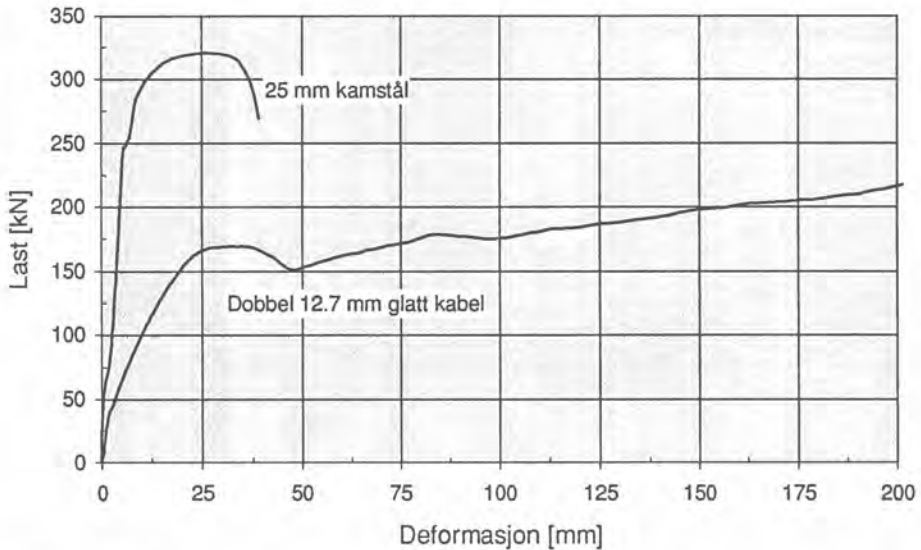
Tre av de seks boltene viste lastoppbygging for minimum et målepunkt, og der hvor det ble registrert last, var dette i de nedre deler av boltene (inn mot bergkonturen). Figur 26 viser resultater fra den boltene som viste størst lastopptak (124 kN, 56% av flytelast). Ekstensometermålinger og lastmålinger på de ulike målepunkt (MP) viser god korrelasjon i tid.



Figur 26. Lastfordeling langs bolt, og samtidige deformasjoner i nærliggende ekstensometer.

25% av boltene i taket på fjellhallen er 12 m lange doble kabelbolter (2 x 12,7 mm). Disse ble ikke instrumentert, og det var derfor interessant å vurdere styrke og stivhet på disse i forhold til 25 mm kamstålbolter. Begge boltetyperne ble testet i fullskalariggen ved NTH. Figur 27 viser resultatene fra testene, som tydelig viser at stivheten for kablene er langt lavere enn kamstålet. I dette tilfellet er også styrken på kablene mindre, hvilket skyldes forankringslengden (1 m) som er under den "kritiske" for glatte innstøpte kabler.

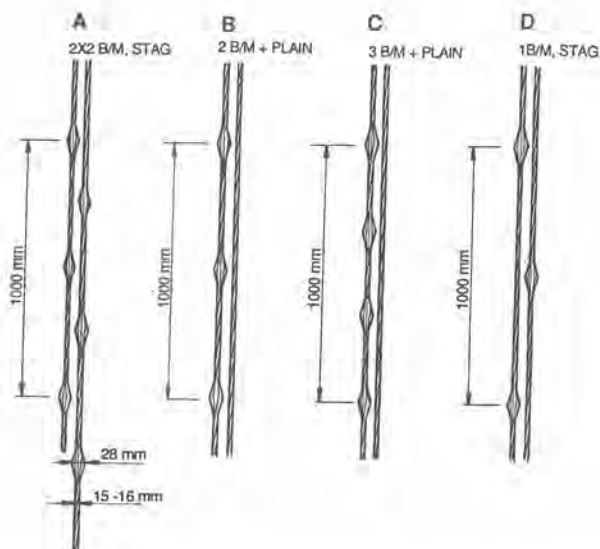
Resultatene indikerer at hvis kamstålboltene oppnår flytelast (250 kN) vil kablene kun ha mobilisert 50 kN last ved samme deformasjon. Dette gir grunn til å stille spørsmålsteget ved bruk av kabler her i sin helhet. Hvis deformasjoner/laster skulle bli så store at det inntreffer brudd i boltene, vil ikke dette kunne stoppes av kablene. *Forfatterens påstand er derfor at kablene i dette tilfellet er overflødige, og at de heller kunne vært erstattet av 25 mm kamstålbolter.*



Figur 27. Last-deformasjonsegenskaper for kamstålbolt (25 mm) og kabelbolt brukt i taket på Gjøvikhallen.

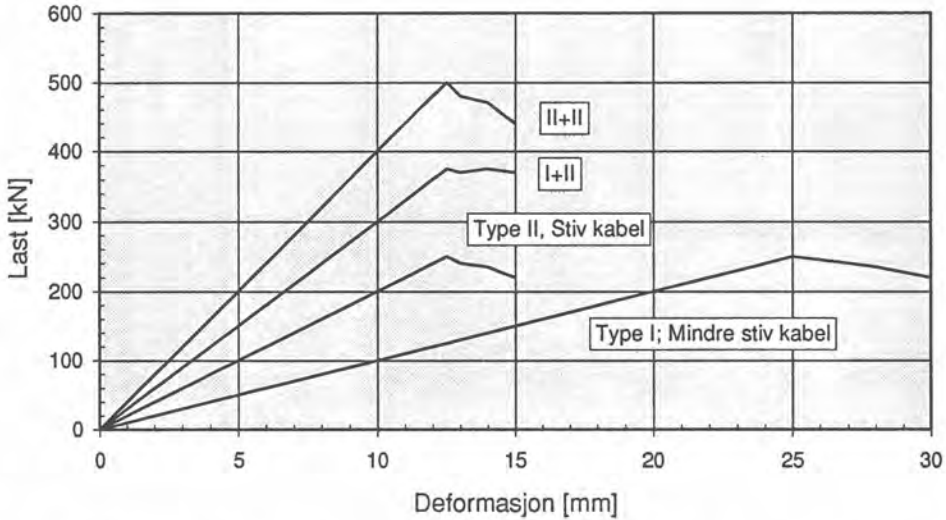
## 6. KABELBOLTER

For å lære om bruk av kabelbolter, både praktisk og teoretisk, var forfatteren på et 4 måneders langt studieopphold ved Mt. Isa Mines Ltd, Australia. (Delvis sponset av NFF og NBG). Mt. Isa Mines var en av de gruvene som først begynte å bruke kabelbolter. Den kjente "Birdcage"-kabelen ble også utviklet her. Arbeidet besto i å delta med å optimalisere kabelboltingen i gruvene. En del av arbeidet omfattet å vurdere ulike konfigurasjoner av doble kabler. Figur 28 viser de fire typene av doble kabler som ble undersøkt. Evalueringen av disse foregikk som tosidig strekkforsøk, hvor kablene ble innstøpt i stålrør.



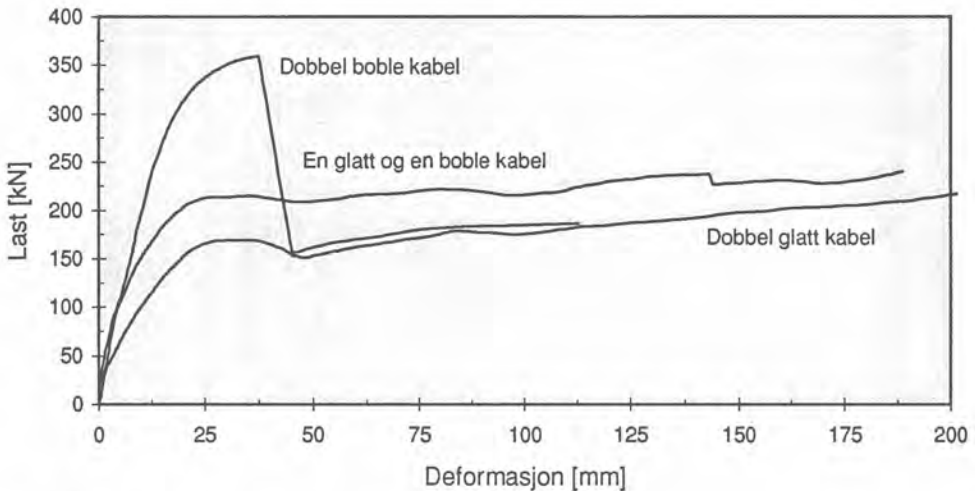
Figur 28. Ulike konfigurasjoner av kombinasjonsbolter (kabelbolter) testet ved Mt. Isa Mines.

Resultatene viste at bruddlasten for systemet aldri tilsvarte summen av kapasiteten for to kabler, hvor det er stor forskjell i stivhet mellom de to kablene. Dette førte til at forfatteren reiste en hypotese som vist i Figur 29, hvor fenomenet med ulik stivhet ble underbygget. Dette samstemmer også med de resultater som ble funnet for samvirke mellom kabelbolter og kamstålbolter ved Gjøvik Olympiske Fjellhall.



Figur 29. Effekten av at det kombineres kabelbolter med ulik stivhet.

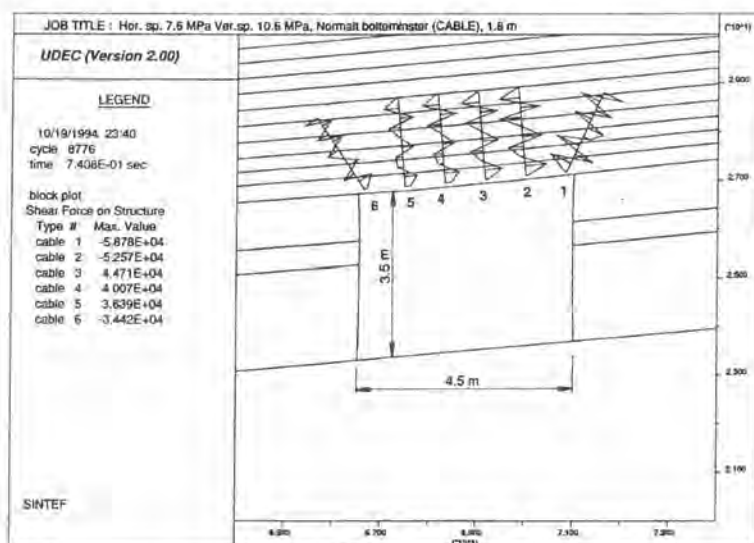
For å verifisere hypotesen om stivhetens betydning i "sammensatte kabler" ble det gjennomført tester av tilsvarende doble kabler i fullskalariggen ved NTH. Resultatene er vist i Figur 30, som tydelig viser effekten av å benytte kabler med ulik stivhet i et og samme kabelpar. Senere kontakt med forskningsavdelingen i Mt. Isa har også vist at de har fått dette bekreftet, ved at det har skjedd flere ras i områder som er sikret med slike kabelbolter.



Figur 30. Resultater fra full-skala testing av ulike kombinasjons kabelbolter.

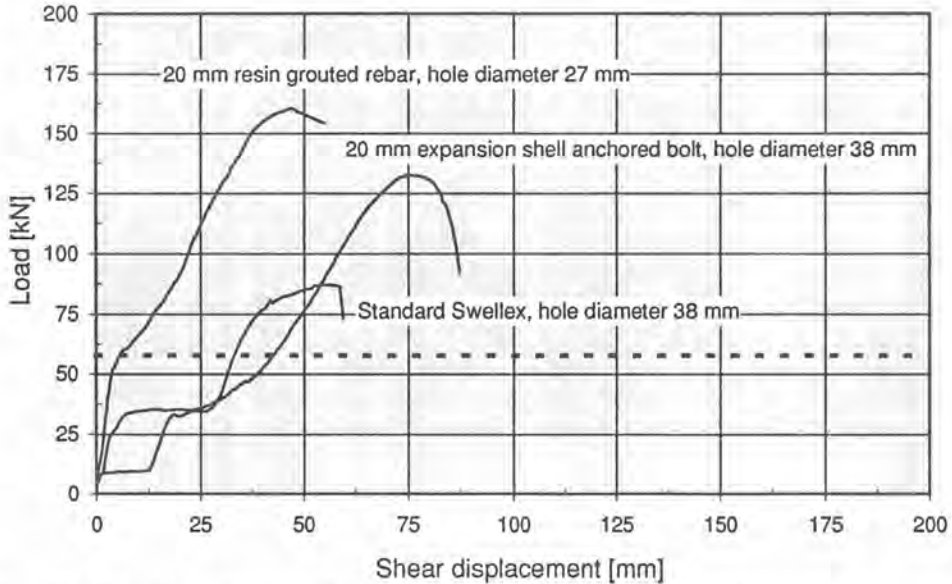
## 7. OPTIMALISERING AV BERGSIKRING - SVEAGRUVA

Store Norske Spitsbergen Kulkompani A/S (som eier av Sveagruva) har hatt problemer med å oppnå en tilfredsstillende sikring av hengen i stoller som blir stående over lengre tid. Stollspennet varierer fra ca. 4,5 m til ca. 6,0 m, som normalt er blitt sikret med 6 bolter (1,8 m) pr. bolterast. Arbeidene har bestått i feltobservasjoner og konvergensmålinger in-situ i forsøksfelt hvor det er forsøkt sikret med ulike boltelengder. Videre er det foretatt numeriske modellberegninger (UDEEC) som er kalibrert mot feltmålingene (konvergens- og spenningsmålinger). I og med strenge krav til bruk av elektrisk utstyr i kullgruver generelt var det ikke mulig å instrumentere bolter med strekkklapper. Av denne grunn ble den numeriske modellen brukt for å finne sannsynlige belastninger på bolter satt i hengen. Ikke uventet (ut fra kartlegging av tidligere ras) ble det funnet at skjærlasten var kritisk se Figur 31 som viser skjærlasten for boltene. Alle boltetyper som har vært benyttet i Sveagruva ble derfor testet for skjær i full-skala riggen ved NTH, for å undersøke hvordan disse kunne motstå de skjærlastene som var funnet.



Figur 31. Skjærbelastninger langs bolter i heng funnet fra UDEEC-modell.

Figur 32 viser resultater fra skjærttesting av de aktuelle boltene fra Svea. Figuren viser at det kun er dagens boltetype, nemlig 20 mm hellimt kamstålbolt, som kan motstå den beregnede skjærlast uten for store skjærbevegelser. Arbeidene i Svea har videre vist at numeriske beregninger er et godt verktøy for å finne belastning på sikringslementer, men først etter kalibrering mot observasjoner og målinger in-situ.



Figur 32. Skjærkapasitet for boltetyper benyttet i Sveagruva sammenlignet med beregnet skjærbelastning fra UDEC-modell.

## 8. HOVEDKONKLUSJONER

Resultatene fra arbeidet kan bli benyttet for å øke kvaliteten på praktisk bergbolting i tillegg til å gi realistiske og pålitelige inngangsdata for numeriske modeller. Hovedkonklusjonene er som følger:

- Fullt innstøpte kamstålbolter vil være den optimale bergbolt for alle "hard-rock" applikasjoner, unntatt i potensielle sprakefjellsområder hvor boltene kanskje kan bli for stive.
- Skjærkapasiteten av en bolt er mellom 80% og 100% av strekkkapasiteten, avhengende av styrken av berget omkring boltene.
- Endegjengede kamstålbolter viser en redusert strekkkapasitet sammenlignet med selve boltestammen. Endeforankrede kamstålbolter viste gjengebrudd ved kun 1% forlengelse. Det anbefales å benytte helgjengede stagbolter for å unngå denne potensielle farlige egenskap.
- Ulik hulldiameter (28, 45 og 75 mm) har ingen innvirkning på last-deformeringsforløpet for fullt innstøpte kamstålbolter utsatt for strekk.
- Valg av boltemørtel må gjøres ut fra geologiske forhold (sulfat-angrep) og ikke minst ut fra tidshorisonter - ut fra når en forventer at boltesikringen skal virke. Dette er av avgjørende betydning hvis boltene skal benyttes som arbeidssikring eller som forbolting "spiling". Herdingen varierer betydelig når alderen på mørtelen er under 24 timer. Forankringskapasiteten ved 12 timers alder (5°C) varierer fra null til 10% av 28-døgns kapasitet.
- Alle mørteltyper inneholder en selvhelende egenskap, som gjør at mørtelen gjenopptar/fortsetter fasthetsutvikling etter brudd inntruffet så sent som opptil 48 timer etter støping.
- Funksjonsdyktighet av fullt innstøpte bolter påvirkes/forringes ikke ved sprengning like inntil slike bolter. Bolter som har vært utsatt for rystelser (PPV ~ 1000 mm/s) viser ingen redusert

forankringskapasitet eller unormal sprekkevekst i forhold til nesten ubelastede bolter (PPV < 100 mm/s).

- Lastregistreringer på instrumenterte bolter i Gjøvik Olympiske Ishall viser god korrelasjon i tid mellom lastendringer og deformasjoner målt i nærheten av boltene. Tre av seks operative bolter viste last i boltens nedre deler. Største registrerte last var 56% av flytelast. Laboratorietester på både kabelbolter og kamstålbolter, identiske med de i hallen, viser at kabelboltene i dette tilfellet er mer eller mindre virkningsløse.
- Ved bruk av doble kabelbolter må det benyttes bolter med tilsvarende stivhet. Ulik stivhet fører til stort lastopptak i den stiveste kabelbolt, noe som kan føre til brudd før at særlig last mobiliseres i kabelbolt med lavere stivhet.
- Erfaringer fra bruk av numerisk modellering ved optimalisering av hengslikringen i Sveagruva viser at slike modeller er et godt verktøy for bedre å kunne forstå samvirket mellom berg og forsterkning. En forutsetning for et godt resultat er gode og ikke minst realistiske (helst målte) inngangsverdier fra in-situ konvergens- og spenningsmålinger, foruten riktige data fra strekkforsøk på bolter.

## REFERANSER

**Azuar, J.J. et al., (1979):** "Le renforcement des massifs rocheux par armatures passives". Proc. 4th Congress ISRM, Montreux, 1, 23-29.

**Haas, C.J., Keith, H.D., Nitzsche, R.N., Dave, J., Hoffmann, R.L. and Patrick, W.C. (1975):** "An investigation of the interaction of rock bolts for selected loading conditions". USBM Contract Report (H0122110), Rock Mechanics and Explosives Research Center, University of Missouri-Rolla, USA

**Stillborg, B. (1990):** "Rock- and cablebolt tensile loading across a joint" Report JAA, Mining and Geotechnical Consultants. Luleå, Sweden

**Stillborg, B. (1994):** "Professional users handbook for rock bolting". Second Edition. Trans tech publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany

**Stjern, G., Moe H. P., (1994):** "Fullskala sprengningsforsøk på fullt innstøpte bolter". Fjellsprengningsteknikk 1995 (Bergmekanikkdagen). NIF-Oslo

**Stjern, G. (1995):** "Practical Performance of Rock Bolts" Dr.ing-avhandling, NTH 1995:52, Trondheim.



**BRYTNING AV OLIVINSTEIN UNDER JORD I LEFDAL GRUVE,  
NORFJORD.**

Avd. leder Ove Sollid, North Cape Minerals

**SAMMENDRAG**

North Cape Minerals er en av to norske hovedprodusenter av mineralet olivin og 98% av produksjonen eksporteres til det europeiske og amerikanske markedet.

Olivinen brytes i en underjordsgruve og brytningsmetoden er panelbrytning. Brytningen foregår i 16m høye strosser på to forskjellige hovednivå. Laveste brytningsområdet ligger på -50m under havet og hvert nivå gir en tonnasje på ca. 2,6 mill. tonn. Moderne maskiner for boring, rensk, opplasting og transport, sammen med god kvalitetssikring, har gjort bedriften konkurransedyktig på det internasjonale markedet. 16 gruvearbeidere produserer 480.000 tonn rågods levert for knusning, og de siste nyinvesteringer vil bidra til en ennå sterkere effektivisering av underjordsdriften.

**SUMMARY**

North Cape Minerals is a mining company and the production is based on the mineral olivine. 98% of the production is exported to the European and the American market, and the olivine is used to different aims in the steel industry.

The olivine is produced in an underground mine and the mining method is a room and pillar system. The mining takes place in 16 m height benches on two different main levels. The lowest main level in the mine is 50m below the sea level, and each level gives a mining production on about 2.6 million tons of olivine. Modern equipment for drilling, roof cleaning, loading and transport, together with good quality assurance, has made the company competitive on the international market. 16 miners produces 480.000 tons of olivine to the crushing plant, and the latest new investments will help to increase a stronger efficiency in the mining.

## BEDRIFTEN.

North Cape Minerals er en bergverksbedrift beliggende i Vågsøy kommune i Sogn og Fjordane fylke.

Brytningen av olivinstein foregår i en underjordsgruve, Lefdal gruve og rågodset transporteres med semitrailere til knuseverk og utskipningskai, en strekning på tre km. Gruvedrift på olivinstein startet i 1970 med en produksjon på ca 15.000 tonn, og har siden øket til en produksjon på ca 470.000 tonn i 1994.

Bedriften har hatt flere eiere og siste oppkjøp var 1 jan 1995. Da overtok selskapet North Cape Minerals bedriften der amerikanske Unimin eier 84% og Franzefoss Bruk a/s eier 16% av aksjene. Søsterbedrifter er Stjernøy (nefelinsyenitt) og Lillesand (kvarts og feltspat). (Fig 1).

Anlegget på Bryggja har 32 ansatte og ble ISO 9002 setifisert i 1992 som en av de første bergverksbedriftene i landet.

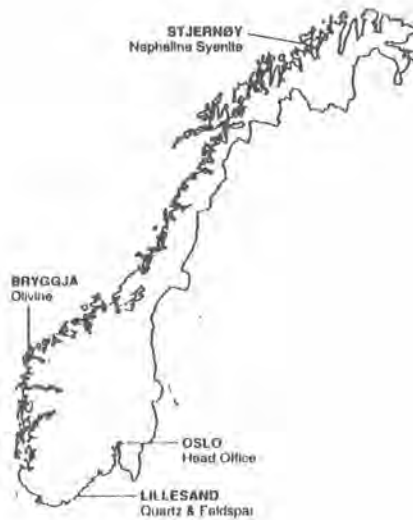


Fig 1. North Cape Minerals anlegg i Norge.

## GEOLOGI.

Olivinforekomsten i Lefdal er en linseformet ultrabasitt med dunistisk sammensetning. Linsen er ca 250m bred med strøkretning NNO og fallet er ca 55° mot øst. Sideberget er eklogitt og gneis og kontaktsonene karakteriseres med en omvandling og serpentinisering av dunitten. Dunitten består av ca 90% olivin, restrende mineraler i bergarten er serpentin, pyroksen, biotitt, kloritt og talk.

Forekomsten dekker et areal på 132.000 m<sup>2</sup> og er oppborret til minus 180m i dypet.

Kjente oppborrede reserver ligger på ca 15 mill utvinnbare tonn, nok til nesten 30 års drift. Ut over dette har de siste geologiske undersøkelser antydnet minst 5 ganger så store reserver mot dypet og dette vil i så fall øke forekomstens levetid betydelig.

## ANVENDELSEOMRÅDER.

Olivin er et magnesiumrikt silikat med følgende egenskaper og bruksområder:

### Knuste/siktede produkter.

Magnesiuminnhold: 47-49% MgO. Brukes som slaggdanner i stålindustrien og tilsettes direkte i råjernsovnene. Dette er hovedproduktet i vår produksjon.

Egenvekt: 3,25 kg/dm<sup>3</sup>. Ballastmasse til oljeinstallasjoner

### Knuste/siktede og tørkede produkter.

Smeltetemperatur: 1760° C. Formsand i støyperiindustrien, ildfaste mørtler

Kvartsinnhold: Finnes ikke. Sandblåsesand, Water Cutting.

Stabil sammensetning. Steinullproduksjon.

## BERGMEKANIKK.

Bergmekanisk har forekomsten i Lefdal vært kartlagt ved flere undersøkelser. Olivinen i gruva er karakterisert ved et sprekkesystem som har tre hovedretninger og disse har vært bestemmende for plassering og retningen på pillarene.

Sprekkene er glatte med et belegg av kloritt/serpentin og avstanden mellom sprekkenes varierer fra 20cm og opp til 4-5m. Hardheten på olivinen varierer fra hardhet 7 på Mohr skala til porøst sandfjell som ikke tåler noen form for mekaniske påkjenninger. Kravene til nøyaktig boring og forsiktig sprengning i tunellkonturene er helt avgjørende for å beholde nødvendig stabilitet i pillarene og for å holde sikringskostnadene nede.

I forbindelse med dimensjonering av pillarer og mellomsåle har Sintef ved Arne Myrvang foretatt to- og tredimensjonale bergspenningsmålinger på alle tre nivåene. Resultatet av dette sammen med nøyaktig plassering av pillarene ovenpå hverandre, har vært at mellomsålen mellom nivåene nå kan reduseres fra 13 til 10 m fra og med nivå 3.

## DRIFSMETODE.

Driften i Lefdal startet som et lite dagbrudd inntil en så nødvendigheten av ren underjordsdrift på forekomsten.

Nivå 1 (fig 2.) ble drevet som ren rom & pillardrift, og bar preg av undersøkelsesdrift. Pillarene ble derfor plassert ganske vilkårlig, noe som ga nivået relativ dårlig stabilitet. Produksjonen startet i 1975 og området var utdrevet i 1989.

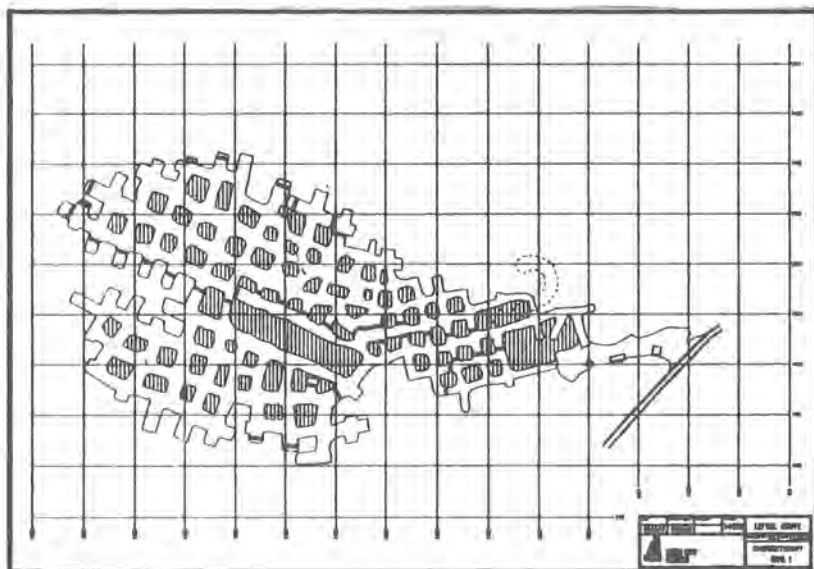


Fig 2. Oversiktskart Nivå 1

I høsten 1988 startet drivingen av spiral ned til Nivå 2. I forbindelse med dette ble det bestemt å endre noe på brytningssystemet. Fra tidligere rom & pillardrift benyttes nå panelbrytning. ( fig. 3).

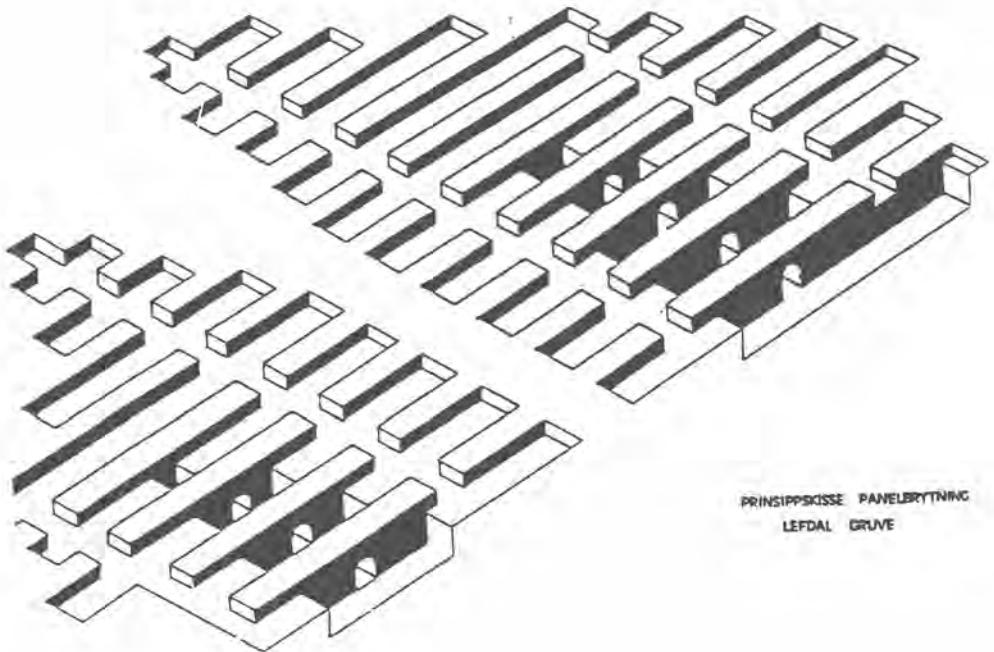


Fig 3. Prinsippskisse panelbrytning

Et nytt nivå åpnes med en takort (tunell) med bredde på 13m og en høyde på 7,5m som går parallellt med strøkretningen av forekomsten. For hver 25.m drives en tverrslags- tunell med samme kvadrat som åpningstunellen ut mot heng eller ligg. Pillarene får da en bredde på 12m og lengden av disse varierer mellom 60 og 80 m. Parallellt med åpningstunellen ,med avstand 35m , drives en tunell 8.5 m lavere enn sålen på takortene. På denne måten blir det en bunnort (horizontalpall) som kan drives ut for hver tverrslag. Den totale høyden i tverrslagene blir 16m. Gjennom pillarene i pallnivå drives det en mindre tunell på 77 m<sup>2</sup>.

Nivå 2 ligger med såle høyde minus 22m i pallen. Mellomsåleens tykkelse mellom Nivå 1 og Nivå 2 er 13m. Årsaken til dette er den tilfeldige plasseringen av pillarene på Nivå 1. Spiralen drives med et fall på 1:12 med kurveradius 38 m. Spiralen drives med såpass slak kurvatur og fall fordi det benyttes semitrailere til transport.

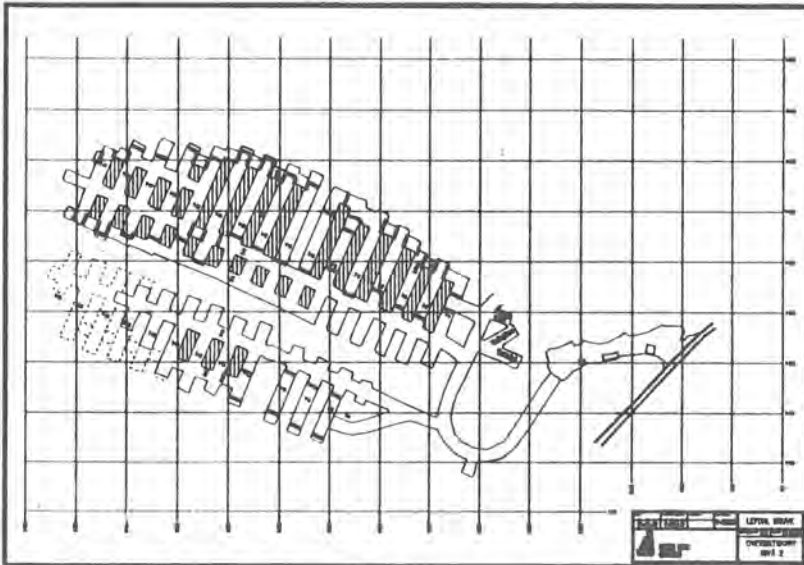


Fig 4. Oversiktskart Nivå 2

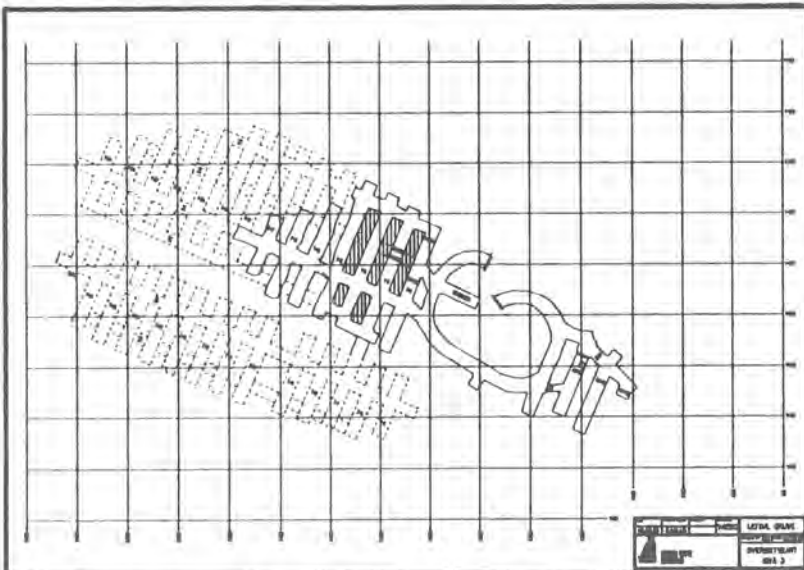


Fig 5. Oversiktskart Nivå 3.

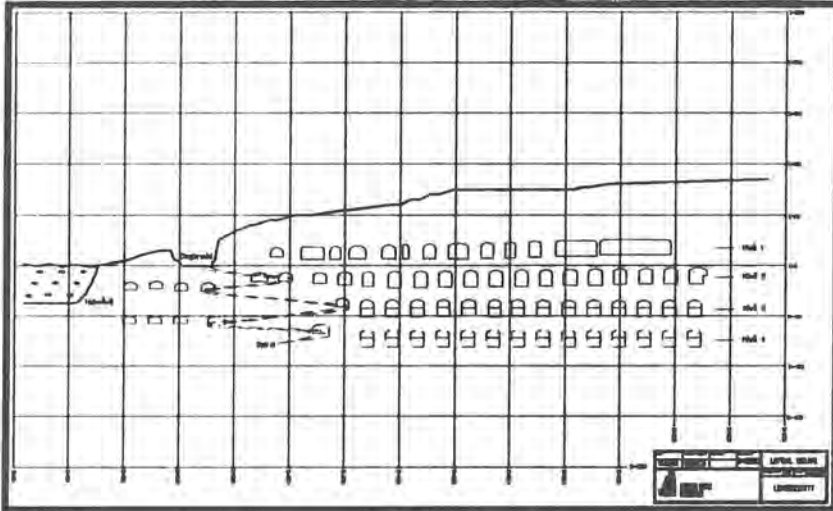


Fig 6. Lengdesnitt av forekomsten.

Brytningsmetoden har følgende fordeler/ulempes:

**Fordeler:**

- oppfaringen foregår i "malmen" og tilredningen av produksjonsnivåene er enkel.
- det opparbeides raskt mange produksjonsstuffer.
- relativt små salver som gir mulighet for selektiv brytning og god kvalitetskontroll.
- lange pillarer gir økt stabilitet og mindre fare for utfall av blokker i søyleveggene.

**Ulemper:**

- produksjonssalvene er små og gir høye produksjonskostnader.
- styring av ventilasjon er vanskelig pga store rom.
- mange og lange tuneller som til enhver tid skal være sikret og farbare.
- lav utvinningsgrad (mye av olivinen blir satt igjen i mellomskive og pillarer).

Brytningsmetode er valgt fordi olivinreservene er store og verdien på olivinen er relativt lav. Systemet krever ikke store oppredningskostnader og den gir mulighet for svært mekanisert drift.

## BORING / SPREGNING.

Olivin som bergart er et relativt lett boret og lettsprengt fjell, men olivinen har stor variasjon i hardhet som innvirker på borsynk og retningsforandring av borstrengen. Takorten (tunell) er 85 m<sup>2</sup> og bunnorten (horisontalpall) er 110 m<sup>2</sup>. Høsten 1995 investerte bedriften i ny tunellrigg og valget falt på en 3-boms AMV 21SGBC-CR halvdatarigg. Riggen er utstyrt med Montabert HC-90 boremaskiner, helautomatisk stanghanderingsutstyr og Bever Data.

Tradisjonell boring har vært 16 fots lange salver boret med kronediamter Ø 45 mm. Hullantallet har vært ca 100 hull på takorten og 75 hull på bunnorten. Siden oktober 1994 har alle produksjonssalvene blitt boret med Ø 64 mm hull. En salveplan for takort (fig 7) har 57 ladede og 4 uladde hull. Den nye AMV-riggen er utstyrt med helautomatisk stanghanderingsutstyr som gjør det mulig å bore salver opp til 30 fot (8,85 m). Førstestanga er 16 fot og andrestanga er 14 fot. Salvene lades med ANFO i kutt og stross, Dynamitt 50x600 mm i ligg og 80 g det-lunte i heng og sidevegger. Tenningsystem er Nonel GT-T. Borstålet som benyttes er MF-drifterstenger med T-38 gjenger, og kronetype er Ø64 mm Retrack-kroner med sfæriske stifter.

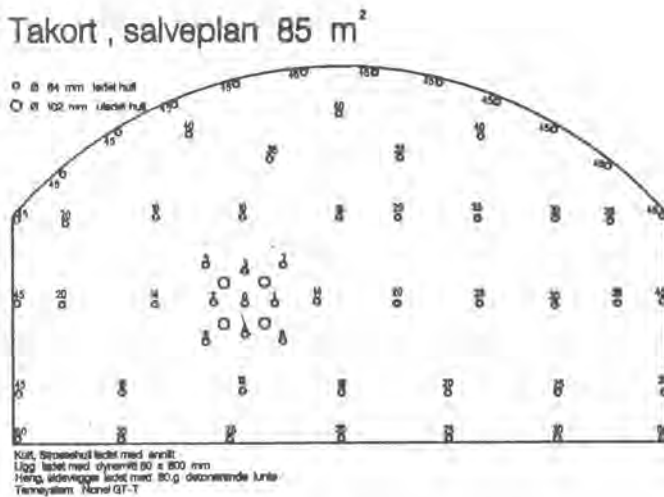


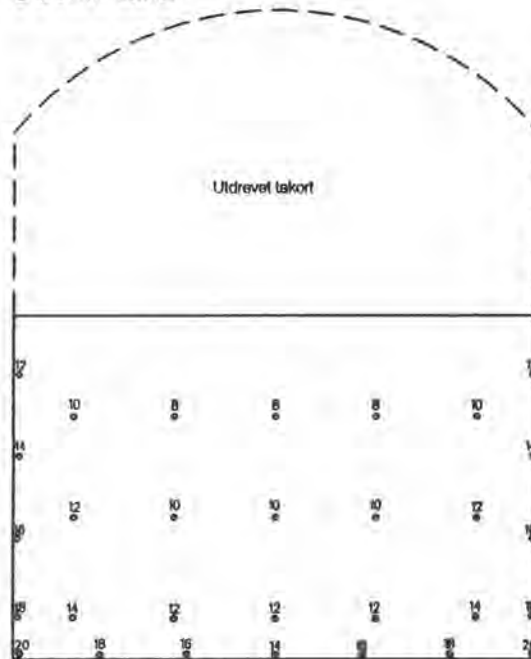
Fig 7. Salveplan for takort.



En salveplan for bunnorten (fig 8) har 30 hull og lades med det.-lunte i sideveggene, dynamitt i liggen og ANFO i strossehullene.

### Bunnort, salveplan 110 m<sup>2</sup>

○ ø 64mm ladet hull



Strossehull ladet med anoff  
 Sidevegger ladet med 80.g detonerende lunte  
 Ligg ladet med dynamitt 50x800 mm  
 Tennsystem Nonal GT-T

Fig 8. Salveplan for bunnort.

Fordelene med 64mm boring kontra 45mm har vært lavere sprengstoffkostnader, lavere borstålskostnader, bedre fragmentering av steinen, lettere salver å laste, samt at retningsforandringene av børstrengen er mindre. Det siste er spesielt viktig ved boring av lange salver. Bruk av det. lunte i hengen har også gitt bedre konturer enn tidligere, da anolit-lett ble benyttet.

## RENSK.

Til tunellrensk blir det benyttet en Åkerman EW 230 B hjulmaskin. På denne er montert en spesialkonstruert teleskopbom med 360° rotasjon. Hydraulisk slaghammer er en Montabert 270 BRH med påmontert støvdempningsanlegg. Maskinen har en rekkevidde på 13,5m.

Renskemaskinen var levert i oktober i år og den er blitt konstruert av oss i samarbeid med VME i Oslo.

I gruva renskes tak, vegger og stoff konsekvent før ny salve påbegynnes. Dette blir gjort for å ha tilstrekkelig sikkerhet i forbindelse med boring og opplasting.

## LASTING/TRANSPORT.

Opplasting i gruva foregår med en Brøyt X-42 EL forgraver med 3.4 m<sup>3</sup> skuffe. Maskinen er elektrisk drevet for å ha et tilstrekkelig godt arbeidsmiljø på stoff, og å spare driftsutgifter til ventilasjon. Lastekapasiteten ligger på ca 1800 tonn pr.skift.

Til reserve opplasting og flytt brukes en Cat 980 C hjullaster.

Siden 1987 er det blitt benyttet Volvo F-12 semitrailere til transport av olivinstein. Steinen transporteres 3 km på offentlig vei ut til knuseverk. Bedriften har tre semitrailere der to av hengerne er treakslet, mens en er toakslet. Hver semi laster 45 tonn pr. lass og transportkapasiteten er ca 650 tonn pr. skift.

## KNUSING/UTSKIPNING.

Olivinen blir knust gjennom flere knusetrinn og blir produsert i to hovedprodukter. 90 % av produksjonen er slaggdannerprodukter som blir knust og siktet i to fraksjoner, en sand 0-6mm og en singel 10-40mm. Olivinen brukes i stålindustrien og tilsettes direkte i råjernsovnene som slaggdanner. Slaggdannermaterialene blir skipet med opptil 55000 tonns båter til Europa og Amerika.

10 % av produksjonen blir knust, siktet og tørket i 6-7 fraksjoner til forskjellige formål. Formsand i støyperiindustrien og sandblåsningsand utgjør den største tonnasjen. De tørkede produktene blir skipet i bulk på 800-3000 tonns båter til det europeiske markedet.

## KONKLUSJON.

Underjords gruvedrift er kapitalkrevende både på drifts- og investeringssiden og vår gruvedrift er derfor basert på en høy mekaniseringsgrad og et høyt produksjonsnivå. Investeringskostnader og kapitalslit på maskiner og utstyr er større enn i mange andre former for produksjon. Som eksportbedrift er bedriften også sårbar for konjunkturer på det internasjonale markedet. Stålmarked og fraktmarked er noen av de faktorer som innvirker direkte på vår lønnsomhet.

Valg av produksjonsutstyr har derfor ofte blitt så skreddersydd som mulig for å være tilpasset vår produksjon, noe som ikke alltid har vært like enkelt å løse. Moderne utstyr sammen med en dyktig arbeidstokk har gjort at bedriften har kunnet tjene penger til tross for vanskelige konjunkturer og konkuransforhold de senere år.

North Cape Minerals ser derfor på utsiktene for fortsatt god og lønnsom drift på Bryggja som bedre enn på mange år. Store reserver, høy mekanisert gruvedrift, en dyktig og stabil arbeidstokk, foruten en stadig større etterspørsel etter olivin ute i markedet taler for dette.

## Lange tunnelsalver - er dette framtida ?

### Long Rounds in Tunnelling - the future ?

Sivilingeniør Pål-Egil Rønn  
Professor Odd Johannessen, NTH - Anleggsdrift

#### Sammendrag

Konvensjonell tunneldrift er i rivende utvikling. Kapasiteten på utstyr, spesielt bormaskiner, har økt kraftig de siste årene. Riggetider, ventilasjon og løpende rensk utgjør nå en større del av salvesyklusen enn tidligere. Dette gjør det naturlig å prøve å øke salvelengden. På bakgrunn av dette er det gjort forsøk og registreringer av drift der ulike borhulldiametre og salvelengder er prøvd.

Optimal salvelengde er avhengig av:

- Tverrsnitt
- Driftsopplegg
- Fjellforhold
- Utstyr
- Ferdighetsnivå

Der det er spesielt strenge krav til rystelser vil også dette påvirke optimal salvelengde.

Målet med forsøkene har ikke vært å gi noe eksakt svar på hva som er optimal salvelengde, men danne et grunnlag for å beregne optimal salvelengde i hvert enkelt tilfelle.

Forsøkene har vist at det er mulig å øke salvelengden til 30 fot ved bruk av 64 mm borkroner og stivere borstenger. For å opprettholde kravet til stabil brytning, er gunstigste salvelengde vesentlig kortere.

Dersom en ønsker å beholde stabil og god brytning med 45 mm borkroner og drifterstenger, er mulighetene til å øke salvelengden små.

Ny teknologi og nytt utstyr krever endring i alle ledd i organisasjonen. Det er viktig at samspillet mellom de ulike leddene øker og at driverne ikke passiviseres.

#### Summary

Drill and blast tunnelling is rapidly changing. The capacity of the equipment, especially the rock drills, has increased a lot in the last few years.

Rig time, ventilation break and scaling time have now become a larger part of the round cycle. The change in conditions promotes testing of longer rounds. We have carried out experiments and registrations of tunnel excavation using longer rounds and larger drill holes.

Favourable round length depends on:

- Tunnel cross section
- Excavation arrangement
- Rock conditions
- Equipment
- Skill level

Limitations to rock vibrations will also influence the favourable round length.

The experiments have shown that it is possible to increase the round length up to 30 feet with 64 mm drill bit diameter and drill tubes.

New technology and equipment demands changes in all parts and levels of the organization. It is important that the interaction between the parts is increased and that the know-how of the tunnel crew is not overruled.

### **Generelt**

Det er gjort forsøk med ulike borhulldiameterer og salvelengder på flere anlegg i Norge og Sverige.

Målinger fra disse anleggene er bearbeidet og danner grunnlag for en del av oppdateringen i de nye prosjektrapportene:

- 2A-95 Tunneldrift Sprengningsplaner
- 2B-95 Tunneldrift Prognoser konvensjonell drift
- 2C-95 Tunneldrift Kostnader konvensjonell drift

Prosjektrapportene er utarbeidet ved NTH - Anleggsdrift, og gir metode og data for konstruksjon av sprengningsplaner og beregning av prognoser og kostnader ved konvensjonell tunneldrift.

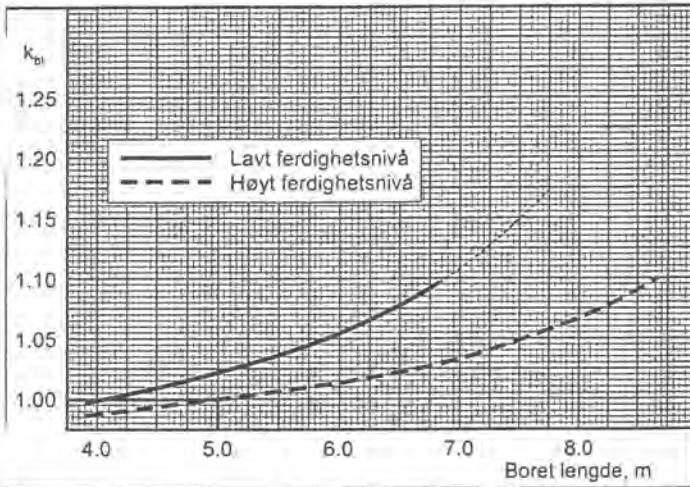
### **Boring**

En forutsetning for å kunne oppnå god brytning på lange salver er nøyaktig boring. Dataassistert boring er etter vårt syn en forutsetning for å drive lange salver med god brytning.

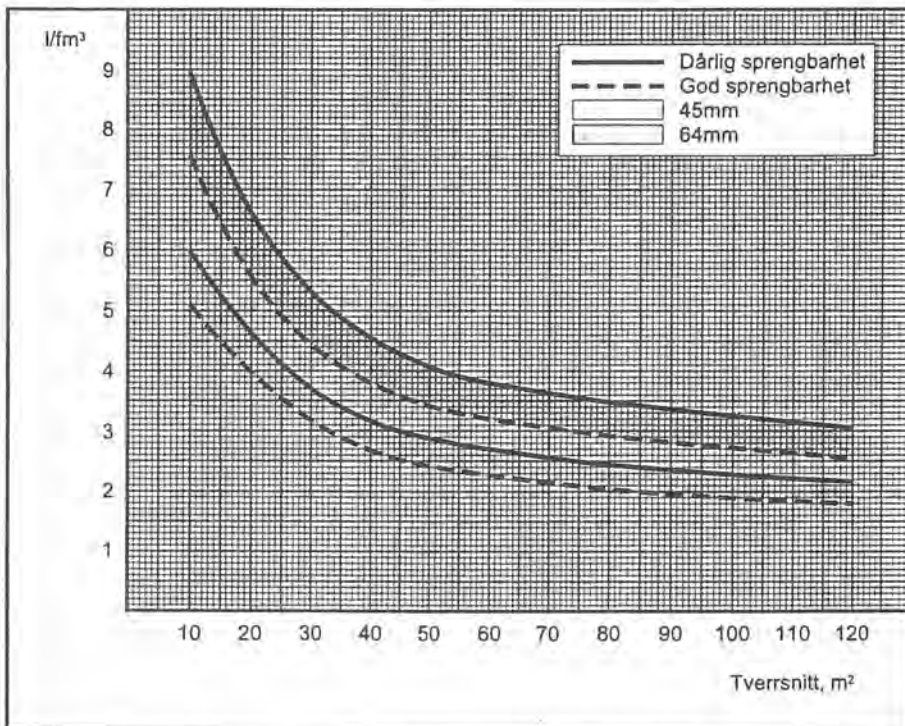
Borhullsavviket øker med boret lengde. For å redusere og om mulig eliminere borhullsavviket må det benyttes stivere borstenger.

For å få benyttet de stivere borstengene er det nødvendig å øke borhulldiameteren utover 45 mm. Større borhulldiameter gir også lavere borsynk som i seg selv gir mer nøyaktig boring. Såkalte borrør har vist seg å gi svært liten avbøyning under boring. Ved logging av avbøyning i borhullet er det ikke registrert avvik på mer enn 3 cm på en boret lengde på 8,5 m.

Konsekvensene av den nøyaktige boringen er at de ulike hullene i salven får den forutsatte forsetning og hullavstand, og resultatet blir god brytning, jevn og stabil kontur. Den nøyaktige boringen gjør at merboringen på lange salver blir begrenset.

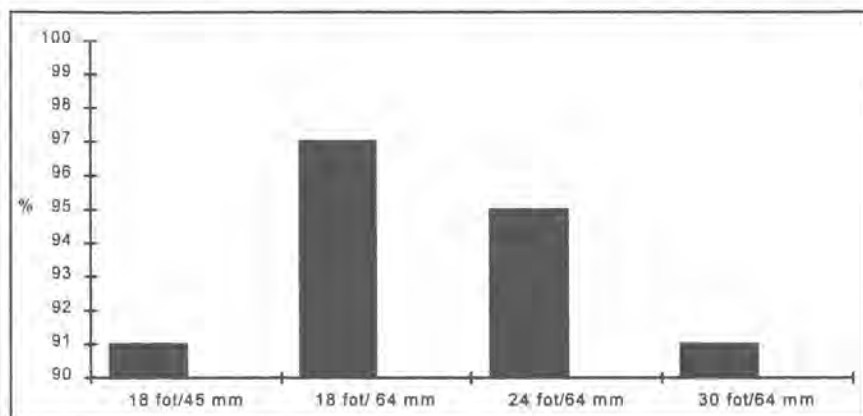


Figur 1. Korreksjonsfaktor for boret lengde forskjellig fra basis. Borhullsdiameter 64 mm. /2A-95/.



Figur 2. Nødvendig boring - 45 mm og 64 mm, eksklusiv grovhull. Basis salvelengde (boret) 5,0 m /2A-95/.

Forsøk har vist at 64 mm borhullsdiameter har bedre brytning enn 45 mm borhullsdiameter, dette er forsøkt illustrert i figur 3. Bedre brytning fører også til bedre forhold for boring av neste salve. Forsøk har vist at brytningen er mindre stabil og avtar med økende salvelengde.



Figur 3. Brytning som funksjon av borhullsdiameter og boret lengde.

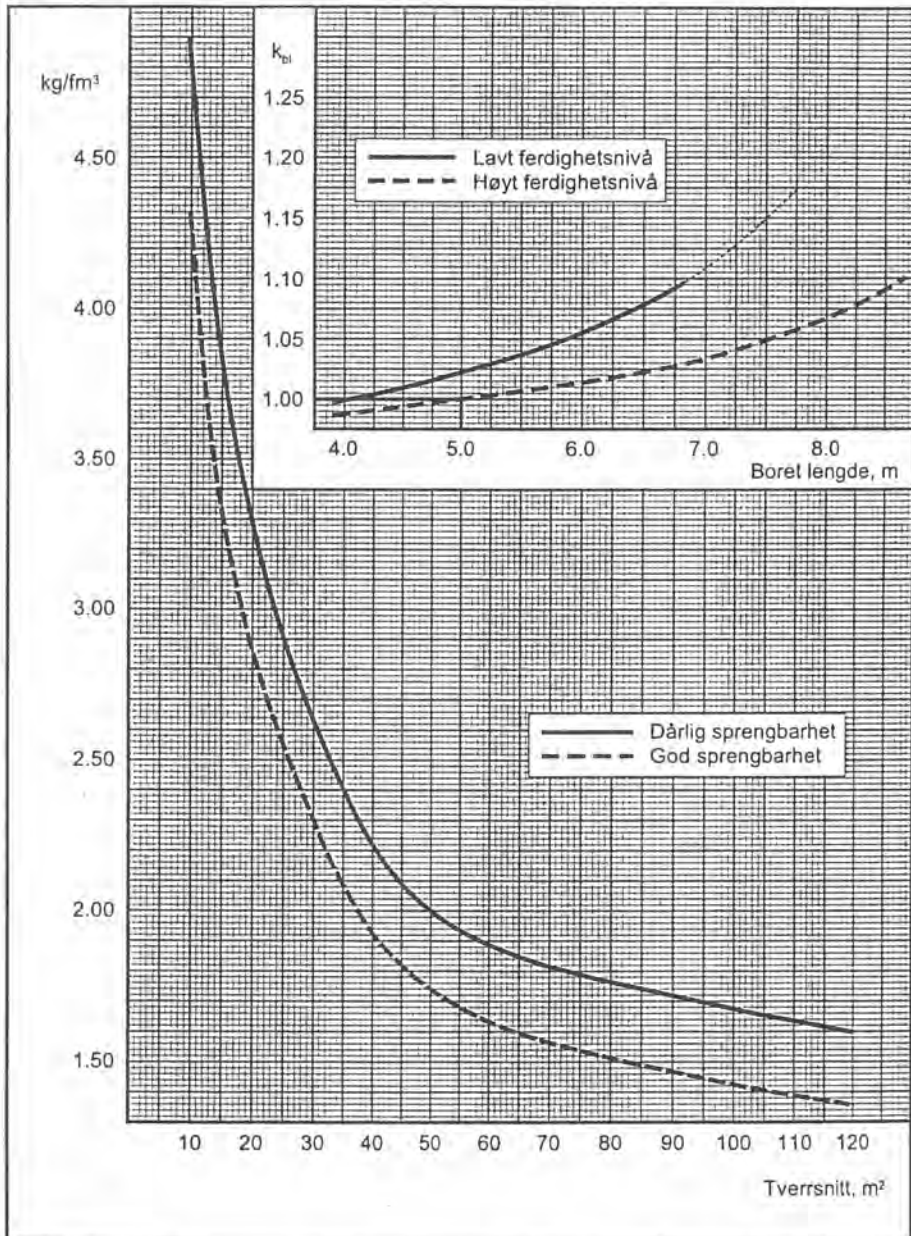
### Sprengstoff / tennere

For 18 fot salver medfører overgangen fra 45 mm til 64 mm borkroner at hullantallet pr. salve reduseres med ca. 30 %, forutsatt at en får øke hullavstanden i konturen. Antall tennere reduseres tilsvarende.

Dersom en øker salvelengden til 24 fot for 64 mm borhullsdiameter vil antall tennere reduseres til ca. halvparten i forhold til 18 fot og 45mm.

Dersom det benyttes bulkspregnstoffer er andelen patronert sprengstoff lavere ved økt borhullsdiameter og salvelengde.

Det spesifikke sprengstoff-forbruket øker som funksjon av borhullsdiameter og salvelengde som vist i figur 4. For ANFO vil økt borhullsdiameter gi et sprengstoff med vesentlig høyere detonasjonshastighet, bedre forbrenning og mindre avfallsprodukter.



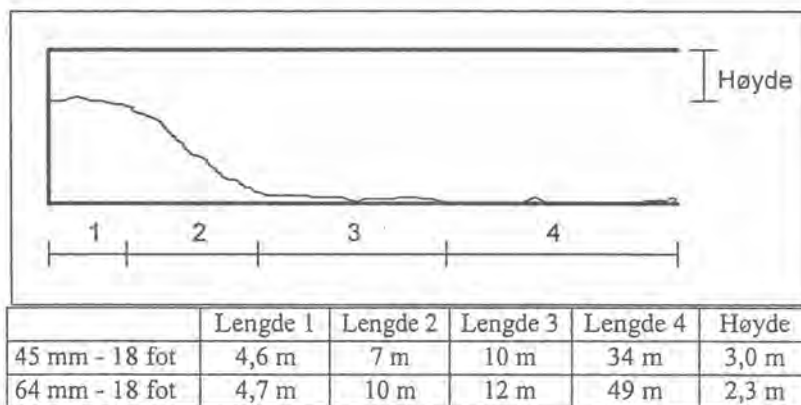
Figur 4. Nødvendig sprengstoff-forbruk (ANFO) - 64 mm borhulldiameter og parallellhullskutt Basis salvelengde(boret) 5,0 meter. Korreksjon for varierende boret lengde  $k_{bl}$ . /2A-95/.



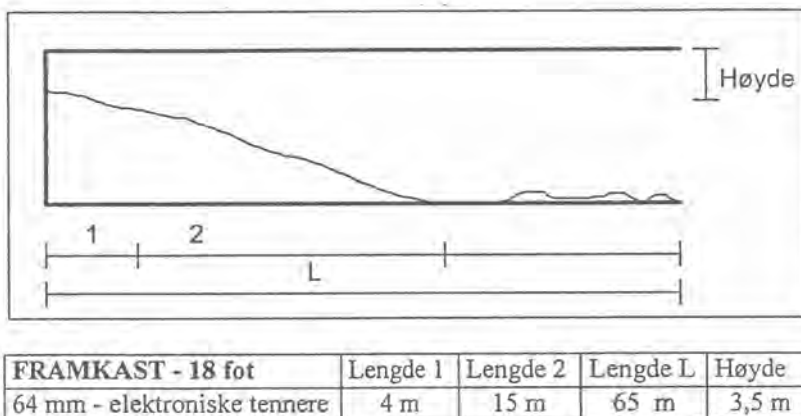
Det er registrert mindre problemer med lading av 64 mm borhull enn 45 mm borhull. Spesielt gjelder dette i dårlig fjell, da 45 mm borhull lettere tetter seg og må blåses/bores opp igjen.

Røysa blir høyere med økende salve-lengde. Ved 30 fot salvelengde er det registrert fri høyde over røysa, dvs. avstand fra heng til røys på mindre enn 0,5 m, mot 2 - 2,5 m for 18 fot salver. Dette fører til at det blir vanskeligere å renske manuelt fra røys.

Testing av elektroniske-tennere har vist at røysprofilen endres ved å gå over til denne tenner-typen. Problem med for høy røys vil bli redusert ved bruk av elektroniske tennere.



Figur 5. Røysprofil med Nonel-tennere.



Figur 6. Røysprofil med elektroniske-tennere.

### Erfaringer med 64 mm og lange salver

Lange salver fungerer sprengningsteknisk, med god brytning på alle salvelengder. Det er oppnådd opptil 96 % brytning også på 8,5 m (30 fot) salver. Stabiliteten på brytningen var god opptil 24 fot, mens den på 30 fot varierte mer.

Dersom det skal bores lange salver må en ha automatisk stangskjøting som fungerer. Dagens utstyr må forbedres dersom det skal kunne konkurrere med det som synes å være det mest optimale, en borrhigg med faste lange materbjelker slik at en unngår skjøting av stenger/rør.

### Optimal salvelengde

Optimal salvelengde er som tidligere nevnt avhengig av en rekke faktorer.

I mindre tverrsnitt utgjør riggetider, ventilasjon og rensk en større andel av salvesyklusen enn i store tverrsnitt. Det kan derfor se ut som om lange salver kan ha en ekstra fordel i små tverrsnitt.

Det meste av rensken foregår i salveskjøten. Dersom antallet salveskjøter reduseres vil sannsynligvis også rensketiden pr. tunnelmeter reduseres.

For at en skal kunne drive lange salver med god konturkvalitet forutsettes det godt og nøyaktig utstyr og mannskap.

Ved driving av salver fra 24 fot og oppover er det påkrevet med stangskjøting.

Det utstyret som fungerer i dag er for tidkrevende og må videreutvikles. Der utstyret fungerer helautomatisk og som forutsatt tar det fortsatt for lang tid.

For salvelengder mindre enn 24 fot kan det være mulig å benytte kun en stang.

For 45 mm borhullsdiameter er det ikke beregnet salvelengder over 18 fot. Årsaken er at boringen i de fleste tilfeller vil bli for unøyaktig med de aktuelle borstenger.

### Tunneldrift - status og framtid

Norsk tunneldrift karakteriseres først og fremst ved høy produktivitet, det vil si lavt timeforbruk pr. produsert enhet.

Dette skyldes:

- Dyktige og selvstendige drivere
- Lønssystemet
- Lav bemanning
- Høy mekaniseringsgrad

Det er et visst grunnlag for å mene at vi er verdensmestre. Men det er ingen grunn til å slå seg til ro med det.

Vår styrke er først og fremst knyttet til dyktige tunnelarbeidere. Organisasjonsmessig er det mulig og nødvendig med forbedringer for å øke kompetansenivået. Omfattende studier gjennom en årrekke har vist at norsk tunneldrift også preges av:

- Overforbruk av ressurser som boring og sprengstoff
- For store overmasser
- Mangelfull kvalitet
- For dårlig styring og oppfølging

Overforbruket skyldes at nøyaktigheten er for dårlig. Stor inndrift har tradisjonelt vært prioritert.

Bedring kan oppnås ved overgang til dataassistert boring, samtidig som en utnytter de muligheter som datateknologien gir i planlegging, oppfølging og dokumentasjon.

Viser her til Jan Limas foredrag.

Viktigst er imidlertid å bedre motivasjonen og øke kompetansen i alle ledd i organisasjonen.

Ved innføring av ny teknologi og nye rutiner har avlæringsbehovet vist seg å være vesentlig større enn vi har forutsatt.

Endringer i organisasjon bør gjennomføres slik at driverne får direkte tilgang til personer med ajourført sprengningsteknisk kompetanse og datatekniske ferdigheter. Dette er nødvendig for hele tiden å tilpasse sprengningsplan i takt med varierende fjellforhold og oppnådde resultat.

I dag skjer dette for tilfeldig. Skiftene opererer ofte med ulike sprengningsplaner. Formenn og anleggsledere mangler tid, og i noen grad kompetanse og faglig autoritet til å kunne følge opp driften.

Målet må være å tilføre kompetanse uten å passiviserer vårt mest verdifulle ledd - driverne. Det er mer samspill som kan bringe oss videre framover.

Når det gjelder opplæring så er det vår uærbødige påstand at vi i alt for stor grad sender feil folk på kurs. Innsatsen bør i økende grad rettes mot de som skal gjennomføre forbedringene.

Fjellsprengningskonferansen er et slående eksempel på dette.

Driftsopplegget endrer seg på bakgrunn av endring i forutsetningene. Utvikling av utstyr og krav til kvalitet kan gi muligheter for å øke salvelengden.

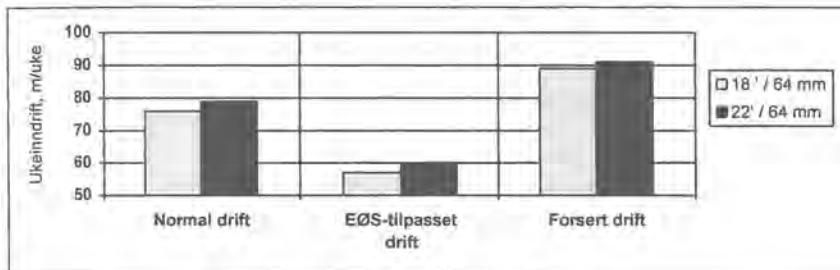
Endring i regler fører også ofte til endring av driftsopplegget.

#### EØS-regler

Innføring av EØS-reglene forbyr:

- Samtidig boring og lading
- Kroneskifte uten at samtlige bormaskiner stoppes
- Montering av fjellbolter under boring

Kort sagt blir all aktivitet foran bom-innfestingen forbudt under boring.



Figur 7. Ukeinndrift med ulike forutsetninger.

Dette vil få betydelige konsekvenser for inndriften.

Når det gjelder veg- og jernbanetunneller vil dette utløse et behov for større grad av parallell "innredning" av tunnelene. I dag er det en markert ubalanse mellom selve tunneldriften og "innredningen" når det gjelder krav til produktivitet og drivehastighet.

Potensialet for kostnadsreduksjon er vesentlig større i "innredningsfasen" enn i drivefasen. I økonomisk sammenheng betyr tiden mest i denne fasen p.g.a. renter i byggetida.

Når EØS-reglene innføres krever det skjerpet oppfølging og kontroll slik at reglene overholdes for å hindre konkurransevridning.

#### Produktkvalitet

Kvalitetskravene retter seg i dag stort sett mot utførelsen, ikke det ferdige produkt.

Utførelseskrav virker konserverende og utviklingshindrende. Den rivende utvikling vi nå er inne i, gjør det ønskelig og nødvendig å gå over til produktkvalitet. Ved overgang til produktkrav er det mulig for entreprenørene til selv å velge utstyrskombinasjon. Dette kan føre til at det blir gunstigere å øke borhulldiameteren og salvelengden.

Overgang til produktkrav forutsetter metoder for å:

- Definere kvalitet
- Måle kvalitet
  - linjeføring
  - tverrsnitt
  - ruhet
  - falltap
  - kvalitet på det gjenstående fjell.

Det er også nødvendig med nye avtale- og oppgjørsformer.

#### **Konklusjon**

Større borhulldiameter og økt salvelengde medfører både fordeler og ulemper.

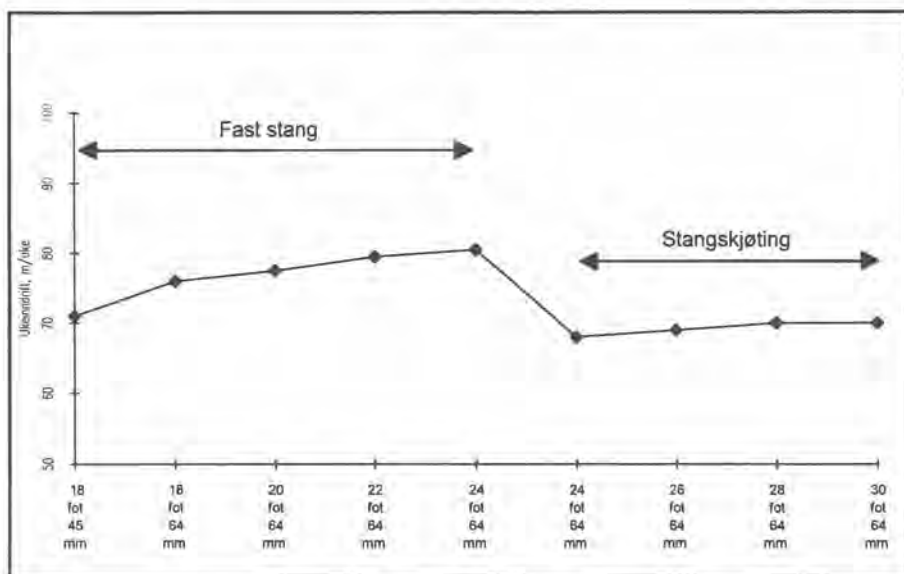
#### Ulemper

- Økning i utboret volum, l/fm<sup>3</sup>
- Økning i sprengstoff-forbruk, kg/fm<sup>3</sup>
- Krever godt utstyr og stor nøyaktighet hos mannskap

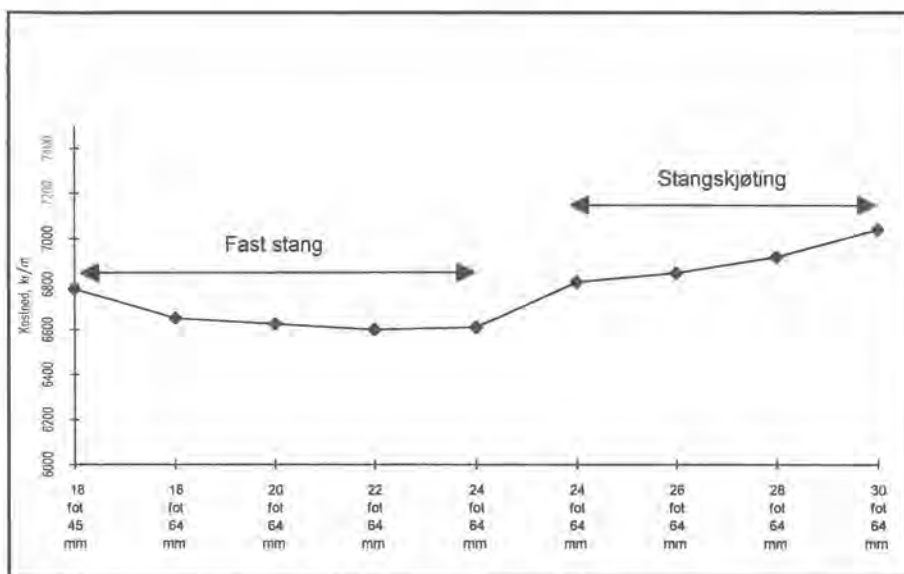
#### Fordeler

- Færre bormeter pr. fm<sup>3</sup>
- Færre tennere pr. fm<sup>3</sup>
- Bedre brytning
- Bedre utnyttelse av sprengstoffet
- Redusert andel uproduktive tider
- Bormaskiner bedre tilpasset borstålet
- Mindre problemer med lading i grovere hull
- Færre salveskjøter

Beregninger viser at optimal salvelengde ligger i området 22 - 24 fot dersom en benytter helstang. Med våre forutsetninger er 22 - 24 fot salvelengder gunstigst både når det gjelder inndrift og økonomi.



Figur 8. Ukeinndrift som funksjon av borhullsdiameter og boretlengde.



Figur 9. Kostnad kr/m for boring, lading, lasting og transport som funksjon av borhullsdiameter og boretlengde.

En kan derfor konkludere med at det er et generelt behov for:

- Motivasjon
- Avlæring
- Opplæring-trening
- Endringer i organisering

Innføring av nye teknikker og metoder øker dette behovet. Dette gir nye muligheter, men krever også større innsats fra alle ledd i en organisasjon for å få et vellykket resultat.

For å komme videre er det viktig at bedriften går i seg selv og blir klar over hva som er dagens nivå. Dette er en viktig erkjennelse og må være plattformen som en bygger videre på.

Bruk av emulsjonssprengstoffer under jord, en miljøevolusjon ?

Sivilingeniør Bjørn R. Petterson, Dyno Nobel

## SAMMENDRAG

Emulsjons-sprengstoffer er en type sprengstoffer som stadig får større utbredelse.

Denne type sprengstoffer er karakterisert ved at de har god yteevne, ikke inneholder utpreget giftige råvarer og har en meget god håndteringssikkerhet.

I Norge har emulsjon-sprengstoffer fått en dominerende stilling i våre store gruver, pukkverk, veiskjæringer og til sprengning av industritomter.

I den senere tid har Dyno Nobel i samarbeide med Vegdirektoratet drevet en omfattende utprøving av emulsjonsprengstoff i tunneldrift. Fordelene ligger først og fremst på miljøsidene.

Målinger har dokumentert at emulsjonsprengstoff gir 30 til 50 ganger mindre nitrose gasser enn ANFO og 4 til 5 ganger bedre sikt i ladden.

Andre vesentlige fordeler med systemet er sprengstoffets vannbestandighet og pumpbarhet som gjør det mulig å anvende det i kontrollert mengde i samtlige hull i salva. Ved hjelp av et mekanisk slangeopptrekk kan mengden sprengstoff pr. bormeter reguleres innen vide grenser og derved gi redusert effekt i f.eks. konturhullene.

Utprøvingen frem til nå har foregått i Matre tunnelen i Hordaland og Aurlandstunnelen i Sogn og Fjordane. Ved sistnevnte utprøving ble en helt ny laderigg tatt i bruk med meget godt resultat.

Systemet er basert på relativt komplisert utstyr hvor lovverket krever at Dyno er operatør. Det medfører visse begrensninger i bruk av et slikt system.

## SUMMARY

Emulsion Explosives are being more and more widely used. These explosives are characterized by high performance, no toxic components and a generally high degree of safety. In Norway emulsion explosives have become a dominant position in the big open pit mines, quarries, road cuts and excavation of industrial areas. Over the last years Dyno Nobel, in cooperation with the Norwegian Public Roads Administration, has performed an extensive testing of emulsion explosives in tunnelling. The advantages primarily being related to environmental issues. Gas measurements show that the explosive fumes from emulsion explosives contain 30 to 50 times less nitrogen dioxide compared to ANFO. Furthermore the visibility in the blast fumes is 4 to 5 times greater than ANFO. Other significant advantages of the system are that the explosive is pumpable and water resistant. This makes it possible to apply the explosive in all of the blast holes. By means of a mechanical hose retraction system the unit load of explosive per meter bore hole can be varied over a wide range. Consequently

the contour holes can be given the required reduced charge to avoid overbreak. The tests have been performed at the Matre Tunnel in Hordaland and Aurland Tunnel in Sogn og Fjordane.

During the tests in Aurland a complete new loading truck was used with very good results. The Dyno SSE Under Ground System is quite complicated and the authorities require a Dyno employee as an operator. This limits the use to fairly large tunnelling projects.

## 1. Innledning.

Slurry sprengstoffene kom på markedet i Norge i 1968, og da som produkter beregnet for grove borhull i dagbruddsdrift.

Siden da har slurrysprengstoffene gjennomgått en rivende utvikling.

Både typer av slurry og bruksområde er i dag et helt annet enn hva det var for 27 år siden. Idag er det emulsjons-sprengstoffene som har overtatt, og bruksområdet er utvidet til å omfatte mindre pukkverk, veiskjæringer o.l.

Sprengstoffer for bruk under jord har til nå stort sett vært dynamitt og ANFO. Nyere forskning viser at emulsjoner kan ha et potensiale også innen dette bruksområdet.

## 2. Emulsjons-sprengstoffer.

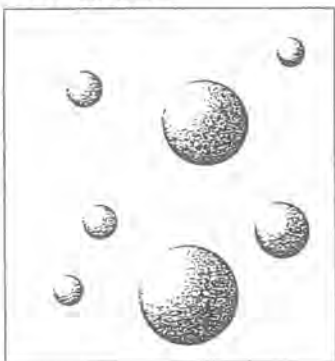
Dagens slurry sprengstoffer kan deles inn i 2 hovedgrupper:

- \* Watergels
- \* Emulsjoner.

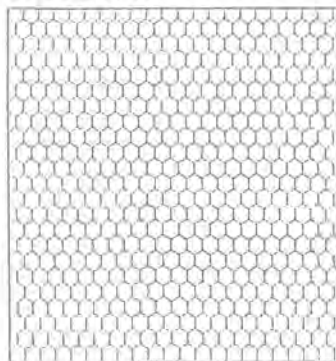
Felles for begge produkter er at de består av råvarer som nitrat ( ammonium, kalsium og natrium), oljer (diesel og mineraloljer), vann og spesialkjemikalier.

Forskjellen mellom de 2 typene kan enkelt sies at i en watergel ligger det små dråper av olje i en vandig løsning av nitrat, mens i en emulsjon ligger det små dråper av vannløst nitrat omgitt av en olje film. Forskjellen er illustrert i figuren under.

WATERGEL



EMULSJON





### 13.3

Fordi kontakten mellom olje og nitrat er vesentlig bedre for emulsjoner enn watergels oppnår man bedre kjemisk omsetning for disse produktene. Det vil si at man får bedre energiutbytte, høyere detonasjonshastighet og mindre utvikling av giftige sprenggasser.

Felles for begge systemer er at produktene har tilnærmet 100% vannbestandighet.

Et annet vesentlig moment knyttet til disse produktene er økt sikkerhet både for bruker og produsent.

Dyno Nobel har helt siden introduksjonen av watergels gått in for løsninger som skal gi optimal sikkerhet. Det vil si at man har satsset på et SMS system. (Site mixed slurry). Med det forstås at emulsjonen fremstilles fra halvfabrikata, som hver for seg ikke er definert som sprengstoff. Sprengstoff blir det først i ladeprosessen.

Et slikt halvfabrikat er råemulsjon. Før at en råemulsjon skal kunne fungere som sprengstoff må tettheten reduseres. Dette kan gjøres ved å tilsette kjemikalier som utvikler gass, omtrent som gjær i en brøddeig, eller små hule kuler av glass eller plast.

	SSE	ANFO
Energi, teoretisk (MJ/kg)	3.2	3.9
Energi, målt (MJ/kg)	3.0	3.2
Gassvolum, teor. (l/kg)	940	960
Detonasjonshastighet (m/s) 43 mm stålrør, tetthet 0.9	4000	2200

*Tabellen viser karakteristiske data for Dyno's emulsjon beregnet for bruk under jord og ANFO.*

### 3. Emulsjon for tunnelsprengning.

Med de gode resultater som er oppnådd med emulsjonsprengstoff i dagsprengninger, er det naturlig å se på om også denne typen sprengstoff er anvendbar for tunnelsprengning.

Hvilke pluss og minus kan en forvente ved et slikt sprengstoff?

På den positive siden kan nevnes:

- \* Miljø ved mindre giftige sprenggasser.
- \* Sikkerhet.
- \* Vannbestandig

- \* Samme type sprengstoff i alle hull.

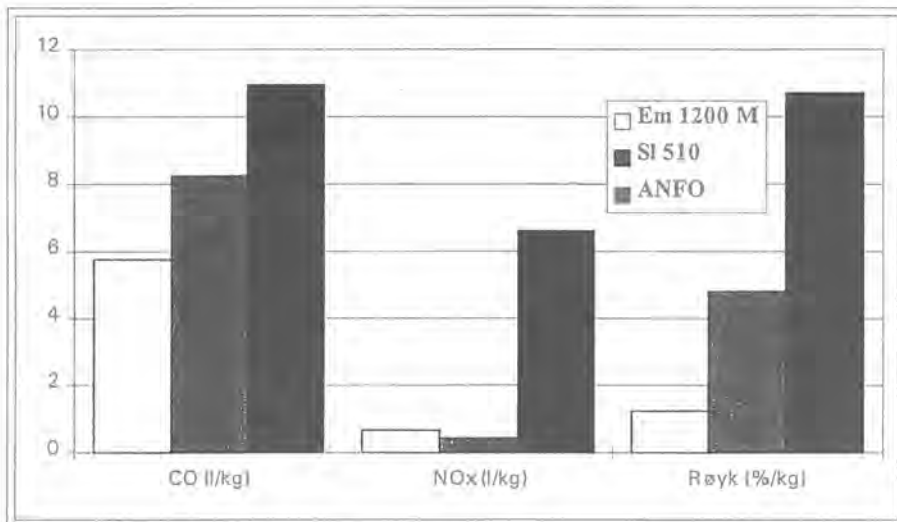
På minussiden :

- \* Uavklart m.h.t.regelverk og myndigheter.
- \* Komplexitet vedr. utstyr/bemanning.

Dyno har i løpet av de senere år drevet F&U arbeide for å få svar på bl.a. disse spørsmålene.

Vi har gjennomført en rekke laboratorieforsøk som tidlig viste at det var dramatisk bedring i dannelse av nitrøse gasser og synlig røyk.

Forsøkene ble utført i en forsøkstunnel hos Nitro Nobel i Sverige og resultatene er vist i figuren nedenfor.



På bakgrunn av de lovende resultatene ble det foretatt flere utprøvinger i flere faser ved Norcem Dalen, Matre tunnelen i Hordaland og i Aurland tunnelen i Sogn og Fjordane nå i høst.

#### 4. Dyno - SSE under jord.

SSE står for "Site Sensitized Emulsion" og innebærer at det siste leddet i fremstillingsprosessen til sprengstoff gjøres i forbindelse med ladeoperasjonen.

Fordelen med et emulsjonssprengstoff er at det er et vannbestandig, pumpbart produkt. Det åpner for muligheter til å variere ladningsmengden fra hull til hull.

I liggere og stross ønsker man maksimal effekt, mens kontur og innerkontur har behov for en vesentlig redusert ladning.

Dette kan oppnås ved å benytte et mekanisk slangeopptrekk. Opptrekket drar tilbake ladeslangen med en vel definert hastighet, samtidig som pumpen leverer en jevn mengde emulsjon pr tidsenhet. Forholdet kan reguleres slik at man kontrollert oppnår den ønskede mengde emulsjon pr. bormeter. Dessuten kan det separat reguleres hvor mye som skal legges igjen som bunnladning.

Sikkerheten er også optimal idet man foretar selve gassingene når borchullet lades. På denne måten har man redusert farene ved transport og lagring av sprengstoff.

Det mekaniske utstyret som brukes involverer pumper og annet mekanisk utstyr som er i direkte kontakt med produktet. Dette innebærer en vesentlig økt kompleksitet i.f.t. bruk av ANFO.

Dyno har konstruert en komplett ny laderigg for å ivareta disse funksjonene. Trucken består av et chassis påmontert ladekorg, tanker, pumper, automatisk slangeopptrekk, instrumentering og rom for tennere og primere. Det kan lades samtidig fra to parallelle uttak. Forøvrig vises til fig.1 og 2.

Instrumenteringen gjør det mulig å registrere medgått mengde sprengstoff pr. borchull og totalt i hele salva. Ved hjelp av forvalg kan man levere en fast bestemt mengde sprengstoff pr.hull med meget god nøyaktighet.

Dette gir kunden en unik mulighet til å begrense overlading og optimalisere sprengstoffforbruket.

Råemulsjon fremstilles ved en av Dynos fabrikker og transporteres i tankvogn til anlegget hvor den pumpes over i en lagertank.

## 5. Forsøkene ved Matre og Aurland tunnelene.

### 5.1 Matre tunnelen.

Vinteren 95 ble det gjennomført en utprøving med emulsjonssprengstoff på dette anlegget. Tunnelen hadde et tverrsnitt på 82,5 m<sup>2</sup> og ble drevet på 8 % synk.

Det ble boret med 18' stenger og 45 mm borkroner. Antall hull pr salve var 117-119 pluss 4 stk. 4" kutthull.

Normalt ble det benyttet Anolit i alle hull utenom liggerene og konturen, og tennpatron som primer. Liggerene ble ladet med 35 x 400 mm dynamitt og konturen med 22 mm gule rør. Det ble brukt Nonel tennsystem.

For lading av emulsjonssprengstoff ble det brukt en prototyp laderigg fra Nitro Nobel. Riggen var utstyrt med et automatisk slangeopptrekk for å kunne redusere ladningen i konturen. P.g.a. for liten ladebom ble kun en begrenset del av konturhullene tilgjengelig for bruk av slangeopptrekket. De øvrige konturhull ble ladet med manuelt uttrekk av ladeslangen. Samme tennpatron og tennsystem som for Anolit ble benyttet.

NTH ved Institutt for anleggsdrift fulgte opp forsøkene med tanke på inndrift. Vegvesenet gjennomførte gassmålinger både på Anolit og Emulsjon-salvene.

I alt ble det i forsøksperioden skutt ca 26 tonn emulsjon. En typisk emulsjon salve lå på ca 700 kg inkludert primer. Dette er noe i underkant av en typisk Anolit salve.

Under forsøkene kom man inn i områder med store vannproblemer. For å hindre at emulsjonen ble presset ut av vannet ble den ladet i foringsrør med godt resultat.

Hovedkonklusjon fra disse forsøkene ble:

- \* NO<sub>2</sub> nivået i ladden lå typisk 50 ganger lavere enn Anolit-salvene., CO nivået var 2 ganger lavere og sikten vesentlig bedre.
- \* Bedre inndrift med SSE enn Anolit-salvene i utprøvningsperioden.
- \* Noe lavere sprengstoff-forbruk med SSE.
- \* Ved vann under trykk i borhull ble 39 mm foringsrør brukt med bra resultat.
- \* Redusert ladning i konturen med mekanisk slangeopptrekk fungerte bra.
- \* Redusert ladning i konturen med manuelt slangeuttrekk fungerte tilfredsstillende, men med variabelt resultat.

## 5.2 Aurland forsøkene.

Utfra de oppløftende resultatene fra Matre ønsket man å gå videre for ytterligere å få bedre dokumentasjon av systemet.

For disse forsøkene ble den nykonstruerte laderiggen anvendt. Også her ble salvene fulgt opp av NTH, ved Institutt for anleggsdrift. Gassmålingene ble utført i regi av SINTEF.

Tunneltverrsnittet var 62 m<sup>2</sup> og det ble boret med 18' stenger og 45 mm borkroner. Typisk hullantall pr salve var 94 pluss 4 stk. 4" grovhull i kutten.

Det ble brukt tennpatron og Nonel for initiering av både Anolit -og emulsjon-salver.

Forsøkene pågikk i 5 uker hvorav det i nest siste og siste ble anvendt 100% emulsjon, henholdsvis Anolit. I alt medgikk ca. 18 tonn emulsjon.

Det var planlagt gjennomføring av siktmålinger, men svikt i både Dynos og SINTEFs utstyr forhindret dette. I stedet ble det foretatt en visuell sammenligning.

Vannprøver fra tunnelen og støvmålinger fra ladden ble tatt for senere analyse.

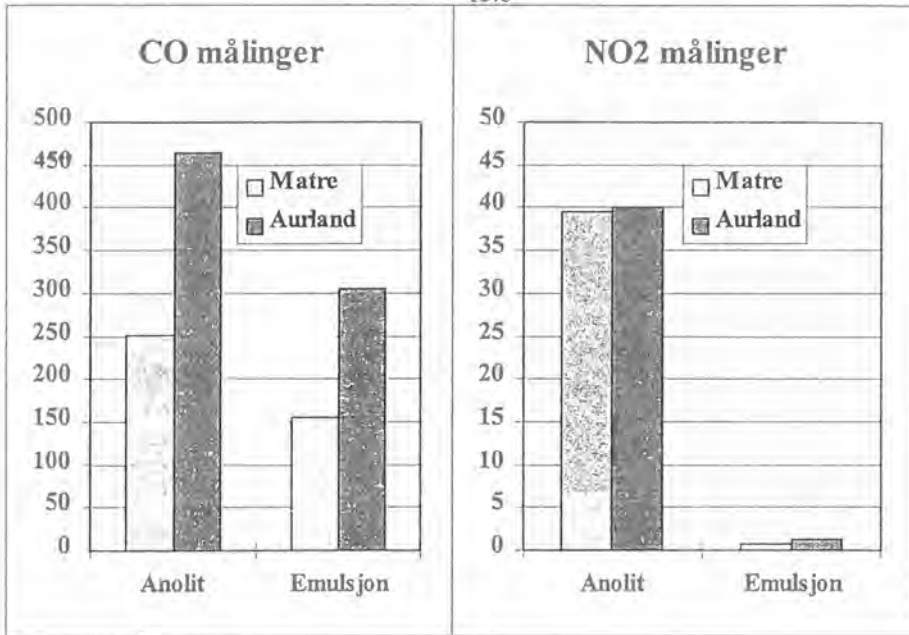
Anolit salvene ble ladet samtidig med boring, mens emulsjon-salvene ble ladet etter at borryggen var fjernet.

Resultatene fra forsøkene er i skrivende stund ikke helt ferdigbehandlet. Foreløbig kan man trekke følgende konklusjoner:

- \*  $\text{NO}_2$  nivået i ladden lå typisk 30 ganger lavere enn med Anolit-salvene, CO 1.5 ganger lavere.
- \* Ladetrucken fungerte meget tilfredstillende. Slangeopptrekket ga den forventede reduserte ladning i kontur med meget godt resultat.
- \* Sikten ble vurdert til ca 5 ganger bedre ved emulsjon-salvene.
- \* Inndriften var lik for begge sprengstoffer og lå på 93%.
- \* Spesifikt sprengstoff-forbruk lå 3 % lavere for emulsjon-salvene og utgjorde 1,83 kg/m<sup>3</sup> fast fjell.
- \* Gjennomgående hevdet lasterene at emulsjon-salvene var mer lettlastet.
- \* Total ladetid for en emulsjon-salve ble målt til 45 min inklusiv rigging og kobling av salva. Dette er likt med et estimat gjort for lading med Anolit fra borrygg med 3 løp, etter endt boring.

## 6. Avslutning.

Forsøkene fra Aurland bekrefter stort sett forsøkene fra Matre. At Anolit -salvene på Matre hadde dårligere brytning, henger sammen med langt mer vannproblemer og sleppete fjell. At  $\text{NO}_2$ - og CO innholdet i ladden var lavere på Matre kan skyldes bedre ventilasjon (sug og blås). Figuren under viser samlede resultatene fra gassmålingene.



Dyno Nobel finner det riktig å påpeke, at selv med de gode forsøksresultatene og erfaringer med den nye laderiggen, er det fortsatt langt frem før systemet er kommersielt tilgjengelig. Ikke minst må forhold vedrørende transport, lagring og bruk av råemulsjon avklares med myndighetene.

Systemet vil sannsynligvis være mest aktuelt på lange tunneler, tunneler med mye vann i fjellet eller på store tverrsnitt.

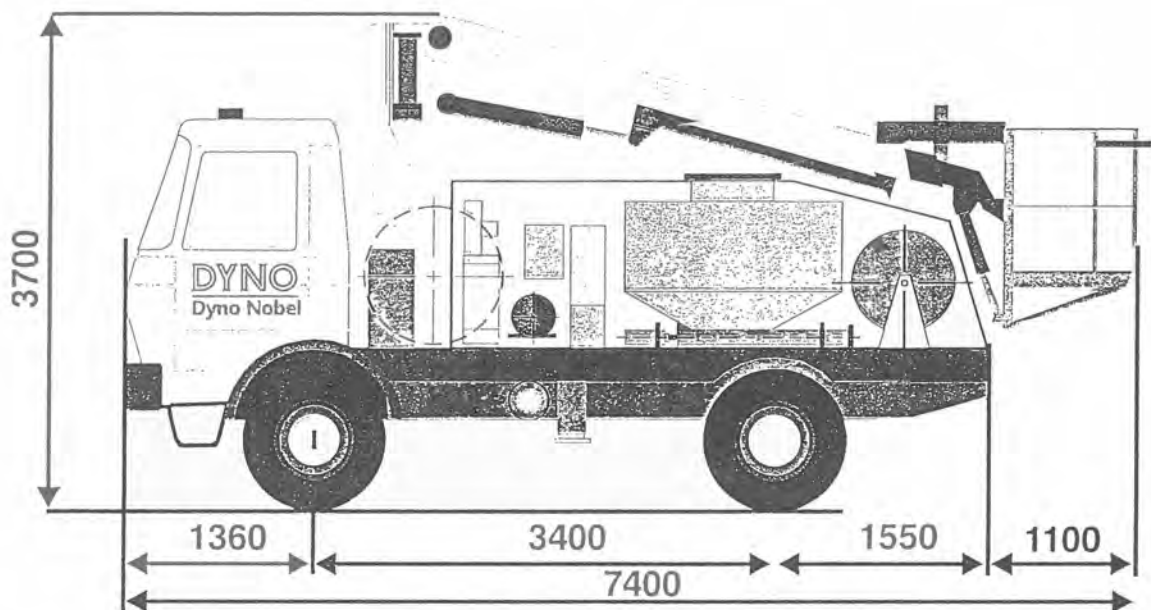


FIG. I



FIG. II

## **Planlegging og dokumentasjon av tunnelsalver ved hjelp av dataverktøy**

### **Computerised Planning and Documentation of Tunnelling Rounds**

Sivilingeniør Jan Lima, NTH - Anleggsdrift

#### **Sammendrag**

NTH - Anleggsdrift har siden 1986 utviklet dataprogram for konstruksjon av borplan / sprengningsplan ved tunneldrift. Borplanprogrammet Tucad har siden 1989 vært i salg sammen med Bever Control as registrerings- og styringssystem på flere typer datastyrte borrhjeller. Programmet finnes i norsk og engelsk versjon.

I 1993 startet utviklingen av Tunnplan. Programmet skulle være en videreutvikling av Tucad. Programmet skulle ha lavere brukerterskel og være mer fleksibelt enn Tucad. Programmet ble derfor utviklet i Windows-miljøet. I mars 1995 var første versjon av Tunnplan ferdig. Tunnplan var da et program for konstruksjon av borplan. Filer lagret i Tunnplan er kompatible med Tucad. Tunnplan er laget i norsk, engelsk og spansk versjon.

Før året er omme skal Tunnplan også leveres med lade- og tennplan. Programmet blir da et fullstendig program for planlegging av sprengningsplaner.

NTH - Anleggsdrift arbeider også med utvikling av flere dataprogram innen tunneldrift. Programmet Tunnlogg skal bearbeide, analysere og dokumentere ferdig borede salver (boret med datarigg). Programmet Tunnvib skal beregne rystelser og justere sprengningsplan (fra Tunnplan). Programmet Tunnkost skal beregne prognoser og kostnader ved konvensjonell tunneldrift.

Programmene skal inngå i en Tunnelpakke fra NTH - Anleggsdrift. Tunnelpakken skal dekke behov for dataprogram innen områdene planlegging, utførelse og dokumentasjon.

#### **Summary**

NTH - Anleggsdrift has been developing computer software for construction of drill pattern and blast design in tunnelling since 1986. The drill pattern program Tucad has been sold together with Bever Control registration- and steering system on several fabrication of computerised jumbos since 1989. The program is available in Norwegian and English.



In 1993 the development of Tunnplan started. The program was going to take over for Tucad. It was planned to be easier to use and more flexible than Tucad. The program was developed in the Windows environment. In March 1995 the first version of Tunnplan was finished. Then Tunnplan was a program for design of drill patterns. Files saved in Tunnplan is compatible with Tucad. Tunnplan is available in Norwegian, English and Spanish.

Within 1995 Tunnplan is also to be developed with charging and ignition pattern. The program will then be a complete tool for blast designs.

NTH - Anleggsdrift is also developing more computer software for tunnelling. The program Tunnlogg is going to handle, analyse and documentate drilled rounds (drilled with computerised jumbo). The program Tunnvib is going to calculate blasting vibrations and adjust the blast design (made in Tunnplan). The program Tunnkost is going to calculate prognosis and costs for drill and blast.

All the programs is going to be a part of the Tunnelling Software from NTH - Anleggsdrift. Tunnelling Software is going to meet the need of software in planning, execution and documentation for drill and blast tunnelling.

## 1. Innledning

### Dataverktøy - datastyrte borrhigger

For å kunne bore med datarigg må borplanen lages på datamaskin. Borplanen som er konstruert på datamaskin overføres til borrhiggeren via diskett eller dataeske (lagringsmedium uten bevegelige deler). Det finnes to hovedtyper borrhigger; halvdata (registrering) og fulldata (styring- og registrering). For en halvdata borrhigg utføres boringen ved at en benytter en skjerm på borrhiggeren til manuelt å sette borhullene på riktig plass med riktig retning. En fulldata borrhigg borer hullene automatisk etter den forhåndsprogrammerte borplanen.

Fordelen med fulldatasystemet er at borhullene blir satt mer nøyaktig og med nøyaktigere retning. I tillegg har en kontroll over hvilke hull som ikke er boret. Dette er en stor fordel ved skiftbytte midt i salveboringen.

Figuren viser salveskjøt fra en tunnel boret med datarigg (fulldata). Borenøyaktigheten er svært god. Borhulldiameteren er 64 mm.



### NTH - Anleggsdrift

Dataprogrammene i Tunnelpakken er en del av en større Prosjektpakke der NTH - Anleggsdrift har ajourført og systematisert et betydelig materiale om tunneldrift til bruk ved:

- Økonomisk dimensjonering
- Valg av alternativ
- Tidplanlegging
- Kostnadsoverslag, anbudsregning, budsjettering og kostnadskontroll
- Valg av drivemetode og utstyr

Grunnlaget for prosjektpakken er i hovedsak arbeidsstudier og statistikk fra tunneldrift i Norge.

Programmene i Tunnelpakken inneholder erfaringsdata fra Prosjektpakken. Disse kan suppleres eller erstattes av egne erfaringsdata.

### Programvare

NTH - Anleggsdrift har siden 1986 utviklet dataprogram for konstruksjon av borplan / sprengningsplan ved tunneldrift. Borplanprogrammet Tucad har siden 1989 vært i salg sammen med Bever Control as registrerings- og styringssystem på flere typer datarigger. Andre program som Tukon (automatisk generering av borplan) og Tucon (lade- og tennplan, samt beregning av rystelser) har også blitt utviklet. Alle program utviklet under ms-dos.

I 1993 startet utviklingen av Tunnplan. Programmet skulle være en videreutvikling av Tucad. Programmet skulle ha lavere brukerterskel og være mer fleksibelt enn Tucad. Programmet ble derfor utviklet i Windows-miljøet. I mars 1995 var første versjon av Tunnplan ferdig. Tunnplan var da et program for konstruksjon av borplan. Filer lagret i Tunnplan er kompatible med Tucad. Tunnplan er laget i norsk, engelsk og spansk versjon.

Før året er omme skal Tunnplan også leveres med lade- og tennplan. Programmet blir da et fullstendig program for planlegging av sprengningsplaner.

NTH - Anleggsdrift arbeider også med utvikling av flere dataprogram innen tunneldrift. Programmet Tunnlogg skal bearbeide, analysere og dokumentere ferdig borede salver (boret med datarigg). Programmet Tunnvib skal beregne rystelser og justere sprengningsplan (fra Tunnplan). Programmet Tunnkost skal beregne prognoser og kostnader ved konvensjonell tunneldrift.

Programmene skal inngå i Tunnelpakken fra NTH - Anleggsdrift. Tunnelpakken skal dekke behov for dataprogram innen områdene planlegging og dokumentasjon.

Tunnplan skal leveres til flere produsenter av datastyrt borrhull. NTH - Anleggsdrift samarbeider med Atlas Copco as og Bever Control as.

## 2. Hvorfor bruke dataverktøy ?

Redusert ressursforbruk og økt kvalitet oppnås gjennom:

- Større nøyaktighet
- Mulighet for fortløpende oppfølging - enklere med endringer undervegs
- Mulighet for å kunne gå i detalj på enkeltpunkt som analyseres nærmere
- Bedret datagrunnlaget for kalkulasjon og dimensjonering
- Overgang til produktkrav
- Metoder og rutiner for utført kvalitet

Ved å innføre dataverktøy i planlegging, utførelse og dokumentasjon av tunnelsalver og -drift må en sitte igjen med noe mer enn før. Redusert ressursforbruk og økt kvalitet er de viktigste grunnene for å bruke dataverktøy.

Sammenligning av forskjellige prosjekt forenkles. Ved oppfølging av:

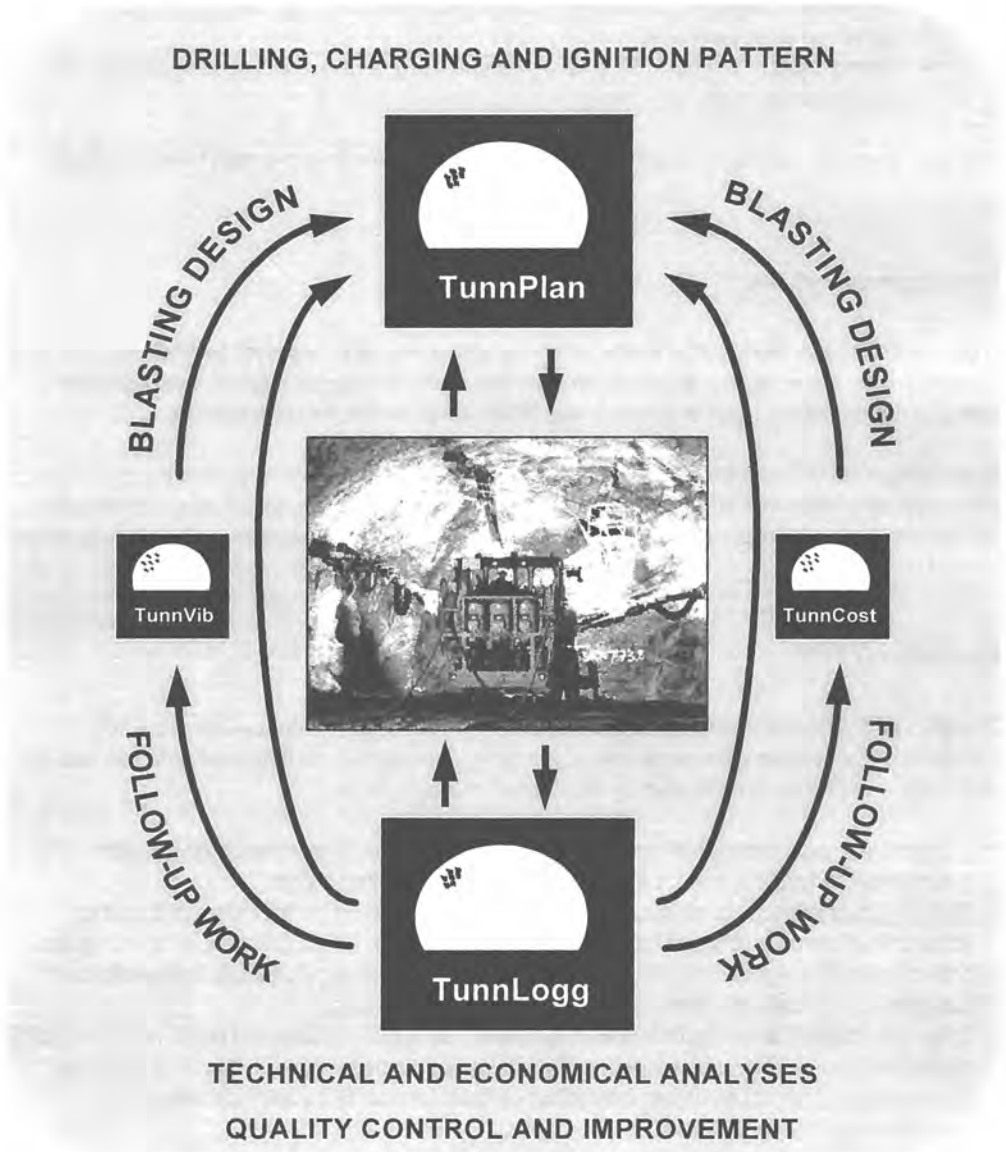
- Ressursforbruk
- Tidforbruk
- Kvalitet på utført produkt

gir dataverktøy muligheten til jevnere oppfølging. Det er også mulig å gå mer i detalj på enkelte områder som analyseres nærmere.

Redusert ressursforbruk oppnås bl.a. gjennom færre borhull (og dermed færre tennere og mindre sprengstofforbruk) og redusert overmasse. Ved betongutstøpning reduseres betongforbruket pga. redusert overmasse.

Tidforbruket reduseres ved redusert boretid, rensk og lastetid. Kvaliteten øker ved at konturen og linjeføringen blir jevnere og bedre.

Figuren viser dataflyt mellom planlegging, utførelse og dokumentasjon.



Mulighet for fortløpende kvalitetskontroll på kontur, bruk av rigg, tidforbruk, mm. Dette gjør det enklere med endringer undervegs.

Bruk av dataverktøy gjør det er enklere å velge detaljeringsnivå mot byggherre. Detaljeringsnivået kan også lett forandres undervegs.

Innføringen av dataverktøy kan et godt tidspunkt for å oppdatere faglig kompetanse. Et eksempel kan være kurs med opplæring i både sprengningsteknikk og bruk av nye dataprogram.

Grunner til å la være å bruke dataverktøy:

- Søppel inn - søppel ut. Et dataprogram blir aldri bedre enn de dårligste inndataene.
- Sårbart overfor totalhavari
- Sårbart overfor feil bruk. Skal det investeres i programvare, må også opplæring av brukere prioriteres.

Motivasjon hos de som daglig skal bruke dataprogram er også viktig å ta med i betraktningen.

### 3. Planleggingsverktøy

Et godt planleggingsverktøy skal kunne levere en sprengningsplan tilpasset fjellforhold, drivemetode og utstyr og den organisasjon som skal bruke sprengningsplanen. For datastyrte borrhigger må det kunne lages en borplan som lastes inn på borrhiggers datamaskin.

Planleggingsverktøy må kunne være fleksibelt. Endringer av hullplassering, stikning, hullengde, sidevegs forskyvning av kutt, bruke en kutt i flere borplaner, justering av stikning når tunnelen går i kurvatur, mm må være enkelt. Det er også viktig med god dokumentasjon av planlagt salve.

#### *Tunnplan /1995/*

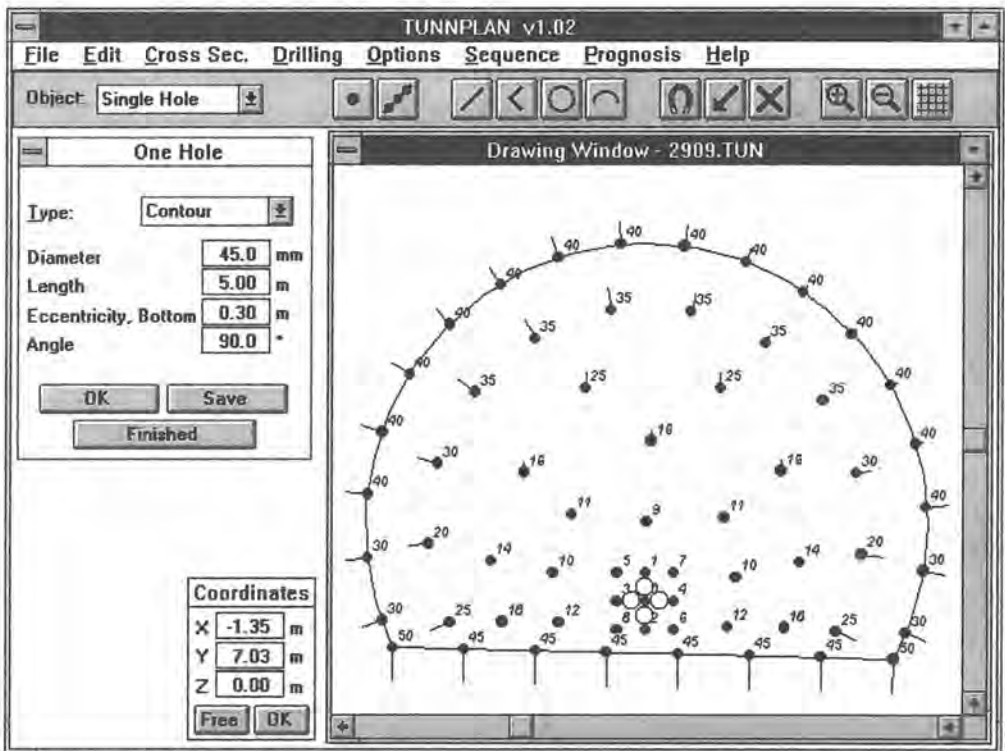
Tunnplan er et Windows-basert program for konstruksjon av bor-, lade- og tennplan. For konstruksjon av borplan er erfaringsdata tilgjengelig. Tunnplan lager borplaner som kan brukes på borrhigger med Atlas Copco eller Bever Control styringssystem.

- I Tunnplan tegnes tunnelprofilen. Det finnes funksjoner som tegner standardtverrsnitt (vanntunnel, vegtunnel, mm). I tillegg kan linjer og sirkelbuer tegnes.
- Borhull kan tegnes ett og ett eller tegnes som en gruppe. Hvert borhull kan gis diameter, lengde, stikning og hulltype. Hullavstand og forsetning kan gis på grunnlag av erfaringsdata.
- Sekvensplan kan tegnes for bruk sammen med datastyrt borrhigg (fulldata). Rekkefølgen på boringen av hullene bestemmes som en hullkjede for hver bom.
- Lade- og tennplan er en nyutviklet modul i Tunnplan. Lade- og tennplan lages ved å gi hvert enkelt hull i en eksisterende borplan en bunnladning, pipeladning og tenner. For bunn- og pipeladning gis sprengstofftype, ladetetthet og ladet lengde. For tenner gis tennertype, tennernummer og -forsinkelse.

Tunnplan dokumenterer antall borhull, boret lengde, areal, spesifikt sprengstofforbruk, forbruk av hver enkelt type sprengstoff og visuell dokumentasjon av bor-, lade- og tennplan. Tunnplan er også nyttig til dokumentasjon der det er krav at det skal leveres inn sprengningsplaner med alle spesifikasjoner.

Dokumentasjon gjennom utskrift på skriver og lagring på fil.

Figuren viser bor- og tennplan fra Tunnplan.



### *Tunnvib /1996/*

Program for beregning og kontroll av sprengningsrystelser.

Programmet leser inn sprengningsplaner laget i Tunnplan. Tunnvib kan også lese inn borplan. Lade- og tennplan konstrueres.

Beregner tillatt rystelsesnivå (svingehastighet) fra norsk standard.

Beregner maksimal enhetsladning (kg sprengstoff pr. tennnummer).

Modifiserer sprengningsplan

1. Brukeren kan manuelt redigere bor-, lade- og tennplan. Sprengningsplanen sjekkes deretter mot tillatt rystelsesnivå.
2. Programmet modifiserer ulada lengde, tennplan og borplan.
3. Programmet forkaster eksisterende tennplan. Lager ny.

### *Tunnkost /1996/*

Program for beregning av prognoser og kostnader for konvensjonell tunneldrift.

Prosjektrapportene 2A-95, 2B-95, 2C-95 og 2D-95 er basis for beregningene.

Sprengningsplaner fra Tunnplan eller Tunnvib kan brukes i programmet.

Beregningene kan foretas på flere nivå.

1. Overordnet nivå.
2. Kombinasjon av overordnede beregninger og detaljerte beregninger.
3. Detaljert nivå i alle ledd.

## 4. Dokumentasjonsverktøy

### Logging

På alle datarigger ligger det et system som logger ansett og retning på borhull, borsynk, antall hull og tidforbruk. Loggede data kan overføres til datamaskin etter hver salve eller ved avslutning av hvert skift. Dataene kan brukes i det videre arbeidet med å optimalisere driften. Dersom det f.eks. er noe galt med en av bormaskinene vil dette ofte gjenspeile seg i form av lavere borsynk og det blir således raskt oppdaget.

Det arbeides med system for å logge flere parametre enn det som tidligere har vært logget. Det er bl.a. aktuelt å logge flere maskinparametre enn det som logges i dag.

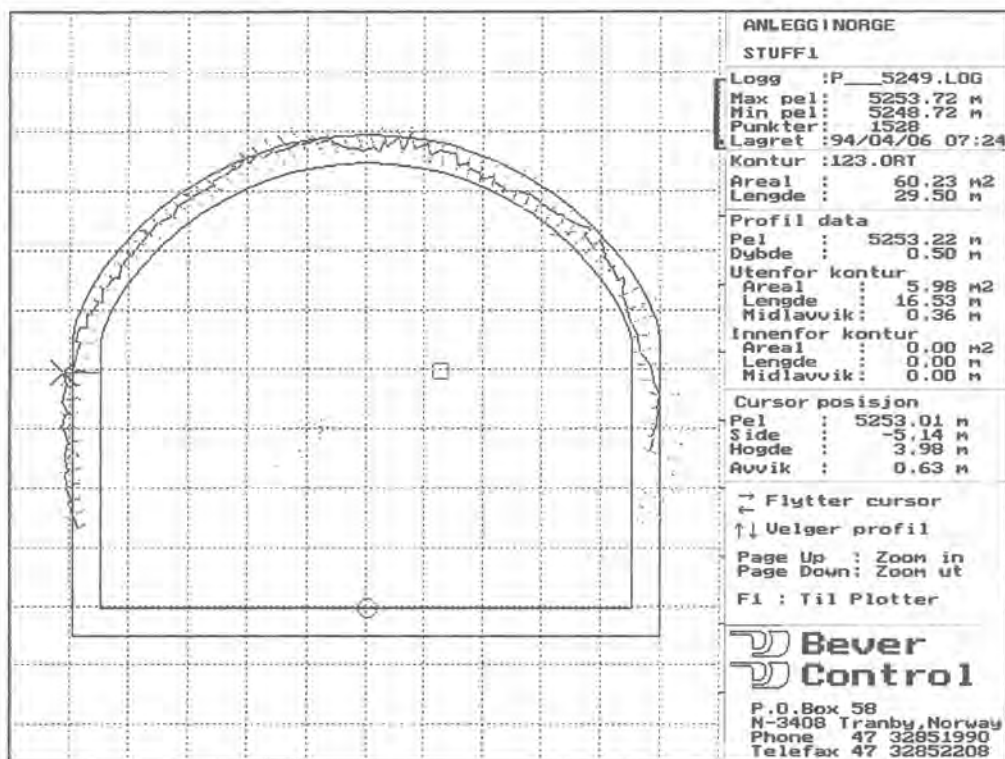
### Profilering

På datastyrt borrigger er det mulig å montere på en enhet som ved hjelp av en laserstråle profilerer tverrsnittet samtidig med boring. Den sist skutte salva blir da profilert. Navigering av laseren skjer samtidig med at borriggen navigeres.

Avstanden mellom målepunktene kan settes etter behov. En har også mulighet til å kjøre laserstrålen manuelt med en spak. For hvert målepunkt kommer det fram på en skjerm inne i borriggen hvordan punktet ligger i forhold til teoretisk profil. Dette kan være nyttig for å så tidlig som mulig å sjekke om det er enkelte knøler innenfor teoretisk tverrsnitt.

Profileringen av hver salve benyttes som dokumentasjon overfor byggherren på hva som er reelt sprengt profil. Dersom det viser seg at tverrsnittet er for stort eller for lite vil dette bli oppdaget så tidlig som mulig og en vil kunne ha muligheten til å redusere omfanget.

Figuren viser utskrift av skjermbilde fra Bever Profiler.



### *Tunnlogg /1995 - 1996/*

Tunnlogg er et Windows-basert program for dokumentasjon av tunnelsalver. Tunnlogg analyserer, bearbeider og dokumenterer salver som er boret med datastyrte borrhorer. Figuren under viser skjermbilde fra Tunnlogg.

Tunnlogg dokumenterer hver salve med en salverapport. Figuren under viser et eksempel på salverapport. Ved å analysere salverapporten kan maskiner med redusert ytelse optimaliseres. Sekvensen kan optimaliseres ved skeivboring.

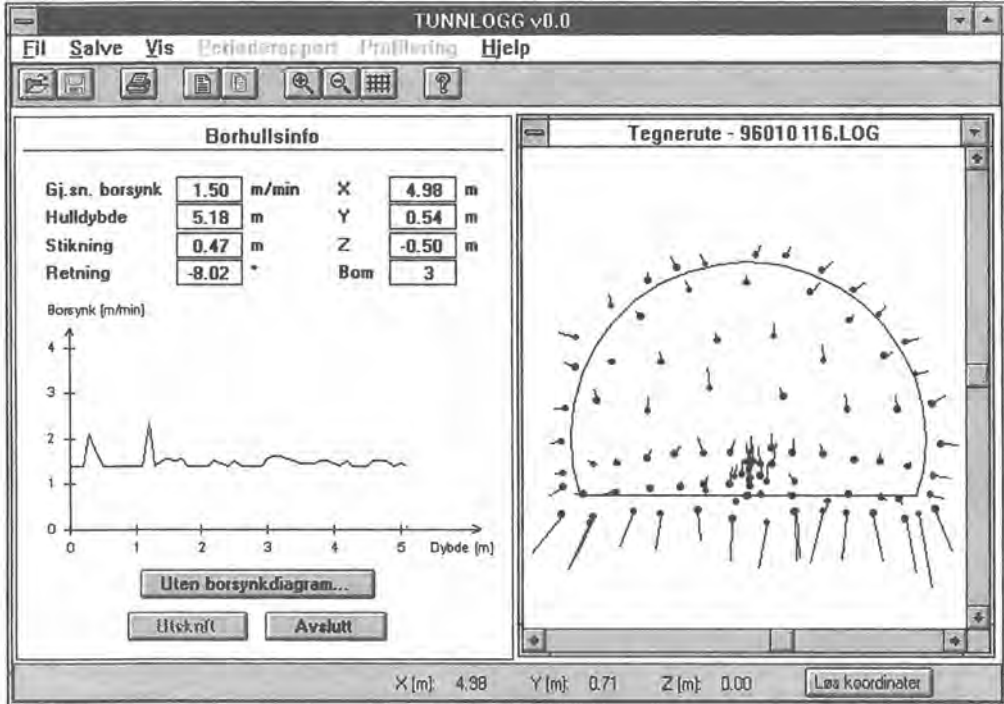
Ved å merke et borhull kan borhullsinformasjon vises. Figuren under viser borhullsinformasjon for et borhull boret med bom 1.

Tunnlogg kan tegne opp borsynkdiagram for hver bom. Rekkefølgen hullene er boret i kan vises i sekvensen.

Tunnlogg skal koble sammen salverapporter fra flere salver til en perioderapport. Gjennomsnittlige verdier for hele perioden blir da dokumentert. Perioden kan være to salver, alle salvene i ei uke eller salver over flere måneder. For langvarig lagring lagres verdiene i



salverapporten og normaliserte verdier som standard. Hvis alle rådataene skal lagres må brukeren be om dette.



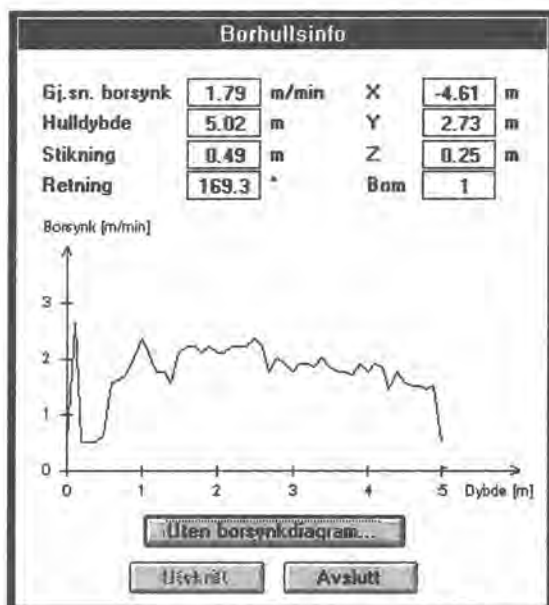
Salverapport

Tunnel	TUNNEL.TXT	Boretid [min]	120
Pelnummer	2276.0	Antall borhull	76
Dato	95/01/10	Ant. forkasta hull	0
Start boring	7:51:43	Bormeter [m]	382
Slutt boring	9:52:10	Borsynk [m/min]	1.56

	Antall borhull	Midlere borsynk [m/min]	Netto boretid [min]	Skeiv-boring [min]	Maskin-utnyttelse [%]
Bom 1	25	1.64	77	14	64
Bom 2	25	1.45	87	3	72
Bom 3	26	1.61	81	2	68

< Tilbake Utskrift, kun tekst OK



Ved å koble programmet mot profileringsdata (f.eks. Bever Profiler) skal Tunnlogg beregne ruhet og falltap i tunnelen.

Ruhet er en beskrivelse av kvaliteten på tunnelen. Falltap er et mål på friksjonen i vanntunneler.

Dokumentasjon gjennom utskrift på skriver og lagring på fil.

### *TunnVib*

Programmet er også omtalt under planleggingsverktøy.

Ved bruk av Tunnvib for dokumentasjon brukes erfaringsdata fra sprengninger på stedet til å kalibrere formelverket. På grunnlag av erfaringer endres tillatt enhetsladning. På grunnlag av dette kan nye sprengningsplaner lages.

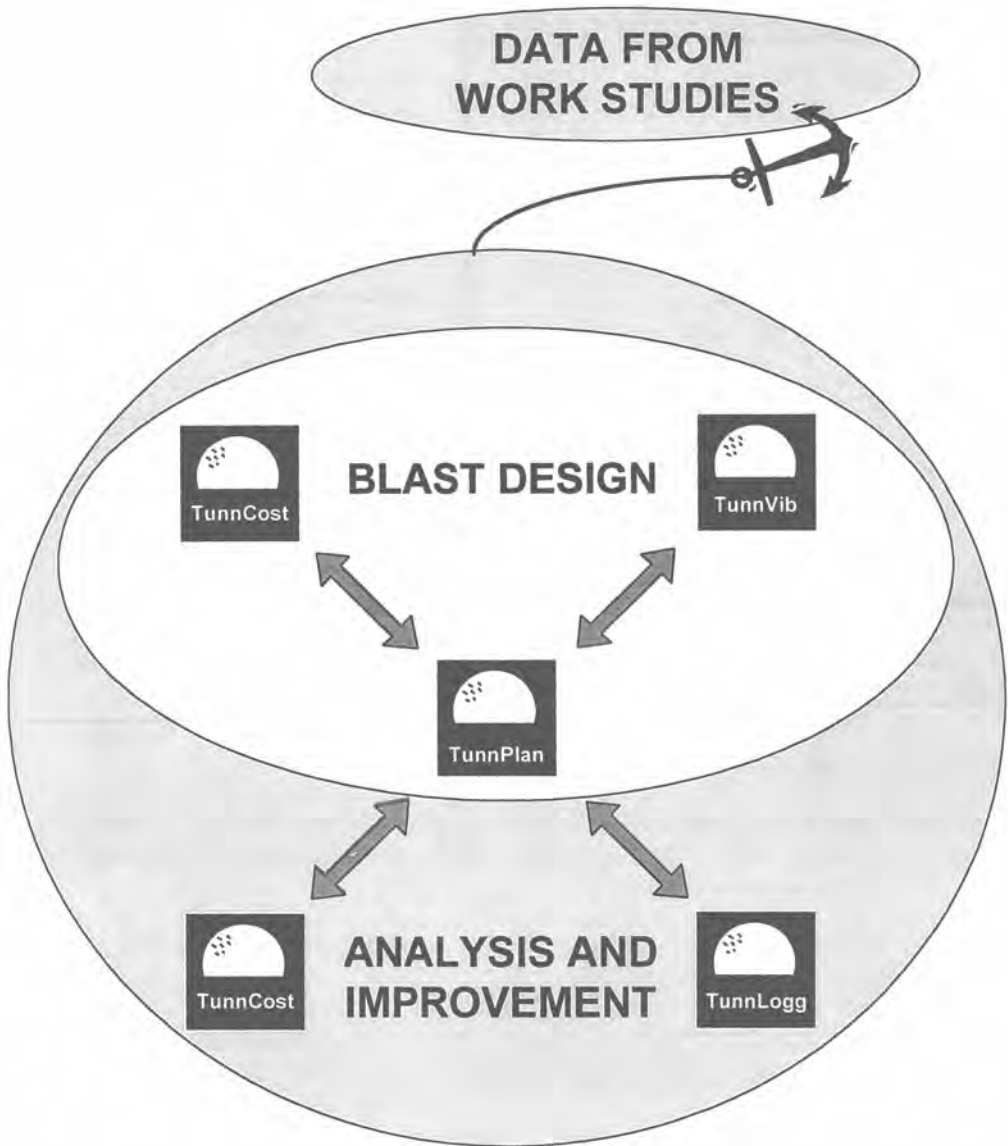
### *TunnKost*

Programmet er også omtalt under planleggingsverktøy.

Ved bruk av Tunnkost for dokumentasjon mates programmet med erfaringsdata fra driften. Kombinasjonen mellom å bruke programmet ved planlegging og dokumentasjon letter sammenligningen mellom planlegging og utførelse.

## 5. Sirkulasjon av erfaringsdata

Det er viktig å utnytte erfaringer både på kort sikt (f.eks. i prosjektet som pågår) og lang sikt (f.eks. tilføre kommende prosjekt erfaringer gjort på tidligere anlegg). Dataverktøy kan være hjelp til at erfaringsdata blir mer enn bare "synsing". Figuren under viser sirkulasjon av erfaringsdata. Programmene i Tunnelpakken kan gjensidig utveksle informasjon.



## 6. Erfaringer

Tucad er i bruk på ca. 40 datastyrte borrhorer (AMV, Atlas Copco og Tamrock) med Bever Control styrings- og/eller registreringssystem.

Tunnplan har ca. 25 brukere. De fleste har kjøpt programmet gjennom en kurspakke med et 3 dagers kurs i sprengningsteknikk og bruk av Tunnplan.

**INNTRYKK FRA SØR-AFRIKA. BERGVERK OG TUNNELDRIFT.  
MULIGHETER FOR NORSK KNOW-HOW?****Impressions from South Africa. Mining and tunnelling.  
Market opportunities for Norwegian know-how?**

Professor Kai Nielsen. Inst. for geologi og bergteknikk, NTH.  
Sivilingeniør Aslak Ravlo, NOCON.

**SAMMENDRAG**

Etter overgangen fra apartheid til et demokratisk system, er Sør-Afrika stilt overfor enorme utfordringer når det gjelder å rette opp og jevne ut de store materielle og sosiale forskjellene mellom befolkningsgruppene. Dette vil kreve tid og store økonomiske ressurser, noe som igjen krever en betydelig økonomisk vekst.

Landet har en godt utbygget infrastruktur og store naturressurser som danner et godt grunnlag for en positiv fremtidig utvikling.

Artikkelen tar for seg en undersøkelse som ser på hvilke markedsmuligheter norsk bergteknisk ekspertise kan ha i fremtidens Sør-Afrika.

De beste mulighetene synes å være i forbindelse med hurtig tilredning i gullgruvene, bruk av sprøytebetong i gruveindustrien, tunneldriving for vannforsyning, og utvikling av fjellhaller for lagring av ømtålelige varer.

**SUMMARY**

South Africa is facing enormous economic and social challenges after the transition from apartheid to a democratic system.

The country has a well developed infrastructure and large natural resources which provide an excellent platform for its future development.

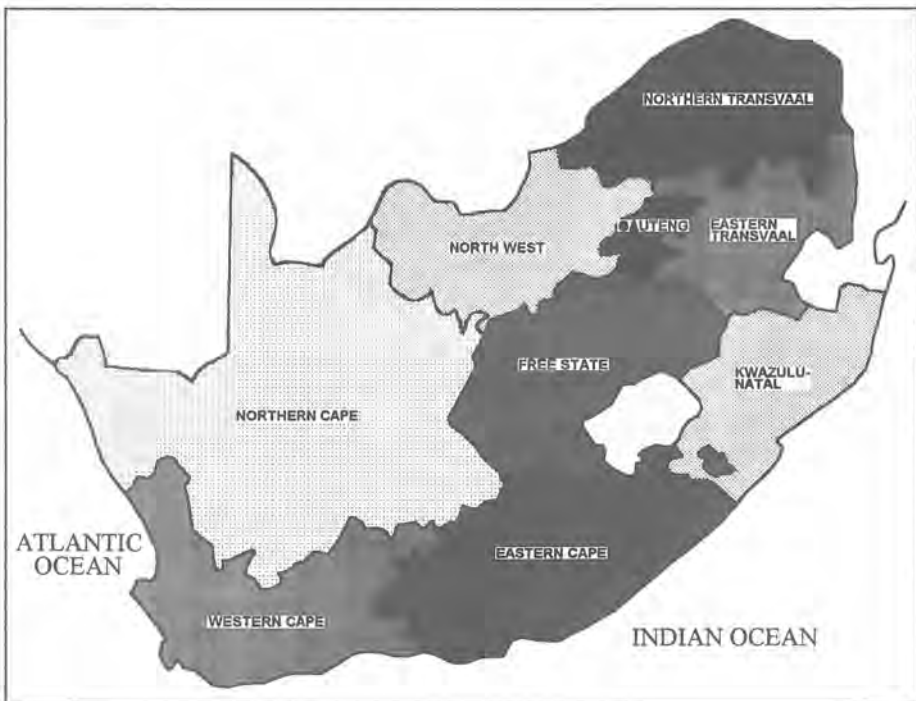
The presentation summarises a survey investigating market opportunities for Norwegian hard rock technology in the future South Africa.

The best opportunities seem to be in connection with rapid development work in the gold mines, shotcrete in the mining industry, tunnelling for water supply, and underground storage of perishable goods.

## 1 INNLEDNING

Sør-Afrika har et areal på 1,2 millioner km<sup>2</sup>. Landet har ca. 39 millioner innbyggere fordelt på 29 millioner svarte, 5,5 million hvite, 3,5 million fargete og 1 million indere. Det finnes 13 offisielt likestilte språk: engelsk, afrikaans og 11 forskjellige stammespråk.

Sør-Afrikas regjering og statsadministrasjonen sitter i Pretoria, mens nasjonalforsamlingen har sete i Cape Town. Landet er inndelt i 9 provinser som vist på Figur 1. Provinsene har sine egne valgte provinsregjeringer, men disse har ingen rett til skattlegging. De får alle sine økonomiske ressurser bevilget fra sentralregjeringen, og denne har derfor en ganske "tett" styring av provinsene.



Figur 1. Sør-Afrikas provinser.

I forbindelse med overgangen til et demokratisk system, står regjeringen og de politiske myndigheter overfor enorme utfordringer når det gjelder å rette opp, og jevne ut de meget store materielle og sosiale forskjellene mellom befolkningsgruppene.

Regjeringen har derfor utarbeidet det såkalte Restructuring and Development Program (RDP), som vil stå sentralt i dette arbeidet. RDP prioriterer først og fremst følgende oppgaver:

- \* Alle sør-afrikanere skal få tilgang på rent vann og forsvarlige sanitærforhold.
- \* Alle sør-afrikanere skal ha tilgang til en bolig med meget enkel standard.
- \* Alle sør-afrikanere skal få et tilfredsstillende utdanningstilbud.

Regjeringen har også innført gratis helsetjenster for barn under seks år og gravide kvinner.

Gjennomføringen av RDPs prioriterte oppgaver vil kreve tid og store økonomiske ressurser som bare kan skapes gjennom økonomisk vekst. Dette krever igjen at den økonomiske utviklingen over de seneste 10 årene må snues. I denne tiden har faktisk befolkningstilveksten vært større enn veksten i økonomien.

Dette er noe av årsaken til at arbeidsledigheten er på nesten 40%!

Men til tross for de store sosiale og økonomiske utfordringene, har Sør-Afrika også en rekke positive faktorer som burde gi landet gode muligheter til å lykkes med overgangen fra apartheid til demokrati.

Sør-Afrika har en meget godt utbygget infrastruktur med 33.800 km jernbane og 183.000 km veger, hvorav ca. 56.000 km har fast dekke. Innenfor de industrialiserte områdene er også elektrisitetsforsyning, telekommunikasjoner, vannforsyning og avløp meget godt utbygget.

Den godt utbygde infrastrukturen omfatter en meget stor andel av den hvite befolkningen, mens utover landsbygden og blandt de svarte og fargete, er det langt dårligere stelt.

Landet har også en markedsorientert økonomi som fungerer bra, og et godt utdannings-system som riktignok for en stor del har vært forbeholdt de hvite.

Sør-Afrikas elektrisitetsproduksjon er basert på kullfyrte verk som står for over 90% av produksjonen. Resten kommer tildels fra oljefyrte anlegg, og tildels fra vannkraftanlegg bl.a. ved import fra Mozambique. Det statlige elektrisitetselskapet Eskom, hevder at sør-afrikansk industri har de laveste el-prisene i verden. Strømprisene til industrien er 38% lavere enn i Kanada, og 60% lavere enn gjennomsnittsprisen innen EU.

Det er fremdeles meget store forskjeller i levestandard mellom de hvite og de andre befolkningsgruppene. Disse forskjellene har delvis sitt utspring i at en god del av også de enkle jobbene var ved lov forbeholdt hvite. På denne måten kunne man betale hvite en ganske brukbar lønn uten at svarte eller andre kunne konkurrere om disse jobbene.

Ser man på lønnsnivået, så er gjennomsnittslønnen for svarte gullgruvearbeidere 1350 rand/mnd (1 rand = 1,85 kr.), mens det laveste lønnstrinnet for en svart, ufaglært gullgruvearbeider ligger på ca. 950 rand/mnd. I tillegg kommer sosiale kostnader med rundt 50% av lønnen.

En faglært arbeider vil kunne tjene 4-6 ganger mer enn en ufaglært, mens en hvit verksdirektør kan tjene over 40 ganger mer enn en ufaglært svart arbeider. I tillegg kommer frynsegoder som fritt hus, tjenestebil osv.

En nyutdannet sivilingeniør vil ha en begynnerlønn på 4000-4500 rand/mnd pluss subsidiert eller gratis husvære.

Ser man på Gautengprovinsen rundt Johannesburg som er det industrielle og økonomiske tyngdepunktet i Sør-Afrika, er gjennomsnittsinntekten for hvite familier 6650 rand/mnd, mens den for svarte familier er 1400 rand.

Statistikken viser også at når man ser på de 20% som tjener best, utgjør antallet svarte bare 7% av denne gruppen, mens det blant de 20% som tjener dårligst, bare finnes 1% hvite.

## 2 BERGINDUSTRIEN

Bergindustrien spiller en sentral rolle i Sør-Afrikas økonomi, og sto i 1994 for 9% av landets brutto nasjonalprodukt. Halvparten av landets eksportinntekter kommer fra mineraler, og tar man med foredelte produkter som stål og ferro-legeringer, utgjør mineralbaserte produkter hele 60% av eksporten.

Verdien av mineraleksporten utgjorde 43 milliarder rand i 1994, hvilket tilsvarer ca. 80 milliarder kroner. Gullproduksjonen var på 580 tonn, og sto for 58% av eksportverdien.

De nest viktigste mineralske eksportproduktene er platin-metaller og kull, som hver utgjør 12% av eksportverdien, mens diamanter står for knapt 10%.

I tillegg eksporteres vel 20 Mt jernmalm, mens mangan- og krommalm for en stor del brukes til å produsere ferrolegeringer som så eksporteres.

I 1994 ble det utvunnet over 60 forskjellige mineraler fra over 850 gruver og brudd, og disse ble eksportert til mer enn 90 land, hovedsakelig i Europa og Fjerne Østen. Kartet på Figur 2 viser noen av de viktigste utvinningsområdene for en del bergverksprodukter.

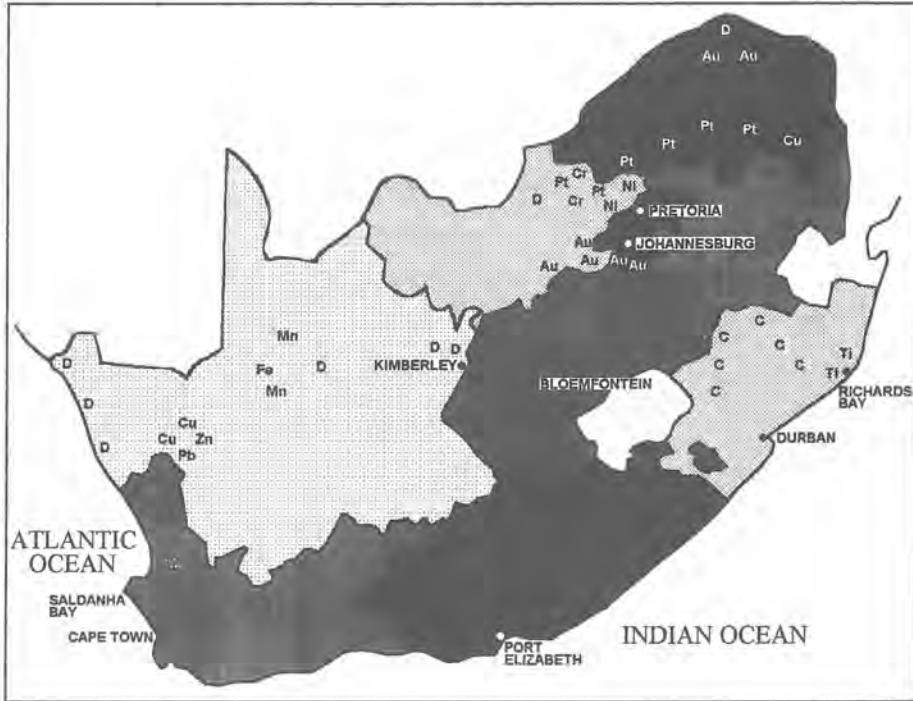
Sør-Afrika spiller en sentral rolle i verdens mineralforsyning, og Tabell 1 viser produksjonen av de mineralene og metallene hvor landet rangeres blant verdens ti viktigste produsenter.

Sør-Afrika spiller faktisk en enda viktigere rolle når man ser på landets reserver av mineralske råstoffer. For alle de mineralene og metallene som er vist i Tabell 1, er landet rangert blant de 7 viktigste i verden. I tillegg er landet henholdsvis nr. 2 og 4 i verden når det gjelder reservene av vermiculitt og sink.

Landets bergindustri er kjennetegnet ved at det meste av industrien er drevet av svært store selskaper eller grupper, de såkalte "mining houses":

1. Anglo American Corporation of South Africa. (AAC).
2. Anglovaal Ltd.
3. Gencor Ltd.
4. Gold Fields of South Africa Ltd. (GFSA).

5. Johannesburg Consolidated Investment Company Ltd. (JCI).
6. Rand Mines Ltd.



Figur 2. Viktige gruvedistrikter i Sør-Afrika (Au=gull, C=kull, Cr=krom, Cu=kobber, D=diamanter, Fe=jern, Mn=mangan, Ni=nikkel, Pb=bly, Pt=platinmetaller, Ti=titanmineraller, Zn=sink).

Hver av gruppene har eierinteresser i et større eller mindre antall gruve- og andre industriselskaper. Selv om hvert av disse selskapene er å betrakte som selvstendige med bl.a. eget styre, er de administrert av gruppen som også yter eksperttjenester og annen teknisk service.

I tillegg til de store gruppene har man to store statlige konsern, Iscor og Sasol, som også driver utstrakt gruvedrift.

Iskor er en stålprodusent som også driver store jernmalm- og kullgruver, delvis for eksport.

Sasol produserer syntetisk olje, bensin og en lang rekke kjemiske produkter basert på kull fra egne gruver. Det årlige forbruket er på nesten 50 mill. tonn kull.

Begge selskapene ble sterkt utbygget under sanksjonstiden for å gjøre landet mindre avhengig av import.



Myndighetene mener at bergindustrien vil spille en svært viktig rolle for den videre økonomiske utviklingen i Sør-Afrika, og arbeider aktivt for at industrien skal få gode rammebetingelser for videre ekspansjon.

Man må også regne med at industrien vil bli mer internasjonal nå når sanksjonene er opphevet, og Sør-Afrika igjen er en likeverdig medspiller i verdensøkonomien.

TABELL 1. Sør-Afrikas betydning i verdens forsyning av mineraler og metaller.

Produkt (mineral/metall)	Produksjon	Posisjon i verden	
		%-andel	Rankingnr.
Andalusitt, ktonn	231	35	1
Gull, tonn	580	25	1
Platinmetaller, tonn	153	54	1
Vanadium, tonn	25.050	42	1
Krommalm, ktonn	3364	30	2
Titanmineraler, ktonn	751	20	2
Zirconmineraler, ktonn	230	29	2
Antimon, tonn	3950	10	4
Manganmalm, ktonn	2464	11	4
Diamanter, kcarat	10.177	11	5
Flusspat, ktonn	260	7	5
Kull, ktonn	174.400	5	6
Nikkel, ktonn	38	4	6
Asbest, ktonn	133	4	7
Sølv, tonn	183	2	7
Jernmalm, ktonn	32	3	8
Fosfat ktonn	3051	2	8
Uran, tonn	1669	5	8
Bly, tonn	76	2	9

### 3 TUNNELDRIFT

Selv om landet er fjellrikt og har en betydelig bergteknisk kompetanse knyttet til berg-industrien, har Sør-Afrika liten tradisjon på tunnelbygging og bruk av undergrunnen til anleggsformål.

Dette har bl.a. sammenheng med de klimatiske forhold hvor vinter med snø og is sjelden eller aldri byr på problemer f.eks. for trafikkavviklingen.

Landet har heller ikke følt behov for å bygge ut sivilforsvarsanlegg og tilfluktsrom slik som her hjemme, en utbygging som utvilsomt har bidratt til at vi her i landet har så mange flerbruks underjordsanlegg.

Det finnes selvsagt en rekke jernbanetunneler der hvor topografien har gjort dette nødvendig, og den lengste med en lengde på 13,5 km ble bygget så sent som i 1979.

Når det gjelder vegtunneler, er situasjonen helt annerledes. Bortsett fra den nye, bompengefinansierte 4,2 km lange Huguenottunnelen nær Cape Town, finnes det svært få vegtunneler, og de er alle sammen korte sammenliknet med hva vi etter hvert har blitt vant med.

Før Huguenottunnelen ble bygget, var Daaspoortrand-tunnelen nær Pretoria med sin lengde på 573 m, den lengste. Andre "lange" tunneler er de to H.F. Verwoerd-tunnelene i Nord

Transvaal. Disse er henholdsvis 290 m og 381 m lange og ble bygget for å føre vegen forbi et rasfarlig område.

Bruk av undergrunnen til forskjellige typer anlegg er som sagt heller ikke vanlig, og ofte blir slike anlegg bygget ved å grave eller sprengne seg ned fra overflaten og bygge en nærmest konvensjonell betongkonstruksjon, før anlegget blir dekket til.

En slik konstruksjonsmåte ble bl.a. brukt for å bygge store, strategiske oljelagre ved Saldanha Bay på vestkysten. Her ble tankene plassert i svære byggegroper sprengt ned i fjellet, før de så ble dekket til for å beskytte dem mot militære angrep og sabotasje.

For noen år siden gjennomførte SANCOT (South African National Committee on Tunneling) en undersøkelse om bruk av undergrunnen. Det viste seg at det rent generelt var veldig liten interesse blant sør-afrikanske byggherrer og konsulenter for å utnytte undergrunnen til forskjellige typer anlegg.

Oppfatningene var helt klart at man hadde nok land tilgjengelig for konvensjonell utbygging, selv rundt de største byene. Dessuten mener man at bygging av underjordsanlegg medfører unødvendige fordyrelser, selv om man oppnår miljømessige og estetiske fordeler.

Dette forholdet kan nok endre seg fordi de store byene vokser fort nå når apartheid-systemet ikke lenger styrer bosetningen. Det blir bl.a. påstått at Johannesburg er den fjerde raskest voksende byen i verden!

#### 4 MARKEDSUNDERSØKELSE

På vegne av NFFs Internasjonale komite har Eksportrådet v/NORBUILD initiert en undersøkelse av markedsmulighetene i Sør-Afrika for norsk know-how innen bergteknologi.

Markedsundersøkelsen er beskrevet i to rapporter:

- \* Market survey South Africa.
- \* Market opportunities for Norwegian hard rock technology in South Africa.

Den første rapporten som er utarbeidet av Norwegian Trade Council i Johannesburg, tar for seg en del generelt bakgrunnsstoff om Sør-Afrika med bl.a. fylldige opplysninger om økonomiske forhold, handel osv. Rapporten gir også en oversikt over følgende punkter:

- \* Bergindustrien med beskrivelse av strukturen og de store "mining houses".
- \* Igangværende og kommende prosjekter med tilknytning til NFFs arbeidsfelt.
- \* De viktigste entreprenørselskapene.
- \* De viktigste konsulentfirmaene med tilknytning til NFFs arbeidsfelt.
- \* De viktigste av de spesialiserte gruveentreprenørselskapene.
- \* De viktigste produsenter og leverandører av utstyr.

Den andre rapporten er utarbeidet av professor Kai Nielsen under et 6 måneders forskningsopphold ved University of the Witwatersrand i Johannesburg. Rapporten tar for seg og vurderer konkrete markedsmuligheter for norsk bergteknisk kompetanse, og den diskuterer følgende emner:

- \* Bruk av undergrunnen i bymessige strøk.
- \* Vannforsyning.
- \* Vannkraft.
- \* Transporttunneler.
- \* Forsvarsanlegg.
- \* Lagringsanlegg.
- \* Bergindustrien.
- \* Pukkverksindustrien.

#### Bruk av undergrunnen i bymessige strøk

Man har som sagt liten eller ingen tradisjon på bruk av undergrunnen til anleggsformål. Den generelle oppfatningen er også at slike anlegg blir dyrere enn konvensjonelle anlegg på overflaten.

Mange slike anlegg som renseanlegg, vannreservoarer o.l. er knyttet til utbygging av offentlig infrastruktur. Det er ikke sannsynlig at man vil gå inn for "dyrere" løsninger innen denne sektoren, særlig når man tenker på de store ressursene som må settes inn for gjennomføringen av RDP.

Det vil sannsynligvis gå lang tid før disse holdningene eventuelt endrer seg, og det synes derfor som om markedet for norske tjenester knyttet til slike anlegg vil være små.

### Vannforsyning

Som sagt foran, er et av de viktigste målene for RDP å sørge for tilfredsstillende vannforsyning og sanitærforhold, noe som vil berøre omtrent 12 millioner sør-afrikanere. Departementet for vannutbygging og skogsdrift har anslått kostnadene for denne delen av RDP til å bli mellom 7 og 19 milliarder rand.

Mesteparten av disse vann- og sanitærprosjektene vil bli bygget ut på landsbygden, og selv om de totale kostnadene er enorme, så vil hvert enkelt anlegg bli av beskjedent størrelse.

Man har dessuten en uttalt politikk om at slike prosjekter bør søkes realisert ved bruk av arbeidsintensive metoder, slik at arbeidsledighetsproblemene kan minskes.

Når man ser bort fra Lesotho Highlands-prosjektet, Umgeni Water Project i Natal (Midmar), og et nytt overføringsprosjekt med en 10 km lang tunnel fra Tugela-elven til Mhlathuze i Natal, så er det for tiden ingen andre vannforsyningsprosjekter som medfører bygging av overføringstunneler.

De vanlige tekniske løsningene innebærer bygging av konvensjonelle dammer med kanaler og rørledninger. Rør-jekking blir også mer og mer brukt, selv i områder der man tidligere har drevet små tunneler.

Lesotho Highlands-prosjektet vil levere vann til Vaal-systemet hvor 70% av vannet går til Gauteng. Vannleveransene vil begynne med en kapasitet på 18 m<sup>3</sup>/sek i 1998 etter fullføringen av Fase 1A. Fase 1B som blir ferdig i 2003, vil øke overføringskapasiteten med ytterligere 11 m<sup>3</sup>/sek til 29 m<sup>3</sup>/sek. Men selv dette vil ikke være nok til å dekke vannbehovet i Gauteng lenger enn frem til år 2005.

Departementet for vannutbygging og skogsdrift har derfor startet opp den såkalte Vaal Augmentation Planning Study (VAPS), hvor man bearbeider nye prosjekter som skal skaffe enda mer vann. Det vurderes bl.a. en utvidelse av Lesotho-prosjektet, en omlegging av deler av Oranje-elvens vannsystem, og en videre utbygging av enten Tugela-elven eller Umzimvubu i Natal.

Ved full utbygging også av Fasene II-IV, vil Lesotho Highlands Water Project til slutt kunne levere opp til 70 m<sup>3</sup>/sek inn i Vaal-systemet.

Alle disse prosjektene vil bli store i omfang og vil også kunne innebære en del tunnelbygging.

### Vannkraft

Det er få vannkraftverk i Sør-Afrika, og de fleste er bygget som en del av større vannforsyningsanlegg.

Ett slikt anlegg er Drakensberg pumpekraftverk med en effekt på 400 MW. Dette anlegget er forbundet med Stokfonteindammen og Vaal-elven.

Et annet pumpekraftverk er Stenbras-Palmiet som leverer kraft til Cape Town. Dette anlegget har en effekt på 150 MW.

I forbindelse med Fase 1A og 1B av Lesotho Highland Water Scheme blir det bygget et kraftverk ved Muela opp mot grensen til Sør-Afrika. Verket vil bli bygget ut med en effekt på 72 MW i Fase 1A, og senere til 110 MW i Fase 1B. En del av kraften vil bli eksportert til Sør-Afrika, da produksjonen overstiger behovet i Lesotho.

En utbygging av Tugela-elven kan også komme til å omfatte et nytt pumpekraftverk med en planlagt effekt på 1500 MW.

### Transporttunneler

Sør-Afrika har som sagt liten tradisjon på tunnelbygging, både i forbindelse med transport og til andre formål.

Det er for tiden ikke særlig sannsynlig at store nyanlegg i transportsektoren vil bli

prioritert og bygget ut med offentlig finansiering p.g.a. de høye kostnadene er forbundet med gjennomføringen av RDP og andre store utbyggingsoppgaver bl.a. innen vannforsyning.

Det er imidlertid åpnet for at private konsortier kan "overta" større vegprosjekter ved at de står for finansiering og utbygging, og deretter får drive vegen og tjene inn sine investeringer v.h.j.a. bompenger. Etter et visst antall år vil så det offentlige overta prosjektet vederlagsfritt.

Det er vel liten grunn til å tro at en slik privatisering av vegutbyggingen vil føre til større interesse for å bygge vegtunneler. En privat utbygger er nok helst ute etter konvensjonelle løsninger med sikker inntjening.

### Forsvarsanlegg

Sør-Afrikas forsvarsbudsjett har blitt redusert fra 20 milliarder rand i 1988 til bare 10 milliarder i 1995. Dette har ført til en kraftig reduksjon av alle typer investeringer i nye anlegg og nytt utstyr.

Det synes lite trolig at denne situasjonen vil endres på kort sikt, særlig når man vet hvilke enorme ressurser som må gå inn i RDP. Man kan også stille et spørsmål om Sør-Afrika egentlig har noen fiender militært sett.

Det virker derfor svært lite sannsynlig at forsvarssektoren skulle by på noen forretningsmuligheter i forbindelse med anlegg i fjell.

### Lagringsanlegg

Sør-Afrika har heller ingen tradisjon på å bygge lagerhaller i fjell.

Landet har imidlertid en betydelig jordbruks- og fiskerinæring, og man arbeider intenst med å øke eksporten av både ferske og frosne matvarer til f.eks. Midt-østen. Her har Sør-Afrika en god transportmessig posisjon.

Distribusjon av slike varer krever gode lagringforhold med sikker temperaturkontroll.

Fjellanlegg er godt egnet til lagring av f.eks. frosne produkter og varer som trenger kjølig lagring, og når vi finner at slike lager byr på energiøkonomiske fordeler i Norge, burde dette også være interessant i Sør-Afrika hvor klimaet er mye varmere.

### Bergindustrien

Bergindustrien i Sør-Afrika ser ut til å bruke stadig mer entreprenørtjenester, og denne utviklingen vil nok fortsette. Det meste av arbeidene blir utført av entreprenører som har spesialisert seg på oppdrag fra gruvene, og disse entreprenørselskapene er helt eller delvis eiet av gruveselskaper.

Det vil derfor være vanskelig for utenlandske entreprenører å komme inn på jobber som sør-afrikanerne er vant til å gjøre selv.

Det er imidlertid to felter hvor det burde være muligheter for norsk kompetanse:

- \* Hurtig tilredning i gullgruveindustrien (rapid development).
- \* Bruk av sprøytebetong i bergindustrien.

Utviklingen i løpet av de senere årene viser at Sør-Afrikas gullgruveindustri har mistet sin posisjon som verdens mest kostnadseffektive gullprodusent. I dag ligger gjennomsnitts produksjonskost ca. 25% høyere enn i Australia og Kanada. Gullgruvene anses for å være meget konservative, og drives i dag med svært arbeidsintensive metoder.

Selv om Sør-Afrika fremdeles er verdens desidert største produsent av gull, kan man ikke la denne utviklingen fortsette, og omlegginger til nye og effektive arbeidsmetoder vil tvinge seg frem.

Hurtig tilredning er en av de effektiviseringsmulighetene som er mest aktuelle. Ortdriving på anleggsmanér med løpende sikring, kan være en mulig måte for å oppnå hurtigere tilredning for produksjon.

Hurtig tilredning med løpende sikring vil også åpne for mer bruk av sprøytebetong i gruveindustrien.

Sprøytebetong blir i dag brukt systematisk i diamantgruvene, men man bruker tørrsprøyting og manuelle metoder.

Det burde derfor være muligheter for salg av norsk teknologi og know-how.

Dette er en markedsmulighet som også andre har oppdaget. Sveitsiske Master Builder Technology (MBT) har således inngått en joint venture-avtale med HL&L Mining Timber for å produsere og markedsføre sementprodukter og sprøyteteknologi for sikring i gruveindustrien. HL&L Mining Timber er en av Sør-Afrikas ledende produsenter av materialer for forbygning og sikring.

### Pukkverksindustrien

Pukkverksindustrien er dominert av to store selskaper:

- \* Anglo-Alpha Ltd. (Datterselskap av den sveitsiske Holderbankgruppen.)
- \* Ready Mix Materials (Pty) Ltd. (Tidligere britiske interesser.)

Det gjøres utstrakt bruk av underentreprenører i forbindelse med boring, sprengning, lasting og transport, men disse jobbene gjøre som oftest av lokale firma.

Ingen av de to store gruppene har inngått større kontrakter som omfatter flere brudd, f.eks. med en av gruveentreprenørene.

Når man også tenker på at steinbruddsdrift er en ganske enkel produksjonsoppgave, vil det neppe være noe behov for utenlandsk kompetanse innen denne sektoren.

## 5 KONKLUSJONER OG ANBEFALINGER

Resultatene av de to markedsrapportene kan sammenfattes som følger:

Sør-Afrika er et "billig land", så norske selskaper må satse på spesialiserte produkter og tjenester med høy verdi.

Når det gjelder norsk bergteknisk kompetanse, synes de beste markedsmulighetene å være i tilknytning til følgende sektorer:

- \* Nye driftsmetoder for hurtig tilredning i gullgruvene.
- \* Bruk av sprøytebetong i bergindustrien, bl.a. teknologioverføring.
- \* Tunnelarbeider i forbindelse med store vannforsyningsanlegg.
- \* Selge konseptet om bruk av lagerhaller i fjell.

De norske fagmiljøene har hatt liten eller ingen kontakt med sør-afrikanske kolleger under sanksjonstiden. Både innefor anleggs- og bergindustrien er det derfor nødvendig å profilere og selge norsk teknologi og kompetanse. Dette kan bare gjøres ved å være tilstede og bli kjent i miljøet og med miljøet.

Et første skritt på veien kan være å delta med foredrag på seminarer og konferanser, f.eks. det årlige tunnelseminaret, TUNCON, som arrangeres av SANCOT, og tilsvarende møter som arrangeres av South African Institute of Mining and Metallurgy, SAIMM.

Man kan også arrangere delegasjonsbesøk med deltakerne som er seriøst interessert i å komme inn på det sør-afrikanske markedet. Under slike besøk kan man bl.a. invitere til seminarer hvor man presenterer norsk teknologi og kompetanse.

Spesielt innenfor bergindustrien vil Anglo American være en sentral kontakt. Dette selskapet arbeider aktivt med å utvikle såkalt "rapid development", og kontrollerer også De Beers med diamantgruvene hvor det allerede brukes mye sprøytebetong.

For de som ønsker å følge med i hva som skjer innenfor sør-afrikansk anleggs- og bergindustri med tanke på markedsvurderinger og planlegging av markedsfremstøt, vil følgende tidsskrifter være gode informasjonskilder:

- \* Martin Cramer's Engineering News. (Ukentlig)
- \* Martin Cramer's Mining News. (Ukentlig)
- \* Hendrik Vorster's Mining Mirror. (14 dagers)

Når det gjelder det allminnelige forretningsklimaet i Sør-Afrika, skal man bl.a. være oppmerksom på følgende forhold:

Næringslivet i er preget av konglomerater og en meget tett nettverksstruktur. Det er også typisk at disse nettverkene ofte er bygget rundt de to hvite gruppene som har den virkelige økonomiske makt. Engelskmennene har lange tradisjoner med sitt "old school tie" system, mens afrikanderne bl.a. har sitt kvasi-hemmelige Broederbund.

Disse nettverkene er meget effektive, og det har vært tilfeller hvor f.eks. utenlandske investorer på forskjellige måter har blitt hindret i å gjennomføre prosjekter som ville komme i en konkurransesituasjon med etablerte sør-afrikanske bedrifter.

Det synes derfor å være en helt grunnleggende forutsetning at man finner en eller flere sør-afrikanske samarbeidspartnere, dersom man ønsker å komme inn på dette markedet.

Man skal imidlertid være klar over at sør-afrikanske entreprenører og konsulenter også er interesserte i å etablere seg utenlands. Det vil derfor være en ubetinget fordel at norske firma kan fremstå som interessante samarbeidspartnere også i en slik sammenheng.

Heller ikke i Sør-Afrika kan man bare gå og plukke opp prosjekter med lettjente penger, selv om man er norsk og egenutnevnt verdensmester i tunneldriving og bergteknologi.

Skal man lykkes på det sør-afrikanske markedet, kreves seriøs og langsiktig innsats i samarbeid med lokale partnere.

Men, man må være klar over at konkurransen er hard. Utenlandske selskaper står i kø for å komme inn på det sør-afrikanske markedet. For tiden synes "alle" å lide av et slags Sør-Afrika-syndrom, på lignende måte som man for noen år siden hadde et Kina-syndrom da "alle" skulle være med og tjene penger på verdens største marked med over en milliard mennesker (med svært liten kjøpekraft).



Men, man må heller ikke glemme at en vellykket satsing i Sør-Afrika, også kan åpne for markeder i andre land i det sørlige Afrika.

6 KILDER

NORBUILD: Market survey South Africa. Forfatter: Carl A. Siger, Norwegian Trade Council, Johannesburg. April 1995.

NORBUILD: Market opportunities for Norwegian hard-rock technology in South Africa. Forfatter: Kai Nielsen, Inst. for geologi og bergteknikk, NTH. Oktober 1995.

**Blindboring av en 50 m vertikal sjakt med diameter 1,5 m****v/avd.led. Trond Øiseth, Entreprenørservice A/S**

Dette boreprosjektet startet her på hotellet under fjellsprenningskonferansen i 1991. Kværner-Eureka A/S i Lier ringte meg angående utprøving av offshore pumper i full skala, med vertikal pumpelengde på ca. 50 m.

Behovet for fullskalaforsøk var av både teknisk og markedsmessig interesse. De hadde tenkt på flere løsninger: Sprengne en grop og bygge høyhus over. Dette ville kreve store arealer og investeringer. Ett annet alternativ var å finne ett egnet sted langs sjøen eller en innsjø. Dette ville kreve mye i form av transporter, flytende konstruksjoner og erverv av nytt areal.

Spørsmålet var derfor om Entreprenørservice A/S kunne bore en vertikal sjakt i fjellgrunnen utenfor verkstedet deres på Lier. Dette ville ha mange praktiske fordeler for dem: Kort vei fra konstruksjonsbordet, via verkstedet til forsøkssjakten bare få meter fra verkstedporten. De kunne også benytte egne arealer og arealbehovet ville være minimalt.

Entreprenørservice A/S har tidligere boret kortere blindsjakter med sjaktboreutstyr (raiseboring) for heissjakter. Disse sjaktene hadde diameter  $\phi$  1,0 m og lengder på 5-6 m. Altså beskjedent i forhold til hva vi nå planla. Prosjektet virket spennende med flere tekniske utfordringer. Bergarten i den aktuelle sjakttraséen var finkornet og homogen granitt.

**Tidsplan**

- \* I månedsskiftet november/desember -91 startet konstruksjonen av systemet på vår maskinavdelings tegnekontor.
- \* Kontrakt med Kværner Eureka A/S ble undertegnet 19.11.92.
- \* Etappe 1 av borearbeidene ble startet den 24.11.92 og avsluttet den 16.2.93 etter 32,3 m boring.
- \* Etappe 2, den siste, ble startet 1.2.95 og avsluttet den 16.3.95 etter total borlengde 51 m.

**Teknisk løsning**

**Boreutstyr:** Det ble benyttet en raiseboremaskin av typen INDAU 90H. For å få plass til montasje av borkrone, styringer etc. måtte det sprenges en startgrop med en dybde på 5 m og ett areal på ca. 15 m<sup>2</sup>, se fig. 1. For å være sikret ett mest mulig

vertikalt hull, ble det boret ett pilothull på 11" ned til 54 m fra bunnen av startgropen. En raiseborkrone med en diameter på  $\phi$  1,53 m ble snudd, og en ekstra stamme ble boltet på. Borkronens originale "stamme" ble benyttet som guide i pilothullet med en 97/8" borkrone i bunnen.

For første etappe av boreprogrammet ble det benyttet ett trykkammer over borkronen. Kammeret skulle øke evakueringsstrykket og dermed hastigheten i kaksavgangen. En armert gummipakning tettet mot fjellet. Trykkammeret ble utført med teflonrør, som lager, og i tillegg ble det montert stålvekt over kammeret for å unngå at lageret skulle rotere med borestrengen. En var avhengig av at kammeret og styringene for borestrengen ikke roterte. Dette for å unngå skade på evakueringsrøret og luftrøret fra trykkammeret opp til overflaten.

For boreetappe 2 ble evakueringssystemet gjort om pga. stor slitasje på cutterne/ borkronene. I stedet for trykkammer ble det montert en stålsylinder over borkronen med ytre diameter  $\phi$  1,4 m og en lengde på 3 m, fig. 2. Sylinderen ble laget for å øke hastigheten på borkakset fra borkronen. Ved toppen av sylinderen ble det montert ejektorsystem med 5" evakueringsrør og 1" luftrør. Erfaringer fra boring av etappe 1, som viste stor cutterslitasje, medførte endringer av cuttertetning og smøring.

#### Boreteknikk

##### Etappe 1 - Figur 1.

Raiseboremaskinen som ble benyttet har en diameterkapasitet i middels harde bergarter på 2,4 m og sjaktlengder inntil 200 m ved konvensjonell sjaktboring. Maskinen er sterkest på trekk og svakest på trykk nedover. Maksimalt matertrykk er 92 tonn nedover. Denne ble øket noe med stålvekt og vekten av borkrone og styringsrør. Det vi hele tiden visste ville bli det største problemet med blindboring var evakuering av borkakset. Hvor mye måtte kakset knuses før det ville følge med spylevannet til overflaten.

Det ble benyttet mer enn 1 m<sup>3</sup> /vann pr. minutt til spyling. I tillegg ble det under etappe 1 forsøkt med lufttilsetning i spylevannet. Dette ga liten eller ingen effekt.

Omdreiningshastigheten varierte mellom 10 -18 Rpm. Dreiemomentet måtte tilpasses bergarten, men hadde ett gjennomsnitt på ~ 14 Rpm.

Styringer ble montert for hver 6 m for å stabilisere borestrengen, slik at maksimal mating uten vibrasjoner kunne oppnås.

Styringene var konstruert som ikke roterende og var "lagret" på borestrengen med teflonrør. I dårlige fjellpartier, sletter, viste det seg allikevel at styringene hadde en tendens til å følge med rundt og dermed ødelegge luft- og evakueringsrør. Trykkammeret økte trykket for evakuering av kaks og vann.

Det førte samtidig til ett økt utvendig trykk på cutterne (borkronene). Pakningene i de cutterene vi benyttet tålte ikke det utvendige trykket. Vann med fine kakspartikler trengte inn i lagrene og forårsaket lagerhavari. Dette i sin tur medførte opptrekking av hele "i hullet utstyret" og bytte av cuttere.

## 16.3

Våre erfaringer fra etappe 1 viste oss at evakuering av borkaks og dermed grad av cutterslitasje var det viktigste. Dette krevde mer tankearbeid og ny utvikling av evakueringsystem. Etter hvert tok prosjektet mer karakter av forskning med tilhørende økte kostnader.

Vi kontaktet NTNf's NOR-ROCK gruppe og fremla vårt prosjekt med søknad om støtte til videre utvikling av teknikken. NOR-ROCK fant prosjektet interessant og gikk med på å støtte oss økonomisk. I tillegg har vi også fått god moralsk hjelp til å fortsette.

Det lange oppholdet mellom de to etappene skyldes at Kværner-Eureka A/S i første omgang klarte seg med en 30 m sjakt til sine pumper og hadde et omfattende prøveprogram foran seg. Den andre pumpegenerasjon krevde lengre sjakt.

### Etappe 2 - Figur 2

Trykkammeret ble byttet ut med en stålsylinder og ett ejektorsystem på toppen av sylinderen. Under boring ble først sylinderen fylt med borkaks. Dette gav litt tillegg i materkraften samtidig som det bidro til stabilitet for borkronen og hindret rotasjon i sylinderen. Kakshastigheten mellom borhullsveggen og stålrøret økte, slik at stoffen kunne spyles ren med kortere intervaller.

Under boring viste det seg gunstig å holde vannivået over borkronen på ca. 20 m.

Fjerning av trykkammeret reduserte også det utvendige trykket på cutterne og dermed risikoen for inntregning av "kaksvannet". For å minske risikoen for lagerhavari i cutterne, ble disse fylt med olje under trykk og forseglet. Dette medførte betydelig reduksjon i cutterslitasjen.

### Inndrifter

Fase 1 Utført 3.12.92 - 16.2.93.

Totalt boret $\phi$ 1,5 m =	32,3 m
Maks. inndrift 10 t/skift =	3,1 m
Maks. inndrift pr. time =	0,36 m

Fase 2 Utført 16.1.95 - 16.3.95.

Totalt boret denne fase $51 \text{ m} + 32,3 \text{ m} =$	18,7 m
Maks. inndrift 10 t/skift =	3,0 m
Maks. inndrift pr. time =	0,37 m

Totaltid på boreplass:	$(8 + 8) =$	16 uker
Inndrift pr. uke:	$51 : 16 =$	3,2 m
Inndrift pr. dag:	$3,2 : 5 =$	0,64 m

**Økonomi**

Kostnader:	Materialer	kr	684.000
	Underentreprenør/transporter	kr	136.000
	Arbeidskraft	kr	409.000
	Maskinleier	kr	<u>214.000</u>
	Totale kostnader	kr	<u>1.443.000</u>
	Cuttekostnad pr. m	$\frac{\text{kr } 298.000}{51} =$	kr <u>5.843</u>
	Total meterkostnad	kr	<u>28.294</u>

**Konklusjon**

Meterkostnaden for blindsjaktboringen er vesentlig høyere enn for konvensjonell sjaktboring. I kostnadssammenstillingen er alle kostnader aktivert for denne ene sjakten, dvs. modifisering av borkrone, spylesystemer, styringer og cuttere. Materialforbruket representerer en vesentlig kostnad pr meter kr 13.411,-. Ved eventuelle større prosjekter kan disse kostnader fordeles på flere meter.

Prosjektet må sees på som forskning, og erfaringene ble mange under veis. Tredje generasjons blindboringutstyr er festet til papiret hos oss. Forbedringene ligger på borkrone- og cutterutforming, spylesystemet og styringer som er mer stabile og ikke roterer med strengen. Med forbedret teknikk mener vi en gjennomsnittlig inndrift pr. time vil være ca. 0,3 - 0,4 m for  $\phi$  1,52 m.

Hvilket marked kan en så forvente for denne type boring?  
Ser vi på Norge er markedet begrenset.

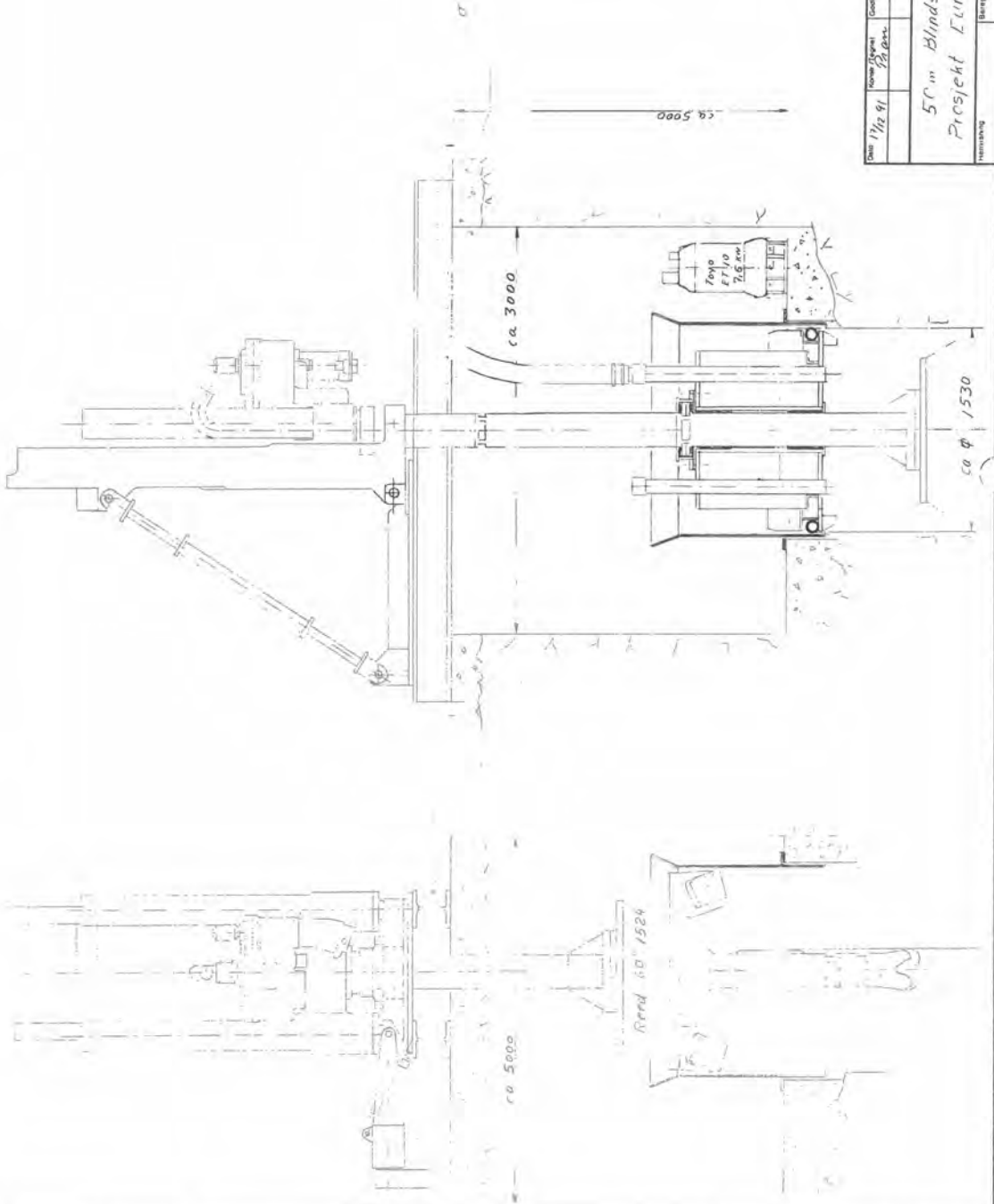
Underveis i prosjektet ble vi kontaktet av kjernekraftprodusenter i Sverige og Finland. De har ett problem som må løses, nemlig langtidslagring av radioaktivt avfall. Det beste lagringssted for slikt avfall er i homogene bergarter. En adkomsttunnel ned til 60 - 80 m dyp er prosjektert. Fra bunnen av adkomsttunnelen drives grentunneler. I tunnelsålen bores blindsjakter ned til 10 - 15 m dyp, og sylindere med avfall plasseres og omstøpes i sjaktene.

Behovet for slike sjakter er meget stort i de nevnte land. Denne lagringsmetoden diskuteres også i Spania og England.

Til slutt vil jeg takke alle involverte i dette prosjektet:

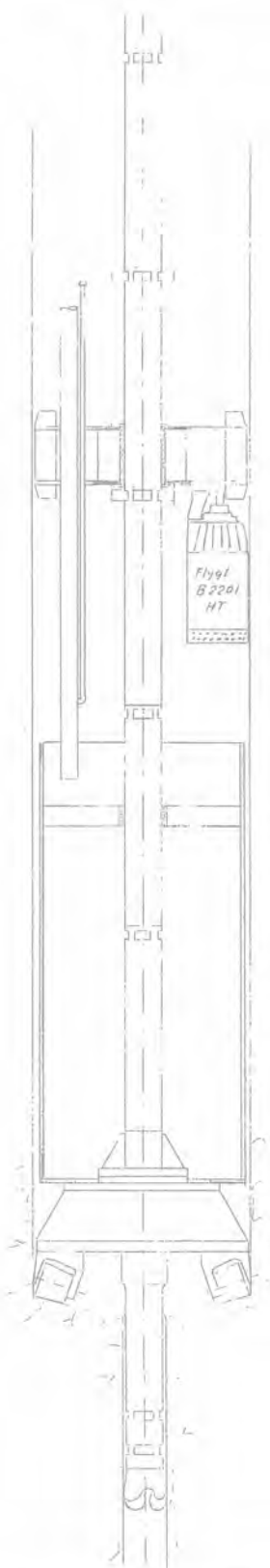
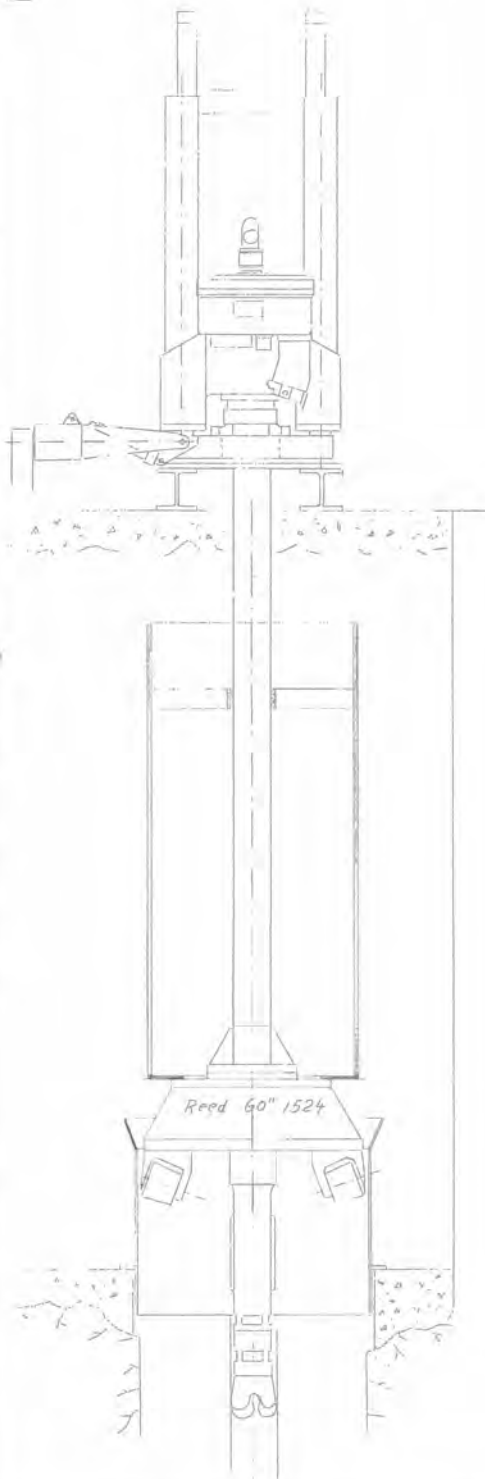
- \* Kværner-Eureka A/S for Deres bestilling og senere store interesse, forståelse og tålmodighet gjennom hele prosjektet.
- \* NTNf's NOR-ROCK program for moralsk og økonomisk støtte.
- \* Sist, men ikke minst, våre sjaktborere som aldri mistet troen på at vi skulle nå 50 m.

Fig. 1



Blatt	1/10	91	Blatt	1/20	1:20
-------	------	----	-------	------	------

50 m Blindstahl  
Projekt Eureka  
391



**ENTREPRENERSERVICE**

Date	19. 7. 25	Geologist	Blom	Well name	1:20	Drawing for	Elevations
	19. 7. 25				446		
50 m Blindsjakt Kvaerner Eurcka					Drawing		

## **Aurland - Lærdal. Verdens lengste vegtunnel. Byggjearbeida er no i gang.**

Sivilingeniør Jon Kvåle, Statens vegvesen i Sogn og Fjordane.

### **SAMANDRAG**

Siste etappe med bygging av ferjefri heilårsveg mellom Oslo og Bergen er igang. Denne etappen består av ein to-felts 24,5 km tunnel mellom Aurland og Lærdal. Tunnelen vil bli verdens lengste vegtunnel. Tunnelen skal setjast under trafikk frå og med år 2001.

Planlegging er utført av Vegkontoret i Sogn og Fjordane. Tunnelen vert bygd etter "Låg-kost"-prinsippet og har ei kostnadsramme på 805 mill. kr.

Drifta på Aurlands-sida, 11 km av tunnelen, vert utført av Statens vegvesen i eigen regi og arbeida starta våren -95. Frå Lærdals-sida vert tunnelen bygd av entreprenørar. Hovedentreprisen på bortimot 300 mill kr vert oppstarta hausten -95.

### **SUMMARY**

The last step to link the Western and Eastern part of Norway together with an all season high-way has started. The project consist of a 24.5 km long two lane road tunnel between the districts of Aurland and Lærdal in the County of Sogn og Fjordane. This tunnel will be the longest road tunnel in the World. The traffic shall pass through the tunnel from the year 2001.

The design principles are based upon the so called "low-cost tunnel". The total project costs are calculated to 805 mill NOK.

One half of the tunnel will be constructed by The Norwegian Public Road Administration with own forces. This works has been going on since spring -95. The second half will be constructed by contractors. The works With the main-contract starts in autumn -95.



## Planlegging og linjevalg.

På konferansen i 1993 var det innlegg med tittelen "Lærdalstunnelen - Ei anleggsteknisk utfordring." På det tidspunktet var det ikkje gjort endeleg beslutning om bygging av tunnelen og linjevalget var ikkje avgjort. Innlegget i 1993 tok vidare først og fremst for seg for seg ventilasjonsløyningar og dei sikkerheitsmessige aspekta i driftsfasen ved ein så lang vegtunnel.

Innleiingsvis skal ein gjere eit kort resyme av planprosessen.

Stortinget vedtok i 1975 at det skulle byggjast fergefri stamveg mellom Bergen og Oslo.

Som 1. byggetrinn skulle ein leggje til grunn eksisterande anleggsveg mellom Aurland i Sogn og Hol i Hallingdal. Denne forbindelsen vart bygd i samband med kraftutbygginga i Aurland.

På sikt rekna Stortinget med at stamvegen skulle gå over Filefjell og gjennom Valdres. Filefjellet er den klimamessige klart gunstigaste fjellovergangen mellom Vestlandet og Austlandet.

I juni 1992 vedtok Stortinget at endeleg stamveg skal gå etter Lærdalsalternativet over Filefjell og dei peika på fordelane med å byggje ein lang og flat tunnel mellom Aurland og Lærdal. Dette ville korte inn vegen og gi det beste lengdeprofilet, spesielt med omsyn til yrkestrafikken.

Med dette vedtaket i ryggen starta Vegkontoret i Sogn og Fjordane arbeidet med utarbeiding av detaljplan for tunneltraseen og reguleringsplanar for dei aktuelle påhoggsområda.

På Aurlandssida peika påhogg ved garden Nyheim seg naturleg ut og valg av dette angrepspunktet gjekk gjennom alle innstillande og godkjennande innstansar utan særleg dissens.

På Lærdalssida var synet på påhoggsplass meir sprikande og det vart utarbeidd forslag til reguleringsplan for tre alternativ. Dei 2 alternativa Voll og Håbakken peika seg snart ut som dei to som i realiteten var aktuelle.

Felles for alle alternativa var at hovedarbeida frå Lærdalssida skulle foregå frå eit tverrslag 6 km oppe i Tynjadalen. Tynjadalen er ein sidedal til sjølve Lærdalsdalføret som munnar ut i hoveddalføret 10 km aust for Lærdalsøyri.

Frå påhogg til sjølve tunnelen i Lærdal skal det ikkje foregå meir sprengningsarbeid enn at ein får nok masse for å knyte tunnelen til eksisterande E 16 gjennom Lærdal.

Statens vegvesen gjorde i si tilråding framlegg om å velge Voll-alternativet. Dette

alternativet gav kortast tunnel, kortast tilknytning til eksisterande E 16 , kortast køyreavstand Oslo-Bergen og lågast kostnad.

I debatten om påhoggs-plass var det fokusert sterkt på miljø- og vernespørsmål. Riksantikvaren gjekk i si tilråding inn for å velge Håbakken som påhogg.

Etter den nye plan- og bygningslova frå 1990 er det kommunestyret i den aktuelle kommune som gjer vedtak om reguleringsplanar for veganlegg. Kommunen var ikkje samd ned Statens vegvesen si tilråding og vedtok i juni -94 at påhogget skal leggjast til Håbakken. Ein betydeleg del av representantane stemde for Voll-alternativet.

I debatten i kommunen kom det fram at Lærdal hadde ønskje om at vegen vart lagt så nær kommunesenteret Lærdalsøyri som mogeleg. Valg av Håbakken betra dette forholdet med 2 km. At strekningen Bergen-Oslo samtidig vert 2 km lenger, at tunnelen vert 0,5 km lenger, at tverrslaget vert 0,5 km lenger og at kostnadene aukar med 35 mill kr såg ut til å vere underordna argument. Den nye Plan- og bygningslova er ein styrke for lokaldemokratiet, men ein ser samtidig svakheiter ved at lokale styresmakter gjer vedtak i saker som har stor regional eller nasjonal interesse og der vedtakande myndigheit ikkje har direkte økonomisk ansvar for vedtaket.

Vedtaket vart anka av Statens vegvesen, men Miljøverndepartementet stadfesta i febr. -95 vedtaket som var gjort av Lærdal kommune.

## Lengdeprofil.

Resultatet av vedtaka er at den nye tunnelen mellom mellom Aurland og Lærdal vert 24,5 km lang og den får eit 2 km langt tverrlag i 1/4-punktet i Tynjadalen. Når tunnelen vert opna for trafikk kring årsskiftet 2000/2001 vert dette verdens lengste vegtunnel. Tunnelen har i skrivande stund ikkje fått offisielt namn, men det heitaste tipset er Lærdalstunnelen.

Plassering i geografien er vist i fig. 1.

Lengdeprofilet er vist i fig. 2.

Tunnelen ligg djupt under fjellmassivet mellom Aurland og Lærdal. Største fjelloverdekning er 1450 m og ca. 70 % av tunnelen har overdekning på meir enn 800 m.

## Tunnelutforming.

Tunnelen skal byggjast som 2-felts tunnel med tverrsnittstype T8,5. Sprengningsprofilet vert 56 m<sup>2</sup> med netto trafikkareal (eks. sikringsareal og overbygning) på 47 m<sup>2</sup>.

Tverrsnittsutforming er vist i fig. 3. Denne figuren viser også overbygning, dreneringsystem og kabelføringar.

Det vert bygt tre typer "trafikk-nisjer" i tunnelen. Nisjeplasseringen er vist på tegning

over lengdeprofilet i fig. 2 og detaljar av nisjene er vist på fig. 4.

- Havarinisjer evt. i kombinasjon med trafonisje pr. 500m
- Havari- og snunisjer for store køyretøy (hammarnisjer) for kvar 1.500m
- Rundkøyeringar for kvar 6 km. I 1/4-punkta.

## Geologi.

Geologien i Aurland-Lærdal regionen er i hovudsak bygd opp av grunnfjellet som ligg under ein fyllittpakke av varierende mektigheit. Over fyllitten ligg bergartar som er skyvd inn over fyllitten - Jotundekket. I skyvedekket er bergartssamansetjinga meir variabel.

Heile tunnelen vil gå i gneis og granittiske grunnfjellsbergarter.

Tunnelen ligg djupt i det mektige bergmassivet mellom Aurland og Lærdal. På grunn av den store overdekningen og ut frå erfaringar med tunneldriving i tilsvarende djupliggjande fjellmassiv i dette området, er det venta at høge bergtrykk vil gi stabilitetsproblem i tunnelen. Det er ikkje utført målingar for å kartleggja spenningstilstanden i fjellet før sprengningsarbeida startar. Tunnelen ligg så djupt i fjellmassivet at slike målinga ville bli svært kostbare.

Ein større forkastning og diverse meir og mindre markerte brotsoner kryssar tunneltraseen. Dei fleste av dei kartlagde svakheitssonene kryssar tunnelen med relativt gunstig vinkel. På grunn av den store overdekningen er det vidare usikkert kva eksponering sonene, som er kartlagde på fjelloverflata, har i tunnelnivået. Det er ikkje venta at svakheitssoner og slepper vil gi store stabilitetsproblem i tunnelen.

## Ventilasjonsanlegg og sikkerheitsutstyr.

Tunnelen vil i opningsåret få eit trafikkgrunnlag (ÅDT) på ca. 1000 køyretøy. Ventilasjonsanlegget er ikkje detaljprosjekttert, men hovedprinsippa er fastlagde. Dimensjoneringsgrunnlaget vert 400 køyretøy i timen.

Tunnelen vil bli langslufta med utblåsing av den forureina lufta gjennom tverrslaget i Tynjadalen. Det vil bli montert impulsventilatorar i begge tunnelgreinene mot Aurland og Lærdal og sjaktvifter i foten av tverrslaget.

I ca. midtpunktet i den 18 km lange greina mellom Aurland og kryssset med tverrslaget vil det bli bygt ei rensesløyfe for tunnelufta. I filteranlegget her vil lufta bli rensa for både støv og nitrøse gassar.

Tunnelen vil vidare bli utstyrt med:

- Nødtelefonar kopla til bemanna vaksentral.
- Brannsløkkingsapparat.
- Antenneanlegg for mobiltelefon og radio(NRK).

- Felles redningskanal for politi, brannvesen og ambulanse.
- Belysningsanlegg med rømningslys.

Dette sikkerhetsutstyret saman med snumogelegheit i nisjene gjer at ein meiner tunnelen får ein tilfredstillande sikkerheitsstandard.

### **Driving frå Aurlandssida.**

11 km av tunnelen skal drivast frå Aurlandssida. Denne drivinga skjer i eigen regi av Statens vegvesen.

Arbeida med opplasting og uttransport av tunnelstein vert sett bort til underentreprenør. Det same gjeld for arbeid med sprøytebetong i tunnelen.

Påhogget på Aurlandssida ligg på kote 24. Tunnelen har jamn stigning 2,1 % dei første 11,5 km. Høgbrekket ligg på kote 265. Drifta frå Aurlands-sida vil difor få stigning på heile strekningen og sjølvdrenering av tunnelen.

Første tunnelsalva på Aurlandssida gjekk 15. mars i -95.

Vi har tidlegare i dag fått orientering om den prøvedrifta med slurry-sprengstoff som har vore gjort i tunnelen.

### **Spesielle forhold ved anlegget i Aurland.**

#### **Kvikkleire i påhogsområdet.**

Vegen fram til påhogget skal gå gjennom ein 10 m høg marin avsetning. Grunnboringar avklara at overflategrusen kviler på sensitiv leire.

Riksantikvaren ville på grunn av automatisk freda kulturminner ikkje godkjenne at skjæringa vart teken ut med slake skråningar. Før uttrauing vart det difor ramma spunt til 15 m under ferdig vegnivå. Toppen av spuntveggen vart stagforankra, dels med injiserte lausmassestag og dels med fjellforankra stag.

I avslutningsfasen av uttrauinga fekk ein grunnbrot i kvikkleira. Toppstaga i spuntten small av over ein kortare strekning og deler av spuntveggen vart pressa inn i byggegropa - rotasjon om nedre spuntende. I skrivande stund er ikkje årsakssammenhengen avklara og uttrauinga er ikkje slutført. Det er bygd midlertidig veg på nivå over kvikkleira.

Sikring av skråningane vil mest sansynleg skje ved ein kombinasjon av kalkstabilisering og utslaking av skråningane. I og med at det har skjedd utrasing/brot i massen er også verneinteressene skada.

## Tipp

Tunnelsteinen i Aurland skal fyllast i fjorden mellom Aurland og Flåm. Transportlengde frå påhogget er ca. 8 km. Formålet med fyllinga er å gi betre fundament for riksvegen (framtidig E 16) og plass for ny gang- og sykkelveg.

Universitetet i Bergen skal kartleggje eventuelle skadeverknader som fyllingsarbeida i fjorden kan ha på livet i sjøen. Dette er eit pålegg frå miljøvernavdelinga hjå fylkesmannen. Undersøkingane vil konsentrere seg om verknadene på botndyr og laksefisk.

På grunn av kvikkleire i grunnen i heile området ved påhogget er det strenge begrensningar til mellomlagring av masse og plass for knusing o.l. ved påhogget. Dette skapar ein del vanskar for anleggsarbeida.

## Driving frå Lærdalssida.

Byggjearbeida på Lærdalssida skal utførast av entreprenør.

Hovedentreprisen omfattar 2 km tverrslag og 13 km av hovedtunnelen som skal drivast frå tverrslaget i Tynjadalen. Tverrslaget har påhogg på kote 438 og skal drivast på stup 1:9 ned til krysset med hovedtunnelen som ligg på kote 220. Frå krysset skal det drivast 7 km på svak stigning (0,7 %) mot Aurland og 6 km på fall (2,7 %) mot Lærdal.

Arbeida med siste 0,5 km av tunnelen frå dagen ved Håbakken i Lærdal vil bli sett bort på eit seinare tidspunkt. Arbeida ved Håbakken skal først starte i 1998.

Omsynet til plassering av tunnelmassane er den viktigaste grunnen til at det er bestemt at tunnelen skal drivast frå tverrslag i Tynjadalen. Tunnelstein er i mange samanhengar ein verdifull resurs, i andre samanhengar er det eit avfallsproblem. I Lærdal var det ikkje mogeleg å finne fornuftig bruk eller lagerplass for så mykje stein i hoveddalføret, difor vert all tunnelsteinen, ca. 1,65 mill m<sup>3</sup>, lagt i depot innerst i Tynjadalen.

I planfasen vart det også arbeidd med spørsmålet om eksportering av overskotstein frå tunnelen. Det har ikkje vore råd å få økonomi ut av dette. Ved eksport av stein er det viktig at ein har plass og anlegg for mellomlagring, evt. foredling (knusing) og utskipping. Økonomien er også svært følsom for transportavstand mellom uttak og utskippingsstad.

## Spesielle forhold i Tynjadalen.

### Anleggsveg.

I Lærdal er det 6 km frå offentleg veg inn til påhogget innert i Tynjadalen. På 4.5 av desse 6 km eksisterte det ein svak bygde/stølsveg som hadde behov for omfattande forsterkningsarbeid. Parallelt med arbeidet med byggeplan, anbudsgrunnlag og

anbudsevaluering har byggherren forsterka eksisterande veg og bygt anleggsveg dei siste 1,5 km inn til påhogget. Dette er arbeid som dels har blitt utlyst som mindre entreprisar og dels har vorte utført av byggherren i eigen regi.

### **Snøskred og Steinsprang.**

Tynjadalen er ein typisk U-dal med svært steile fjellsider og relativt flat dalbotn der mektige urmassar dekker fjellsidene opp til ca. 600 m.o.h. Det er gjort diverse grunnboringar i dalen, men over alt er lausmassemektigheita funnen å vere over 50 m. Innerst i dalen er det eit punkt der fjell i dagen når ned til 450 m.o.h. Dette punktet er valgt til påhoggs-plass.

Dalen er sterkt eksponert for både snøskred og steinsprang. Dette er tilfelle både inne ved påhoggsområdet og i tillegg meir eller mindre samanhengande innover dalen fram mot påhoggsområdet. I sjølve Tynjadalen er det kun eitt område som er erklært fritt for rasfare. Dette har forfædrane våre også vore oppmerksame på, for der er einaste sætergrenda i dalen lokalisert. Denne stølsgrenda er erklært svært verneverdig av kulturetaten/riksantikvaren og området er ikkje frigjeve til riggområde/brakkeplass.

Mannskapsforlegning er difor lokalisert til hoveddalføret ved Håbakken, reiseavstanden til påhogget vert ca. 10 km. Øvrig teknisk rigg i dagen kan plasserast 1,5 km nedanfor påhogget.

Anleggsvegen, riggområdet, påhoggsområdet og tippområdet vert sikra med diverse skredsikringstiltak i form av skredvollar, rasgrøfter og overbygg. Desse sikringstiltaka er bygde i byggherren sin regi parallelt med anbudsutlysing og anbudsevaluering. Entreprenøren skal ved oppstarting av arbeida hausten -95 kunne gå på ein etablert tunnelstuf som er sikra med eit 40 m langt overbygg i betong.

Dei sikringstiltaka som er utførde eliminerer ikkje alle problem med ras og rasfare. Entreprenøren som skal drive arbeida må fortløpande vurdere rasfaren på veggen opp til anleggsområdet og må setje i verk nødvendige beredskapstiltak og system for overvaking og kontroll med trafikken til anlegget.

### **Forureiningsfare av vassdrag.**

Anlegget i Tynjadalen ligg ved elva Kuvella som er ei sideelv til Lærdalselva. Lærdalselva er ei av dei mest kjende lakseelvane i landet, og det knyter seg store økonomiske og naturvitskaplege interesser til vassdraget. Vatnet i elva Kuvella vert i tillegg nytta i stamfiskanlegget for Lærdalslaksen og til vatning av intensiv og følsom grønsakproduksjon i Lærdal. Det vert difor stillt strenge krav til rensing og kontroll med utsepp frå tunnelen og avrenning frå tippområdet.

## Hovedentreprise Tynjadalen. Anbudsevaluering.

Anbudet er utlyst offentlig i EØS-området. Men berre 8 norske selskap tok ut anbudspapir og 6 anbud vart innlevert.

Anbudsgrunnlaget hadde desse hovudmassane:

Sprenging tunnel:	15.000 m
Sikringsboltar:	102.000 stk.
Sprøytebetong:	19.250 m <sup>3</sup>
Full utstøyping:	160 m
Vass- og frostsikring:	40.000 m <sup>2</sup>
Bituminøse massar:	30.000 tonn

Anbuda er basert på konvensjonell tunnelsprenging og anbudssummane i mill kr. var:

269	274	278	285
-----	-----	-----	-----

Dei 4 lågaste anbuda har ein spredning på 16 mill. kr. Dette ligg innanfor 6 %.

Ved innleveringsfristen for dette innlegget er anbudsevalueringa ikkje avslutta og entreprenør ikkje valgt. Ein vil likevel knytte ein del kommentarar til dei innleverte anbuda. Tal som er referert til frå anbuda er stokka innbyrdes for å unngå at ein kan følgje ein evt. trend i dei einskilde anbuda.

Anbudssummane viser liten spredning med omsyn til totalsummar.

Går ein inn på enkeltpostar finn ein vesentleg større spredning. Det gjeld spesielt for riggprosessane og for dei tunge sikringsprosessane. Det er også påfallande stor spredning i delsummar for ein del prosessar som det er usikkert om kjem til utførelse. Dette er prosessar som kjem til utførelse dersom ein treffer på større vasslekkasjar i tunnelen.

Det er klart at entreprenørane må ha nokså forskjellig kalkulasjonsfilosofi for ein del av dei tunge prosessane. Det er vanskeleg å finne anna forklaring på ein del av prisane enn at det ligg openberre taktiske overlegningar bak. Som byggherre ser vi på dette som ein klart uheldig situasjon. Taktisk prising for f.eks sikringsarbeid vil gi som resultat at dekningsbidraget for dei ulike sikringsmetodane vert svært forskjellig. Dette vil lett føre til at entreprenøren vil forsøke å vri sikringsmetodane over til løysingar der dekningen er best. På tilsvarande måte kan byggherren få motiv for å velje løysingar som er kunstig lågt prisa. Slike forhold gir lett dårlege samarbeidsforhold og har lett for å føre til at det vert valgt løysingar som ikkje er teknisk eller sikkerheitsmessig rette.

Variasjonar for ein del typiske prosessar i dei innleverte anbuda: (Alle delsummar oppgjevne i mill kr.)

Tilrigging:	10,0	18,6	21,9	31,9
Drift rigg:	<u>24,0</u>	<u>10,3</u>	<u>18,7</u>	<u>15,0</u>
Sum rigg:	34,0	28,9	40,6	46,9
Boltar på stoff:	14,5	18,4	19,0	15,9
Boltar bak stoff:	<u>5,6</u>	<u>7,7</u>	<u>6,3</u>	<u>6,6</u>
Sum bolting:	20,1	26,1	25,3	22,5
Spruting på stoff:	30,0	36,4	21,5	23,7
Spruting bak stoff:	<u>3,4</u>	<u>3,7</u>	<u>3,6</u>	<u>3,0</u>
Sum spruting:	33,4	40,1	25,1	26,7
Full utstøyping	3,4	3,0	1,7	2,3

Som byggherre er Vegvesenet lite glad i for store variasjonar i prisnivået på dei dei ulike sikringsprosessane. På den andre sida må vi akseptere at entreprenørane prøver å finne på "lure ting". Men sporten kan gå for langt og vere med på å undergrave anbudsiden. Då kan det fort føre til at det vert til skade for både byggherre og entreprenør.

Ved utarbeiding av anbudsdocumenta prøver vi å bygge opp anbudsgrunnlaget slik at vi unngår invitasjon til taktisk prising. Eksempel på dette er m.a. samanslåing at fleire boltelengder i ein prosess. Det er også sett avgrensningar i prisforskjellen mellom sprøytebetong med og utan stålfiber. Dette er forhold som vi ikkje er berre glad i, men som vi har funne nødvendig. Men vi kan aldri utarbeide anbudsgrunnlag der entreprenøren heilt er avskoren frå å leggje ein viss politikk/taktikk inn i kalkulasjonen. Eg vil oppmode entreprenøstanden om å tenkje seg om slik at denne politikken ikkje vert driven for langt.

Som byggherre skal vi velgje det beste anbudet. Oftast er dette det lågaste anbudet, men det er ikkje alltid tilfelle og det gjeld kanskje spesielt for tunnelanbud. Det vil vere betenkjeleg dersom vi som byggherre må innføre ein praksis der vi må analysere anbuda med alternative sikringsmengder. Beskuldningar om manipulering frå byggherren si side ligg då lett rundt hjørnet.

## Kostnad.

Arbeida med tunnelen Aurland - Lærdal har i 1995 ei budsjettramme på 805 mill. kr. Dette kostnadsoverslaget skal dekke alle kostnader med hovedtunnel, tverrslag og 1 km veg i dagen. I dette overslaget er det også med alle generalomkostningar, forebuande arbeid som anleggsvegar og kraftlinjer, grunnverv og m.v.a.



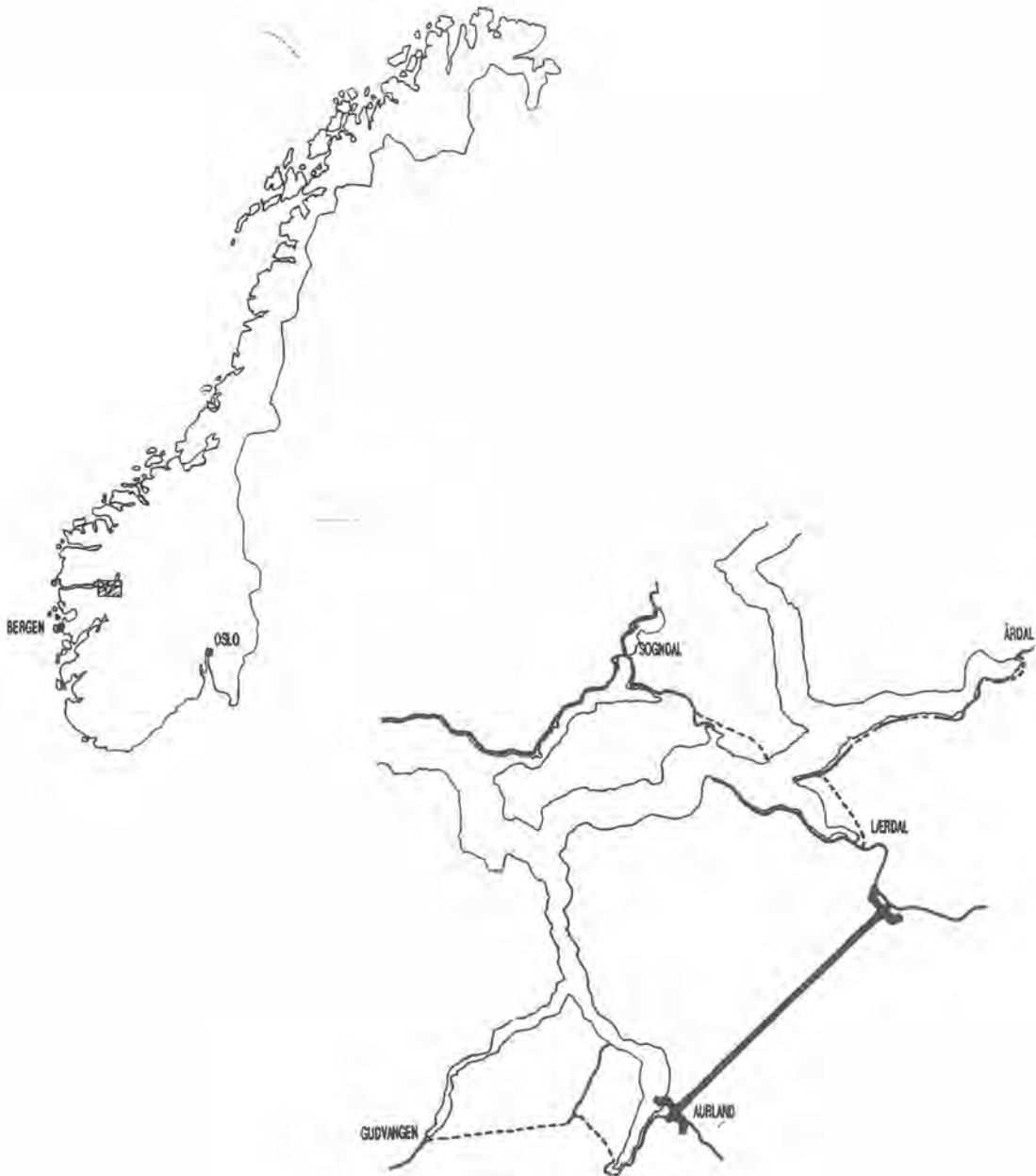


Fig1. Tunnel Aurland - Lærdal  
Oversikt

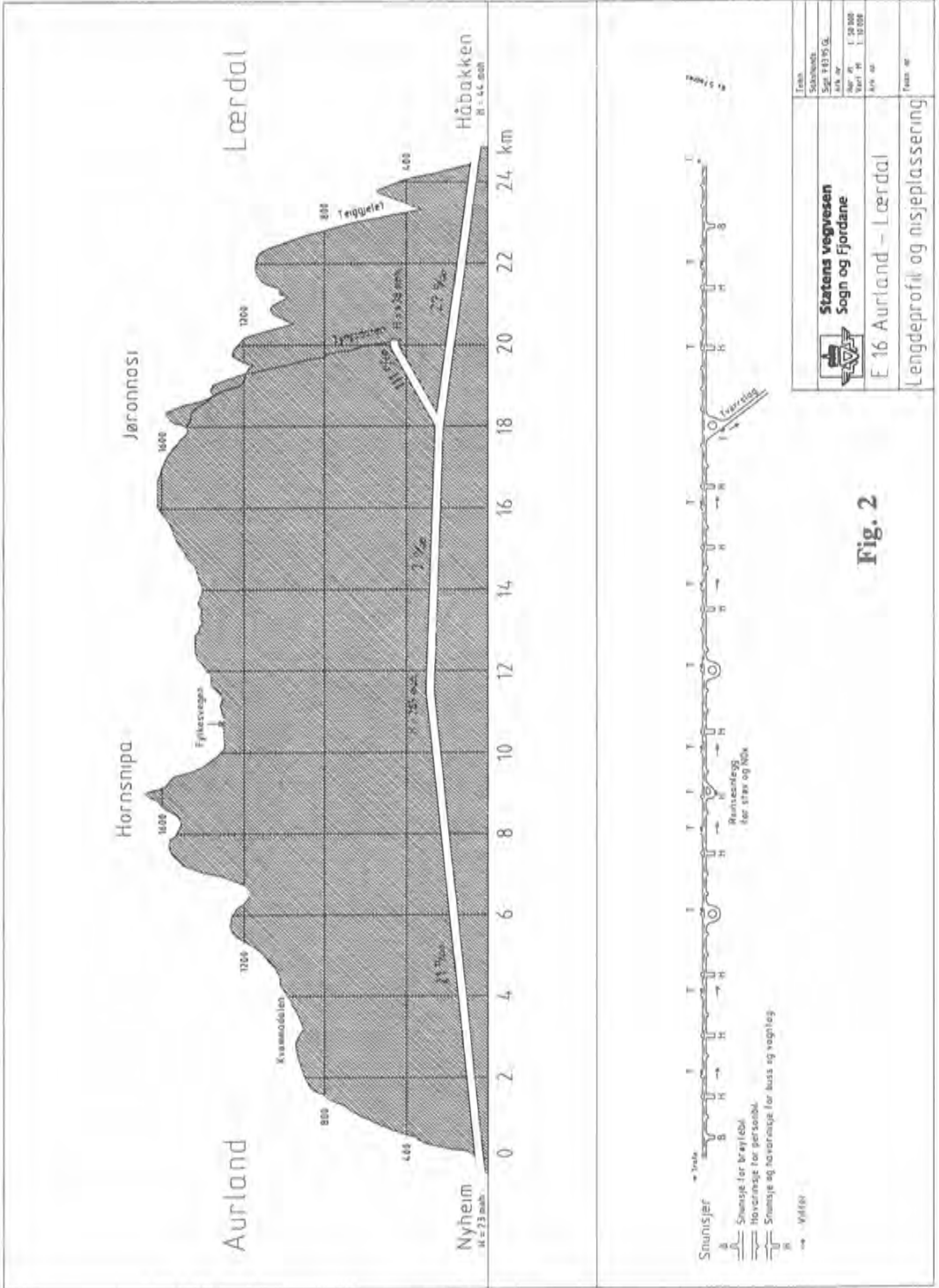


Fig. 2





## **GARDERMOUTBYGGINGEN - STATUS OG UTFORDRINGER FOR GRUNNARBEIDENE**

Forfatter: Utbyggingssjef Vidar Aarvold, NSB Gardermobanen A/S

Medforfattere: Prosjektingeniør Toril Wiig, NSB Gardermobanen A/S  
Utbyggingdirektør banesystem Olaf Melbø, Oslo Hovedflyplass A/S

### 1. INNLEDNING

### 2. STATUS PR. 10.10.95

- 2.1 Inngåtte kontrakter
- 2.2 Status for arbeidene

### 3. SPESIELLE UTFORDRINGER

- 3.1 Grunnvannsenkning i sand og silt
- 3.2 Vertikaldren
- 3.3 Kalk- / sementstabilisering
- 3.4 Refundamentering av Etterstad Industrier
- 3.5 Deponier og bakkeplaneringer
- 3.6 Erosjonssikring og overvåking
- 3.7 Barkdeponi Råholt
- 3.8 Steinbehandling og anvendelse av steinen

## 1. INNLEDNING

### **Generelt:**

Stortinget vedtok 8. oktober 1992 å bygge ut Gardermoen som hovedflyplass for Oslo-området. Samtidig ble det vedtatt at det skulle bygges en ny høyhastighets jernbane, Gardermobanen, fra Oslo til flyplassen med videreføring til Eidsvoll.

Utbyggingen av Gardermobanen er organisert gjennom et eget utbyggingselskap, NSB Gardermobanen A/S (NSB-GMB), heleiet av Staten v/ NSB. Oslo Hovedflyplass A/S (OHAS) ivaretar utbyggingen av selve flyplassen.

Med det store omfang Gardermoutbyggingen har, vil en rekke utfordringer - ikke minst på grunnarbeidssiden - måtte løses før flyplassen og Gardermobanen kan settes i ordinær drift 04.10.98. En del av disse utfordringene vil bli belyst her, og da med særlig vekt på spesielle problemstillinger i forbindelse med grunnarbeidene på Gardermobanen.

### **Grunnarbeider for NSB-GMB:**

Grunnarbeidene er delt inn i tolv større entrepriser, i tillegg til enkelte mindre entrepriser for forberedende arbeider, masseflytting, bruarbeider etc. Utenom dette kommer arbeider som skal utføres for banen inne på selve flyplassområdet på Gardermoen, og disse blir administrert av OHAS på vegne av NSB-GMB.

De to siste kontraktene for grunnarbeider på Gardermobanen ble undertegnet 15.09.95, slik at anleggsarbeidene nå er igangsatt for hele strekningen fra Oslo til Eidsvoll. Totalt er det inngått grunnarbeidskontrakter for ca. 2,2 mrd. kroner, hvorav Romeriksporten er den største med kontraktsum på 541 mill. kroner. Romeriksporten er også den entreprisen som vil ha lengst byggetid, med oppstart 01.06.94 og ferdigstillelse for sporlegging 01.09.97, dvs. i overkant av tre år.

Gardermobanen skal stå ferdig til utprøving 01.04.98, ca. 6 mnd. før ordinær rutetrafikk blir påsatt.

### **Grunnarbeider for OHAS:**

OHAS setter bort grunnarbeidene inne på flyplassområdet gjennom flere forskjellige entrepriser. De største grunnarbeidskontraktene gjelder naturlig nok rullebanene og taksebanene som er delt i to store entrepriser, henholdsvis Bane øst og Bane vest. Det er egne entrepriser for veger og parkeringsplasser i adkomstsonen, for Ekspedisjonsbygg og for Pir A, i tillegg til at det inngår grunnarbeider i kontraktene for hvert enkelt bygg.

Pukkverkskontrakten for Garderfjell omfatter sprenging av 1,3 mill. m<sup>3</sup> fjell.

De generelle grunnforholdene i flyplassområdet er svært gode med mye grusforekomster. Det er imidlertid store massevolumer som skal flyttes, og deler av grunnarbeidene skal utføres under opprinnelig grunnvannstand. Hovedutfordringen i grunnarbeidene så langt har derfor vært å optimalisere transportkostnader, unngå unødvendig mellomlagring og å få best mulig utnyttelse av de gode grusmassene.

Når det gjelder grunnvannsenkningen, har utfordringen vært å forhindre forurensning av vannet og å ha stor nok kapasitet på reinfiltrasjonsanleggene.

Den østre rullebanen som bygges helt ny, skal stå ferdig til bruk 01.01.98. Da skal den flytrafikken som går på dagens rullebane flyttes over til den nye rullebanen. Deretter skal OHAS forlenge dagens rullebane til 3,6 km, bygge overvannsanlegg til denne, etablere banelys og ha hele flyplassen klar for åpning 04.10.98.

## **2. STATUS PR. 10.10.95**

### **2.1 Inngåtte grunnarbeidskontrakter**

#### **NSB-GMB:**

##### **Dagsone Etterstad:**

Kontrakt 23.09.94 med A/S Veidekke. Byggeperiode 09.94 - 02.96.

##### **Romeriksporten:**

Kontrakt 01.06.94 med Scandinavian Rock Group. Byggeperiode 06.94 - 09.97.

##### **Dagsone Stalsberg:**

Kontrakt 12.08.94 med Selmer AS. Byggeperiode 08.94 - 04.97.

##### **Nitelva-Åråsen:**

Kontrakt 22.08.95 med AF Gruppen v/ AF Oslo Entreprenør. Byggeperiode 08.95 - 06.97.

##### **Åråsen-Leirsundveien:**

Kontrakt 21.03.95 med Scandinavian Rock Group. Byggeperiode 03.95 - 11.96.

##### **Leirsundveien-Arteid bru:**

Kontrakt 28.04.95 med A/F Eeg-Henriksen/NCC. Byggeperiode 04.95 - 12.96.

##### **Arteid bru - Kverndalen:**

Kontrakt 28.04.95 med A/S Veidekke. Byggeperiode 04.95 - 08.96.

##### **Kverndalen - Gardermoen Syd:**

Kontrakt 22.05.95 med AF Spesialprosjekt/Skanska AB. Byggeperiode 05.95 - 10.96.

##### **Gardermoen Syd - Nord:**

Administreres av OHAS.

##### **Gardermoen Nord - Bekkedalshøgda:**

Kontrakt 15.09.95 med Selmer AS. Byggeperiode 09.95 - 06.97.

##### **Bekkedalshøgda - Ålborgveien:**

Kontrakt 28.04.95 med Selmer AS. Byggeperiode 05.95 - 08.97.

##### **Ålborgveien - Eidsvoll Syd:**

Kontrakt 07.12.94 med AFS-HT Group. Byggeperiode 12.94 - 08.97.

(AF Spesialprosjekt/Hochtief AG)

##### **Eidsvoll Syd - Nord:**

Kontrakt 15.09.95 med AFS-HT Group. Byggeperiode 09.95 - 06.97.

(AF Spesialprosjekt/Hochtief AG)

Alle kontraktene er inngått som hovedentrepriser, med unntak av Ålborgveien - Eidsvoll Syd (inkluderer løsmassetunnel), som er totalentreprise.

#### **OHAS:**

##### **Anleggsveger og provisorisk infrastruktur:**

Kontrakt 01.07.93 med Eeg-Henriksen Anlegg A/S. Byggeperiode 07.93 - 01.95.

##### **Jernbanekulvert for NSB-GMB:**

Kontrakt 21.06.94 med Eeg-Henriksen Anlegg A/S. Byggeperiode 07.94 - 10.95.

##### **Grunnarbeider Jernbanestasjon og Sentralbygning (delvis NSB-GMB):**

Kontrakt 17.10.94 med VS-Gruppen. Byggeperiode 10.94 - 08.95.

##### **Grunn- og betongarbeider Pir A:**

Kontrakt 02.06.95 med Eeg-Henriksen/NCC. Byggeperiode 06.95 - 11.96.

##### **Anleggsperiode Bane øst:**

Kontrakt 01.07.95 med AF Spesialprosjekt AS. Byggeperiode 07.95 - 11.97.

##### **Pukkverk fase 1:**

Kontrakt 20.12.93 med VS-Gruppen. Byggeperiode 01.94 - 08.94.

##### **Avdekking Garderfjell:**

Kontrakt 21.10.94 med AF Spesialprosjekt AS. Byggeperiode 10.94 - 12.94.

##### **Pukkverk fase 2:**

Kontrakt 10.01.95 med VS-Gruppen. Byggeperiode 02.95 - 11.97.

##### **Grunn- og bruarbeider i Adkomstsonen:**

Kontrakt 01.06.95 med Eeg-Henriksen Anlegg A/S. Byggeperiode 06.95 - 02.97.

## **2.2 Status for arbeidene**

### **NSB-GMB:**

Arbeidene på Romeriksporten med tilstøtende dagsoner har pågått siden sommeren 1994, og det er pr. 10.10.95 drevet ca. 4,3 km tunnel av en total lengde på ca. 13,9 km. Tunnelen blir drevet fra to tverrslag, samt fra det østlige påhugget ved Stalsberg, totalt fem stuffer.

Arbeidene har til nå gått uten nevneverdige problemer, men det er påtruffet soner med noe dårligere fjell enn forutsatt, som har ført til økt injeksjonsbehov og dermed noe forsinket fremdrift. Dette anses imidlertid ikke som tidskritisk.

Tunnelmassene blir i all hovedsak kjørt til mellomlager i Berger grustak i Skedsmo for videre anvendelse i byggingen av banen på strekningen Lillestrøm-Jessheim. I en periode i sommer med oppstart av flere entrepriser samtidig, var uttaket fra Berger svært stort og konsentrert, og det var behov for å supplere mellomlageret med ca. 850.000 tonn sprengstein fra eksterne leverandører for å opprettholde massebalansen. Det er pr. 01.10.95 produsert ca. 540.000 tonn foredlede steinmasser i pukkverket på Berger. Totalt er det tatt ut ca. 650.000 tonn tunnelstein og foredlet stein fra Berger til de øvrige pågående anleggene på banen.

Entreprisen Nitelva-Åråsen, som inkluderer grunnarbeidene for Lillestrøm stasjon, ble igangsatt i september 1995. Vi ser på arbeidene her som spesielt utfordrende da anlegget ligger midt inne i et tett befolket område, og fordi det skal opprettholdes trafikk på Hovedbanen mens arbeidene pågår. Informasjon og sikkerhet blir to nøkkelfaktorer i forbindelse her.



De tre entreprisene på strekningen fra Åråsen til Kverndalen (Jessheim) ble alle igangsatt på forsommeren i år. Denne strekningen er kjennetegnet av store masseflyttingsoppgaver i delvis svært vanskelige grunnforhold, og totalt ca. 1.700.000 m<sup>3</sup> løsmasser skal tas ut. Takket være en tørr og fin sommersesong, har man kommet godt igang med masseflyttingen. I tillegg er en del konstruksjonsarbeider påbegynt, kalk/semestabilisering er utført, samt arbeider knyttet til midlertidige og permanente omlegginger av eksisterende veg og jernbane.

På strekningen fra Kverndalen og inn til flyplassen løper banen i stor grad parallellt med nye Rv. 174. Deler av masseflyttingen, samt enkelte bruarbeider, er tidligere utført gjennom mindre entrepriser i samarbeid med SVA. Hovedentreprisen på denne strekningen startet opp på forsommeren, og en hovedaktivitet til nå har vært bekkelukking og oppfylling av en høy fylling i Kverndalen. Deler av overskuddsgrusmassene er transportert til bruk i linja på naboentreprisen i sør.

Inne på flyplassområdet er råbygget til den 750 m lange jernbanekulverten under flyoppstillingsområdet ferdigstilt, og arbeidene med selve jernbanestasjonen pågår.

På sonen Gardermoen Nord-Bekkedalshøgda ble hovedentreprisen startet opp i september. På denne strekningen er imidlertid også enkelte arbeider utført i forkant gjennom andre entrepriser. Dette gjelder bl.a. endel sprengningsarbeider like nord for flyplassen, samt transport av sprengstein til bruk i jernbanefylling i Vorma på Eidsvoll. Videre er det tatt ut ca. 100.000 m<sup>3</sup> grusmasser som er anvendt i fyllinger på sonen Leirsundveien-Arteid bru. Det er også utført en del skogrydding på strekningen.

Videre nordover, på sone Bekkedalshøgda-Ålborgveien, har arbeidene pågått siden forsommeren, og man er her godt igang med fyllings- og skjæringsarbeidene i det sterkt kupert terrenget. Grunnforsterkning med dydrenering ved Råholt er utført, og man er igang med brufundamenter og søyler for to av de fire lange jernbanebruene på sonen. Drivingen av den ca. 1,5 km lange tunnelen sør for Råholt påbegynnes i disse dager.

Totalentreprisen Ålborgveien-Eidsvoll Syd inkluderer den ca. 470 m lange enkeltsporede løsmassetunnelen like sør for Eidsvoll sentrum. Våren og sommeren har gått med til arbeider på dagsonen i nord, mens selve tunneldrivingen ble startet opp midt i september. Det er pr. 10.10. drevet ca 18 m av toppstollen i tunnelen.

Den aller nordligste entreprisen, Eidsvoll Syd-Nord, er relativt kort av utstrekning og omfatter i hovedsak byggingen av nye Eidsvoll stasjon. Arbeidene her ble igangsatt i september. Det er imidlertid tidligere utført endel oppfyllingsarbeider i Vorma, hvor det er tatt i bruk sprengstein fra området nord for Gardermoen.

#### **OHAS:**

Arbeidene i området inntil Ekspedisjonsbygningen startet med bygging av jernbanekulverten for NSB-GMB i 1994. Denne er nå ferdigstilt.

I grunnarbeidene for selve Ekspedisjonsbygningen og jernbanestasjonen ble det lastet ut tilsammen 600.000 m<sup>3</sup> silt og grusmasser som delvis ble kjørt til mellomlager for senere tilbakefylling og delvis til depot. Deler av byggegropen ligger så dypt at grunnvannstanden ble senket 6 m ved bruk av well-point inntil byggegropen kunne dreneres til permanente pumpekummer. Entreprisen er ferdigstilt.

For Pir A går gravearbeidene parallelt med betongarbeidene, dvs. utgraving, støping og tilbakefylling. Arbeidene har startet i begge ender av den 820 m lange piren, og man arbeider seg innover mot ekspedisjonsbygningen. Arbeidene er pr. 10.10.95 ca. 20% ferdig.

På Bane Øst startet tilrigging og masseflytting umiddelbart etter kontraktinngåelse 01.07.95, og pr. september er ca. 10 % av jobben utført. Så langt er det vesentlig masseflytting, vegbygging og infiltrasjonsanlegg for dreisvann som har utgjort hovedtyngden, men entreprenøren er også i oppstartfasen på de omfattende VA-anleggene. Etter at det har vært flyttet vel 1,0 mill. m<sup>3</sup> masse, har man kommet godt igang med utlegging av kvalitetsmasser under selve rullebanen.

Pukkverk fase 1 omfattet sprengning og pukking av 250.000 m<sup>3</sup> fjell i det området FBT-FrG skal bygge sin nye flystasjon. Arbeidene er avsluttet.

Avdekking av Garderfjell og tilrigging for neste pukkverksfase ble utført høsten 1994 og det ble flyttet 360.000 m<sup>3</sup> masse med tilhørende finrensk.

I februar 1995 startet tilrigging av knuseverk for den store pukkverkskontrakten. 1,3 mill m<sup>3</sup> fast fjell skal sprenges bort og pukkes til ulike fraksjoner innen 0 til 250 mm. I tillegg skal det plukkes ut endel blokk for steinmurer. Pukkverket drives som et eget forretningsområde som selger pukk til alle OHAS sine entreprenører.

Selve pukkverket har en kapasitet på nær 700 tonn pr. time, og har pr. 10.10.95 produsert 700.000 tonn av totalt 3,6 mill. tonn.

I adkomstsonen pågår det en entrepris med bygging av vegger, parkeringsplasser og uttak av skjæring for Gardermobanen. Av totalt 400.000 m<sup>3</sup> er det stort sett lokal masseflytting av gode masser, men det må transporteres ut endel avdekningsmasser og siltige masser. Det meste av masseflyttingen vil være avsluttet i løpet av høsten slik at det gjenstår overbygning og dekkearbeider på vegger og plasser.

### **3.0 SPESIELLE UTFORDRINGER:**

#### **3.1 Grunnvannsenking i sand og silt**

##### **3.1.1 Gardermoen**

###### **Problemstilling:**

Gardermobanen går i kulvert gjennom flyplassområdet på Gardermoen. Grunnen på Gardermoen består i de første 5-9 metrene under bakken av grov sand og grus. Videre ned til 20-40 meter under terrenget er det lagdelt sand med silt og leirlag. Lagdelingen er uregelmessig, men det er gradvis finere sand i dybden. I nord ligger leira ca 20 meter under bakken, mens i sør ligger den på ca. 40 meters dyp. Fjelldybden i nord er på ca. 35m, mot ca. 65m i sør. I 1993 lå grunnvannsstanden generelt 5-7 meter under bakken.

I tillegg til arbeidene med kulverten, var det også nødvendig å grave under grunnvannstanden i ca 700 meter i adkomstsonen og ved jernbanestasjonen. For å etablere kulverten var det nødvendig å grave ca. 11m hvorav 5-6m under grunnvannstanden. Maksimal gravedybde lokalt var for pumpestasjonen ved jernbanestasjonen, hvor gravedybde fra opprinnelig terreng var på 18m, hvorav 12m var under grunnvannstanden.

#### **Valgt løsning for graving under grunnvannstanden:**

Jernbanekulverten ble etablert v.h.a. spuntvegger som hovedavskjerming for vannet. Spuntnåler var 13m og ble forankret i en bakenforliggende spuntvegg som var ca 3 meter dyp med stag imellom. Det ble benyttet well-points for etablering av grøfter under generelt graveplan. Grøftedybden var inntil 2,6m. Det ble benyttet ca 30 well-point spisser til dette arbeidet.

Jernbanestasjonens østside mot sentralbygningen ble etablert v.h.a. well-points før utgraving og etablering av provisorisk drenering. Gravingen for jernbanestasjonens vestside var prosjektert v.h.a. spunt, men ble utført v.h.a. well-points etter inngåelse av kontrakt med entreprenøren. Det viste seg at utgraving v.h.a. grunnvannssenking med well-points var billigere enn bruk av spunt i dette tilfellet. Totalt ble det benyttet ca. 700 spisser i stasjonsområdet. Jernbanestasjonen utgjør et område på 50 x 350 m. Utgravningene ble gjort i etapper, men det ble kun satt well-point i flere nivå der det skulle etableres pumpestasjoner. Ved den dypeste pumpestasjonen ble det satt well-point i 3 nivå.

I startfasen var det noen problemer i stasjonsområdet med å få spylt ned spissene. Alle spissene ble i utgangspunktet spylt ned. Virketiden for well-points før tilstrekkelig grunnvannssenkning var nådd var fra 2 til 4 uker.

### **3.1.2 Råholt**

#### **Problemstilling:**

Ved Råholt kommer banen ut av Bekkedalshøgda tunnel og fortsetter i ei ca 15 meter dyp skjæring frem mot den nye Eidsvoll Verk terminal.

Grunnen i området består generelt av sand av forskjellig gradering til stor dybde. Sanden blir gradvis finere desto lengre nodover man kommer i skjæringa. Opprinnelig terrenghøyde i området ligger på kote 196-197 og grunnvannsspeilet er (var) ca. 10 meter under terrenget. Etableringen av banen medfører derfor at det må graves 7-8 meter under grunnvannstanden i dette området.

#### **Valgt løsning:**

Grunnvannet i området senkes ved hjelp av vakuumsugespisser, eller såkalt well-points. Det ble antatt at det for en stor del av skjæringen var nødvendig å benytte 2 rader sugespisser i hver skråningsside, som viste snitt, figur 1. Det er forutsatt at nedre sugespissrekke kan trekkes opp når filterlag og forsterkningslag er etablert i bunnen av skjæringen, og at øvre rekke kan fjernes når filterlag og støttefylling er lagt ut i nedenforstående skråning.

Innallasjon av vakuu sugespissene startet på østsiden av banen. Det ble gravd ned til et nivå ca. 1,0 m over grunnvannsspeilet, i overkant av kote 187, og første rekke med well-point ble installert. Det ble avlest poretrykksmålere før oppstart av arbeidene, som viste at grunnvannsspeilet i området varierte fra kote 186,1 til kote 186,9. Da utgravingene startet opp ble det observert at grunnvannsspeilet sank, og følgelig kunne det graves dypere før det ble nødvendig å installere wellpoint på den vestre siden av banen. Andre rekke med well-point ble installert i nivå litt over traubunnen, ca ved kote 182, på begge sider. Gravingen i sand ned til ca. 1 meter over grunnvannsstanden utføres med skråningshelning 1:1,85 eller slakere. Videre utgraving til traubunn graves med graveskråning 1:1.75 eller slakere.

Pr 10.10.95 ligger grunnvannsspeilet i området på ca. kote 179. På det meste har det vært 92 sugespisser i drift samtidig. I dag, 10.10.95, er det ca 60 sugespisser i drift i området.

Det har vist seg hensiktsmessig å benytte vakuu sugespissanlegg også for en viss strekning av skjæringen lengre nord, i området for fremtidig Eidsvoll Verk terminal. Innallasjonen av sugespisser i dette området er ikke startet opp.

### **3.2 Vertikaldren**

#### **Problemstilling:**

Det stilles strenge krav til tillatte setninger ved bygging av banen. Dette er en stor utfordring særlig i områder hvor banen ligger på høye fyllinger over leirgrunnen. Høye fyllinger legges ut så tidlig som mulig, slik at tiden i byggefasen benyttes til å gjøre unna de største setningene. Ved å installere vertikaldren og dermed redusere vannvegen i undergrunnen, kortes konsolideringsperioden inn, og setningene kommer på et tidligere stadium.

#### **Valgt løsning:**

På strekningen Råholt - Ålbergveien installeres det nå vertikaldren under fylling i flere områder for å fremskynde setningene. I tillegg installeres det vertikaldren i skjæring for å redusere poreovertrykket i grunnen, slik at disse fungerer som avlastningsbrønner ved graving til endelig gravenivå. Se figur 2.

Det benyttes prefabrikerte vertikale plastdren av typen Colbond-dren både i skjæring og under fylling. Vertikaldrenene installeres ved hjelp av en spesial-ombygget rigg.

Drenene under fylling installeres fra terreng etter at matjordlaget er fjernet og avsluttes ved fjell eller når de når 10 meters dybde. Drenene forankres ved hjelp av en stålplate som er festet til plastdrenet i bunnen av hullet. Drenene plasseres med innbyrdes avstand c/c 2 meter i et trekantmønster. Ferdig installert dren kappes 15cm over terrengnivå.

Vertikaldren i skjæring installeres i traséen for drengroft langs begge sider av banen, med innbyrdes avstand c/c 2 meter. Drenene installeres til fjell eller maksimalt 14 meter under arbeidsplanum.

Pr i dag, 10.10.95, er det inninstallert plastdren i tidligere bakkeplanerte områder, og totalt er ca. halvparten av de vertikale plastdrenene inninstallert. På grunn av at riggen ikke opererer i bratte skråninger må enkelte av drenene innstalleres etter at deler av fyllingene er lagt ut.

### **3.3 Kalk-/sement stabilisering**

#### **Problemstilling:**

Kalk-/sementpeler (KC-peler) er brukt i relativt stort omfang ved utbygging av Gardermobanen. På strekningen fra Arteid bru til Kverndalen er KC-peler benyttet for å sikre stabilitet i utgravingsfasen for permanent skråningsstabilitet og for reduksjon av setninger for fyllinger. Løsmassene i området består av leire. Under et 1-3 meters lag av matjord og tørrskorpe er det bløt til middels fast leire. Leira er tildels meget bløt, og i flere områder er det store forekomster av kvikkleire i dybden.

Geotekniske problemstillinger i området er:

- Stabilitet for fyllinger
- Stabilitet for skjæringer både i gravefasen og for permanentsituasjonen
- Stabilitet/bunnoppressing ved graving for kulverter og ledninger
- Setninger av fyllinger
- Fundamentering av bruer, kulverter, støttemurer mm.

#### **Bruk av KC-peler på strekningen Arteid bru - Kverndalen:**

KC-peler brukes for sikring av stabilitet for skjæringer, og da i stor grad for sikring av stabilitet i gravefasen, og delvis for øking av sikkerheten for permanente skråninger. KC-pelene er inninstallert i «ribber» i skjæringskråningene, slik at de danner «skiver» i skråningenes fallretning, på tvers av banens senterlinje. Det er satt peler med diameter 600mm med senteravstand på 500mm i ribbene, og med avstand på 2,0-2,5 meter mellom ribbene. For forsterkning av traubunn er pelene stort sett satt i et rutenett, for det meste 1,0m x 1,25m, men det er også benyttet rutenett på 1,0m x 1,0m. Se figur 3 og 4. I skjæringsområdene er KC-pelene inninstallert fra opprinnelig terrengnivå etter fjerning av matjord.

På strekningen benyttes KC-peler i kombinasjon med spunt i forbindelse med utgraving for tre kulverter. KC-pelene øker skjærstyrken i leira, slik at spuntlengde og dimensjoner begrenses. Det kan benyttes kun ett forankringsnivå for spuntten, samtidig som sikkerhet mot bunnoppressing ivaretas.

For de store fyllingene ved omleggingen av Hovedbanen, inntil Trøgstad bru, benyttes KC-peler som setningsreducerende tiltak i kombinasjon med lette fyllmasser.

#### **Erfaringer med bruk av KC-peler:**

Pr. 10.10.95 er 85% av arbeidet med innstilling av KC-peler på strekningen Arteid bru - Kverndalen utført. Det er foretatt utgraving for både kulvert og skjæring som er sikret v.h.a KC-peler uten at det har oppstått problemer.

Utgraving pågår i den store skjæringen ved Haug bru, der det er kvikkleire like under traubunnen. Det gjenstår å se hvilken effekt som oppnås ved traunivå og ved graving av grøfter for drenering. Det monteres setningsmålere under fyllingene, og effekten av KC-pelene vil først vise seg etter en del år.

Det er også benyttet KC-peler på andre deler av Gardermobanen, bl.a. ved Stalsberg, og på strekningen Åråsen-Arteid bru.

### **3.4 Refundamenteringen av Etterstad Industrier**

#### **Bakgrunn:**

På Etterstad grener Gardermobanen av fra Gjøvikbanen og fortsetter derfra i egen trasé. Etter ønske fra NSB anlegges det også et overkjøringsspor slik at tog på Gardermobanen's inngående spor kan kjøre over på Hovedbanen. På grunn av stiv sporgeometri på stedet, legges dette overkjøringssporet under og delvis gjennom kjelleren til Etterstad Industrier.

#### **Byggets fundamentering og fjellefs beskaffenhet:**

Etterstad Industrier er et plasstøpt bygg fra ca. 1960. Det holdes oppe av et søylesystem som grovt sagt står i et ca. 6x6 m rutesystem. Bygget består av 3 etasjer over bakkenivå, 2 underetasjer under bakkenivå, samt en mindre kjeller under disse igjen. Sistnevnte fungerer som nevnt som tilfluktsrom.

Løsmassemekktigheten mellom underkant dekke i 2. underetasje og fjell varierer fra 1m til ca 5m. I dette skiktet er søylene erstattet med kraftige pilarer ned til fjell.

Fjellet er leirskifer, og det var på forhånd ikke mulig å si noe helt sikkert om vinkelen på lagdelingene, følgelig heller ikke hvilke belastninger kantene på den utsprengte fjellskjæringen under bygget ville tåle.

#### **Refundamenteringen:**

13 pilarer kom i vegen for jernbanetraséen og måtte veksles ut. De ble hver og en støpt sammen med en oppspent drager på hver side under dekket i 2. underetasje. Se figur 5. Disse dragerne har opplegg på fundamenter på kantene av skjæringa. Disse fundamentene hviler i sin tur på ialt 45 stk. stålkjernerpeler som sørger for å føre kreftene videre ned til bunnen av skjæringen. Se figur 6.

Drøyt halvparten av pelene er forhåndsbelastet ved hjelp av flatjekker innstøpte i pelehodene, dette for virkelig å hindre at kreftene fra utvekslingsdragerne hviler på skjæringskantene. Av samme grunn ble pelehodene til de øvrige pelene plassert på plater av ekstrudert polysteren som ble komprimert ved belastning. Se figur 7.

#### **1. etappe**

Dekke i 2. underetasje ble pigget vekk, og løsmassene ned til fjellet fjernet. Begge sidene av skjæringen ble sømboret ned til bunnen av den kommende skjæringen. Møt øst der løsmassemekktigheten var minst, ble ca 1,5 m fjell pigget/sprengt vekk for å gi plass til forskalingen av dragerne. De eksisterende pilarene ble i dette området følgelig stående på tilsvarende høye fjellstabber som på forhånd var sikret med inngyste bolter på kryss og tvers. Alle ladehullene for det kommende sprengningsarbeidet ble boret opp da det senere ikke ville bli plass til borriggen mellom fjellet og dekket/dragerne.

### 2. etappe

Det ble boret for og gyst stålkjernepeler. Pelehodene ble etablert, delvis stående på ekstrudert polysteren, og delvis med innstøpte flatjegger slik tidligere nevnt. Fundamenter for utvekslingsbjelkene ble støpt oppe på pelehodene. Pilarene som skulle veksles ut ble pigget rue i kontaktsflatene og gjennomgående bolter gyst fast. Pilarene ble omstøpt og forankret med utvekslingsdragerne som i hver ende hvilte på fundamentene.

### 3. etappe

Utvekslingsdragerne ble spent opp og flatjekkene injisert for å gi stålkjernepelene forhåndsbelastning. Fundamentene for dragerne hadde nå fått den tilstrekkelige setning slik at veggene mellom fundamentene kunne støpes. Dekket mellom dragerne ble så støpt.

### 4. etappe

Den tette betongkulverten mot resten av bygget var nå etablert, og utsprengingen av fjellet i skjæringen kunne begynne. Med front foran denne utsprengingen i relativt små paller ble de utvekslete pilarene som fortsatt stod ned på fjell, pigget vekk med hydraulisk hammer montert på gravemaskin.

### **Vann-, frost og lydisolasjon:**

Den sømborete fjellskjæringen vil danne nederste del av veggene i traséen under Etterstad Industrier. Disse isoleres på ordinær måte med PE-skum og sprøytebetong. Taket på konstruksjonen, som også er gulvet i 2. underetasje, vil bli isolert med prefabrikerte sandwich-elementer hengt opp i innstøpte Vemo-hylser i underkant av utvekslingsdragerne.

### **Erfaring:**

Løsningen har gitt rimelig god fremdrift, ikke minst fordi utvekslingsbjelkene inngår i den permanente konstruksjonen. Det ble overhodet ikke benyttet utstyr for midlertidig understøtting av de eksisterende konstruksjonene. Det ble ikke observert sprekker i konstruksjonen som følge av de utsprengningen av skjæringen.

## **3.5 Deponier og bakkeplaneringer**

Utbyggingen av Gardermobanen utløste stor interesse hos kommuner og myndigheter når det gjelder etablering av massedeponier samt nødvendigheten av bakkeplanering langs banen. I forbindelse med reguleringsplanvedttakene ble NSB Gardermobanen A/S pålagt å legge frem et dokument hvor de miljømessige konsekvenser rundt de ulike alternative deponiområdene ble behandlet:

«Som grunnlag for valg av massedeponier skal det utarbeides en plan som dokumenterer de miljømessige konsekvenser. Utvelgelsen av deponiområder skal skje i samarbeid med berørte statlige fagmyndigheter og kommunen. Planen skal godkjennes av kommunen før byggetillatelse gis»

For alle kommunene som berøres av Gardermobanen ble det igangsatt arbeider med utarbeidelse av deponiplaner. I denne omgangen ble ikke bakkeplaneringsområdene som er en del av banens tekniske fyllinger tatt med. I deponiplanen ble alle deponier utførlig beskrevet. Alle tekniske tiltak som dreinsledninger, kum-typer og plassering av disse, behov for sedimentasjonsbasseng og jordbruksdrenering, hvilke typer masser og erosjonssikring av området ble beskrevet. Grunnforhold og stabilitet var også et viktig tema, og sist men ikke minst landskapsstilpassning og vurdering av naturfaglige forhold. Deponiplanene viste hvilke masser som var tiltenkt de ulike deponiene, og volumet av disse, behandlet areal og netto tilskudd av dyrket mark. Videre viste planene et overskudd av deponiplass, og Gardermobanen skulle rangere deponiene og velge ett salderingsdeponi.

Deponiplanen ble så sendt til uttalelse og prioritering hos kommunen, fylkesmannens miljøvernavdeling og fylkesmannens landbruksavdeling. Eventuelle kommentarer ble tatt inn i planen og kommunen kunne fatte et deponiplanvedtak.

For alle arealer som skal tilbake til jordbruksformål og som er over 1 Daa i utstrekning, måtte det søkes etter bakkeplanforskriften. I tillegg til de deponier som skulle føres tilbake til landbruksformål ble også bakkeplaneringene i forbindelse med banens tekniske fyllinger her medtatt. Grunneierne måtte dras inn i prosessen med utarbeidelse av søknaden da søknaden formelt sendes inn på vegne av grunneierne. Søknad etter bakkeplanforskriften ble sendt inn til Fylkesmannens miljøvernavdeling som behandler saken formelt etter bakkeplanforskriften.

Etter at søknadene etter bakkeplanforskriften ble innvilget, kunne det sendes byggemelding til kommunen.

I og med at entreprenørene gjennom våre kontrakter er pålagt å planlegge arbeidene sine selv i bakkeplaneringsområdene, måtte det i samarbeid med entreprenørene utarbeides opparbeidingsplaner som ble sendt inn til Fylkesmannens landbruksavdeling for endelig godkjenning før planeringsarbeidene kunne settes igang.

### **3.6 Erosjonssikring og overvåking**

Under utbyggingen er det særlig stor fokus på faren for forurensning av bekker og vassdrag i tilknytning til anleggsområdet, og en stund fryktet vi at vi skulle bli pålagt å gå gjennom en konsesjonsbehandling av hele prosjektet. NSB-GMB mente at en konsesjonsbehandling av anleggsvirksomheten ikke var det mest hensiktsmessige virkemiddelet i denne sammenhengen.

NSB-GMB har miljø som ett av flere suksesskriterier. I den forbindelse er det utarbeidet et program for miljøoppfølging som gir retningslinjer for hvordan miljøulemper skal minimaliseres eller unngås. Miljøoppfølgingsprogrammet er i tillegg supplert med to dokumenter: Dokument 1: Avfall i anleggsperioden og dokument 2: Erosjon og partikkeltransport fra benetrasé og massedeponier.

NSB-GMB fremla plsnr som viser hvordan miljøutfordringene i forbindelse med anleggsarbeidene er tenkt løst for Fylkesmannen. Under forutsetning av at disse følges, konkluderte Fylkesmannens miljøvernavdeling med at anleggsarbeidene i forbindelse med byggingen av Gardermobanen ikke er konsesjonspliktige etter forurensningsloven.



NSB-GMB har et ansvar for å koordinere og sette miljøkrav til alle kontraktspartnere. De tidligere nevnte dokumenter ligger som premissdokumenter i alle våre kontrakter.

Vassdragene på Romerike har i en årrekke vært overvåket av Avløpssambandet Nordre Øyeren. NSB-GMB har innpasset flest mulig av disse i et program for vassdragsovervåking. Hensikten med overvåkingen er å dokumentere anleggenes innflytelse på vassdrag i nærområdene. NSB-GMB har fra 01.01.95 hatt overvåking på 11 målesteder i Oslo og på Romerike. Det tas prøver hovedsaklig en gang pr.uke eller måned, og det utføres laboratorieanalyser på 9 parametere. Etter hver prøvetaking sendes en feltobservasjonsrapport til de respektive byggeledere med opplysninger om suspendert stoff, turbiditet, klimadata og visuelle observasjoner. Målestedene er valgt både oppstrøms- og nedstrøms anleggsområder/utslippspunkter. Overvåkingen skal foregå i hele anleggsperioden og de skal fortsette i ihvertfall ett år etter at arbeidene er ferdige. NSB-GMB samarbeider med Statens Vegvesen og Oslo Hovedflyplass A/S for overvåking av vassdrag på Gardermoplatået.

I tillegg er det nettopp avsluttet et prosjekt om overvåking og kontroll av partikkeltransport fra anleggsarbeidene langs linje, bakkeplaneringer og deponier. Målet har vært å etablere et faglig grunnlag for beregning av partikkeltransport, måle effekt av tiltak og fremskaffe dokumentasjon som grunnlag for endring av tiltak. Områder som er spesielt utsatt for partikkeltransport flyfotografert med ujevne mellomrom, avhengig av nedbørsforholdene.

### **3.7 Barkdeponi Råholt**

Like nord for Råholt i Eidsvoll kommune, går Gardermobanen gjennom et tidligere oppfylt område, Eivindsdalen. Fyllinga består hovedsaklig av sagflis og bark, fra Mathiesen-Eidsvold Værk A/S' trevaresproduksjon, samt endel privat avfall. I tillegg inneholder fyllinga tungmetallholdig slam fra treimpregnering, da det årlig ble deponert ca 150 kg saltslam i perioden 1962 - 1984. Fyllinga er registrert som en forurenset lokalitet i Statens Forurensningstilsyns (SFT's) kartlegging av spesialavfall i deponier og forurenset grunn. Dette betyr at all utgraving samt behandling og deponering av massene faller inn under forurensningsloven.

Traseén til Gardermobanen går tvers gjennom barkfyllinga og deler deponiet i to. De delene som blir liggende under traseén må graves opp og erstattes med andre masser. Totalt måtte det flyttes ca. 70.000 m<sup>3</sup> barkmasse.

Det ble gjort omfattende miljøtekniske undersøkelser av fyllinga før utgravingen startet. Undersøkelsene viste at fyllinga også inneholdt oljekomponenter. Med bakgrunn i resultatene fra undersøkelsene, ble det lagt et løp for hvordan man skulle masseutskifte fyllinga og ta vare på de forurensete massene. Hele tiden hadde vi en god dialog med Fylkesmannens Miljøvernavdeling.

Før utgravingen startet ble det etablert en tettespunt i bunn av revinen ned mot Andelva for oppsamling og kontroll av sigevann fra fyllinga. Det ble tatt prøver to ganger daglig og gjort fortløpende analyser av sigevannet. Dersom prøvene oversteg gitte verdier måtte sigevannet pumpes opp og behandles.

Før de utgravde massene kunne transporteres til deponi eller ekstern mottaker måtte det utføres en separering av forurenset bark og eventuelt spesialavfall i tønner/fat. Byggherren stilte med fagkyndig personale som sto for selve utvelgelsen av hvilket avfall som skal separeres ut, mens entreprenøren sto for selve håndteringen samt leveringen av forurenset bark og spesialavfall til godkjent mottaker. For at det under transport til nytt deponi ikke skulle forekomme søl og drypp av vann fra masser gravd ut under grunnvannsspeilet, måtte disse massene legges ut for drenering. Massene måtte legges slik at drens vannet rant ned i ravinen og ble fanget opp av tettespunken. Massene måtte ligge slik i minst ett døgn. Oppgravde masser ble klassifisert i 3 kategorier etter innhold av forurensninger:

- Gruppe 1      Rene masser. Massene kunne disponeres fritt i h.t vedtatte deponiplan, alternativt deponeres i nytt «bark»-deponi.
- Gruppe 2      Noe forurensete masser. Massene deponeres i nytt «bark»-deponi.
- Gruppe 3      Sterkt forurenset masse/ konsentrerte stoffer behandles som spesialavfall og leveres til behandling i anlegg som er godkjent for mottak av den aktuelle forurensningstype.

Det ble etablert ett nytt deponi hvor barkmasser av kategori 1 og 2 kunne deponeres. Det nye deponiet ble plassert i en ravedal som blir stengt av fylling for Gardermobanen. I dalbunn og sidedaler ble det lagt ny drensledning i pukk og fiberduk for å fange opp eventuelt innsig av grunnvann. I bunnen av deponiet ble det lagt ut et ca 0,5 m tykt tetningslag av leire over et 30 cm sandlag. Som toppavslutning ble det lagt et lag av leire med minimum tykkelse 1,0 m. Ferdig oppfylt deponi får svak helning mot Gardermobanen, og overflatedreneringen ivareta av banedreneringen. det er etablert et kontrollopplegg slik at avrenning fra deponiet ikke fører til økt forurensning av grunn- eller overflatevann.

### **3.8 Steinbehandling og anvendelse av steinen**

NSB-GMB ønsker å utnytte overskuddet av bergmasser fra byggingen av Romeriksporten, tunnelen mellom Etterstad og Stalsberg, til bygging av Gardermobanen videre nordover til Gardermoen. Dette er begrunnet av miljømessige og økonomiske vurderinger i tillegg til at det er en god ressursutnyttelse.

Bergmasser fra Romeriksporten vil i hovedsak bli transportert til melomlager i Berger Grustak. Berger Grustak ligger inntil E6 like nord for Skedsmokorset i Skedsmo kommune.

Transporten av tunnelstein startet i august 1994. Totalt skal det transporteres ca. 1,7 mill. fm<sup>3</sup> fjell til Berger Grustak. I grustaket blir tunnelsteinen sortert, nedpigget til Dmax = 500 mm som nyttes i anleggsveger, riggområder, fyllinger og nedre forsterkningslag. Det er montert et 2-trinns knuseverk i grustaket som kan produsere følgende fraksjoner:

KORNSTØRRELSE	ANVENDELSE
0-250 mm	Øvre forsterkningslag t = 720
20-120 mm	Forsterkningslag i tunnel, diverse tilbakefyllinger inntil betongkonstruksjoner.
0-69 mm	Anleggsveier, riggområder
0-20 mm	Veigrus
4-20 mm	Grøftepukk
8-22 mm	Grøftepukk i tunnel
2-32 mm	Pukk rundt kabelkanal i tunnel

Totalt går det med ca. 3,5 mill. tonn stein/pukk til utbyggingen av Gardermobanen fra Etterstad til Gardermoen. Nord for Gardermoen blir steinbehovet dekket av stein fra tunnel gjennom Bekkedalshøgda, stein fra sidetak og gjennom pukk/stein levert av entreprenør.

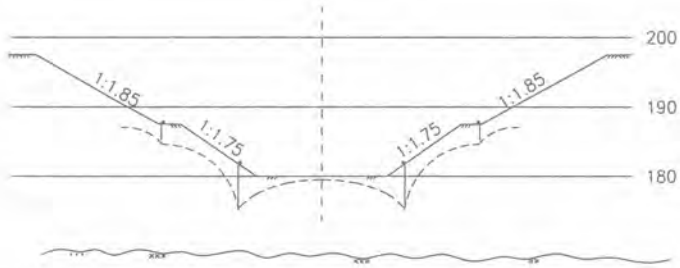
Underbygningen til Gardermobanen består av nedre forsterkningslag av tunnelstein, Dmax = 500 mm, tykkelse 1100 mm, og øvre forsterkningslag av pukk, 0-250 mm, tykkelse 720 mm. Overbygningen består av 50 cm ballastpukk av fraksjon 25-63 mm utlagt i 2 lag, sviller og skinner. Byggehøyde fra traunivå og opp til formasjonsplanen (underkant ballastpukk) er 1,820 m. Total høyde fra traunivå til skinnetopp er 2,52 m. Se generelt snitt på figur 8.

For knuseverke er produksjonslinjene som følger:

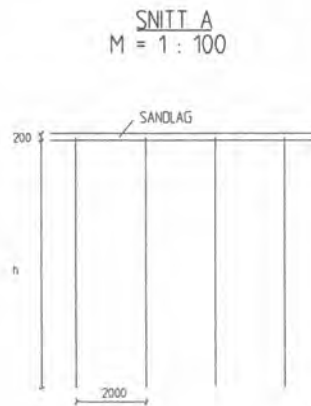
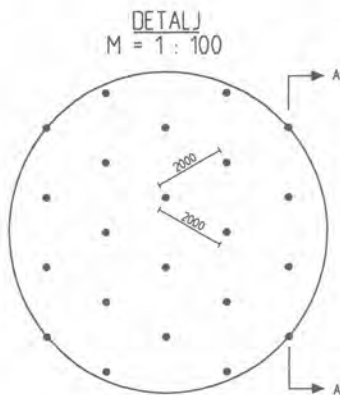
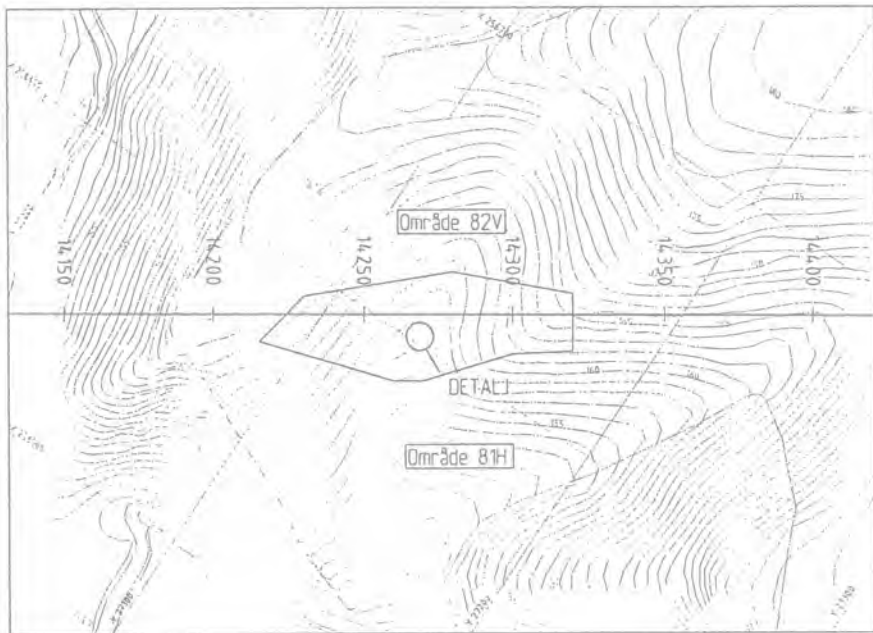
Tunnelstein hentes fra tippen med hjullaster Komatsu WA 600 som tipper i materlompe. Massene går via horisontalmater Lokomo B16-44 til grovknuser Lokomo C 125 B, hvor tunnelsteinen knuses ned til fraksjonen 0-250 mm. Massene går videre på båndtransportør via tunnelmater til første sikt, Svedala Arbrå ET 36/12. Ved dette sikt tas 0-4 mm subbus og 4-20 mm pukk ut. Fra siktet går massen ned i kornknuser Omnicone 1144 SX hvor det videre transporteres på bånd til sikt nr. 2, Svedala Arbrå VF 36/15. Ved dette sikt siktes pukk med større diameter enn ønsket ut og transporteres på bånd tilbake til kornknuser. Masser som går igjennom siktet går videre på båndtransportør til sikt nr. 3, Svedala Arbrå VM GU/18, hvor det siktes ut de ønskede fraksjoner. Se figur 9.

For produksjon av andre fraksjoner enn figuren viser byttes sikteduker. Massehåndtering, -transport til lager av knuste varer foregår med 2 stk. hjullastere Volvo L 40 og Euclid R 32 dumper.

Produksjon av 0-500 steim utføres ved en kombinasjon av selvsortering ved tipping ut over høy tipp og sortering/nedpigging til Dmax = 500 mm. Til sortering/opplasting anvendes hjullastere 2 stk. CAT 980F og til nedpigging gravemaskin CAT 325 m/pigghammer.



Figur 1



Figur 2





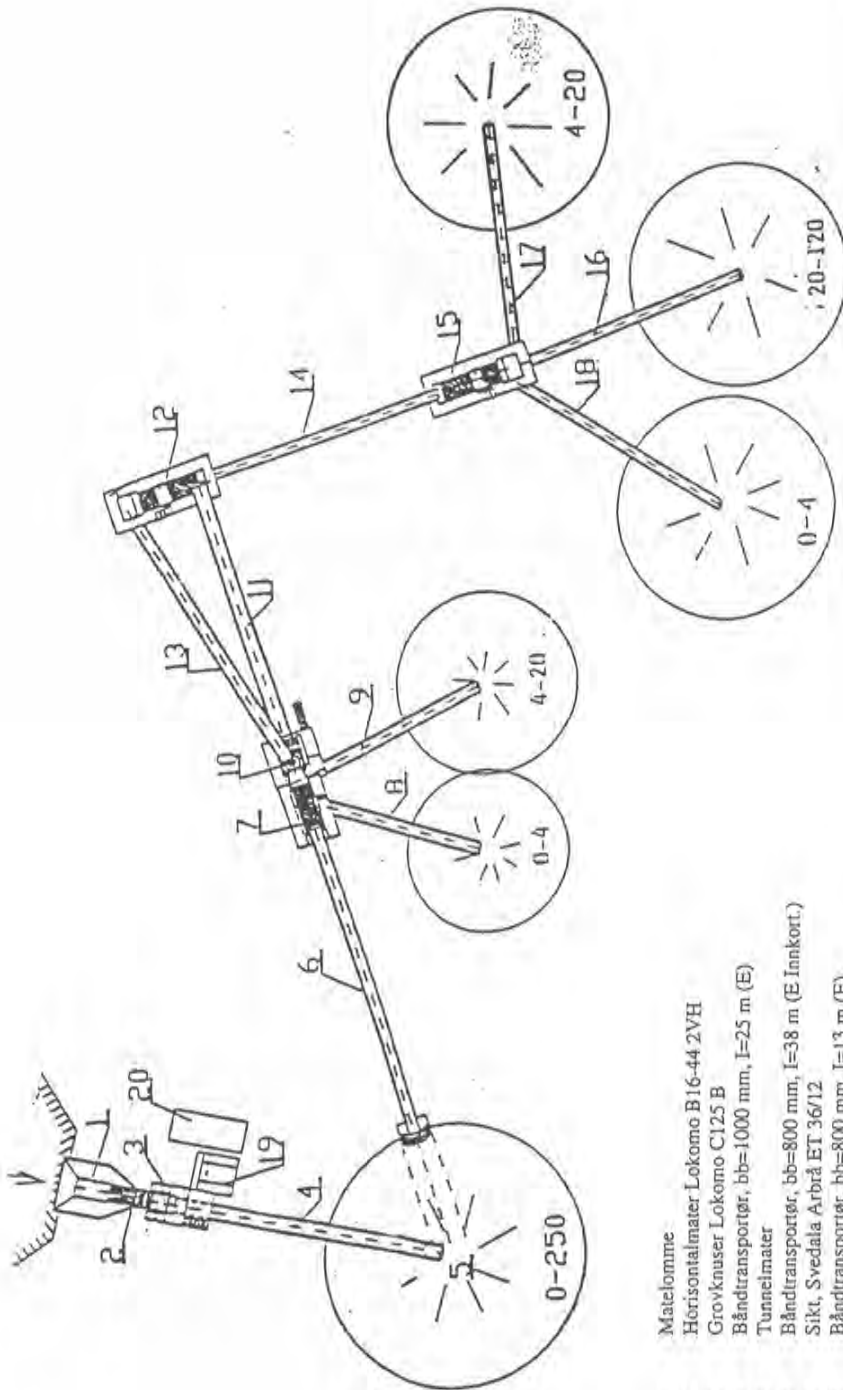












- 1 Matelomme  
 2 Horizontalmater Lokomo B16-44 2VH  
 3 Grovknuser Lokomo C125 B  
 4 Båndtransportør, bb=1000 mm, l=25 m (E)  
 5 Tunnelmater  
 6 Båndtransportør, bb=800 mm, l=38 m (E Innkort.)  
 7 Sikt, Svedala Arbrå ET 36/12  
 8 Båndtransportør, bb=800 mm, l=13 m (E)  
 9 Båndtransportør, bb=1000mm, l=17m (E)  
 10 Konkuser Omnicone 1144 SX  
 11 Båndtransportør, bb=800 mm, l=25 m  
 12 Sikt, Svedala Arbrå VF 36/15  
 13 Båndtransportør, bb=800 mm, l=25 m  
 14 Båndtransportør, bb=800 mm, l=25 m (E tilpasses)  
 15 Sikt, Svedala Arbrå VH 60/18  
 16 Båndtransportør, bb=650 mm, l=28 m  
 17 Båndtransportør, bb= mm, l=15-25 m  
 18 Båndtransportør, bb= mm, l=15-25 m  
 19 Kjørebri  
 20 20' El. container

Figur 9

## LØSMASSETUNNEL EIDSVOLL

### *SOFT SOIL TUNNEL EIDSVOLL*

Sivilingeniør Anders Beitnes NSB Gardermobanen AS



Nordre portal, toppstoll *Photo from northern portal, top heading*

### **SAMMENDRAG**

Den nye jernbanelinjen mellom Gardermoen og Eidsvoll passerer gjennom en løsmasserygg og bygges her som tunnel i 500 m lengde. Jordmassen består av marine havbunnsedimenter - leire og silt. Tunnelen bygges i totalentreprise av AF Spesialprosjekt i arbeidsfellesskap med tyske Hochtief AG. Artikkelen beskriver tilbuds- og evalueringsfasen, samt mer inngående om den valgte drivenmetode, som kan betegnes som seksjonsvis utgraving og avstiving med sprøytebetong og stålbuer. Tunneldriften har såvidt startet. Erfaringene så langt bekrefter vurderingene gjort i evalueringsfasen som tilsier at graving og avstiving fungerer godt i kohesiv leire, og at vannmettet, ensgradert silt/finsand krever betydelig omtanke for spesielle tiltak.

## SUMMARY

*The new railway line from Gardermoen to the existing line at Eidsvoll is passing through a hill of marine, quaternary deposits. The soil consists of cohesive clay imbedded with pockets and layers of silt. The tunnel was contracted on lump sum basis to Norwegian AF Spesialprosjekt in JV with German Hochtief AG. The paper describes the tender and evaluation process as well as aspects of the chosen method, which is a step by step sectional excavation supported by shotcrete and steel arches. The tunnel excavation has just started. Experiences do so far support the preassumptions of the evaluation stage, concluding that performance is excellent in the cohesive clay, and that lenses/ layers of saturated silt demand care and preparedness for excessive stabilization measures.*

### 1. Situasjon og historikk

#### Hovedplanen

Det forelå flere alternative traseer for ny bane fra flyplassen til eksisterende jernbanenett mot nord. Ett hovedgrep ville være å gå til Minnesund (ca 10 km nord for Eidsvoll), det andre var å gå til nåværende Eidsvoll st. i flere mulige korridorer. Minnesund ble valgt bort etter en helhetsvurdering der jordbruksinteresser og kundegrunnlag for banen var viktige faktorer.

#### Topografi og lokale hensyn

Alle alternativene inn til Eidsvoll hadde det til felles at de måtte krysse gjennom en terrengrygg av leire. Denne terrengryggen er en utløper av den gamle (kvartære) havbunnsletten innenfor, senere formet av ravedannelse med opptil 40 m høye, bratte ravinekanter. Sletten på toppen er dyrket og bebyggt, ravinene er karakterisert av utilgjengelig, særpreget og stor lauvskog. Her er det så viktige interesser knyttet til kultur (Eidsvoll prestegård hvor Camilla Collett og broren Henrik Wergeland vokste opp) og forminner (tingplassen til det første Eidsivatinget) at tunnel var eneste akseptable løsning.

#### Løsmassetunneler bygd også tidligere

Den første jernbanen i Norge, Hovedbanen, gikk også fra Oslo til Eidsvoll. Selv om kurveradien da var langt krappere, måtte man også den gangen krysse gjennom den samme leir-ryggen. Denne tunnelen er drøyt 200 m lang, og ble bygget etter prinsipper svært lik dem dagens tunnel bygges etter. Midlertidig sikring var sannsynligvis tømmerstemplinger, mens utforingen var laget av 4 lags murstein-skall i en elegant eggefasjon. Tunnelen er i dag ikke i bruk, men står helt uskadet og vil inngå i en kultursti med jernbane som tema.

Da Dovrebanen skulle elektrifiseres (igangsatt i 30-årene), måtte det lages en ny og større tunnel samme sted, parallelt med den gamle. Det samme var tilfelle med en gammel tunnel ved Bøn, som dessuten også var i ferd med å rase sammen. For dette formål ble avdelingsingeniør Rolf Nicolaisen innvilget et studieopphold i USA på 3 uker (!) i 1934 for å studere skjoldmetoden. Deretter ble et 8 m diameter skjold med

trykkluftsluse konstruert og bygget i Norge, og tunnelene ble drevet med norsk mannskap. Indre diameter i sirkulær, plasstøpt betongføring er 6,50 m.

## 2 Lokale grunnforhold, gjennomførbarhet

### Marin leire med lag og linser av silt

Grunnundersøkelser ble gjennomført i flere omganger tilpasset beslutningsbehovet og utviklingen i trasevalget i hoved- og detaljplan. Leira er relativt fast, med en tydelig skiktning omtrent i tunnelens nivå. Øvre leirlag har fasthet (Su) på ca 30 - 50 kPa, mens nedre lag har Su opp mot 100 kPa. Innimellom ble det noen steder funnet lag som i CPT- registreringen viste både større spissmotstand og redusert poretrykk. Dette ble etterhvert tolket som ensgraderte silt og finsandlag. Dette er jord som har positiv dilatans (volumøkning) i bruddtilstand, men som kan bli flytende når den er frigravd eller på annen måte blir omrørt og er vannmettet (liquifaction). Nicolaisen beskriver slike lag i sin artikkel i Teknisk Ukeblad i 1947. Grunnundersøkelsene før

reguleringsplan besto av:

- 665 m seismisk profil
- 330 m dreietrykksonderboring
- 550 m CPT-boring
- 17 stk piezometere

Flere av boringene hadde problem med å trenge gjennom silt/ finsandlagene, som derfor lenge ble ansett for å representere meget fast masse.

### Store kostnader, lite kunnskap

En forstudie på gjennomførbarhet ble satt i gang i forbindelse med hovedplanen. Den ga som hovedkonklusjon at det var mulig å bygge lukket løsmassetunnel, men at det ville bli særdeles dyrt. Derfor ble et førende kriterium i det videre korridorvalget å gjøre tunnelen så kort som mulig. Det ble videre tydeliggjort at kompetansen til å prosjektere og bygge en slik tunnel var svært mangelfullt i Norge.

### FoU - første metodestudie

NGI, vårt største kompetansesenter innen geoteknikk, lagde en forskningsrapport om mulige byggemetoder. Hensikten var å gi et bedre grunnlag for beslutning om metode og med tanke på utarbeidelse av anbudsdokumenter. I detaljplan-/ reguleringsplanarbeidet ble ikke metodevalget sett på som vesentlig; da var det mest behov for å verifisere gjennomførbarhet og å ha et rimelig godt grunnlag for anleggskostnadene. Studien ble utført med tanke på en dobbeltsporet tunnel med diameter ca 11 m. Overdekningen ville, avhengig av trase og høydebeliggenhet, variere mellom 8 og over 25 m.

Denne rapporten gikk gjennom flere aktuelle metoder for både åpen og lukket drift, så som frysing, skjolddrift, horisontal mikrotunnel-krans, seksjonsvis spiling med stålrør eller jetpeler og ulike utgaver av cut&cover. Det kunne ikke konkluderes entydig mht. byggemetode, men skjold ble ansett som den mest sannsynlige metode for lukket drift, og A-formet spuntkasse kunne anvendes som "åpen" metode som dog ville være

relativt skånsom mot terrenget. Kostnaden ble angitt til i størrelsesorden NOK 450.000.- - 500.000.- pr. m. Selve rapporten forelå alt for sent, men konklusjonene var rimelig lik de forutsetningene som konsulentgruppen (der også NGI deltok) benyttet i sitt planarbeide. NATM ble forresten vurdert som ikke aktuell pga. leiras lave skjærfasthet.

### **Detaljplan med bratt stigning for å få kortest mulig tunnel** Se figur 1.

På bakgrunn av disse erkjennelsene ble det laget en kompromiss-trase, med bratt stigning for å oppnå minst mulig lengde. Gjennom reguleringsplanarbeidet ble det klart at åpen byggegrep, evt. spuntkasse, ikke ville bli akseptert med mindre det var meget store kostnadsforskjeller mellom slike løsninger og lukket tunneldrift. Den vedtatte trase ga en tunnel på ca 500 m lengde, hvorav minst 300 m måtte drives lukket. Stigningen fra bundet punkt ved ny jernbanestasjon og opp til tunnelen er på 2,3%. Man valgte dermed å gå på akkord med bestemmende hastighetsstandard, og kunne akseptere radius 1600 m. Standarden på øvrig del av Gardermobanen er max. 1,2% og min. radius 2500 m.

## **3 Kontrahering**

### **Totalentreprise valgt som kontraheringsform**

Det var klare indikasjoner på at driving med skjold ville bli uforholdsmessig dyrt for en så kort tunnel, og at andre metoder derfor kunne bli konkurransedyktige. Fordi det forelå både uklare konklusjoner om metode og en tydelig mangel på solid kompetanse, valgte NSB GMB å ta ut denne biten av banen og sette den ut på totalentreprise. Ved prekvalifisering ble det invitert til å danne samarbeidsgrupper med internasjonale entreprenører og rådgivere. Dette ble vurdert av oss som en stor suksess, da vi fikk inn meget gode besvarelser med faglig sterke situasjonsvurderinger. 5 entreprenørfelleskap ble prekvalifisert, derav to norsk-tyske, en norsk-svensk-tysk, en norsk-engelsk-fransk og en svensk-østerriksk. Det var helt klart mulig og interessant for disse gruppene å gå inn på et totalansvar med betydelig risiko.

Tilbudsdokumentene ble bygd opp omkring NS 3431 "Alminnelige kontraktsbestemmelser for totalentrepriser" og en kravspesifikasjon der en la stor vekt på å beskrive kun rammebetingelser og funksjonskrav. Grunnundersøkelsene ble presentert både i resyme og med komplett resultatsammenstilling, men uten "talking" mht. anleggsproblematikk eller byggeteknisk dimensjonering. Tilbud skulle utformes som en sum, kun regulerbar for uavklarte geometriforhold på tilstøtende dagstrekning.

### **Oppbygging av kompetanse nødvendig**

For å kunne gå inn i faglige forhold ved opplegg for grunnundersøkelser og vurdering av tilbyderes løsningsforslag, måtte det bygges opp bedre kompetanse. Dette ble gjort først og fremst ved innleie av en ekspertgruppe. Dernest ble vår egen prosjektledelse oppgradert gjennom studier og studiereiser. Dette ser en i ettertid som helt avgjørende.

### En-spors tunnel mulig pga. begrenset trafikk

Parallelt med prekvalifiseringen utarbeidet selskapet en spor-strategi for det aktuelle togmønsteret som gjør det mulig å avvike trafikken i overskuelig fremtid med ett spor på en ca 3,5 km lang strekning der løsmassetunnelen ligger på den ene enden. Det ble derfor bedt om tilbud på både en- og tospors tunnel.

### Svært ulike løsninger tilbudt og seriøst vurdert

Tilbudene viste en kostnadsforskjell mellom ett og to spor for den 500 m lange tunnelen på ca 50 mill. kr. Videre vurderinger gikk deretter kun på de tilbudte alternativ med tunneltverrsnitt ca 60 m<sup>2</sup> for ett spor. De 3 kostnadmessig mest interessante tilbudene hadde hver sin helt forskjellige byggetekniske løsning, nemlig skjolddrift, total frysing fra dagen før utgraving og seksjonsvis utgraving med sprøytebetongskall. Evalueringen ble gjort i nært samarbeid med ekspertgruppen, og ved innkalling til seriøs og grundig gjennomgang av de tilbudte metodene sammen med tilbyderne og deres tekniske eksperter. Til dels ble tilbudene supplert med tekniske spesifikasjoner og sikkerhetsanalyser i denne fasen.

### Skjolddrift

Skjolddrift var dyrest og uten jordtrykksbalansering hadde metoden visse betenkeligheter mht. sikring av stuff. Kostnaden for å bygge et nytt, åpent skjold ligger minst i størrelsesorden 40 mill. kr., enda mer hvis en skulle satse på trykkluftsluse. EPB var for en så kort tunnel egentlig ikke aktuelt pga. kostnaden. Eksisterende skjold som kunne egne seg finnes nok, men enten var de ikke ledige, eller så måtte de bygges om til riktig diameter.

Stuffstabiliteten er et viktig tema, da et skjold åpner hele stuffen hele tiden. Trykkluftsluse var vurdert, men ble ikke ansett som særlig interessant da problemstillingen var knyttet til stabilisering av siltlommer i ellers svært tette masser. Trykkluftavstiving kan bare fungere dersom man oppnår å motvirke en gradient, men her ville man bare oppnå et generelt høyere poretrykk i den evt. ustabile massen uten å hindre at den siger inn. Deretter gjenstår "flaps" som aktuell sikring mot stabilitetsproblem i stuff. Hydraulisk opererte plater som klapper inn til jord i stuffen vil innsnevre betydelig det åpne arealet, men gir ikke kopakt støtte. Det virker godt i leire med betydelig kohesjon og i friksjonsmasser som ikke er vannmettet, men man antok at effekten mot vannmettet silt ville bli dårlig. Poretrykksavlastning med «wellpoints» forover fra stuff ble foreslått, men ansett som lite praktisk da det ville hindre operasjon av skjoldet.

### Frysing

Frysing ble presentert med et imponerende gjennomarbeidet teknisk opplegg. Det hadde forbløffet de tyske deltagerne i dette arbeidsfellesskapet at både kompetansen og økonomien i en slik metode var så bra at den ble konkurransedyktig. En kombinasjon av Geofrosts faglige nivå og lave energipriser er her viktige faktorer. Dette konseptet hadde best sikkerhet for gjennomføring uavhengig av evt. problematisk grunn. Ulempen var først og fremst at det tross alt ble for dyrt og dernest at det hadde visse ulemper



mht. miljøkonsekvens. Enorme energimengder ville gå med (3 - 4 MW i ett år), og jorda omkring tunnelen ville forbli frosset i opptil 10 år. Terrenget over tunnelen ville bli en sammenhengende og svært synlig anleggsplass. Frossen leire og silt i tippen ville trekke til seg ekstra fuktighet og antakelig bli en ganske flytende affære. Selve utgravingen ville betinge tungt piggeutstyr og muligens sprengning. En miljøhøring ble gjennomført for dette alternativet, og den viste at problemene kunne overkommes eller var til å leve med.

Til sist var økonmien avgjørende og begge de foran beskrevne metodene falt da ut. Den valgte metode og entreprenør beskrives i det følgende.

#### 4. Metode og opplegg

##### Entreprenør med tysk ekspertise

AF Spesialprosjekt hadde prekvalifisert seg sammen med Hochtief AG, Tysklands nest største entreprenørselskap. De presenterte flere ulike metoder i tilbudet, hvorav bl.a. skjold. Imidlertid hadde de lavest pris på og selv størst tillit til den metode som da også ble valgt, hvor utgravingsfasen er en slags NATM for bløt grunn. De hadde for denne metoden forutsatt tyske og østerrikske arbeidere og arbeidsledelse, som har lang erfaring med metoden, utstyret og driftsopplegget. Arbeidet utføres i et "joint venture" med 50% ansvar hos hver av partene.

##### Kontrakt

Kontrakten, som er på 117 mill. kr., ble inngått 7. desember 1994 ved undertegning inne i den gamle løsmassetunnelen fra 1854 på Eidsvoll. Hovedlesten er som nevnt NS 3431. Om risiko for grunnforhold heter det: *"Totalentreprenøren er innforstått med at grunnens beskaffenhet kan variere og avvike fra de opplysninger som byggherren har innhentet. Slike variasjoner og avvik skal ikke gi totalentreprenøren rett til fristforlengelse eller endring av kontraktsprisen utover det som måtte følge av de oppmålte mengder samholdt med kontrakten forøvrig."* Kontrakten har regulerbare poster for mengder i dagsonen, bl.a. for å ta vare på den variasjon som måtte følge av valgt sted for overgang til to spor, plassering av driftsveg til signaler og andre forhold som ikke var klarlagt på kontraktstidspunktet. For øvrig kjøres strengt på fast sum. Betaling skjer i henholdt til omforent betalingsplan der terminer erstattes av milepeler (nærmere definerte, lett kontrollerbare faser i anlegget). Betaling skjer etter at milepel er oppnådd og milepelsertifikat godkjent av byggheren.

##### Seksjonvis graving og avstiving med sprøytebetong Se figur 2

Tverrsnittet deles i 4, hvor pilot og resten av toppstoll utgjør de to første. Disse drives gjennom før nedre del tas ut i to høyder tett etter hverandre. Graving og midlertidig forsterkning skjer suksessivt i korte seksjoner, normalt mellom 0,6 og 1,2 m. Etter graving lukkes frilagt del av periferien med stålbu, netting og ca 30 cm sprøytebetong. Et helt avgjørende prinsipp er at for hver utgravd seksjon, enten det er pilot, neste del av toppstoll eller i såle, så skal det straks etableres en lukket og trykksterk "ring". De deler av ringen som må rives igjen i neste gravefase, er demonterbare ved hjelp av spesielle skjøter i stålbuene; sprøytebetongen pigges ned. Hele tunnelens indre utforing

skal så støpes in situ med form som trekkes gjennom. Det midlertidige tunnelskallet av sprøytebetong og stålribber får en funksjonstid på inntil ett år, før den indre støpen kan ta over all belastning. I mellomtiden følges eventuelle bevegelser tett og nøye, og tiltak i form av jordankre, lokal konstruksjonsforsterkning o.l. kan settes inn før det skjer noe skade.

Arbeidet utføres døgnet rundt etter dispensasjon. Det er stans i helgene. Da og ved annen lengre stans lukkes stoffen med sprøytebetong. I alle fall pilot og toppstoll sprøytes med tørrsprøyting. Det har den fordel at materialene er på stedet hele tiden i en silo ved pumpestasjonen, kun slanger og munnstykke trekkes inn i tunnelen. Sprøytingen kan da foregå uavhengig av hva slags annent utstyr som befinner seg i tunnelen. Selve gravingen utføres med en spesialbygd liten beltelaster som har graveaggregat på vertikal akse i front over beltet. Denne kan lage perfekt overflateform i veggene og i stoffen.

### **Hjelpetiltak og beredskap ved bløt silt**

Et hovedspørsmål ved denne metoden har vært hvordan man kunne takle lømmer og linser av vannmettet, ensgradert silt/ finsand. Slik jordart opptrer her og der i tunnelnivå, men nøyaktig utbredelse var ikke kartlagt i detalj ved forundersøkelsene. Oppgaven fra stuff består derfor både i å identifisere slike forhold foran stuff, og å motvirke stabilitetsproblem/ innstrømming uten for stor stuffhindring.

For det første behovet er det igangsatt forsøk med horisontal CPT-boring, bl.a. ved hjelp av en spesialbygd borrhjelm som får plass i piloten og kan håndtere alle aktuelle retninger med tilstrekkelig matekraft. Dette kjøres som et OFU-prosjekt.

Flere hjelpetiltak er forberedt. Man har i utgangspunktet lagt mest vekt på metoder som kan drenere, eller i alle fall ta poretrykket ut av silten. Også her forsøkes det i utprøving av filtertyper og bruk av sug. Dernest er det som en naturlig del av metoden opplegg for både korte skjold-"fingre" og lengre rør som kan skyves eller bores inn i jormassen over siste stålbu. Endelig er det lagt opp til å ha beredskap for etablering av fryst skjerm, enten ved boring ovenfra eller som vifte fra stuff. Slik frysing på kort varsel må skje med flytende nitrogen.

En helt annen og viktig beredskap som denne metoden gir, er at det meget enkelt kan etableres drift fra motsatt side og eventuelt alterneres mellom de to stoffene, f.eks. dersom frysing eller skjermboring el.lign. sperrer en pilotstuff i lengre tid.

### **Spesiell forskjæring**

Skjolddrift ville ha betinget et større forarbeid med "startblokk", og en omdanning av terrenget like over nordre munning for å unngå skjeve jordspenninger. Entreprenøren drar her nytte av at den valgte metode ikke trenger noen av disse tiltakene. Forskjæringen på den delen som skal bygges som overfylt kulvert måtte gjøres så kort som mulig. Dette har entreprenøren løst ved å lage en steil forskjæring som er gravd ut i horisontale seksjoner og støttet av et sprøytebetongskall kombinert med jordankere.

Pr. ca 1. oktober 1995 er forskjæringen i nord ferdig, tunneldrivingen har nettopp kommet i gang og det er kun drevet ca 20 m av toppstollen.

Forskjæringen er gjennomført i hht. planen. Det tok noe lengre tid enn antatt å etablere jordstag, bl.a. fordi noen av stagenene kom inn i friksjonsmasse som var vanskelig å bore i.

Starten på tunnelen ble laget ved å etablere 3 hele stålbueribber utenfor og i kontakt med det nesten vertikale påhugget, sprøyte disse inn og fyller opp en rampe til toppstollnivå og så gå løs på forutsatt syklus. Graving og etablering av sprøytebetongskall har gått meget bra i leira. Det har ikke vært problem med stoffstabilitet og heller ikke uventede deformasjoner i skallet. Imidlertid har allerede en vannmettet siltlomme gitt betydelig hinder i fremdriften. Det har vist seg vanskelig å hindre innstrømming med sikringsplater (fingre), likeså å stabilisere ved drenering eller sug, så lenge man har fått silten bløttlagt i stoff. Lokal nedfrysing med flytende nitrogen er gjennomført. Dette virker godt og rimelig raskt.

Horisontal geoteknisk boring kan, etter de erfaringene vi allerede har, utføres like greit som vertikal boring så lenge riggen er tilstrekkelig stabil, men igjen har man et tolkingsproblem ved den spesielle oppførselen som den ensgraderte silten oppviser under boring. Det paradoksale er at økt bormotstand og fallende poretrykk skal tolkes som potensielt flytende masse.

## 6 Videre utnyttelse

Erfaringene er ikke så mange enda, og slik som arbeidet er organisert, er det heller ikke norske arbeidere og ingeniører som gjør dem. På litt sikt vil både AF Spesialprosjekt, byggherren og fagmiljøet få ta mer del i erfaringene. Det åpenbare vil være å utnytte dette til andre tunnelprosjekter som har korte deler i leire. Videre er metoden klart fordelaktig for de fleste typer løsmassetunnel der det må tilpasses gradvis mot fjell. Det som må tas på fullt alvor, er vannet. Det kan ikke være vanntrykksgradient inn i tunnelstufen i friksjonsjord. Enten må vannet dreneres foran stoff, pumpes ut på forhånd, hindres ved injeksjon eller fryses. For jordarter med liten kohesjon og spesielt med innblanding av stor stein, er det helt avgjørende at en kan sikre formen på periferien med en boret skjerm (rørskjerm) eller lignende.

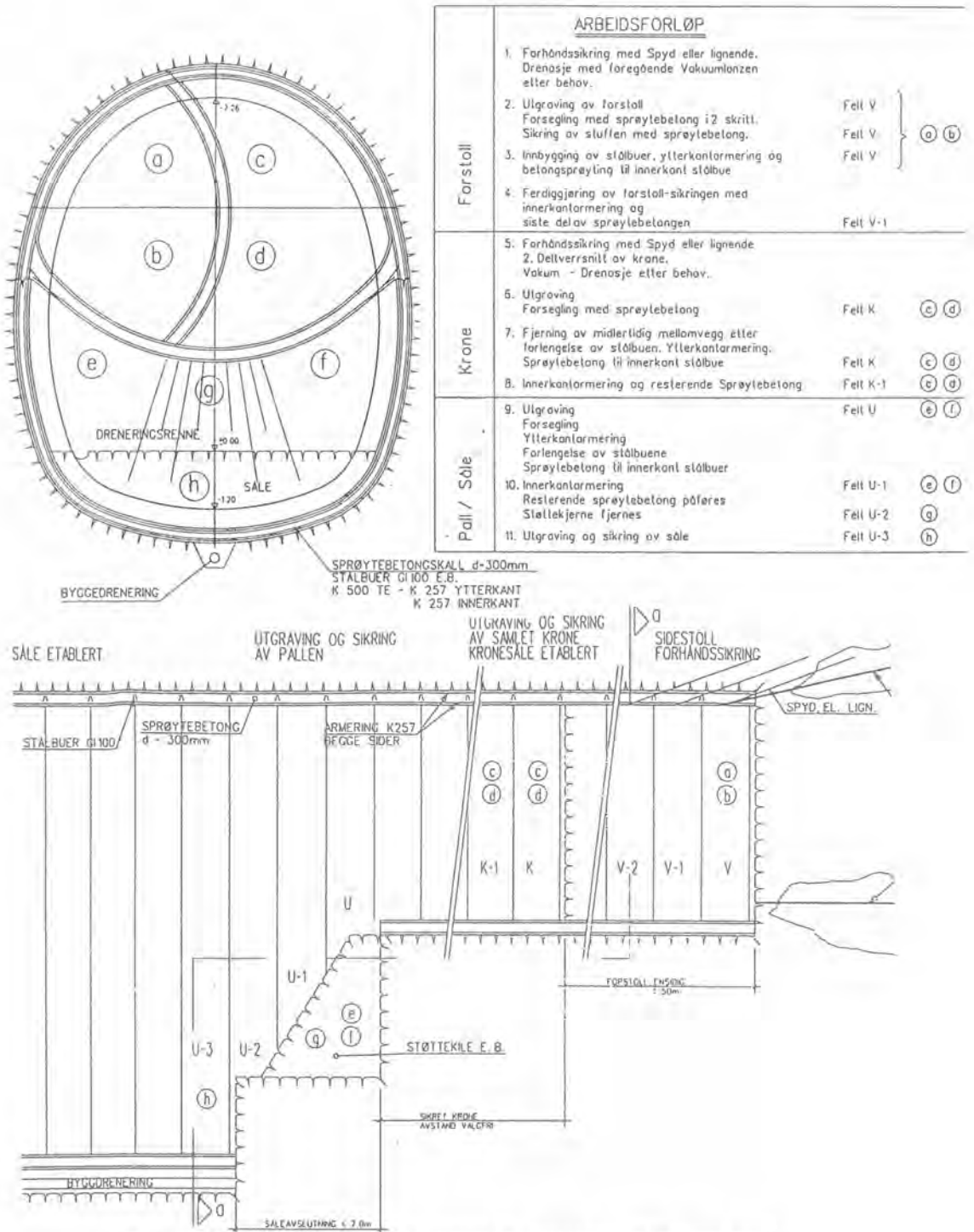
En rekke prosjekter, både i jernbaneanbyggingen, vegbygging og andre sammenhenger vil støte på behov for (eller krav om) tunnel i løsmasse. Det er forfatterens håp at vi etter gjennomføringen av dette prosjektet skal stå bedre rustet til både å planlegge, kostnadsberegne, beslutte og å gjennomføre tunnelprosjekter i løsmasse.

## Litteratur

- 1 Nicolaisen, Rolf (1947); «Bøn og Eidsvoll tunneler», Teknisk Ukeblad nr.1/47
- 2 NGI (1994); «Korte trafikk tunneler i løsmasser, Eidsvolltunnelen - eksepelstudie», NGI Rapport 522567 - 6.



Figur 1 Oversikt entreeområdet Ålbergveien - Eidsvoll S, Gamle tunne  
Plan of contract area. Old tunnels are marked (right) --- 1854



Figur 2 Valgt metode. Seksjonsvis graving og sprøytebetong (anleggsfasen)  
Chosen method. Sectional excavation and outer shotcrete lining.

## **RYSTELSESMÅLINGER MED FJERNAVLESNING, GARDERMOBANEN**

*Vibrationmeasurement with Remote Controle*

Knut Tanbergmoen, Dyno Nobel - teknisk avdeling

### **OPPSUMMERING**

Tid er penger !

Innhenting av måledata fra sprengning innebærer alltid en kostnad som i mange tilfeller sees på som unødvendig. Dette har da ført til at avlesning er gjort på stedet av skytebasen.

Måleutstyret har fulgt den samme utvikling som annen elektronikk, noe som betyr at en i dag får funksjonalitet og mulighet til å automatisere avlesningsrutiner som en bare kunne drømme om for få år siden.

Innen få år vil vi se en brukervennlighet i instrumentene, også innen sprengning, som innebærer ennå mer bruk av EDB og informasjonsteknologi. Vi vil kunne få direkte fax, SMS via GSM, logging av data til eget LAN (lokalt nettverk) eller til Internet osv.

### **SUMMARY**

Time is money !

Reading vibrationmeasurements after blasting is always a cost, often seen as unnecessary. the result is on site reporting by the blaster.

The equipment is following the same trend as other electronics. These means better functions, lower price and possibilities for automation we did not have few years ago.

In few years from now we will see user-friendly instruments also within rockblasting, using more EDB and informationtechnology. Examples are : report directly to your fax, report directly to your GSM telephone via SMS, reporting to local network or directly to for example Internet

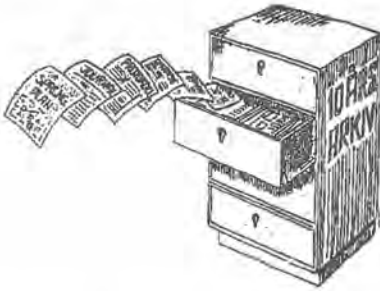
### **SPRENGNING - OMGIVELSENE**

#### **Krav**

Sprengning fører i de aller fleste tilfeller til reaksjoner fra omgivelsene. Mennesker i nærheten reagerer naturligvis på sprengning, men det settes også strengere krav fra myndighetene. Dette innebærer at byggherren, entreprenøren og skytebasen, må innrette seg etter stadig strengere krav som kommer fra miljøet rundt den aktivitet de utfører.

Strengere krav medfører også at sprengningen må følges opp nøyere enn før. Det er om å gjøre å kunne sprengne til en kostnad som ligger nærmest mulig det en kan gjøre ved «fri sprengning». Tidspress gjør også at tilbakemelding etter sprengning må skje raskest mulig.

Kravet til bedret oppfølging kommer da også til oss som leverer utstyr for oppfølging av sprengning.



### Dokumentasjon

Før ble det oppbevart mye papir med registreringer på. Kvaliteten på det som ble registrert var lavt i forhold til det vi er vant med i dag. Sikkerheten for data var også lav. En skytebas som ville fuske med målingene hadde alle muligheter til dette. Ingen oppdaget at måleren ble slått av, eller helst at den ikke fungerte. Vi fikk ofte målere i retur som tydelig ikke hadde vært åpnet under hele leieperioden. Dette førte til at den dagen det var nødvendig med dokumentasjon i forbindelse med en skade, var dette mangelfullt eller manglet helt. Utvikling av nytt utstyr har prøvd å eliminere dette problemet på

forskjellige måler. Vi i *Dyno Consult / Nitro Consult* har den oppfatning at det er like viktig å registrere når det ikke sprenges som selve sprengningen. Alle våre langtidsmålere registrerer derfor alle verdier hvert eneste to minutt hele døgnet i opptil en måned. Dette gjør måleutstyret også mer anvendelig på andre områder.

### HISTORIKK

#### I går

De første målemetodene var helt manuelle. Den aller enkleste var at en plasserte tre messing pinner med forskjellig lengde på en plate. Falt den største ned kunne en sprengne noe hardere, falt den største og mellomste var en akkurat der en skulle, falt alle tre ned «falt også huset ned» som en bruker sa.

Så kom en forbedret utgave av en manuell registrering, her var det et lodd som hang i en fjær som igjen var plassert i en tung kasse, hvor en klokke drev papiret rundt.

Mange husker sikkert papirskivene og forstørrelsesglasset. Blant disse målere var Tellus, Combigraph og Ampligraph. Felles for disse var at de målte utsvinget, noe som er enkelt da dette gjøres direkte.

I neste generasjon kom det inn elektronikk. Kjennetegnet var høyt strømforbruk og utskrifter på papirstrimmel. Klokken var fremdeles omtrent som i en gammeldags vekkerklokke og like nøyaktig. Til disse måleinstrumentene hører bla. Vibrameter og AVA 71.

#### I dag

Fra 1988 til i dag er måleutstyret gått over til å kun være basert på elektronikk. Først ute fra oss var UVS 1404, som kom i 1987, deretter kom UVS 1201 i 1988. Begge typer finnes ennå hos oss og mange av våre kunder, hvor de benyttes til daglig uten problemer, men de er for lengst ute av produksjonen.

De nyeste instrumentene vi har i dag baserer seg på teknologi som bare for ett par år siden ikke gjorde det mulig å lage instrumentet.

Målet for våre instrumenter er at de skal gå så lenge på et batteri som minnet er langt. For vår del vil det si en måned. UVS 500 er nå i stand til å registrere vibrasjoner i 32 dager på et vanlig stort lommelyktbatteri, dvs. like lenge som minnet.



Figur 1 - UVS 1500

### **2.3 I morgen**

Inntil i dag har endringene kommet i selve instrumentene, med den raske utviklingen innen informasjonsteknologi vi nå ser er det helt naturlig at også vår bransje følger denne trend. Hos oss sees dette allerede nå, ved at avlesning av instrumenter kan fjernstyres (se eget avsnitt), og data videresendes direkte fra PC til vår kunde.

Det vi i dag arbeider med er klargjøring av instrumentene mot GSM og alle de muligheter som finnes her. Det benyttes i dag NMT 900 som er et system som er begrenset til Norden. Håpet er en overgang til GSM innen noen få måneder. Det dreier seg både om vanlig fjernstyring, SMS (Short Message System) for å kunne gi direkte beskjed til en GSM telefon og fax direkte fra UVS instrumentet.

For oss som driver med feltnmåling har ledningstrekk alltid vært en ulempe og en plage. Teknikken for å kunne ha trådløs overføring av måledata fra en sensor til instrumentet begynner nå å ta form og finnes som produkt for industriell bruk. Vi ønsker å se på muligheten for tilpassing av dette til vårt formål.

Vi har i disse dager egenutviklet programvare for fjernstyring av UVS 1500 som brukes på Romeriksporten. Her vil all avlesning skje via PC og instrumenter tilknyttet mobiltelefon ute i felt. Utstyret er selvsagt også tilpasset bruk sammen med vanlig tele linje eller NullModem. Under beskrives første versjon av dette programmet.

## **FJERNSTYRING AV UVS 1500 - ROMERIKSPORTEN**

### ***innledning***

Vi hadde lenge hatt ønske om å utvikle et system for fjernavlesning av UVS instrumentene og da spesielt for de mer avanserte instrumentene som UVS 1500 og UVS 1608. Siden UVS 1500 har et helt nytt elektronisk design var dette det beste utgangspunktet vi kunne ha. Spesifikasjonen var svært enkel, vi ønsket å gjøre det samme via PC som det vi gjør ute på instrumentet, ned til hvert enkelt tastetrykk.

Vi har lagt ned mye arbeid i å få kommunikasjonen mellom PC og UVS 1500 til å fungere godt. Det er utviklet egne protokoller som også tar høyde for kommunikasjon via mobiltelefon.

Når så Romeriksporten kom var dette en mulighet for å sette i gang utviklingen og kan vel også sies å være medvirkende til at vi fikk kontrakten.

### ***Om ROMERIKSPORTEN.***

Første tunnelsalve fant sted i tverrslaget i Starveien på Lørenskog 3. August 1994. Dette markerte begynnelsen på driving av Romeriksporten - Norges lengste trafikk tunnel !. Det skal totalt drives 13900 meter fjell tunnel. Overdekningen er fra 10 meter til opp mot 200 meter under Østmarka.

Dyno Consult AS ble i samarbeid med Noteby valgt til å utføre alle rystelsesmålinger ved utbygging av Romeriksporten. Oppdragsgiver er NSB Gardermobanen AS. Vi skal følge opp all sprengning på anlegget.

### ***UVS måleopplegget***

Vi så fort at det å kunne følge opp et så stort anlegg som går gjennom noe av Oslos tettest befolkede områder med en trafikk tetthet som ville medført lang ventetid på tilbakemelding fra sprengningene ikke kunne gjøre på «normal måte». Reisetiden mellom tunnelstuffedene ville bli så lang at reisetid ville bli den største kostnad for vår oppdragsgiver. Vi ville også ha store problemer med å kunne gi tilbakemelding innen den tiden vi har forutsatt i kontrakt (innen en time).

Det ble derfor gitt et alternativt tilbud med fjernavlesning av målere som er plassert i tunneltraséen. Det er i samarbeid med Nitro Consult utviklet et PC basert program for å fjernavlese målere.



## UVS MÅLESYSTEM



Figur 2 - UVS målesystem i felt

### Utstyr

Ute i felt står det en UVS 1500 som kan måle rystelser i inntil 4 målepunkter. Til denne er det koblet et modem. Til modemmet er det koblet en mobiltelefon av type Motorola Traveller / 7600 X - NMT 900 via et Mobilline 2000 interface. Alt er plassert i en kasse, med et 50 Ah batteri og vedlikeholdslader.

Går strømmen har systemet kapasitet til å måle kontinuerlig i over en uke, inkludert drift av mobiltelefonen.

Vi har prøvd å benytte standard utstyr så langt som mulig. Motorola mobiltelefon ble valgt ved en tilfeldighet, og har vist seg i ettertid å være et gunstig valg spesielt etter vi fant et interface som fungerer (kobles mellom mobiltelefon og modem for å lage summetone). WorldPort Pocet 14.400 er valgt da dette er enkelt å få tak i også på andre steder enn i Norden. Vi har vært nødt til å

konstruere en del eget utstyr også i tillegg da dette ikke finnes på markedet i den form og kvalitet vi ønsket å ha det. Dette gjelder bl.a. optoisolering av instrument / modem.

### Antall målere

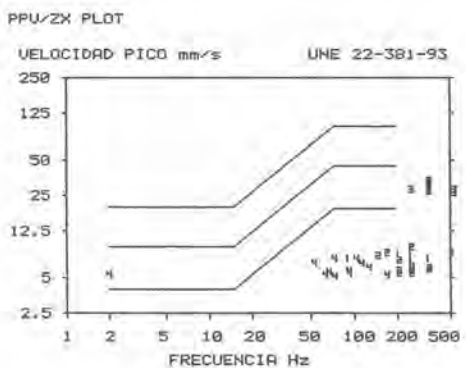
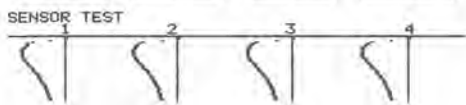
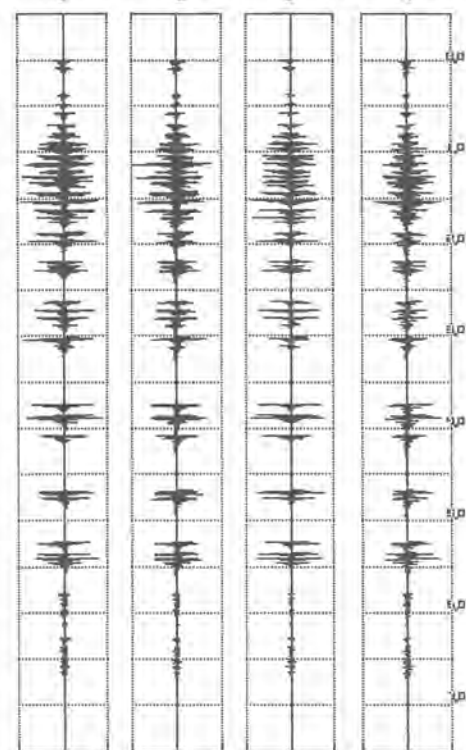
Vi vil ha min. en UVS 1500 over hver stuff samt på hvert daganlegg for hurtig tilbakemelding, Det vil være totalt 6 måleopplegg i kontinuerlig drift. I tillegg vil det være behov for enklere målere av typen UVS 500.

### UVS Remote

Tidligere fortalt er PC programmet en forlengelse av det som kan gjøres ute på selve instrumentet, hvis alt fungerer vil jeg under foredraget vise oppringning av et instrument på Romeriksporten. Det vil da bli enkelt å vise hvordan dette fungerer.

Programmet er utviklet i samarbeid mellom Dyno Consult og Nitro Consults datterselskap ABEM Instrument AB. Det består av et PC program og en egen versjon av programmet i instrumentet. begge deler er produsert av det firma som lager UVS 1500.





Figur 6 - Salvedata

### Program i UVS 1500

Remote versjonen av UVS 1500 programmet består av to deler en del som styrer modemet og initiering av dette, den andre delen er strømforsyning av modemet via seriell kabelen. All innstilling gjøres via grafiske menyer på skjermen.

### Rapportering

Når sprengning er foretatt ringer vi opp instrumentet og laster over data til PC. Dette settes deretter opp i rapport og sendes videre til oppdragsgiver og entreprenør. Siden alt forgår «på skjerm» er også rutiner for direkte fax videre lagt inn, slik entreprenør skal få tilbakemelding forrest mulig. Salven overføres generelt som en bitmapfil, dvs. som et bilde av det som har skjedd. Hvis det er ønskelig kan analysedata av salven overføres, men dette er ikke «dagligdags» i dette tilfelle.

Rapportering skal normalt skje i så god tid at oppdragsgiver får beskjed hvis grenseverdier overskrides før neste salve er klar, mens entreprenøren må ha data så tidlig at neste salve kan justeres uten problem for fremdriften. Det kan nevnes at vi på Stalsberg har 10 min. tilbakemeldingstid da hovedstrømforsyning til NSB må slås av før sprengning. Vi klarer det på ca. 10 - 15 minutter.

Figur 6 viser overføring av en tunnelsalve slik den kommer fra UVS 1500.

Utskriften er delt i flere deler.

- Første delen inneholder data om instrument, dato og tid og toppverdier for hver kanal. Dette bildet er nok for å se om grenseverdiene er overskredet.
- Neste del inneholder tidsforløpet, grafikkoppløsningen gjør at kun en 20. del av de data som er registrert vises, men ved en tunnelsprengning er denne oppløsning de fleste tilfeller god nok.
- Deretter følger sensortest som bl.a. gjøres etter hver triggering (Samme test gjøres også når instrument slås på og av, samt hver dag kl. 00.00).

Til slutt vises et PPV / ZX plot. I dette tilfelle er det DIN 4150 som vises, men det ligger flere standarder klare og kan endres i instrumentet.

### **Problemer underveis**

Det er klart det har vært problem underveis. For det første er faget datakommunikasjon og spesielt ikke mobil datakommunikasjon noe som kan plukkes ut av hylla for så å være oppe å gå. De eneste som tror det er enkelt er mobiltelefonseilere og deres reklamefolk. Jeg vil nedenfor prøve å overbringe noen av de erfaringer vi har gjort siden vi startet med første versjon av programmet i August. Mye av det vi har gjort har vært etter prinsippet «learning by doing», hvor vi har gått planken ganske mange ganger.

### **Mobiltelefonen**

Valg av mobiltelefon er mer snakk om valg av leverandør en av selve telefonen. Det er svært vanskelig å finne kompetanse på toveis datakommunikasjon over NMT nettet. Vi for vår del måtte gå til importør for i hele tatt få informasjon over det som står i bruksanvisningen. Men når det er sagt har vi fått god hjelp hos Motorola Norge.

Det første som skjedde var at vi fikk problem med overføringshastighet eller at det rett og slett koblet ned. Dette skyldes for dårlig interface mellom modem og mobiltelefon. Noen mobiltelefoner kobler dette mellom håndsettet og radiodelen. Vi har sett problem med akustisk støy som kommer via mikrofonen i håndsettet og som setter ned hastigheten drastisk.

Vi fikk ved en tilfeldighet høre om et dansk interface som kanskje kunne brukes. Samtidige tester mellom et «gammeldags» interface og det nye Mobiline 2000 viste hastighetsforskjell i størrelsesorden 300 - 1200 bit /sek for gammel type, mens for Mobiline 2000 ikke gikk under 4800 bit / sek uten komprimering.

Mobiline 2000 benyttes sammen med bl.a. Motorola Traveller 900, fordelene er den at interfacet er intelligent og kan programmeres via håndsettet, dette kan deretter fjernes.

### **Modem - elektrisk støy**

Faren ved å benytte modem er at det kan komme inn elektrisk støy eller direkte lynnedslag via telelinjen. Vi så dette etter en tids bruk og ønsket å sikre utstyret best mulig. Det ble bestemt å utvikle en optoisolator som ble modemets er bygget inn i. Dette og modem er strømforsynt fra UVS 1500 og strøm til modem slås automatisk på når det ringer inn.

### **Antenner**

Problemet for mobil datakommunikasjon i Oslo er at det faktisk kan være for god dekning, - eller sagt på en annen måte samtalen kan hoppe fra en basestasjon til en annen ofte. Dette merkes som klikking i samtalen (hvis øret i det hele tatt hører det) og påvirker dataoverføringen / oppkoblingen, enten at du får avbrudd og må ringe på igjen eller i beste fall lav overføringshastighet.

Det er derfor viktig å velge en antenne som har de rette egenskapene. Vi har prøvd mange forskjellige typer. I dag har vi kommet til at en glassfiber antenne (til båt) med 3 dB forsterkning er de som for oss gir best resultat. Vi har også prøvd Yagi antenne som er meget retningsbestemt og passer best der hvor det er dårlige forhold og lang avstand til en basestasjon. Vi har også fått låne en antenne fra Telenor Mobil som de benytter til sine basestasjoner.

Konklusjonen er at spesielle antenner kan fungere bra, men det er absolutt ikke sikkert. For å kunne sjekke antennene har vi fått koblet om en telefon slik at den står i servicemode og kan da lese ut kanalnummer og feltstyrke direkte i displayet.

***Kabel til antenner***

Siden registrering av vibrasjoner foregår for det meste i villabebyggelse, er antennene nødt til å komme over tak for å forhindre motak av reflekterte signaler ol. Kabellengdene kan derfor bli opp mot 20 meter på det verste. Dette er et problem da det er dette forringer signalet så mye at vi ikke får sikker kommunikasjon. Vi har nå derfor gått over fra Allgon lavtapskabel (RG 58) til RG 213 som gir også adskillig mer spillerom med kabellengder opp mot 25 meter uten problem.

***Eget utstyr***

Vi har selvsagt hatt problem med eget utstyr, men dette er rettet opp underveis. Selvom listen ennå ikke er tom, fungerer nå den delen som vi benytter på RomeriksPorten prikkfritt, og resten av problemene vil være oppgradert og i drift innen kort tid.

**AVSLUTNING**

Jeg håper at innlegget har bidratt til noe som kanskje ikke så mange av dere viste fra før. For de av dere som synes dette var nytting og som opererer i de samme fagfelt er dere velkommen til å komme og se hvordan vi driver dette enten på RomeriksPorten eller ute hos oss på Gullaug. Har dere spørsmål om leie eller salg av utstyret håper jeg dere tar kontakt med Dyno Consult AS

## GRUNNVANNSMODELLERING PÅ GARDERMOEN

Forsker Tone Furuberg, SINTEF Geoteknikk

### SAMMENDRAG

Et av hovedmålene for miljøarbeidet ved utbygging av flyplassen på Gardermoen er at utbyggingen i minst mulig grad skal endre vannbalansen for de tilstøtende landskapsvern-områdene.

Det er laget en tredimensjonal grunnvannsmodell for Gardermoenområdet. Modellen er laget ved bruk av MODFLOW. Tolkning av grunnundersøkelser og laboratedata har, sammen med kalibrering av modellen, gitt lagdeling og områdepermeabilitet innenfor hvert modellag. Modellen er kalibrert ved å sammenligne observert og simulert grunnvannsstand for høsten 1993. Inngangsdata til simuleringene er grunnvannsmåting beregnet av SINTEF NHL.

Modellen har vært benyttet til å simulere endring i vannbalansen som følge av utbygging av flyplassen.

### SUMMARY

One of the main objectives concerning environmental issues is to maintain the water balance in the area surrounding the airport.

A three-dimensional transient groundwater flow model for the Gardermoen area has been constructed using the finite difference code MODFLOW.

The field investigations categorize the aquifer into three layers. The hydraulic conductivities are estimated from grain size distribution using Gustafson's formulae. The recharge to the groundwater model is calculated by SINTEF NHL, using the hydrological model SINBAD.

The groundwater model is calibrated against 152 groundwater level observations from autumn 1993. The model provides the framework for work on water management and water balance.

## I INNLEDNING

SINTEF Geoteknikk har arbeidet med grunnvannsmodeller for Gardermoen både i "Faneprojektet"<sup>1</sup> og i oppdrag for Oslo Hovedflyplass AS. En grunnvannsmodell er et nødvendig hjelpemiddel for å tallfeste endring i vannbalanse som følge av forskjellige utbyggingsalternativer med ulik vannhåndtering.

Oslo Hovedflyplass bygges på Øvre Romerike akviferen, landets største grunnvannsreservoar. Plassering av flyplassen på Gardermoenplatået er vist i Figur 1. Øst for den nye flyplassen finnes vernede områder med våtmarker og grytehullsjøer. Vest og sørvest for Gardermoenplatået er det leireområder med raviner. Disse områdene vil være utsatt for øket erosjon hvis vannføringen i bekker og grøfter øker.

Et av hovedmålene for miljøarbeidet ved utbygging av Oslo Hovedflyplass har vært at den nye flyplassen i minst mulig grad skal påvirke vannbalansen i de tilstøtende områdene. Å bevare vannbalansen for områdene utenfor flyplassen betyr at utbyggingen skal føre til minst mulig langtidsendring i grunnvannsstrøm fra flyplassområdet - og i grunnvannsstanden utenfor selve flyplassområdet.

Senkning av grunnvannsstanden pga jernbanetraséen er det største enkeltinngrepet i vannbalansen for Gardermoenområdet. For den nordre delen av adkomstsonen, hele jernbanestasjonen og jernbanekulverten samt deler av traséen nordover mot Garderfjell, ligger drengsystemet under opprinnelig grunnvannsstand.

Utbyggingen gir stor økning i areal med tette dekker. Dette gir redusert fordampning, og fører til at en større del av nedbøren må ledes bort eller infiltreres i grunnen på infiltrasjonsområder.

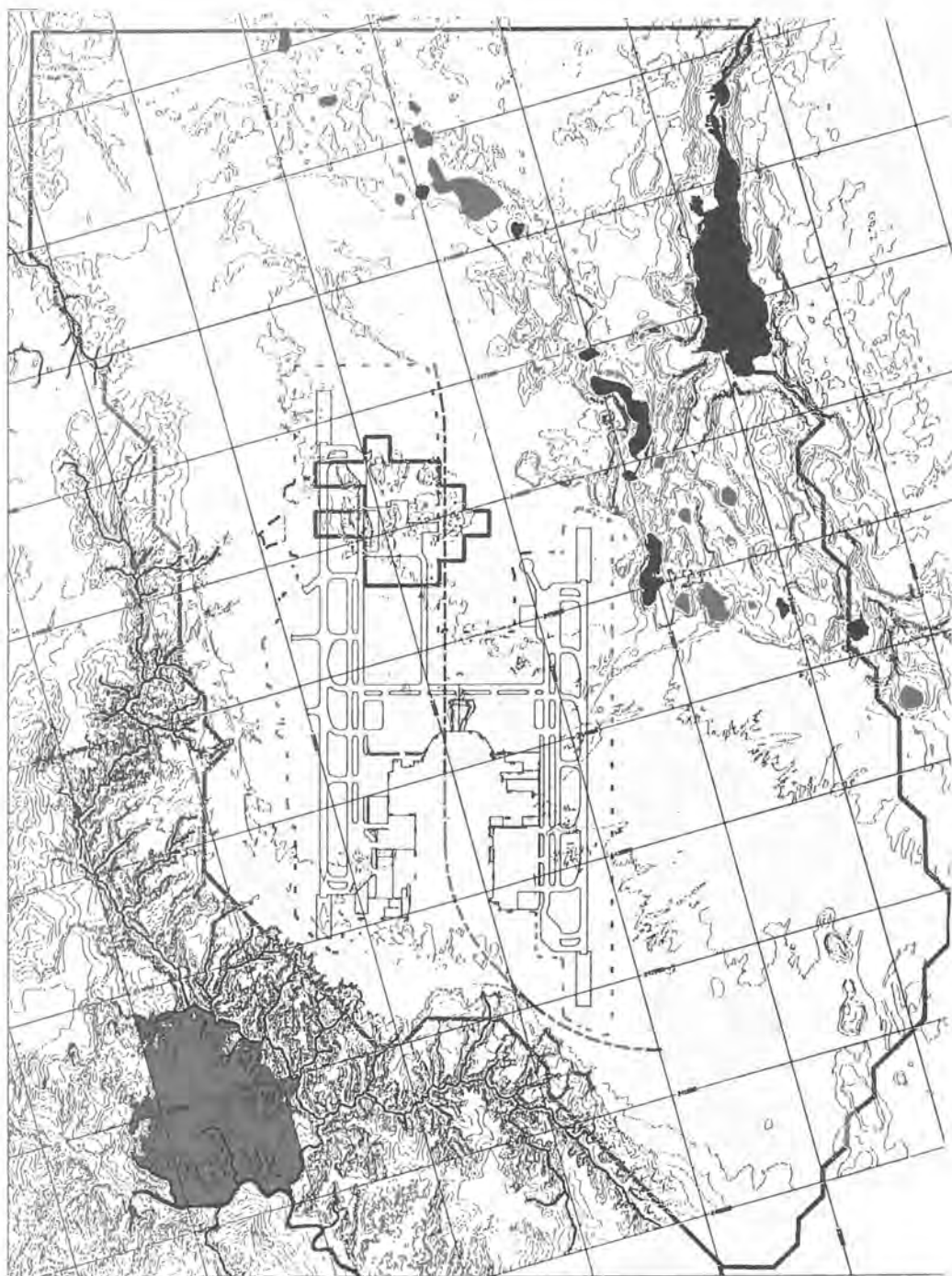
Vurderte tiltak for å opprettholde vannbalansen utenfor flyplassområdet er i første rekke styrt infiltrasjon av reint vann - overvann fra de tette arealene og drengsvann fra jernbanetraséen.

Grunnvannsmodellen er ikke bare benyttet til vannbalansestudier. Modellen er også brukt til å simulere drengsvannmengder til jernbanetraséen etter flyplassutbyggingen, vannmengder til byggegropen, grunnvannsstandsending som følge av ekstreme nedbørshendelser, varierende grunnvannsstrøm gjennom kontrollsnitt i grunnvannsmagasinet osv.

I "Faneprojektet" er grunnvannsmodellen brukt som basis for å simulere forurensningstransport fra tenkte utslipp på Gardermoen.

---

<sup>1</sup> Faneprojekt Gardermoen, som er initiert av Norsk Hydrologisk Komite, er en del av NFR programmet "Miljø i grunnen". Prosjektet er støttet av Luftfartsverket/Oslo Hovedflyplass as, og har tatt opp problemstillinger knyttet til forurensningstransport i grunnen. Prosjektet er utført av SINTEF, NTH, NLH, og UiO.



**Figur 1** Gardermoen platået (ca 205 moh) med ny flyplass og utstrekning av det modellerte området. Ravineområdene i vest og dødsterrenget med grytehullsjøer i øst vises tydelig.



## 2 GENERELT OM GRUNNVANNSMODELLERING

Oppbygging av en grunnvannsmodell er en trinnvis prosess:

- (1): Tilgjengelige topografiske og geotekniske data danner grunnlag for en idealisert beskrivelse av - og antagelser om akviferens oppbygging og virkemåte:
  - antall lag i akviferen, laggrenser
  - akvifertype; åpen akvifer (fritt vannspeil), lekkende- eller lukket akvifer
  - hydrauliske egenskaper; permeabilitet, porøsitet og magasinkoeffisient innen hvert lag
  - randbetingelser
- (2): Matematisk formulering av grunnvannsstrømning og randbetingelser.
- (3): Valg av numerisk løsningsmetode og beregningsverktøy:
  - endelig element- eller endelig differanse metoden
  - hydrogeologisk beregningsprogram som løser feltligningene for grunnvannsstrømning
  - pre- og postprosessor for data til og fra beregningsprogrammet
- (4): Modelloppbygging:
  - dele akviferen inn i element eller celler og tilordne hydrogeologiske parametre
  - tidsinkrementering
  - legge inn randbetingelser og initialtilstand
  - legge inn hydrologiske element (brønner, dren, elv, innsjø osv)
- (5): Beregne inngangsdata; grunnvannsmating for hver tidsperiode.
- (6): Kalibrering av modellen :
  - sammenligne observert og simulert grunnvannsstand og/eller vannstrøm
  - justere innlagte parametre (fortrinnsvis i områder med spinkelt datagrunnlag) til modellen simulerer observerte data med tilstrekkelig nøyaktighet
- (7): Verifisering av modellen utføres ved å sammenligne simulert og observert grunnvannsstand over en periode som ikke er en del av kalibreringsgrunnlaget.

Når beregningsverktøyet er valgt, inngår ikke den numeriske modelleringen, punkt (2) og (3), som en del av modelloppbyggingen. "Numerisk modellering" omfatter da å ha oversikt over begrensninger og muligheter for det valgte beregningsverktøy, inkludert en vurdering av egnethet for den aktuelle problemstillingen.

### 3 NUMERISK MODELLERING AV GRUNNVANNSSTRØMNING

Rapporten "Numerisk modellering av grunnvannsstrømning", (Bostrøm, 1993) gir en omfattende introduksjon til temaet. Her presenteres bare hovedpunkter.

#### 3.1 Likningene for grunnvannsstrømning

Differensiallikningen for grunnvannsstrømning er utledet fra Darcy's lov og prinsippet om massebalanse (kontinuitetslikningen). Materialparametrene som karakteriserer akviferen er permeabilitet, effektiv porøsitet og spesifikk magasinkoeffisient (en parameter som tar hensyn til akviferens kompressibilitet).

##### Darcy's lov

Darcy's lov beskriver sammenhengen mellom strømningshastighetsvektoren,  $\mathbf{q}$ , permeabilitets-tensoren,  $\mathbf{k}$ , og gradienten til potensial høyden,  $h$ . For et vannmettet materiale som er anisotroppt mht permeabilitet, kan Darcy's lov skrives:

$$q_x = -k_x \frac{\partial h}{\partial x}, \quad q_y = -k_y \frac{\partial h}{\partial y}, \quad q_z = -k_z \frac{\partial h}{\partial z}, \quad x, y, z \text{ hovedretn. for } k$$

Darcy's lov gjelder bare for laminær strømning. Permeabilitetskoeffisienten avhenger både av fluidets viskositet og av korngradering. Vannledningsevnen til jord er oftest betydelig større i horisontal enn i vertikal retning.

##### Massebalanse

Kontinuitet av masse krever at netto massestrøm inn i et enhetsvolum skal være lik masseøkning av volumet. Kontinuitetslikningen beskriver sammenhengen mellom vannstrøm,  $\mathbf{q}$ , den spesifikke magasinkoeffisient,  $S_s$ , endring i potensialhøyde,  $h$ , og vannmengde tilført eller tatt ut av enhetsvolumet,  $R^*$ . Kontinuitetslikningen for vannmettet jord kan utledes til:

$$-\left( \frac{\partial(\rho q_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho q_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho q_z)}{\partial z} - R^* \right) = S_s \frac{\partial h}{\partial t}$$

### Den generelle likningen for grunnvannsstrømning

Ved å sette Darcy's lov for strømningsvektorens komponenter inn i likningen for massebalanse, fås den generelle likningen for grunnvannsstrømning:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad k_x, k_y, k_z \text{ er konstanter.}$$

Likningen kan løses analytisk for meget enkle tilfeller, men løsning av feltlikningene for en akvifer av vilkårlig form krever en numerisk løsningsmetode.

### Randbetingelser

For å få en entydig løsning av den partielle differensiallikningen for grunnvannsstrømning kreves det grensebetingelser og initialbetingelser. For stasjonære problemer kreves det bare grensebetingelser. For tidsavhengige (transiente) problemer kreves i tillegg en initialbetingelse som beskriver tilstanden ved starttidspunkt for simuleringen.

Grunnvannsstrømningssystemet kan ha fysisk definerte grenser som impermeabelt fjell, innsjøer, elver eller bekker. Systemet kan også ha hydrologisk definerte randbetingelser som grunnvannsskiller eller strømlinjer.

### 3.2 Numerisk løsningsmetode

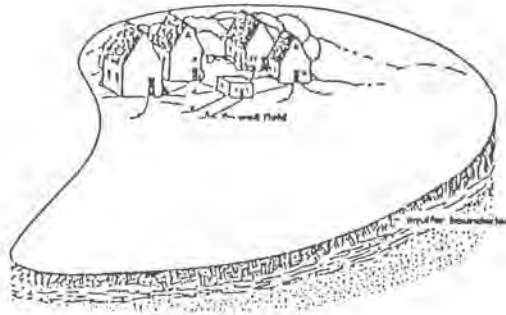
De numeriske løsningsmetodene som benyttes i grunnvannsmodellering er endelig differanse metoden og endelig element metoden.

Ved bruk av endelig differanse metoden må akviferens geometri idealiseres innen et rektangulært nett.

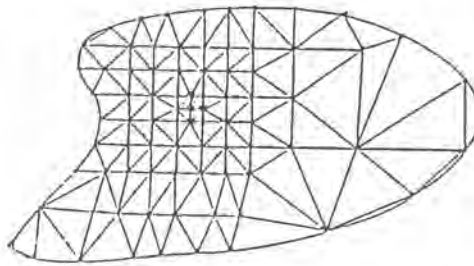
Endelig element metoden gir større mulighet til å modellere akviferens geometri. Nettet kan også tilpasses områder med store gradienter i grunnvannsstand.

Forskjellen mellom endelig differanse nett og endelig element nett er illustrert i Figur 2.

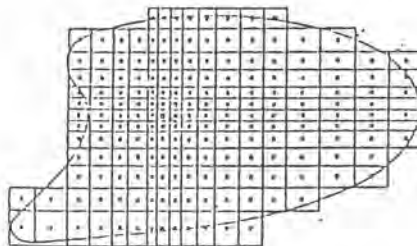
*Akvifer:*



*Endelig element nett:*



*Endelig differanse nett:*



**Figur 2** *Illustrasjon av forskjell mellom endelig differanse nett og endelig element nett.*

### 3.3 Beregningsverktøyet MODFLOW

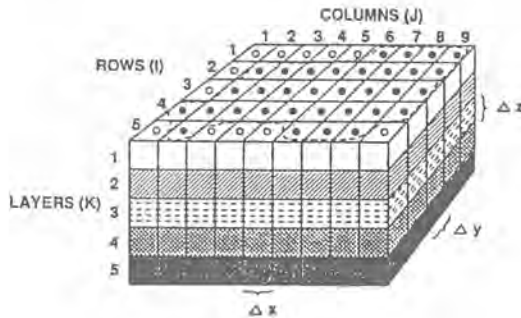
Ved SINTEF Geoteknikk brukes beregningsverktøyet MODFLOW . Programmet er et endelig differanse metode program utviklet ved US. Geological Survey, (McDonald 1988). Programmet er valgt fordi det har stor internasjonal brukergruppe og fordi det kan brukes på IBM-kompatible

PC'er. For datatilordning til modellnettet og behandling av resultater brukes pre- og postprosessor utviklet av Chiang og Kinzelbach, (1992).

MODFLOW løser strømlikningene i tre dimensjoner og finner løsning for potensialhøyde og vannbalanse. Programmet består av et hovedprogram og en del programpakker for spesielle hydrologiske element som elv, dren, brønner, osv.

### Diskretisering

Figur 3 viser oppdeling av en akvifer i celler (diskretisering).



Figur 3 Diskretisering av tredimensjonal akvifermodell for MODFLOW

Modellen av akviferen er delt opp i et nett av rektangulære bokser kalt celler. Det horisontale nettet må være likt for alle lag. Den vertikale inndelingen gjøres ved å gi høyde for topp og bunn av hver celle. Hver celle tilordnes en verdi for permeabilitet og effektiv porøsitet eller spesifikk magasinkoeffisient. Potensialhøyden beregnes for midtpunktet av hver celle.

### Akvifertyper

MODFLOW gir mulighet for å modellere åpen akvifer, lukket akvifer, eller en akvifer som kan være åpen eller lukket avhengig av grunnvannsstand. Et grunnvannsmagasin kan modelleres som en "pakke" av forskjellige akvifere (som f.eks. følger laggrensene).

### Randbetingelser

Randbetingelsene som kan modelleres i MODFLOW er konstant potensialhøyde langs randen, konstant vannstrøm gjennom randen (spesialtilfellet er null strømming, dvs. tett rand) og generell potensialhøyde rand.

## Grunnvannsmating

Grunnvannsmating beregnes hos SINTEF ved hjelp av SINBAD, en semidistribuert hydrologisk modell utviklet ved SINTEF NHL (Sægrov, 1994) med støtte fra Oslo Hovedflyplass. Modellen beregner grunnvannsmating for hver HHA type (hydrologisk homogent areal) som defineres for det aktuelle området. Deretter tilordner programmet grunnvannsmating til hver MODFLOW celle. Inngangsdata for simuleringene er meteorologiske data.

## 4 GRUNNVANNSMODELL FOR GARDERMOEN

### 4.1 Modellert område

Grunnvannsmodellen dekker et område på 53 km<sup>2</sup>, tilsvarende halvparten av Øvre Romerike akviferen. Utstrekning av det modellerte området er vist i Figur 1. Garderfjellområdet er ikke inkludert i modellen fordi det besto av fjell i dagen eller hadde liten løsmasseoverdekning.

Det modellerte området omfatter platået som ligger ca 205 moh, men mot øst er modellgrensen trukket helt ned til Hersjøen (158 moh). Hersjøen er en naturlig rand for modellen.

Dødisterrengnet mellom Gardermoenplatået og Hersjøen er kupert, og grunnvannsstand og strømningsretning varierer sterkt over korte avstander, (Østmo, 1976). I tillegg er det gjort relativt få undersøkelser i dette området. Det er derfor vanskelig å lage en modell som kan simulere de lokale variasjonene i grunnvannsstand og grunnvannsstrøm for området med de vernede grytehullsjøene.

Noen av innsjøene har direkte forbindelse med grunnvannet, slik som Transjøen (170.5 moh), Danielsetertjern (181 moh), og Aursjøen (193 moh). Andre sjøer og tjern representerer hengende grunnvannsspeil og er ikke i kontakt med grunnvannet, (Erikstad, 1992).

### 4.2 Datagrunnlag

Grunnvannsmodellen ble ferdig i januar 1994, og bygger på det datagrunnlaget som var tilgjengelig på det tidspunktet. Grunnundersøkelsene for lokalisering av den nye hovedflyplassen og for geoteknisk prosjektering av byggearbeidene på Gardermoen er de mest omfattende i sitt slag på land i Norge. Kostnadene for grunnundersøkelsene er rapportert til å være i overkant av 15 mill NOK, (Wain, 1995). Bare en del av grunnundersøkelsene er utført for det østre flyplassalternativet som nå bygges.

Grunnundersøkelsene for den nye hovedflyplassen er konsentrert om det sentrale flyplassområdet. Mot rendene av det modellerte området og i nord-øst, er det utført relativt færre

undersøkelser. De "dype" grunnundersøkelsene som trykksondering og seismikk, er svært viktige for oppbygging av grunnvannsmodellen. Det er blant annet utført 172 trykksonderinger og 73 totalsonderinger.

Det er utført grunnvannsobservasjoner i tilsammen 448 peilebrønner i Øvre Romerike akviferen. Peilinger er utført en eller flere ganger i hver brønn i løpet av perioden 1975 - 1993. NGU utførte en serie grunnvannsobservasjoner i 1975, de danner grunnlaget for det hydrogeologiske kartet for Øvre Romeriket. I 1989 ble det satt nye peilebrønner og utført en ny observasjonsrunde for bedre kartlegging av grunnvannsstanden i området.

Høsten 1992 og våren 1993 ble det startet grunnvannspeilinger i forbindelse med utbyggingen av den nye flyplassen. Det ble registrert grunnvannsstand 1 til 2 ganger i måneden, både i nyetablerte brønner og i noen av brønnene som ble peilet i 1975 og 1989. Grunnvannsobservasjoner fra høsten 1993 for 152 brønner innenfor det modellerte området danner kalibreringsgrunnlaget for modellen.

### 4.3 Lagdeling

I den stratigrafiske modellen av Gardermoenavsetningen er løsmassene inndelt i 6 lag over fjell, fire vannførende lag over "tett" leire/silt og morene. Løsmassene har generelt økende finstoffinnhold med dybden. Jordartsfordelingen innen hvert lag varierer, men de mest finkornige massene finnes mot vest og sør-vest på plataet. Lagdeling i et snitt gjennom det sentrale flyplassområdet er vist i Figur 4.

Mektigheten av den modellerte lagpakken under grunnvannsstand, er fra 10 til 50 m. Tykkelsen av umettet sone (avstand fra terreng til grunnvannspeil) varierer fra 5 til 40 m.

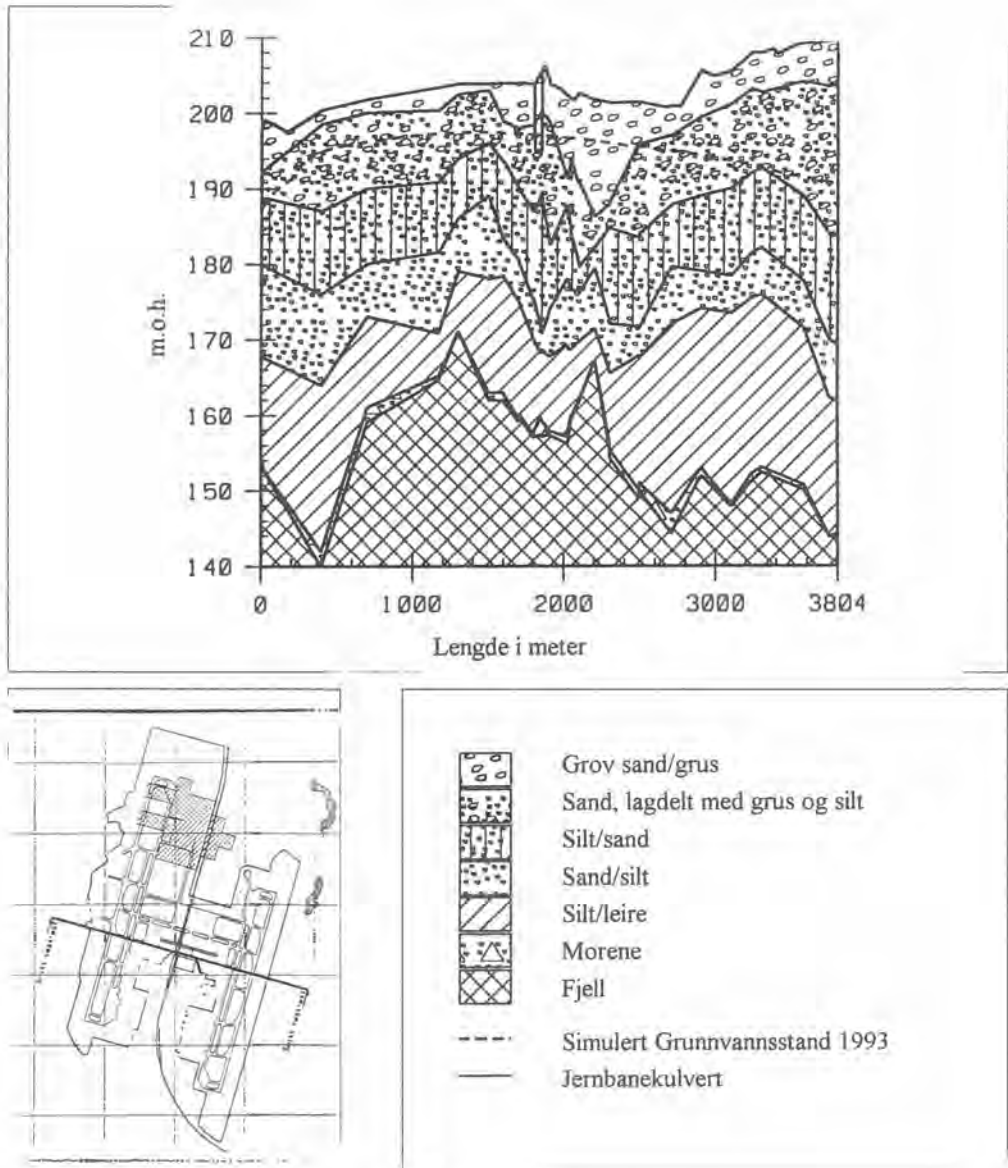
### 4.4 Permeabilitet

Permeabilitet er beregnet fra kornfordelingskurver ved hjelp av Gustavsons formel, hvor permeabilitet bestemmes på grunnlag av  $d_{10}$  og  $d_{60}$ , og empiriske data. Kornfordelingskurvene brukes også for å klassifisere prøven slik at den beregnede permeabiliteten knyttes til en jordart.

Representativ permeabilitet for hver jordart i Tabell 1 er bestemt ved hjelp av statistisk behandling av de beregnede permeabilitetsverdier for jordarten. På denne måten ble permeabilitet for sand bestemt til  $1 \cdot 10^{-4}$  m/s. Figur 5 viser permeabilitet for sandprøvene.

Israndavsetningen på Gardermoen er lagdelt - også innenfor hovedlagene. Tynne, horisontale siltlag i sand - eller leirlag i silt, gjør at vertikal permeabilitet må antas å være lavere enn horisontal permeabilitet. Tabell 1 visere både beregnet representativ permeabilitet for jordartene og kalibrerte permeabilitetsverdier.

Områdepermeabiliteten i modellen er basert på vurdering av løsmassesammensetning og permeabilitetsverdier fra Gustavsons formel og fra pumpe og infiltrasjonsforsøk.



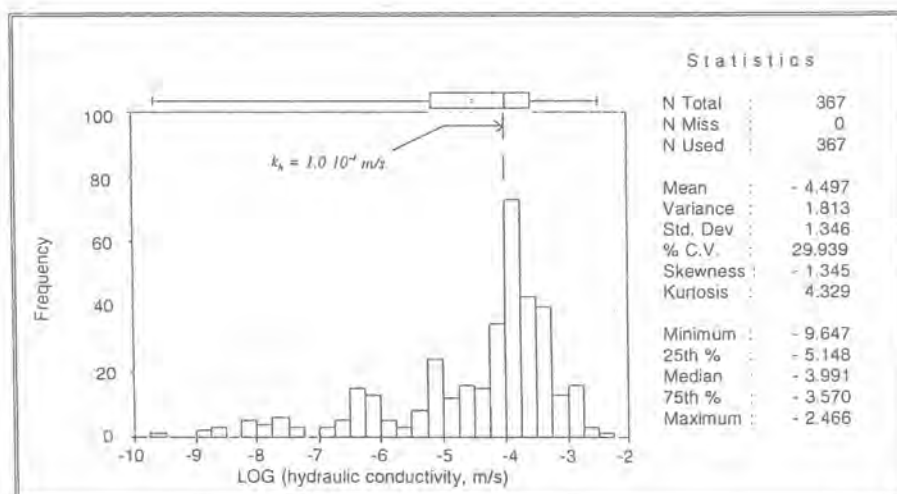
**Figur 4** Lagdeling i et snitt gjennom den stratigrafisk modellen av løsmassene på flyplassområdet.



**Tabell 1** Permeabilitet for jordartene i modellen. Representativ permeabilitet er gitt i parentes for de jordartene der modellpermeabilitet er endret under kalibrering.

Jordart		Horizontal permeabilitet $k_h$ (m/s)	$k_h/k_v$
Sandig grus,	(43)*	$1 \times 10^{-3}$	2
Grusig sand,	(34)	$5 \times 10^{-4}$	2
Sand,	(3)	$1 \times 10^{-3}$	4
Siltig sand,	(32)	$5 \times 10^{-5}$ ( $7,5 \times 10^{-5}$ )	10
Sandig silt,	(23)	$1 \times 10^{-5}$ ( $2,5 \times 10^{-5}$ )	10
Silt,	(2)	$1 \times 10^{-6}$	10
Siltig leire	(12)	$1 \times 10^{-8}$	1
Grusig, siltig sand,	(342)	$9 \times 10^{-5}$	2

\* Tallene angir intern MODFLOW betegnelse for jordarten



**Figur 5** Permeabilitet for sand, fordeling av resultater fra 367 kornfordelingsanalyser.

#### 4.5 Effektiv porøsitet og spesifikk magasinkoeffisient

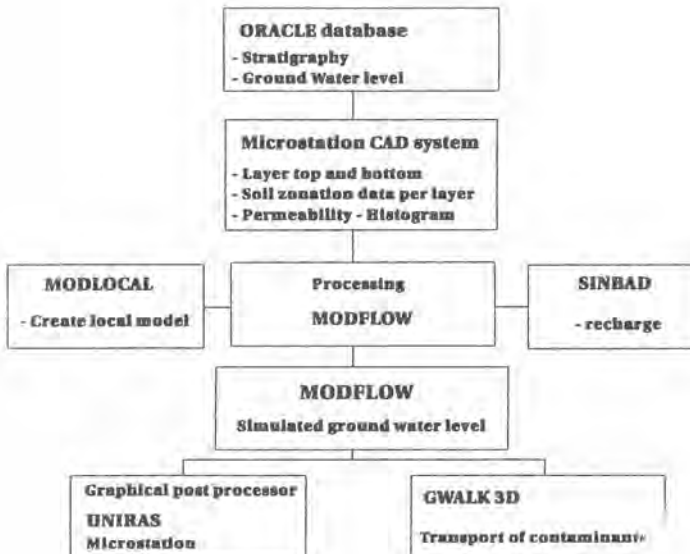
I finkornige jordarter er det bare en del av det totale porevolumet som er tilgjengelig for vannstrøm. Derfor inngår effektiv porøsitet bl.a ved beregning av midlere vannpartikkelhastighet.

*Tabell 2 Effektiv porøsitet og spesifikk magasinkoeffisient.*

Modellag	Effektiv porøsitet.	Magasinkoeffisient
1	0.38	-
2	0.42 granulært matr.	0.0001
3	0.15 for leire	0.0001

#### 4.6 Geodatabase

De store datamengdene fra grunnundersøkelser og grunnvannsobservasjoner er lagt inn i en ORACLE relasjonsdatabase. Den inneholder også opplysninger om tolket lagdeling og permeabilitet beregnet fra korngradering.



**Figur 6** Databasen sin plass i software systemet for grunnvannsmodellering.

Databasen er et uvurderlig hjelpemiddel for å strukturere resultatene fra grunnundersøkelsene og gjøre dem lett tilgjengelig. Databasen er koblet til et MicoStation CAD system. Det blir blant annet brukt for interpolering av geologiske data til hver celle i modellen.

CAD systemet brukes både til grafisk presentasjon av informasjon som er lagret i databasen, og til presentasjon av resultater fra simuleringene.

#### 4.7 Modellbygging

##### Modellnett

Det er laget flere grunnvannsmodeller for å gjøre vannbalansestudier for Gardermoen. Før-situasjonen tjener som en referanse for å tallfeste predikert endring i vannbalanse. Det er laget en basismodell basert på et nett med ruter på 200 m x 200 m.

For simulering av ettersituasjonen er det bl.a. nødvendig å modellere dren, brønner osv med større nøyaktighet enn det som er mulig innenfor de store rutene som er brukt for før-situasjonen. Det er derfor laget en modell med fortettet rutenett i områdene der det kreves detaljering.

Programmet MODLOCAL er et hjelpemiddel til å lage modeller med lokal fortetting av rutenettet i basismodellen. Fordi rutenettet er rektangulært, vil fortetting lett føre til et stort antall celler i modellen.

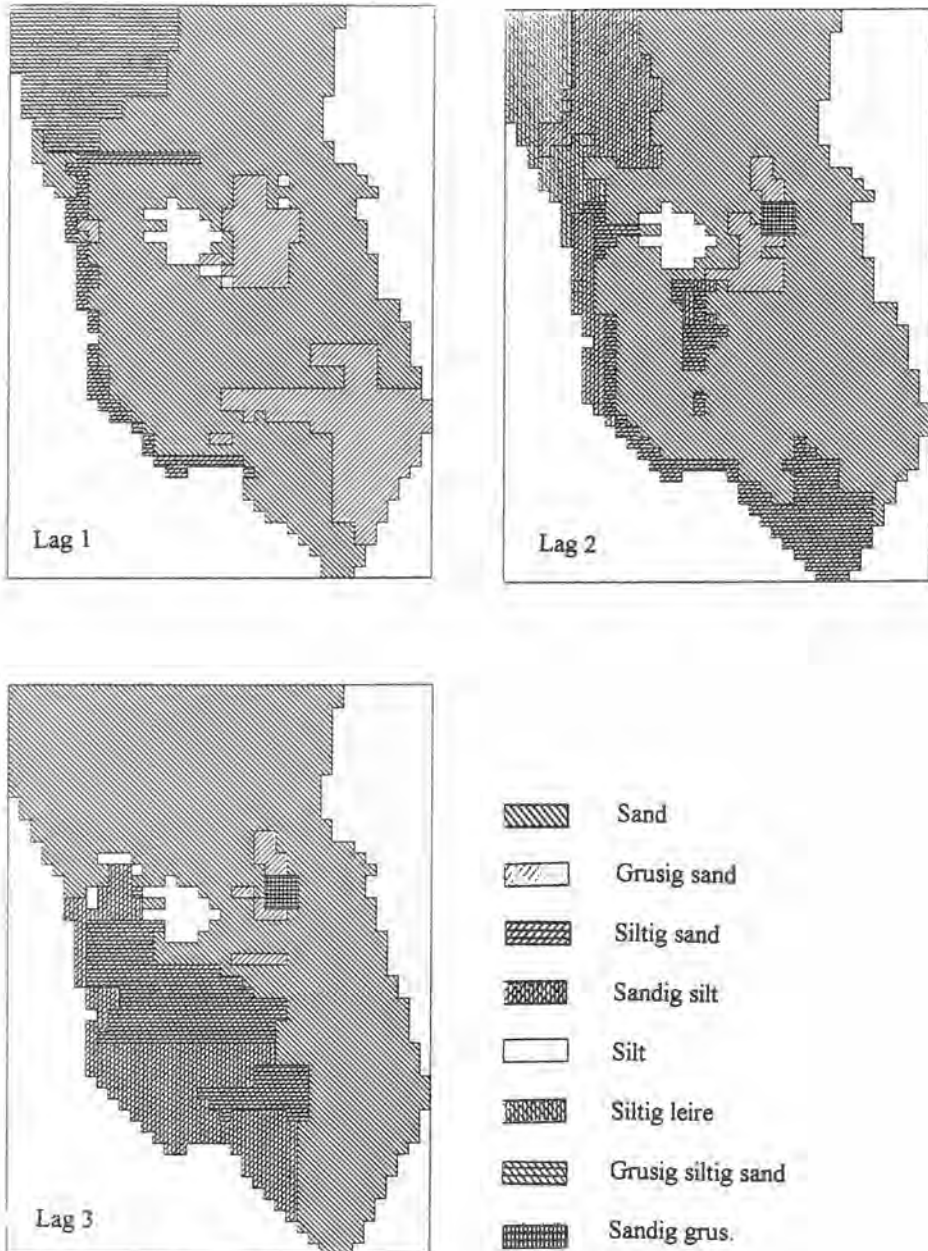
Ved "fortetting" bør man være oppmerksom på at endring av nettet i seg selv kan føre til endret grunnvannsrespons på en gitt nedbørshendelse.

##### Modellag

Modellagene følger de geologiske lagene, cellehøyde tilsvarer lagtykkelse. De to øverste geologiske lagene er modellert som et lag fordi de består av sand under grunnvannsspeilet. Det dominerende materialet i hvert modellag er:

modellag 1:	sand
modellag 2:	siltig sand
modellag 3:	sandig silt

Jordartsfordeling innenfor hvert av lagene er vist i Figur 7 på neste side. I modellen beskrives jorden innenfor en celle som en jordart med bestemte egenskaper. De tre lagene utgjør til sammen ca 3700 aktive celler i MODFLOW. De store rutene (4 ha) gjør at detaljer og mindre inhomogeniteter ikke kan modelleres.



Figur 7 Modellert jordartsfordeling for de tre modellagene.

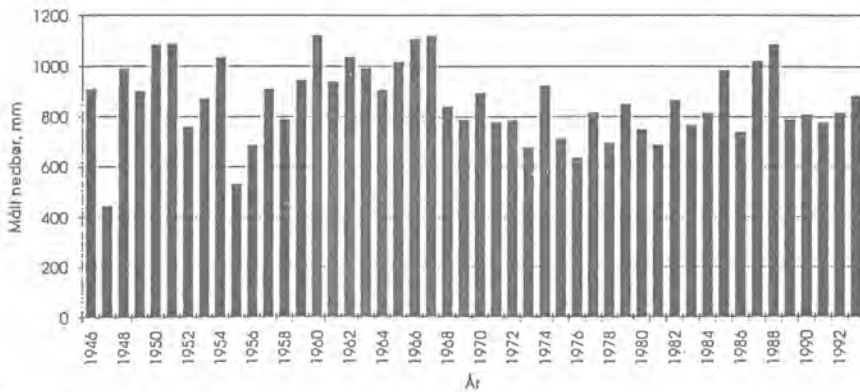
## Randbetingelser.

Rendene er modellert som celler med konstant grunnvannsstand. Verdiene for grunnvannsstand er tatt fra grunnvannskartet, Østmo (1976). Noen korreksjoner er gjort for å ta hensyn til senere observasjoner.

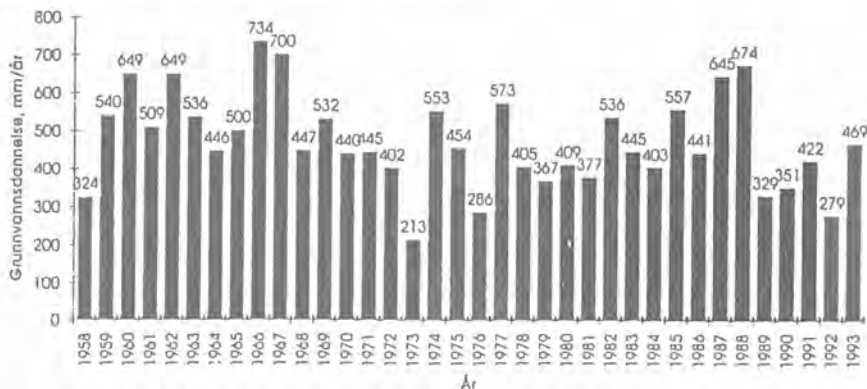
Grunnvannskartet gir tilgang til godt dokumenterte randbetingelser. Det finns ikke data for vannstrøm gjennom randen av modellen, og grunnundersøkelsene langs randen er relativt begrenset. Simuleringer har vist at fastholdt grunnvannsstand langs randen av modellen har liten innflytelse på simulert grunnvannsstand inne på flyplassområdet.

## 4.8 Grunnvannsmating

Årlig nedbør for det modellerte området for perioden 1946-1993, er vist i Figur 8. Årlig grunnvannsmating for det modellerte området for perioden 1958 - 1993, er vist i Figur 9.



Figur 8 Årlig nedbør (mm/år) for perioden 1946 - 1993



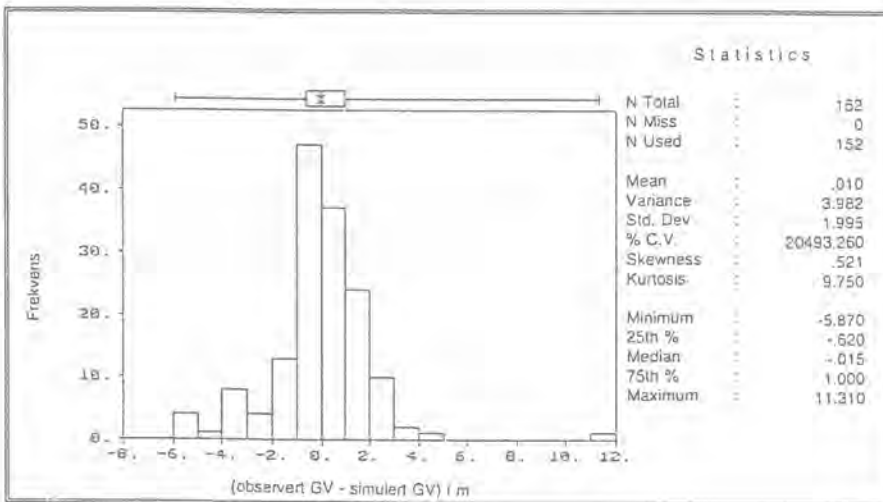
Figur 9 Årlig grunnvannsmating (mm/år) for perioden 1958 - 1993.

Grunnvannsmatingen varierer over området. SINTEF NHL har brukt SINBAD til å beregne grunnvannsmatingsdata for hver rute i MODFLOW nettet. Grunnvannsmating for prediksjon av framtidig grunnvannsstandsutvikling er beregnet fra nedbørsdata for Gardermoen kombinert med arealdisponeringsplaner for den nye flyplassen.

#### 4.9 Kalibrering av grunnvannsmodellen

MODFLOW modellen med 200 m x 200 m rutenett er kalibrert ved stasjonær simulering av grunnvannsstanden høsten 1993. Inngangsdata for simuleringen var midlere grunnvannsmating for Gardermoen i perioden 1975 til 1993, 440 mm/år. Kalibreringsprosessen medførte bare små justeringer av modellert permeabilitet, Tabell 1.

Histogram over avvik mellom simulert og observert grunnvannsstand innenfor flyplassområdet er vist i Figur 10. Statistisk beregning viser at middelerdien av avviket mellom observert og simulert grunnvannsstand er 0.01 m inne på flyplassområdet. Det betyr at det ikke er noen trend i avvikene og at modellen kan forventes å representere forholdene godt. Arealmessig fordeling av avvik mellom simulert og observert grunnvannsstand har også vært studert. De sentrale flyplassområdene, der det er best modellgrunnlag, har minst avvik.



**Figur 10** Histogram over avvik mellom observert grunnvannsstand høsten 1993 og stasjonært simulert grunnvannsstand inne på flyplassområdet.

## 5 EKSEMPEL PÅ RESULTATER

### 5.1 Vannbalansestudier for Oslo Hovedflyplass

Ved å simulere hvor mye grunnvann som strømmer ut gjennom et lukket vannkontrollsnitt rundt flyplassen, kan det settes opp et vannbalansebudsjett for flyplassområdet. Av hensyn til områdene utenfor flyplassen bør ikke utbyggingen gi større endring av grunnvannsstrømmen ut fra flyplassområdet.

Vannbalanse før utbygging er en referanse for å tallfeste endring som følge av utbygging. Vannbalanse for førsituasjonen er vist i Figur 11.

Simulering av planlagte utbyggingsalternativ og sammenligning av vannbalanse budsjett for før- og ettersituasjonen, viser at det er fullt mulig å bygge ut flyplassen uten at vannbalansen i de tilstøtende områdene endres vesentlig på lang sikt.

Styrt infiltrasjon av reint overflatevann og drenvann fra jernbanetraséen kan brukes til å påvirke vannbalansen etter flyplassutbygging.

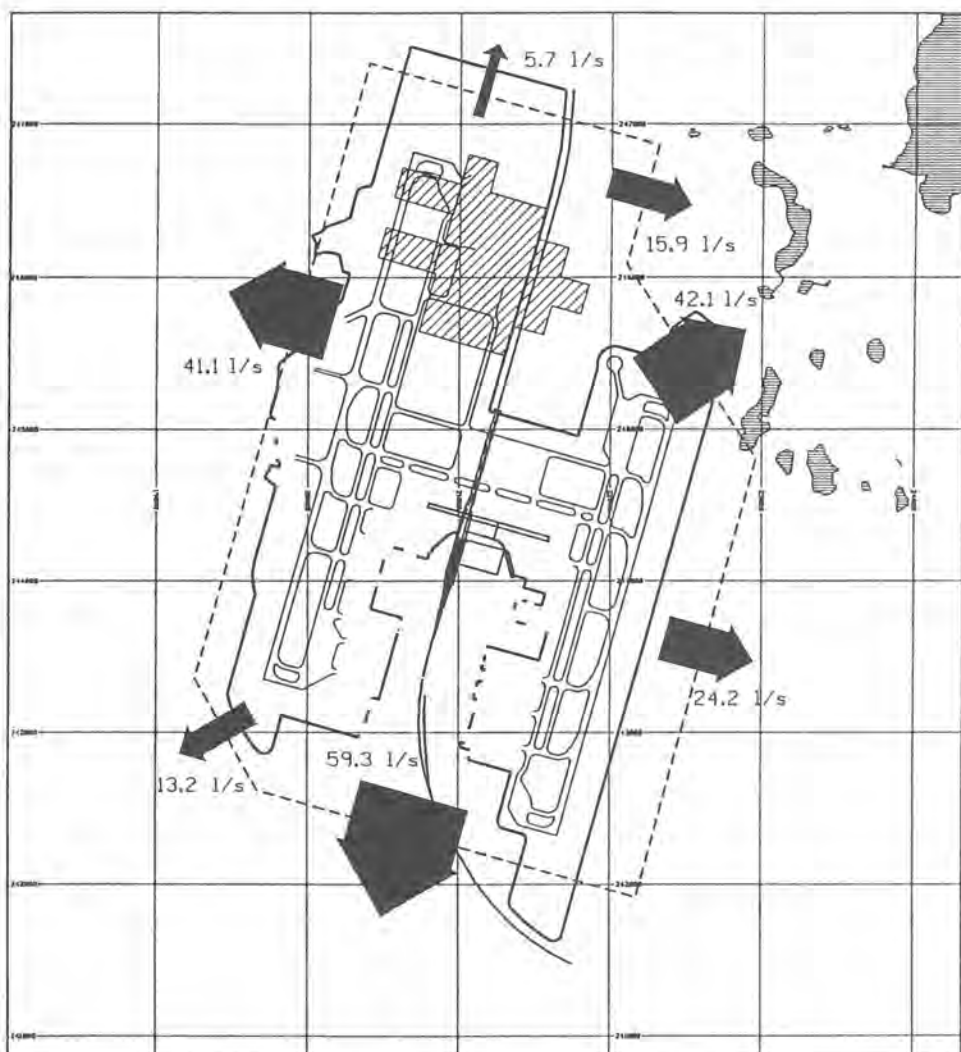
### 5.3 Midlere vannpartikkelhastighet

Midlere vannpartikkelhastigheter i akviferen er simulert. Figur 12 viser midlere vannpartikkelhastigheter før utbygging.

Et kart over midlere vannpartikkelhastighet kan blant annet benyttes som grunnlag for overslagsberegning av spredningshastighet og for å vurdere spredningsveier for forurensning etter eventuelt forurensningsuhell.

### 5.3 Grunnvannssenkning som følge av utbygging

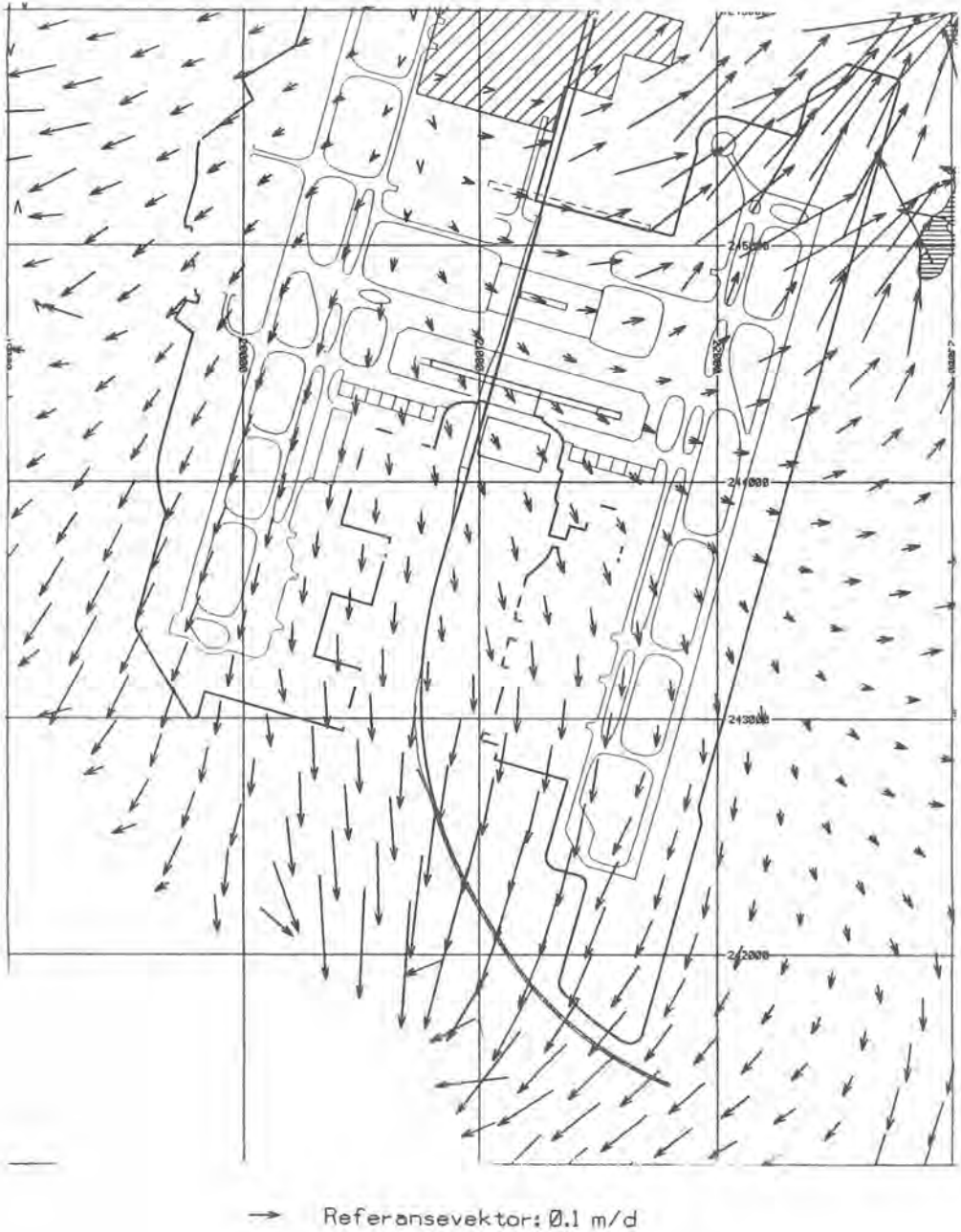
Figur 13 viser simulert senkningstrakt for grunnvannsstand 10 år inn i driftsfasen. Det er simulert en utbyggingsløsning uten reinfiltrasjon av reint drensvann fra jernbanetraséen. Grunnvannssenkingen er inntil 3 m ved drenselementene for jernbanestasjonen.



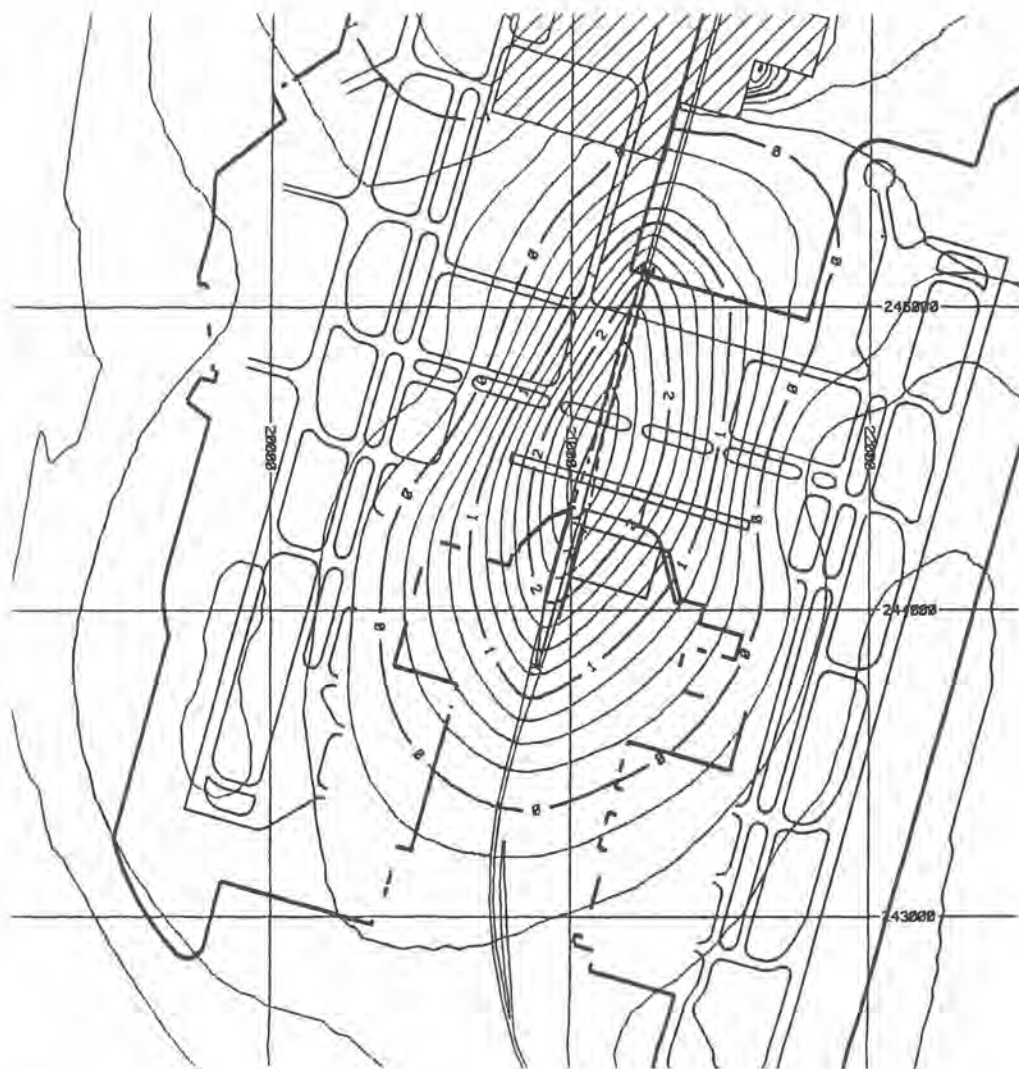
Grunnvannsdannelse, l/s	+ 207.4
Grunnvann til jernbanens drenstrase, l/s.	0.0
Vann til kulvert, l/s.	- 7.7
Grunnvannsstrøm ut av området, l/s.	- 201.6

**Figur 11** Vannbalanse for utbygging. Simuleringen er gjort på grunnlag av midlere grunnvannsmåting for perioden 1957 - 1993. Stiplet linje angir lukket snitt for vannbalanse kontroll.





Figur 12 Midlere vannspartikkelhastighet ( vannstrømningshastighet,  $q$ , dividert med effektiv porøsitet) for flyplassområdet for utbygging.



Figur 13 Predikert grunnvannssenkning i år 2006 for en simulering av ettersituasjonen

## 6 NYTTE AV GRUNNVANNSMODELLERING

For geotekniske problemstillinger som omfatter vannstrømning i jord, er en grunnvannsmo-  
 dell et meget godt supplement til grunnundersøkelser og ingeniørgeologiske vurderinger.

En grunnvannsmodell har mange anvendelsesområder. Den kan brukes for å studere vannbalanse, som for flyplassutbyggingen på Gardermoen, eller for å tallfeste konsekvenser av inngrep i akviferen. Ved grave- og byggearbeider i grunnvannsmagasiner kan det være aktuelt å simulere:

- vannstrøm til byggegrøp eller drenelement
- senkningstrakt, dvs hvor stor del av akviferen som influeres av utgraving.

Grunnvannsmodellen kan også brukes for aktivt å undersøke om det er mulig å oppnå ønsket effekt av :

- brønner for grunnvannsuttak til forbruk
- vannpumping/sirkulasjon som del av tiltak ved rensing av forurenset grunn
- sporstoffundersøkelser.

Ved planlegging av tiltak for opprensning av forurenset grunn er det svært viktig å kartlegge mønsteret for grunnvannsstrømning. Først da kan det dras full nytte av resultatene fra vann- og jordprøvetaking og kjemiske analyser.

Grunnvannsmodeller kan også brukes for å studere effekt av ekstreme nedbørshendelser. En annen aktuell anvendelse av grunnvannsmodeller kan være å simulere samvirke mellom en elv eller innsjø og omliggende løsmasseavsetninger, f.eks. med tanke på vannforsyning fra uttak i løsmassene.

Grunnvannsmodellering er meget nyttig for mange geotekniske problemstillinger, men godheten av modellen vil alltid være bestemt av kvalitet og omfang av grunnundersøkelser, og av forståelse av akviferens virkemåte som modellantagelsene bygger på.

## 7 REFERANSER

- Bostrøm, T. (1993), "Numerisk modellering av grunnvannsstrømning", Faneprosjekt Gardermoen. Rapportserie B, nr 2.
- McDonald, M.C. and Harbaugh, A.W. (1988): "MODFLOW, A modular three-dimensional finite difference ground-water model", U.S Geological Survey, Open File Report 83 - 875 Chapter A1, Washington D C.
- Chiang, W.H. and Kinzelbach, W. (1992): "Processing MODFLOW", Hamburg.
- Østmo, S.R., (1976): "Hydrogeologisk kart over Øvre Romerike", NGU.

Erikstad, L. & Halvorsen, G. (1992): "Områder med nasjonal og internasjonal naturverdi ved Hauer seter-trinnet, Akershus fylke". NINA-oppdagsmelding 136:1 - 28.

Sægrov, S., Rinde, T., Markhus, E. and Killingtveit, Å. (1994): "Hydrologisk modell for Gardermoen hovedflyplass 1. Beskrivelse av modellen SINBAD", STF60 A94009.

Watn, A., Tuttle, K.J., Sandven, R., (1995): "Stratigraphical and sedimentological modelling at Oslo Main Airport, Gardermoen". ISSMFE, København.

Landskapsarkitekt Lars Fluksrud  
Grindaker A.S

### **Geoestetikk**

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

## FORURENSET GRUNN - ARBEID I PLANPROSESSEN

### Contaminated land - Aspects of the planning process

Avdelingssjef Amund Gaut, JORDFORSK  
Overingeniør Bjørn Bjørnstad, Statens forurensningstilsyn

### SAMMENDRAG

De fleste større grunnforurensningsområder i Norge er kjent for den offentlige forvaltning, og etter hvert blir det også tatt hensyn til dem i kommunenes arealplanlegging. Ved utbygging av nye områder må man likevel være klar over at man kan støte på forurensninger som ikke tidligere er registrert. Det er viktig at utbygger så tidlig som mulig i planfasen vurderer om utbyggingen omfatter områder med forurenset grunn. Utbygger vil alltid være ansvarlig for at problemer ikke oppstår, og det kreves tillatelse etter forurensningsloven for å gjøre inngrep i forurensede områder.

Statens forurensningstilsyn har utarbeidet en veileder for håndtering av grunnforurensningsaker. Her er det spesifisert hvilke opplysninger forurensningsmyndighetene trenger som grunnlag for å gi slik tillatelse. God planlegging av undersøkelser og eventuell opprydding er nødvendig for å unngå forsinkelser i et utbyggingsprosjekt.

### SUMMARY

Most sites of contaminated land in Norway are known to the national environmental authorities. Gradually they will also be considered in the municipal area planning. However, there is always a possibility to find contaminated sites which are not registered during construction and the development of new areas. It is important to evaluate the possibility of finding contaminated sites in the first stage of the planning procedure. Those who are responsible for construction activities are dependent on licences from the environmental authorities to work at contaminated sites.

The Norwegian pollution control authority has worked out a manual which gives instructions for investigations and evaluations required to get these licences. Thorough planning of investigations and remediation actions is an indispensable condition for avoiding delay in construction projects involving contaminated land.

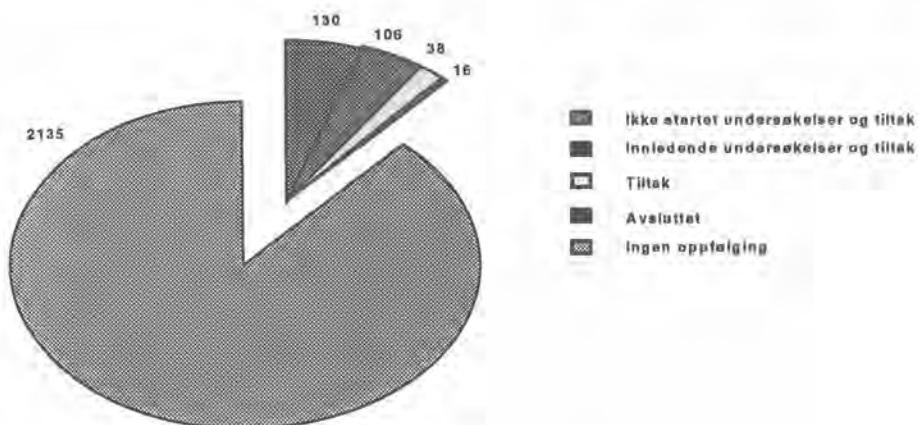
### Innledning, problemomfang

Forurenset grunn har i de siste 5-10 år fremstått som miljøproblem mange steder i Norge. Spesialavfall og miljøgifter vekker bekymring i forbindelse med barns lek på gamle industri-tomter, utsig av forurensninger til vassdrag og fjorder og i flere andre sammenhenger. Selv om de forurensete områdene i mange tilfeller er kjent, er de ofte ikke tatt hensyn til i areal-planleggingen. Ved utnyttelse av arealene, til gamle eller nye formål, kan det derfor oppstå konflikter. Typisk er situasjonen hvor en eiendomsbesitter eller utbygger må se sin salgs-kontrakt eller sine byggeplaner utsatt på ubestemt tid, fordi det ikke er avklart hvordan forurensningene skal håndteres.

Det er flere typer forurensning som kan komme i veien for nye utbyggingsplaner. De fleste kommunale deponier av en viss størrelse er vanligvis kjent både for utbygger og den som gir byggetillatelse, men det forekommer nok også slike deponier som er glemt, og som til manges overraskelse kommer til syne under et anleggsarbeid. I så måte kommer de i samme kategori som alle de små eller store grunnforurensningene som faktisk er ukjent - ofte fordi det på forurensningstidspunktet verken var noen som brydde seg om at man forurenset eller noen tenkte på hva som skulle skje på området i de kommende generasjoner.

De fleste større grunnforurensninger som inneholder miljøgifter eller spesialavfall, er imidlertid kjent og registrert i en database i Statens forurensningstilsyn (SFT), som resultat av et omfattende registreringsarbeid i årene 1988-1991. Det er håndteringen av disse forurensningene og de problemer de skaper, som er hovedtema for denne presentasjonen.

Vi skal ikke gå nærmere inn på hva slags forurensninger som ble funnet i registreringene, men viser til at det i alt er påvist 2417 lokaliteter hvor det er visshet for, eller mistanke om, at det er deponert spesialavfall eller sølt miljøgifter i grunnen. Av disse er det bare knapt 300 lokaliteter hvor man har gjort nærmere undersøkelser for å finne ut omfanget av forurensningen og den risiko den representerer (figur 1)



Figur 1 Forurenset grunn og deponier - status august 1995.

### Offentlig planlegging og forvaltning

I følge Plan og bygningslovens § 68 kan "grunn bare deles eller bebygges dersom det er tilstrekkelig sikkerhet mot fare eller vesentlig ulempe som følge av natur- eller miljøforhold". Forurenset grunn bør i følge § 25 reguleres til fareområde. Forvaltningsloven setter klare krav til utredning av forholdene før eventuell omregulering til boligformål. (§ 17, bl.a. om at saken skal være så godt opplyst som mulig før vedtak fattes). Det samme utredningsansvaret ligger til grunn for tildeling av byggetillatelse.

Hittil har imidlertid problemene med forurenset grunn vært nokså upåaktet, og det er ikke vanskelig å finne eksempler på at enkelte kommuner i uvitenhet - eller i iver etter byggeprosjekter og næringsutvikling - overser problemene. Faktisk er det flere eksempler på at kommuner i ettertid, og for egen kostnad, har måttet undersøke og utbedre forhold hvor utbygging har ført til fare for helseskade. I oktober 1995 har f.eks. Oslo kommune fått pålegg om å avklare risiko i forbindelse med den gamle kommunale Rommen-fyllingen. Etter at deponeringen ble avsluttet, er det her bygd boliger for 5.000 mennesker, og det er anlagt både barnepark og idrettsanlegg i området.

Oppmerksomheten rundt disse forhold er imidlertid økende. Gjennom den siste endringen i byggeforskriftene har også byggherren fått et ansvar for å sørge for at utbyggingen ikke fører til helse- eller miljøskade - verken i det indere miljø eller byggeplassens omgivelser. Miljøvernmyndighetene, i første rekke representert ved fylkesmennenes miljøvernavdelinger (MVA) skal dessuten ha et overoppsyn med den kommunale planlegging, og har i de siste år blitt spesielt oppmerksomme på disse forholdene.

Det synes nå som om samfunnet har fått de nødvendige virkemidler for en forsvarlig håndtering av forurenset grunn i plan- og utbyggingssaker. Det gjenstår imidlertid ennå et visst arbeid med å innarbeide reglene i praktisk bruk.

### Ansvarsforhold etter forurensningsloven

Mens kommunal arealplanlegging skal sørge for at det ikke oppstår uforutsette problemer i forbindelse med forurenset grunn, er det i første rekke Forurensningsloven som er myndighetenes redskap for å få ryddet opp i grunnforurensningene. F-lovens §7 slår fast «ingen må ha, gjøre eller sette iverk noe som kan medføre fare for forurensning» uten at man har spesiell tillatelse fra forurensningsmyndighetene. Her er det visse generelle unntak om f.eks. «vanlig forurensning fra fiske, jordbruk og skogbruk», men avfallsdeponier og forurenset grunn omfattes ikke av disse.

Det er SFT som i utgangspunktet har ansvar for å sørge for at det blir ryddet opp i grunnforurensninger, og som om nødvendig gir tillatelse til aktiviteter som kan medføre forurensning. Myndigheten delegeres i enkelte tilfelle til MVA. SFTs utgangspunkt er at enhver aktivitet på forurenset grunn representerer en fare for spredning av forurensningene, f. eks. ved at man flytter masse til et annet sted eller åpner for spredning med overvann og grunnvann. Bare i spesielle tilfelle vil SFT anse forurensningsfaren for så ubetydelig at tiltak kan gjennomføres uten spesiell tillatelse etter F-loven.



Hvis ansvarlige myndigheter følger opp bestemmelsene i Plan- og bygningsloven, byggeforskriftene og forvaltningsloven, og hvis utbygger følger opp sitt ansvar etter forurensningsloven ved å utnytte den kunnskap som etter hvert finnes i samfunnet, skulle det ikke lenger være mulig å komme uforvarende over en grunnforurensning midt i en utbyggingsprosess. Selv om ikke alle forurensninger er kjent, bør varselklokkene ringe hos minst én av de ansvarlige instanser, når utbygging planlegges i et område hvor det tidligere har vært bensinstasjoner, tungindustri, impregneringsvirksomhet, galvanoteknisk industri eller andre åpenbart forurensende aktiviteter.

Forurensningslovens §7 gir tilsynelatende myndighetene vide fullmakter til å velge hvem som er ansvarlig for forurensningen. § 76 sier dessuten at dersom den ansvarlige er ukjent, eller vedkommende ikke kan betale, kan utgiftene til opprydding mm. «også kreves dekket av skadelidte eller den hvis interesser er ivaretatt av tiltakene». I praksis gjelder imidlertid innarbeidede rutiner for hvem som pålegges ansvar, og så langt som mulig sørger miljømyndighetene for en ensartet behandling av de forskjellige saker.

Vi kan gi noen holdepunkter for hvordan ansvarsforholdet til nå har vært praktisert: Krav om opprydding vil i utgangspunktet rettes til den som opprinnelig har forurenset, hvis denne person, firma eller institusjon finnes. Dette vil også gjelde for kommuner (kommunale deponier med spesialavfall) og statlige institusjoner som NSB og Forsvaret. Hvis forurenseren ikke finnes, f.eks. fordi bedriften har gått konkurs, vil kravet i alminnelighet bli rettet til eieren av området. Her blir det imidlertid tatt visse rimelighetshensyn, og hitil har SFT hatt egne tilskuddsmidler å bruke der det har vært nødvendig.

Fra forurenseres side har man påberopt seg ansvarsfrihet når forurensningen har skjedd før F-loven trådte i kraft. SFTs har på sin side vist til at selv om forurensningene kan være gamle, vil de ofte fortsatt lekke til omgivelsene, og således representere en aktuell forurensningskilde som rammes av loven. I denne forbindelse vil det nok fortsatt være grunnlag for juridiske diskusjoner.

En spesiell situasjon oppstår når en utbygger skal gjøre tiltak uten selv å være verken forurenser eller eier av området. Saker av denne type må ofte tas til behandling uten at SFT har vurdert det opprinnelige ansvarsforhold eller hvem som i den nåværende situasjon burde pålegges å rydde opp. Praksis har i slike tilfelle vært at utbygger får ansvaret for den opprydding som blir nødvendig for at hans arbeider ikke skal føre til mer forurensning. Om utbyggingen øker kostnadene ved en eventuell senere opprydding, blir utbygger også ansvarlig for disse. Det blir så opp til utbygger å gjøre privatrettslige avtaler med den som evt. har ansvaret for den eksisterende forurensningen.

### **Planlegging og gjennomføring av utbyggingsprosjekter**

Med den erfaring vi hittil har, er vårt første råd til utbyggere at de så langt som mulig bør holde seg unna forurensede områder. Ved kjøp av forurenset grunn kommer man i ansvarsposisjon i hht. forurensningsloven som en som «har en forurensning», og kostnaden for oppryddingen kan ofte bli vesentlig høyere enn hva man i utgangspunktet har forestilt seg. Det er heller ingen løsning å bygge nye anlegg oppå forurensningene, f.eks. som hus uten kjeller. Dette vil bare

vanskeliggjøre senere undersøkelser og tiltak, og derfor lett føre til at pålegg om å utrede forurensningsproblemene likevel kommer med én gang.

Imidlertid er det ikke alltid mulig å unngå problemene, og sett fra et samfunnsmessig synspunkt er det en stor fordel at de forurensede områdene igjen kommer i aktivt bruk. Utbyggingen av Gardermoen flyplass, med tilhørende fremføring av veier og jernbane, har omfattet forurensede områder hvor opprydding har vært absolutt nødvendig.

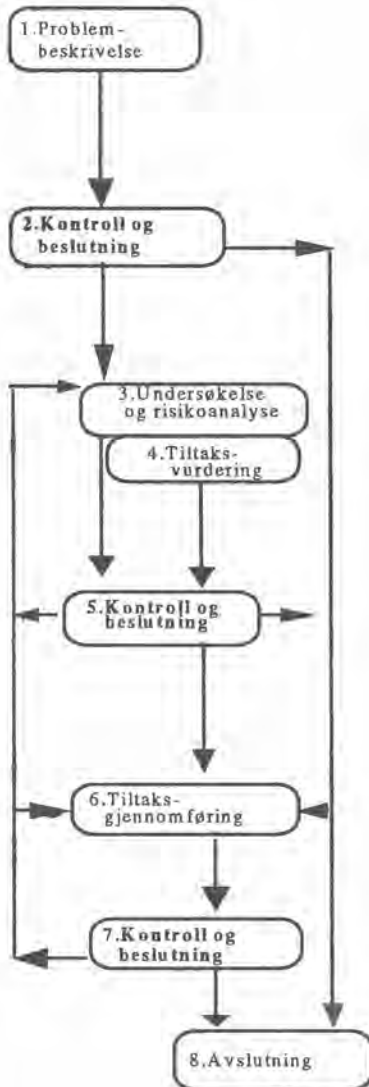
Hvordan skal så en utbygger forholde seg for å komme best igjennom et utbyggingsprosjekt som involverer forurensede områder? SFT laget våren 1995 rapporten «Håndtering av grunnforurensningssaker - foreløpig saksbehandlingsveileder» for å gjøre saksbehandlingen med oversiktlig. Som tittelen tilsier er veilederen egentlig skrevet for SFTs saksbehandlere, men man har bevisst lagt opp til at også problemeierne skal kunne ha glede av innholdet.

Som grunnlag for nedenstående gjennomgangen er det viktig å ha myndighetenes rolle klart for seg. SFT og MVA (heretter forkortet til bare SFT) er forvaltningens organer for pålegg om gjennomføring av tiltak og kontroll av hvordan disse utføres. De har ikke som oppgave å gi faglige råd til den som må løse problemet, og er heller ikke bemannet med tanke på dette. Tvert imot - det må gjøres en streng prioritering av personellbruken i miljøforvaltningen, og innen de fleste sektorer ønsker man seg nok større mannskapsstyrke enn det som i realiteten står til rådighet. For å lette prosessen, og for få fortgang i sin egen sak, er det derfor helt avgjørende at problemeiers henvendelser har en form og et innhold som gjør at SFT lett får oversikt over problemene, og ikke behøver å spørre én gang til om opplysninger som mangler. Ovennevnte veiledning er ment å skulle bidra til dette. Figur 2 gir en oversikt over saksgangen i en forurensningssak, og er et skjelett av den prosessen enhver utbygger må igjennom.

*Problembeskrivelsen* gir grunnlaget for alt videre arbeide, enten det er forårsaket av utbyggerens ønsker eller forvaltningens pålegg om undersøkelser. I denne fasen sammenstilles alle eksisterende data om forurensningen, og man fastlegger hvilke miljømål som skal være oppfylt før saken kan avsluttes. Sentralt i arbeidet er en foreløpig risikovurdering i forhold til disse miljømålene, med konklusjonen om hvorvidt man bør gjøre videre undersøkelser, foreta umiddelbare tiltak, eller kan anse forurensningene for å være uproblematisk i det videre arbeid. Det er problemeier som har ansvaret for å fremskaffe opplysningene og foreslå miljømålene og tiltakene. I de fleste tilfeller vil SFT legge arbeid i kontrollen av denne fasen for snarest å få saksbehandlingen inn på riktig spor.

*Undersøkelsesfasen* skal avklare de faktiske forurensningsforhold, og munne ut i en endelig risikovurdering. For en utbygger vil det her være en avveining om man straks skal sette igang en stor og omfattende undersøkelse, eller om man skal gå trinnvis frem. Det første alternativet vil vanligvis bringe saken raskest frem til målet, mens en langsommere fremdrift ofte gir muligheter for å redusere omfanget av undersøkelsene, som ofte kan bli svært kostbare. I mange større utbyggingssaker vil faren for forsinkelse av prosjektene ha større betydning enn de direkte undersøkelseskostnadene.

*Avbøtende tiltak*, i den grad de anses for å være nødvendige, bør foreslås for SFT sammen med presentasjonen av undersøkelser og risikovurdering. En plan for å overvåke at tiltakene



fungerer etter forutsetningene hører også med. Man bør være rimelig sikker på at undersøkelsene er grundig nok gjennomført og legge vekt på å bruke firmaer med solid erfaring fra denne typen arbeider. I motsatt fall vil SFT sannsynligvis forlange en ny runde undersøkelser, og ny saksbehandlingstid vil forsinke saken.

En rimelig konklusjon må være at det er viktig å være oppmerksom på mulige problemer med grunnforurensninger ved starten av enhver utbyggingsplanlegging, og at det må tas hensyn til de forurensninger som eventuelt avsløres i planleggingen av byggeprosessen. Som regel vil lokale myndigheter kunne varsle om eventuelle grunnforurensninger, men man har ingen garanti for at de er kjent med alt. Tar man nødvendige forholdsregler, vil man i de fleste tilfelle unngå de store og ubehagelige overraskelser av teknisk og økonomisk karakter som enkelte tidligere utbyggingsprosjekter smertelig har fått erfare.

Figur 2 Saksgangen i en forurensningsundersøkelse. Miljøvernmyndighetene skal ha anledning til å kommentere beslutningene i trinnene 2, 5 og 7.

**Formannens 5 minutter**

v/formannen i Norsk Bergmekanikkgruppe  
Arild Palmstrøm

Kjære kolleger og tilhørere

Velkommen til denne andre del av Bergmekanikkdagen som er den 26. i rekken. Det er Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) som er ansvarlig for programmet på denne delen av Bergmekanikkdagen. Jeg vil derfor gjerne benytte anledningen til å fortelle litt om vår forening her når så mange utøvere innen faget er samlet. Som det står i vår formålsparagraf har "gruppen som formål å samle alle norske bergmekanikkinteresser i felles arbeide for å lette utveksling av kunnskaper og erfaringer om bergmekaniske spørsmål og representere landet i internasjonalt samarbeid innen bergmekanikken."

Vi er nå totalt 176 medlemmer i Norsk Bergmekanikkgruppe inklusive bedriftsmedlemmer. Som våre medlemmene vet, arrangerer vi medlemsmøter gjennom året der vi tar opp en del faglige emner som vi håper også kan bidra til øket kontakt. I tillegg arrangerer vi ekskursionser til anlegg, til dels i samarbeid med Fjellsprengningsforeningen. I år har vi også hatt et medlemsmøte i samarbeid med Norsk Geoteknisk Forening. Arrangementene foregår dels i Oslo, dels i Trondheim der hovedtyngden av våre medlemmer befinner seg. På møtene er det vanligvis en 'hard kjerne' av vanligvis 10 - 20 interesserte. På ulike måter har styret i de siste årene forsøkt å øke interessen for våre arrangementer uten at vi så langt har sett noe resultat av dette. På generalforsamlingen i vår møtte det opp bare tre medlemmer foruten styret. I den forbindelse har styret stilt spørsmål om hvilken interesse det er i miljøet for NBGs virksomhet og hva som kan gjøres med dette.

NBG er nasjonal gruppe for ISRM (International Society for Rock Mechanics) og ISRM (International Association for Engineering Geologists). Vi må tilstå at vårt engasjement mot disse moderforeningene ikke har vært spesielt stort. For å bedre på dette fikk vi på Bergmekanikkdagen i fjor en presentasjon om ISRM av visepresident for Europa, prof. Ove Stefansson. I år har vi fått visepresidenten for IAEG dr. Brian Hawkins til å informere om denne organisasjonen.

På ISRM kongressen i Tokyo nylig fikk NBG tildelt en stor utfordring ved å stå som arrangør av Eurock 1998. Dette er en konferanse vesentlig viet petroleumsrelatert bergmekanikk. Den vil gå av stabelen i Trondheim. Dere vil få høre mer om denne i tiden fremover.

Jeg har tatt meg tid til å se på programmene på tidligere bergmekanikkdager, og synes det kunne være interessant å vise innholdsfortegnelsen på vår første Bergmekanikkdag for 25 år siden:

- Åpningsforedrag (av Bjørn Li)
- Hva ønsker jeg som driftsingeniør i en underjordsgruve at bergmekanikk skal kunne hjelpe meg med? (av Tor Christoffersen)
- Hva ønsker jeg som driftsingeniør i et dagbrudd at bergmekanikk skal kunne hjelpe meg med? (av Ulf Smith Meyer)
- Hva ønsker jeg som prosjekterende kraftverksingeniør at bergmekanikk skal kunne hjelpe meg med? (av Bjørn Berdal)
- Inntrykk fra en deltakelse i 2. Internasjonale konferanse i bergmekanikk i Beograd. (av Jan Bergh Christensen)
- Oversikt over metoder og utstyr for bergmekanisk undersøkelse. (av Johnny Lunde)
- Inntrykk fra studieopphold ved Imperial College. (av Einar Broch)
- Bergmekaniske undersøkelser ved Rødsand gruve. (av Arne Myrvang)

Mange av disse temaene er like aktuelle i dag som for 25 år siden. Jeg kunne godt tenke meg på en senere bergmekanikkdag å foreslå at de første av disse emnene gjentas, der vi klargjør hvilken nytte brukerne av våre tjenester har. Dette er en viktig rettesnor i vår utvikling. Mange av personene den gang er 'still going' og aktivt sammen med oss i dag. Interessent var det å lese åpningsforedraget til Bjørn Li der han summerer opp status innen bergmekanikk den gang. Blant annet kunne han fortelle at det var presentert et klassifikasjonssystem som het RQD, men at svenskene hadde et mer lovende konsept under utvikling av Hansagi, der såvel sprekker som bergartmateriale inngår. Dette var flere år før NGI kom med sitt Q-system og Bieniawski med sitt Geomechanics (RMR) system.

Gjennom en del år nå er det drevet aktiv markedsføring i utlandet om norsk tunnelteknologi, blant annet gjennom publikasjons-serien 'Norwegian Tunnelling' som ble initiert av Einar Broch og Jan Bergh Christensen i 1981. Den siste publikasjon nr. 10 om 'Norwegian Urban Tunnelling' kom ut på vårparten i år. Her har flere medlemmer av NBG vært bidragsytere. Internasjonalisering et tema på dagens Bergmekanikkdag som det har vært på flere tidligere bergmekanikkdager.

Utenlandserfaringer er også i år et tema på Bergmekanikkdagen. Vi har vært så heldige å få dr. Brian Hawkins til å fortelle om Bristol-tunnelen, - en britisk erfaring. Videre vil Knut Garshol øse av sine mangeårige erfaringer og fortelle om design-prinsipper hjemme og ute. Også andre utenlandserfaringer vil bli fremlagt: fra Guatemala og fra Kina. Dagen avrundes med presentasjoner om naturstein, om numeriske modeller, og til slutt om de undersjøiske tunnelene: Bjørøy og Drøbak. Vi ser frem til interessante foredrag i timene fremover.

Vice President Brian Hawkins  
IAEG

**Information from IAEG**

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

**TUNNELDESIGNPRINSIPPER - UTE OG HJEMME****TUNNEL DESIGN PRINCIPLES - IN NORWAY AND ABROAD**

Bergingeniør Knut Garshol  
MBT International Underground  
Construction Group

**SAMMENDRAG**

Norsk tunneldesign er basert på Observasjons Metoden. Dette, sammen med kombinasjon av arbeidssikring, permanentsikring og drenert utføring, har gitt mulighet for optimalisering av sikringen og lave tunnelkostnader. Vårt fleksible kontrakt- og oppgjørssystem, har også vært avgjørende i denne sammenheng. Foredraget beskriver de viktigste grunnene for å benytte Observasjons Metoden og gir en sammenligning med utenlandsk praksis.

**SUMMARY**

The Observational Method has been dominant as a rock support principle, in Norwegian tunneling for decades. This fact, and the systematic use of one pass, drained tunnel linings, has allowed very low tunneling cost. Also, the Norwegian contract system, with built in flexibility to cope with changes in ground conditions, has played a major part. The paper gives the basic, general reasons why the Observational Method should be applied and gives a comparison to foreign praxis.

**INNLEDNING**

Tunnel-design er et meget sammensatt tema, uavhengig av fra hvilken vinkel man måtte vurdere det. Spesielt tydelig blir kompleksiteten og forskjellene i anvendte prinsipper, når man sammenligner de metoder som anvendes i forskjellige deler av verden.

Etter undertegnede mening, er våre skandinaviske basis-prinsipper for tunneldesign, riktige, i den forstand at de gir lav kostnad med tilstrekkelig kvalitet og sikkerhet. En del av de tunnelanlegg som utføres utenlands, baseres på helt andre designprinsipper og koster tildels vesentlig mer (typisk 2 til 7 ganger mer). Det man imidlertid kan registrere, er en stadig stigende interesse internasjonalt, for å senke kostnadene ved tunnelanlegg. Det søkes med lys og lykte etter rimeligere måter å lage tunneler på, men det forlanges dokumentasjon og begrunnelse for å kunne ta i bruk alternative metoder.

Norsk og Skandinavisk tunnelteknologi har en gylden sjanse til å ta markedsandeler ute, forutsatt at man fremmer vår teknologi på rette måten. Samtidig ser man tendenser i det norske markedet, til å fravike de prinsippene som har vært i bruk og som vi ubetinget bør beholde. Vi må være oss bevisst hvilke basis-prinsipper som ligger til grunn i "vår" design. Avvik fra dette vil kunne koste oss dyrt innenlands og fjerne våre fortrinn som annerledes tenkende, når vi arbeider utenlands.

## GRUNNLEGGENDE FORUTSETNINGER FOR TUNNELDESIGN

Kort og noe forenklet beskrevet, finnes det noen helt grunnleggende forutsetninger for all tunneldesign. Hvis ikke disse forutsetningene forstås og legges til grunn, blir resultatet oftest over-konservative og unødig kostbare løsninger.

Vi har med et "byggemateriale" å gjøre, som er tildels meget variabelt og som dessuten bare er delvis kjent på planleggings- og design-stadiet. For de aller fleste tunnelprosjekters vedkommende, vil det aldri bli mulig å nøyaktig fastlegge variasjonen i alle material-parametre, i tillegg til å nøyaktig lokalisere hvor i tunnelen variasjonen opptrer.

Alle tilgjengelige beregningsmetoder inneholder vesentlige forenklinger i forhold til reelle bergforhold. Dessuten er det stor usikkerhet og spredning i verdier for målte og antatte materialparametre, som benyttes som input i beregninger.

Andre forutsetninger for beregninger, som in situ bergspenning (tre-dimensjonal) og hydrogeologiske forhold, er også som oftest bare omtrentlig kjent.

Til og med etter at man er kommet inn i tunnelen og har avdekket de faktiske bergforhold, er det ikke så enkelt å beregne seg frem til en dimensjonering av sikring. Ved siden av problemene nevnt foran, kommer tidsaspektet inn i bildet. Det er ikke mulig å gjennomføre frilegging av berget, prøvetaking, måling av alle input-parametre og å gjennomføre beregninger, som grunnlag for sikrings-design, parallelt med fremdriften. Foran nevnte øvelse tar mye mer tid enn å drive tunnelen.

I sum illustrerer dette, at tunneldesign er grunnleggende forskjellig fra alle andre design-situasjoner. Å benytte prinsipper og tankegang som anvendes ved konstruksjoner i armert betong, eller stål, der materiale, geometri, dimensjoner og laster er kjent, fører på villspor.

## OBSERVASJONS METODEN (OM)

Det eneste logiske og rimelige svaret på de grunnleggende begrensninger som finnes for tunneldesign, er Observasjons Metoden. Metoden bygger på tre hoved-elementer:

- 1) Basert på forundersøkelser og annen tilgjengelig informasjon, utarbeides det sikrings-løsninger for den forventede variasjon av bergforhold og overdekning, med innlagt margin for bedre og verre enn ventet. Her skal naturligvis alle rimelige og nyttige midler brukes, for å gi et så riktig resultat som mulig. Dette gjelder både for forundersøkelser og kalkulasjons- og vurderingsmetoder. Det viktigste poenget er, at uansett innsats, skal og må resultatet betraktes som en **prognose** for bergforhold og sikringsløsninger.



- 2) Under framdrift av tunnelen, registreres de faktiske bergforhold og sikring utføres fortløpende slik som fastlagt under punkt 1). Ved den løpende kartlegging av bergforhold, er det utvilsomt nyttig å anvende et klassifikasjons-system (for eksempel Q-systemet). Ved **Observasjon** kontrolleres det hvordan samvirket sikring og berg oppfører seg. For denne oppgaven skal det velges metoder, observasjonsfrekvens og avstand mellom kontroll-punkter, avhengig av anleggets risiko og vanskelighetsgrad. Det kan altså brukes alt fra ren visuell observasjon, til omfattende instrumentering med kort avstand.
- i) De utførte observasjoner skal evalueres mot forventede laster, spenninger, deformasjoner, tidsaspekter etc., som er fremkommet i analyser under punkt 1). Prognosene skal med andre ord **verifiseres**. Områder som måtte falle utenfor bestemte kriterier, skal tilleggs-sikres og observeres videre, til verifisert i orden. Det gjennomføres en løpende vurdering av om observasjons-resultater bør lede til oppjustering av deler av pre-design under punkt 1).

Innenfor det rammeverk som OM er, vil man se at det er stor frihet til å utforme et opplegg for et aktuelt anlegg. Eksempelvis, kan man godt basere både forundersøkelser og kartlegging i tunnel på Q-systemet. Videre kan man velge å benytte anbefalt sikring i Q-systemet direkte. Det man **ikke** må gjøre, er å stoppe med det, da verifikasjon skal være et bevisst trinn i prosedyren.

Også hvis man har gått riktig grundig til verks, med omfattende forundersøkelser, laboratorie-testing og numeriske analyser (to- og tre-dimensjonale), må man sørge for verifikasjon. Naturligvis er det mulig å legge inn så store sikkerhetsmarginer, at observasjon og videre evaluering blir meningsløs. Poenget er igjen, at i så fall er løsningen allerede meningsløs (les: over-konservativ og kostbar).

## PRINSIPPER ANVENDT I NORGE

Grunnprinsipp for praktisk talt all norsk tunnelsikring, er Observasjons Metoden. Naturlig nok er det en nokså forenklet prosedyre som benyttes, når mesteparten av tunnelen går i god granittisk gneis. Likevel har tradisjonen vært at sikring utføres etter faktiske bergforhold, også gjennom alvorlige skjærsoner, med mer eller mindre aktiv og bevisst bruk av etterkontroll.

I det daglige arbeidet med kartlegging i tunnelen og beslutning om sikringsmengde som skal installeres, har bruk av Q-systemet for kommunikasjon og dokumentasjon blitt mer og mer vanlig. Sikringsanbefalingene i systemet brukes delvis direkte, eller med lokale tilpasninger.

Ved spesielt vanskelige objekter, som f. eks. Gjøvikhallen og kryssingen av Dyprenna i Oslotunnelen, har mer omfattende prosedyrer kommet til anvendelse. Omfattende forundersøkelser, måling av berg-parametre i laboratoriet, mellomhulls tomografi, numeriske og analytiske beregninger og omfattende måling av deformasjoner og laster har blitt gjennomført.

Karakteristisk for norsk praksis, er hvordan vann fra berget håndteres og hvordan sikringen stegvis bygges opp til det som vi forstår med permanent sikring. Disse to temaene henger nøye sammen.

Generelt sett er alle norske tunneler utført drenert. Kanskje det eneste unntaket er deler av Oslostunnelen, som har vanntett betongutføring. Her skal det bemerkes at denne løsningen ikke skyldes bruk av uvanlige sikringsprinsipper, men kravet til minimal innlekkasje av grunnvann inn i tunnelen.

Den drenerte løsning tillater at det ses bort fra vanntrykk som en lastfaktor ved dimensjonering av sikringen. Spesielt ved større overdekning og ved dype undersjøiske tunneler, gir dette en meget vesentlig reduksjon av betongdimensjoner og armeringsmengder, med tilhørende lavere kostnad.

Videre har vi lang tradisjon for å kreve samme kvalitet for en vesentlig del av den sikring som utføres ved stoff, som for det som utføres bak stoff. Derved kan som oftest all sprøytebetong og bolting inngå i den endelige, permanente sikringen. Ved enkelte anlegg har man også forsøkt å utføre en noe nær komplett permanent sikring, ved stoff, for å spare tid (f.eks. ved Rennfastprosjektet).

For å oppnå tilstrekkelig kvalitet for sprøytebetong utført ved stoff, er det viktig at vannlekkasjer behandles med en klar strategi. Hjelpemidlene i norsk praksis er forinjeksjon og drenasje, ofte i kombinasjon. Dette er en teknikk som vi i Skandinavia er nesten alene om (for permanent sikring). Konsentrasjon av lekkasjer og trykkavlasting, ved boring av drenshull, gjerne med innsatte slanger, er ofte nødvendig lokalt. Slik drenasje er også et supplement, når forinjeksjon ikke helt har fjernet vannlekkasjene.

### **PRINSIPPER ANVENDT UTENLANDS**

I detalj, er det naturligvis store variasjoner i anvendte prinsipper for sikringsdesign i utlandet. En av de viktigste forskjellene til Skandinavia, er at man i utstrakt grad baserer seg på beregninger. Disse beregnede løsningene anvendes ofte for hele tunnelen, eller store deler av den og må derfor i et visst monn baseres på verste tilfelle. Med alle de usikkerheter som må tas hensyn til i en beregning, og prinsipielt ingen mulighet for korreksjon underveis, er det ingen vei rundt en konservativ løsning. I tillegg, blir svært ofte det fulle statiske grunnvannstrykk, beregningsmessig båret av sikringen. Når tyske tunnelingeniører satser på dobbel betongutføring med helsveist membran imellom, har man naturlig nok ikke noe annet valg.

Med et opplegg som foran, er det også helt normalt å skille strengt mellom temporær sikring og permanent sikring. All sprøytebetong og bolting blir derfor normalt neglisjert ved dimensjonering av permanent sikring.

Gjennomsnittlig bergkvalitet ved utenlandsk tunneldrift, er tildels vesentlig svakere enn hos oss. Dette gjør at mange tunneler utføres med skjoldmaskin TBM, ofte i kombinasjon med systematisk oppsetting av betongelementer inne i bakenden av skjoldet. Naturlig nok må elementene beregnes på forhånd, mer eller mindre for hele tunnelen. Igjen en konservativ, verste tilfelle, løsning. Nå har det seg slik, at dette spesielle systemet under

egnete forhold, er meget sikkert og kostnadseffektivt. God fremdrift under vanskelige forhold, gjør at det er lite å tjene på tilpasninger og optimalisering av nødvendig sikring.

Et annet velkjent fenomen i internasjonal tunneldrift er NATM (New Austrian Tunneling Method). Det er ingen tvil om at denne prosedyren vinner terreng. Særlig ser vi at dette skjer i situasjoner hvor det er åpenbart at kalkulasjonsmetodene rett og slett kommer til kort. Typisk er det at stasjonsområdene for T-banene i London (Jubilee Line) og Athen Metro offisielt tas ut etter NATM. Mange nærliggende og kryssende tunneler og komplisert, stegvis utgraving, gjør at beregninger blir meget kompliserte. Metoden NATM har vært behandlet ved tidligere konferanser og blir ikke her omtalt i detalj. Kort kan man beskrive den som en prosedyre under den mer generelle Observasjons Metoden. Grunnprinsippene er de samme, mens NATM inneholder et mer komplett sett av detaljerte retningslinjer og krav.

Når det gjelder grunnvann, er Skandinavia alene i verden (så vidt forfatteren har kunnet finne ut), om det omfang av sonderboring og forinjeksjon som ofte benyttes her. Illustrerende og typisk var Geomechanics Colloquium i Salzburg i 1994. Programmet inneholdt en halv dags sesjon om grunnvannsproblemer og tunneldrift. Ikke ett foredrag, eller diskusjonsinnlegg, berørte muligheten av å gjøre noe med forholdene foran stoff. Derimot var det mye snakk om registrering av forholdene utenfor tunnelen før og etter gjennomslag, og håndtering av erstatninger. Problemer under driften, med tildels massive vanninnbrudd, ble også godt dokumentert.

## DISKUSJON, VIDERE UTVIKLING

### Dimensjonering av sikring

Observasjons Metoden (OM, eller "the Observational Method" på engelsk), synes å få økende aksept og anvendelse internasjonalt. Først og fremst kommer dette til uttrykk ved at stadig flere hevder å benytte NATM. Det er liten tvil om at det er en del misforståelser ute og går, som at f. eks. bruk av sprøytebetong nærmest kan settes lik NATM. Likevel, NATM brukes nå reelt i alle deler av verden, ved siden av noen få som har frigjort seg fra denne noe kommersielle termen og derfor benevner prinsippet OM.

NATM har i noen miljøer fått riper i lakken etter tunnel-kollapser ved Heathrow flyplass og i München sentrum. Etter direkte kontakt med undersøkelses-kommisjon etablert etter uhellet ved Heathrow, der det også var presentasjon av hva som skjedde i München, er det etter forfatterens mening klart at NATM, eller prinsippene bak OM, **ikke** kan lastes. Det har vært diverse kollapser i tunnelhistorien før de to foran nevnte, men det spesielle denne gang, var muligheten for å koble situasjonene til et metodenavn.

Fordelene med OM og NATM blir spesielt tydelige i situasjoner med meget høye bergtrykk. Dette ytrer seg oftest som enten bergslag og sprakefjell, eller ved squeezing. I begge disse situasjonene er det i prinsippet relativt enkelt og kontrollerbart, å først innstallere sikring som kan oppta store deformasjoner ved rimelig lastkapasitet. Basert på observasjoner, kan man deretter beslutte tilleggs-sikring, stivhet og kapasitet for denne og

tidspunkt for installasjon. Å beregne seg fram til en balansert dimensjonering av sikringen på forhånd, ville være uhyre vanskelig.

I Skandinavia har vi stor tro på at OM som basis-prinsipp, er fordelaktig på mange måter, når tunnel-sikring skal dimensjoneres. Denne oppfatningen er vel fundamentert, på et meget omfattende erfaringsmateriale.

I den grad vi måtte ønske å støtte og dra fordel av internasjonal interesse for disse prinsippene, vil det kreves omfattende og detaljert dokumentasjon. Publikasjons-serien om norsk tunnelteknologi, som utgis av NJ&FF, er et meget godt skritt i riktig retning. Erfaring fra utlandet tilsier imidlertid at konkrete problemstillinger, krever spesielt bearbeidet og tilpasset dokumentasjon. På dette feltet er inntrykket at det syndes mye.

Et godt eksempel på innsparingspotensiale er Amsteg kraftverk ved St. Gothard i Sveits. Anleggsdelen av dette vannkraftanlegget ville kostet i størrelsesorden 50%, hvis tenkt utført i Norge, med norsk teknikk og de samme tunnallengder og kraftproduksjon. Årsaken kan illustreres ved at krafstasjonshallen sikres i taket med dobbeltarmert, meget tykt betonghvelv, forankret langs vederlagene med forspente fjellanker. Avløpstunnelen på 1,6 km skal helutføres med plasstøpt betong. Begge disse anleggsdelene i god gneis, ville hjemme blitt sikret med bolter og sprøytebetong, ca. 100 mm tykkelse. Grunnleggende årsak synes å være anvendte designprinsipper, basert på en ren kalkulasjonsløsning.

#### Tunnelutforing

Utenlands er det svært vanlig å sikre i to omganger. Temporær sprøytebetong og eventuelle bolter (som man så ser bort fra) og deretter den permanente betongutforing. Dette blir kostbart, uansett hvilket design-prinsipp som ligger til grunn. Det er derfor ikke overraskende at interessen for andre og billigere løsninger er stigende. Det har dukket opp to termer i den forbindelse, som utenlands oppfattes som meget progressive og moderne: "Einschalige Bauweise" og "one pass tunnel-lining". Dette betyr kort og godt det samme som Skandinavisk sikringspraksis siden andre verdenskrig.

Eksempler på slik interesse er kjempeprosjektet NEAT (nye basistunneler gjennom Alpene) og motorveitunneler i Storbritannia. Også for tyske transport-tunneler har dette blitt diskutert lenge, men foreløpig uten konkrete resultater.

Det som holder igjen utviklingen ligger innenfor tre hovedområder:

- 1) Beslutninger angående permanent sikring, må tildels flyttes fra designkontoret til byggeplassen. Dette blir ofte oppfattet som risikabelt og bryter med tradisjonell fordeling av ansvar. Spesielt vanskelig blir dette, hvis ikke prinsippene i OM er lagt til grunn.
- 2) Bekymringer med hensyn til kvalitet og levetid for sprøytebetong og bolter. Dette har bakgrunn i blandede erfaringer med dårlig kontrollert tørrsprøyting og negative tyske erfaringer med våtsprøyting. Ved de nye tyske jernbanetunnelene, ble det brukt vannglass som akselerator, i mengder mer enn tre ganger over norsk nivå, med meget slett kvalitet som resultat. Dessuten er det få som kjenner til egenskapene til moderne våtsprøytet betong og eventuelt stålfiber som armering.

- 1) Liten, eller ingen kjennskap til muligheten for forinjeksjon og drenerasje, for kontroll av vannforhold. Når man derved ender opp med helsveiste membraner, må det nesten nødvendigvis bli sikring i to omganger.

Det er ganske illustrerende for dagens situasjon i Europa, at NEAT-prosjektet lenge har hatt "Einschalige Bauweise" som planlagt prinsipiell løsning. Nå er det likevel mye som tyder på at man til slutt ikke våger å prøve. Ved presentasjon av prosjektet under ITA-konferansen i Stuttgart i Juni 1995, ble det spurt fra en tysk deltaker, hvordan man vil klare 1800 m hydrostatisk vanntrykk (med tysk bakgrunn betyr det, mot vanntett utføring)? Spørsmålet illustrerer godt hvor feilaktig hele prinsippet er, når man ser at det kreves 3.0 m betongtykkelse i en 10 m diameter tunnel (Betongkvalitet 30 MPa), for å ta vanntrykket alene, uten sikkerhetsmargin. Innvendig nettodiameter ville blitt 4 m!

Et annet eksempel Los Angeles by skal bygge omtrent 30 km tunneller for vannforsyning (Inland Feeder Project), der det er restriksjoner på innlekkasje av vann. Man har innsett at for de høye statiske vanntrykk, blir det dyrt og vanskelig å basere seg på vanntett betong som løsning. For denne delen blir det nok forinjeksjon. Samtidig er det med norsk bakgrunn underlig, at man ikke også tar konsekvensen av dette og benytter samme løsning for lavtrykkssdelen. Der ser det ut til å bli betongutføring med kontaktinjeksjon.

#### Kontraktforhold

Tunneldrift basert på prinsippene i OM og tilpasning av sikring til faktiske bergforhold, lar seg vanskelig gjennomføre hvis ikke kontraktsmodellen tillater det. Dette er tildels et stort problem i mange områder (f. eks. USA). Hvis man ikke har regulerbare sikringsmengder og det ikke er mulig å korrigere byggetid mot reelle mengder, må man planlegge på den sikre siden. Derved går nødvendigvis kostnadene opp.

### **KONKLUSJON**

Norsk tunnelteknologi er basert på det som internasjonalt benevnes "the Observational Method". Vi har dratt full fordel av dette prinsippet, i relasjon til tid og kostnad for tunnelanlegg, ved at kontrakter og oppgjørsmåte ikke hindrer fleksibilitet og tilpasning til faktiske bergforhold.

På grunn av dette, har det vært mulig å utvikle praktiske og fornuftige prosedyrer og løsninger angående grunnvann og også å nesten fullstendig integrere all utført sikring i den endelige, permanente sikringen.

I te i verden er det helt andre prinsipper og praktiske løsninger som råder grunnen, med tildels dramatiske utslag på tid og kostnad. Tendensen er imidlertid, at utviklingen går i vår retning. Det vi må passe på, er at vi påvirker andre til å se fornuften i våre prinsipper og at vi ikke i noe fall lar oss drive motsatt vei. Det hele må baseres på at man innser hva vi vet og hva vi ikke vet når tunneler skal drives og at man handler deretter.

Norsk tunnelbransje vil kunne øke sine muligheter vesentlig, for internasjonal påvirkning og andel av markedet, ved en målrettet og systematisk dokumentasjon av våre tunnel-design prinsipper.

## CHALLENGES DURING DRILL AND BLAST OF THE BRISTOL TUNNEL - A BRITISH EXPERIENCE

**A. B. HAWKINS**

H M Geotechnics, Charlotte House, 22 Charlotte Street, Bristol, England

**H. J. ORR-EWING**

Bristol City Council, Brunel House, St George's Road, Bristol, England

### ABSTRACT

The 6.3 km Northern Foul Water Interceptor Tunnel was commenced in 1990. This paper discusses Phase I, which was driven through dominantly very strong to extremely strong, medium to thickly bedded Carboniferous strata and was advanced mainly by drill and blast methods. Most of the route lay beneath the densely populated City of Bristol, at depths varying between 10 and 70 m. The geology is described and the appropriateness of the peak particle velocity limits is discussed. In view of the urban environment, considerable emphasis was placed on the public relations aspects. The project was successfully completed, to acclaim by the people living in the area.

### INTRODUCTION

The City of Bristol was founded in a meander area where two rivers met - the River Avon and its tributary the River Frome. From its mediaeval beginnings (Figure 1), the city spread both along the valleys and up the valley sides; Greater Bristol now having a population of approximately a million. Until the beginning of the nineteenth century the sewage discharged directly into the river which has an astronomical tidal range within the city of 11.5 m while 8 km downstream at Avonmouth, the astronomical tidal range is 14.5 m. Although some sewage would undoubtedly have accumulated on the inter-tidal muds, the fast ebb flows flushed the river system twice daily. With the construction of the floating harbour (Figure 2) in the early 1800s however, this tidal scouring no longer took place and during the Victorian era there was a piecemeal installation of sewage pipes which discharged the effluent downstream of the lock gate system.

At the turn of the twentieth century, various plans were put forward for a major improvement to the city's sewerage system but due to the political and economic climate, it was not until 1955 that a comprehensive scheme was finally drafted and construction began. The first major project was the 8 km Northern Storm Water Tunnel (Figure 2) which was completed by 1966. This intercepted sewage flows from the River Frome before they entered the city and by-passed them into the River Avon downstream of the city centre. A dry-weather flow channel within the tunnel also conveyed foul flows from the Frome Valley to the main trunk sewer in the Avon Gorge. From here the foul water was transferred via the trunk sewer to the sewage treatment works at Avonmouth, constructed in 1963. The Southern Foul Water Interceptor, completed in 1979, collects sewage flows south of the floating harbour system before crossing the River Avon and diverting north-westwards, again connecting into the trunk

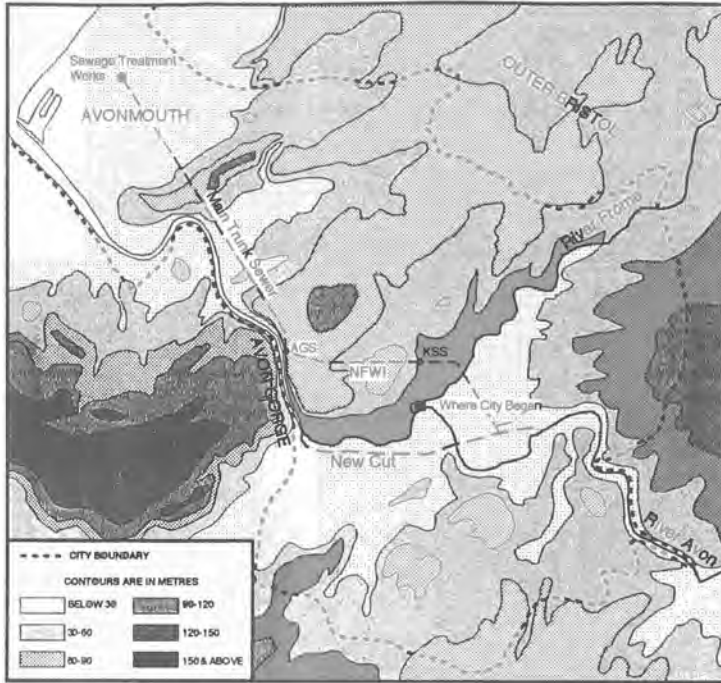


Figure 1: The location and topographic setting of the Northern Foul Water Interceptor Tunnel.

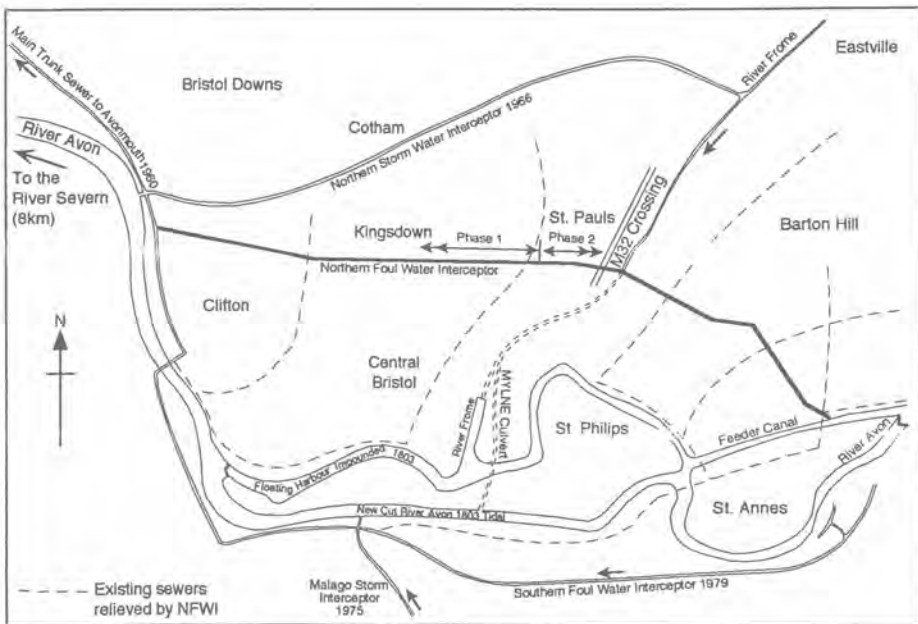


Figure 2: The main storm water/foul water interceptor tunnels beneath Bristol.

main to the sewage treatment works at Avonmouth. The last major sewer, the Northern Foul Water Interceptor, was designed to collect flows from a number of old sewers north of the river, again discharging through the main trunk sewer to Avonmouth.

The Northern Foul Water Interceptor is 6.3 km long and was designed to act partly as a storage system with a diameter of 3.66 m (4.4 m excavated) for the downstream end but only 1.8 m at the eastern end where the tunnel branches (Nuttall and Orr-Ewing, 1995). The construction contract let by Bristol City Council on behalf of Wessex Water was in two parts: a western downstream portion of 3.2 km and an eastern section of 3.1 km. In Phase I (the western end) the cover was between 10 and 70 m and the tunnel passed mainly through very strong to extremely strong rocks. In the eastern section (Phase II) the general cover was only some 7 to 10 m where the rocks were moderately weak to moderately strong. J F Donelon were awarded the Phase I section and chose to advance the tunnel using drill and blast methods while Balfour Beatty used a boomheader to excavate the Phase II contract.

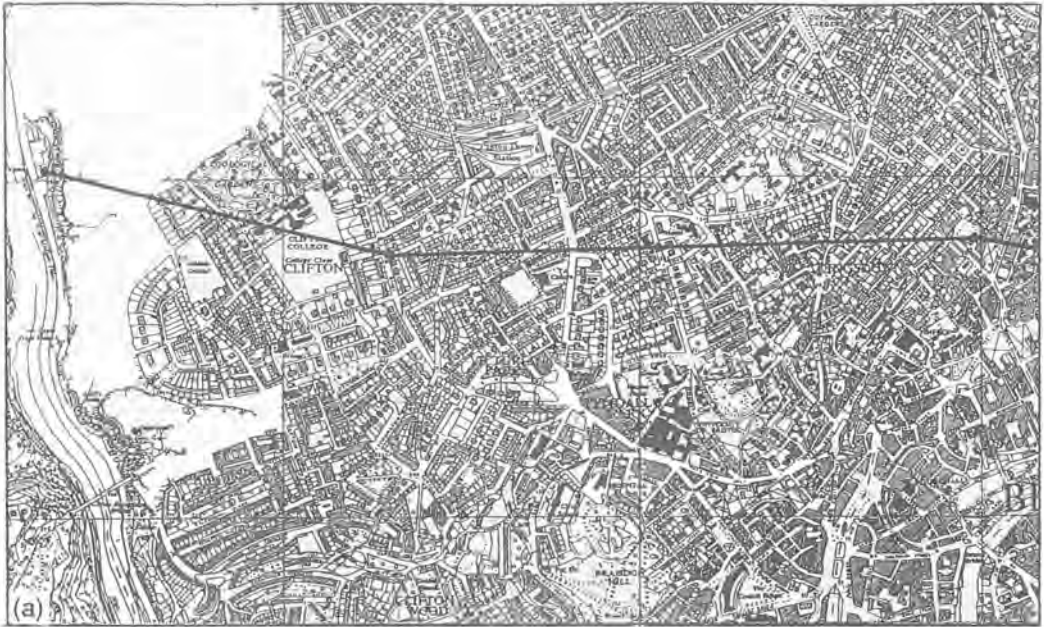
As indicated by Figure 3a, more than 90% of the tunnel was beneath the developed part of the city. Much passed below environmentally sensitive areas; the western drive, for example, extended beneath the historic buildings of Clifton College, the Zoological Gardens and the BBC studios. To the east, the tunnel passed beneath the M32 motorway and crossed the valley of the River Frome. In view of the low relief in this area and the advantages of maintaining a gravity option, the tunnel was designed to pass as close as possible to the bed of the River Frome; indeed the crown of the tunnel produces a slight weir in the river.

#### **SITE INVESTIGATION FOR THE WESTERN CONTRACT (PHASE I)**

As the geology of the Bristol area had been mapped on the 1:10,560 scale in the 1950s, a good indication of the likely geology along the route could be obtained prior to any field investigations (Figure 3b). From the desk study it was clear that the drive would be mainly in Carboniferous strata and it was anticipated that the downstream section would be mainly through the Carboniferous Limestone (Figure 4) with the eastern part through the overlying Middle Carboniferous strata and unconformable Triassic deposits. With a good knowledge of the surface geology, it could be argued that as the tunnel was 60 m below ground level, the upper parts of the boreholes could have been rock-rolled with no cores obtained. However, in view of the 25 to 30° dip, it was considered not only essential but also cost effective to core the whole depth of the boreholes. With a knowledge of the likely apparent dip, the boreholes could be appropriately spaced to ensure any marker beds could be followed along the line of the drive. Indeed, in this restricted urban environment with limited access, it was considered prudent to extend some of the boreholes for a considerable distance below the invert level in order to establish as accurate a geological long section as possible.

It has long been known (Kellaway and Welch, 1955; Hawkins, 1973) that the Carboniferous Limestone contains mudstone horizons and that the upper strata (Hotwells Group) contain limestones, mudstones, sandstones and rare coals/seat earths - in contrast to the Clifton Down Limestone which is 98% limestone (Figure 4). As these mudstones are likely to be the main horizons along which bedding plane shear would have taken place during periods of structural deformation, it was considered an essential part of the investigation to locate them so that an assessment could be made not only of overbreak but also of the likely changes in the  $k_0$  and modulus.





d

thern Foul Water Interceptor  
ment above the tunnel. The  
mposed on this map.

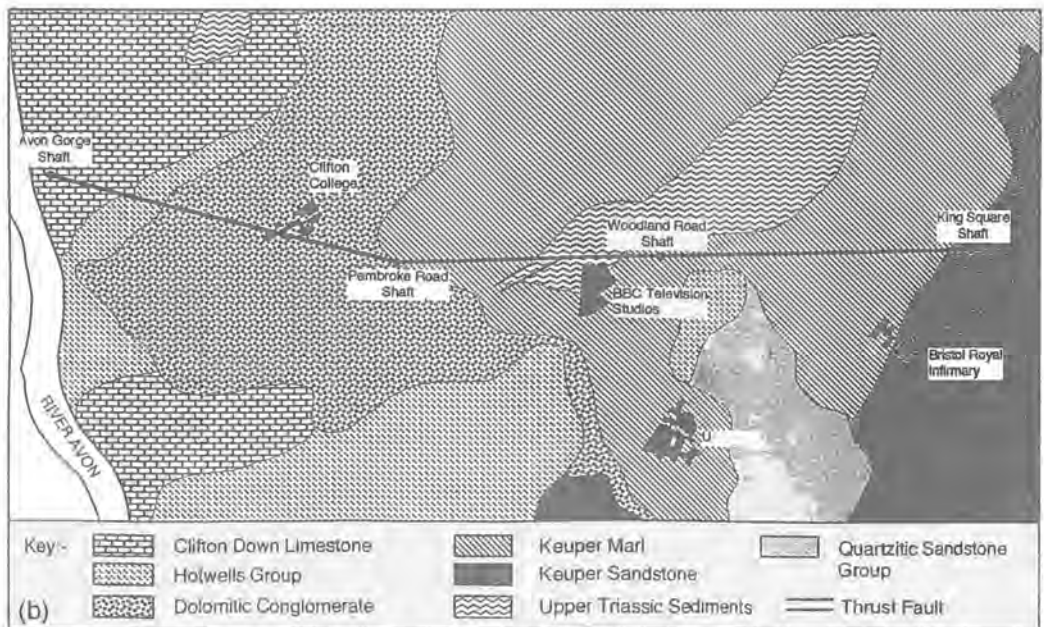


Figure 3b: The surface geology in the vicinity of the tunnel, as recorded on the 1:10,560 geological map of the area.

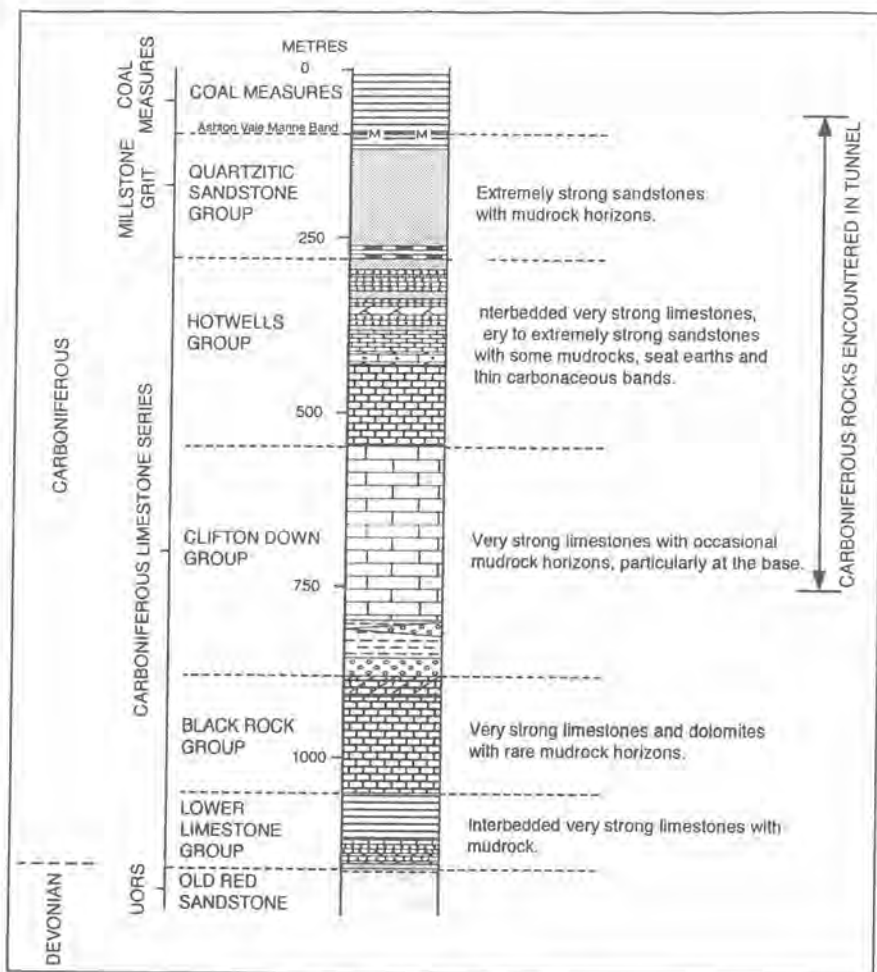


Figure 4: Abbreviated geological column to indicate the lithological changes through the Lower and Middle Carboniferous strata in the Bristol area.

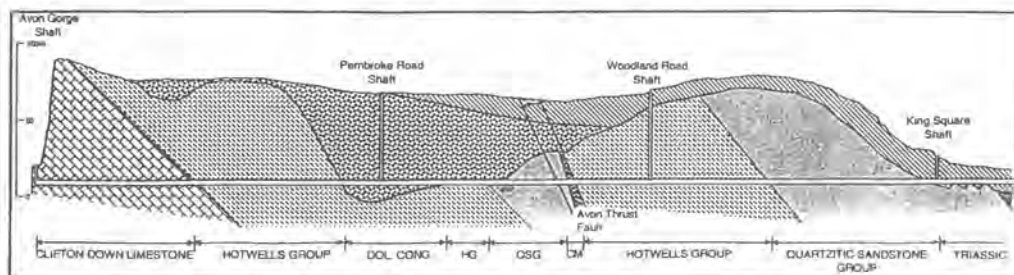


Figure 5: The geology along the tunnel route as determined at the site investigation stage. To the east of the King Square shaft, the Quartzitic Sandstone Group/Triassic boundary has been indicated as encountered

As seen in Figure 5, the western end of the tunnel was mainly in limestones. The unconfined compressive strength testing of these limestones indicated strengths in the order of 100 to 200 MPa, although for the micritic limestones and dolomitised limestones outcropping in the Avon Gorge, strengths in excess of 200 MPa were determined on 38 mm cores by Al Jassar and Hawkins (1979). In the Hotwells Group, where sandstones and mudstones are also present, the limestone members frequently have a silica content of up to 15%. These potentially abrasive rocks were tested in the rock mechanics laboratory at Newcastle University. Their report concluded that "The high UCS and abrasivity values recorded would preclude the use of any drag tool equipped tunnelling machine from excavating rock represented by these samples." As anticipated, where the mudstones were encountered they were proved to be highly sheared and variably weathered hence considerable care was taken with the logging to ensure that the slickensided nature of the material was properly recorded - a fact which was significant in later contractual discussions.

In the Permo-Triassic period, after the Variscan (American) Orogen, natural erosion created a deep east-west valley through the mudstones of the Hotwells Group and Quartzitic Sandstone Group (Figure 3b). The investigation proved that the Triassic infill was deeper than anticipated and that this valley extended beneath the proposed invert level for some 400 m. The tunnel would pass obliquely across this fossil valley, which was infilled with almost horizontal Triassic breccia and sandstones. Poor core recoveries were obtained near the edge of the infilled valley and it was noted that the rocks were more highly weathered, frequently having a greater iron content.

Much of the tunnel drive between the Triassic deposits in the valley infill and the Triassic strata present in the Frome valley would pass through the sequence of extremely strong siliceous sandstones and interbedded mudstones which forms the Quartzitic Sandstone Group. It was difficult to obtain intact cores in the siliceous sandstone due to its brittle, fractured nature, but strengths of up to 400 MPa were recorded on samples tested by Newcastle University. The intercalated mudstones were highly sheared and clearly had low residual shear strengths. With a strata dip of circa 30°, it was considered that the combination of the dip and the oblique angle at which the alternating extremely strong sandstones and weathered/sheared mudstones would be encountered would give rise to insuperable steering problems if a full face tunnel boring machine was used.

The Avon Gorge itself was created as a glacial overflow channel. Its length is due in part to the rocks at the southern end having been tectonically overthrust; as a consequence of which the resistant limestones were extended by approximately a half of their length. The Avon Overthrust consists of two main movement planes which are clearly visible in the rock exposures in the Gorge. It was appreciated that these would be intersected by the tunnel at approximately the middle of Phase I, in the area of a main road and the BBC building. As a consequence additional boreholes were undertaken in this area. These proved that between the two major thrust faults indicated on the available geological maps (Figure 3b), the strata consisted mainly of a highly disturbed mudrock sequence possibly including some Coal Measure material, in contrast to the general limestone lithology visible in the cliff face of the Avon Gorge. Piezometers placed in the boreholes in the vicinity of the thrust fault indicated that along the line the ground water level changed by 25 m vertically over a distance of 100 m horizontally. It is noted that to the north west of the thrust faults, the ground water over some 1.25 km of the tunnel was at almost the same level as that of the mid tide in the River Avon. To the south east of the thrust, however, water movement from

the Kingsdown area was impeded by the effective aquiclude of the mudstones and materials in the fault zone, hence a high phreatic surface is retained in this area.

## THE CONTRACT

The cheapest price submitted by the six contractors who tendered for the work was that by J F Donelon. Their method statement involved drill and blast for the first 2.7 km of the drive and the use of a boomheader for the eastern part through the Triassic material. The main working shafts were at the downstream end in an old quarry area adjacent to the River Avon and at King Square (Figure 5). Here there was a sufficient area for an appropriately sized contractor's compound at a location where the shaft depth was only some 20 m. As a consequence the contractor opted to advance by drill and blast from the Avon Gorge eastwards and having completed his upstream section from King Square using the boomheader, drive downgrade to link the two parts of the 2.7 km section. The overall gradient for the completed tunnel was only 1:2500. Whilst this benefitted the downhill drive slightly in that water was not likely to pond significantly as the face was advanced downgrade, the shallow gradient caused some problems on the main upstream drives where the water did not flow freely and hence intermediate pumps were required to clear the water.

King Square is situated at a topographic break and from the desk study it was considered this was likely to be at the divide between the extremely strong Carboniferous strata and the unconformably overlying moderately strong Triassic strata. In reality the borehole at King Square was located in a slight hollow in the Quartzitic Sandstone Group and after some 25 m the boomheader drive encountered the extremely strong siliceous sandstone at the base of the tunnel. This extremely strong material undulated along the tunnel line for some 50 m and at two points extended for up to a third of the tunnel face. As a consequence the rate of progress in the boomheader drive was reduced and some pop blasting was required to loosen the siliceous sandstone. It is of note that in this lithology, although the tight joints could be seen, there was sufficient interlock in the very brittle rock that the material could not be easily loosened. As a result, some blasting was necessary even where the roof cover was only 11 m and in one instance where the tunnel was only 8 m below a basement. Fortunately, as the road header was able to remove the upper portion of the face, the extremely strong sandstones were unconfined hence the potential vibration effects were reduced.

In the very strong carbonate rocks of the Carboniferous Limestone, the 4.4 m extradose D-shaped tunnel was drilled using a tamrock electro-hydraulic drilling rig fitted with three hydraulic drifters. Each 3 m pull was drilled in a berm-cut pattern using 45 mm diameter shot holes and 4 x 89 mm diameter relief holes. The charge chosen was ECP "Gelamex" as this can be used in wet conditions. Each 3 m pull produced approximately 100 tonnes of rock and up to three blasts a day were undertaken. As seen in Figure 6, overbreak was reduced by using smooth wall blasting techniques. Some initial problems were experienced drilling at the limestone/mudstone interface. These strata dipped at 25 to 30° and were encountered in the tunnel at an oblique angle. As a consequence, drill holes passing through weak mudstone horizons tended to drift off line and become bent. This was overcome by the drillers proceeding very slowly through the interbedded rocks to ensure the drill bit could get a good 'bite' into the stronger strata before full pressure was applied.

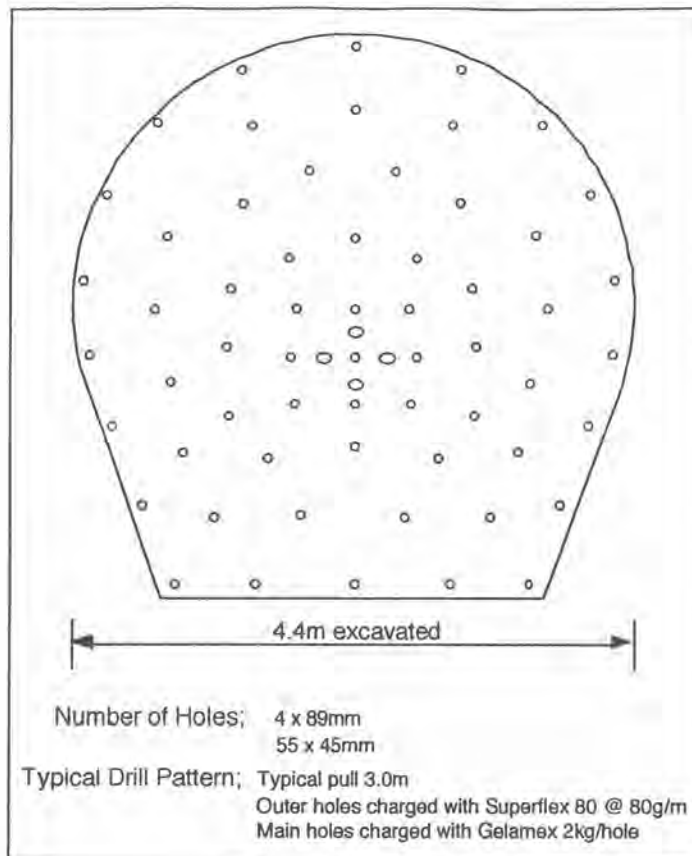


Figure 6: The general blast pattern used during the Phase I tunnel drive through the very strong to extremely strong, medium to thickly bedded limestones and sandstones of Carboniferous age.

Overbreak problems were occasionally experienced due to the sudden changes in the limestone/mudstone geology. In these mixed strata the water movement was generally at the top of the mudstone layers and hence the sheared horizons were particularly weakened by both weathering and higher moisture contents. Not only did the mudstone horizons spall, necessitating immediate shotcreting, but where they were particularly weak, some squeezing occurred and trimming was required. Despite this squeezing, however, because of the over-riding effect of the massive limestones, there was no apparent horizontal closure of the tunnel and hence what could have been a major problem did not occur.

At the time the tunnel was passing through the very disturbed strata in the vicinity of the Avon Thrust Fault, the contractor had recently finished the boomheader drive east of King Square, which allowed him to transfer the machine to assist in the drive through the very sheared materials in preference to full face blasting. Although the contractor anticipated using the boomheader for a length of 120 m, in fact he was only able to use it for 90 m. On the occasions where very strong rock was encountered within the general mudstone sequence, it was removed by "pop" blasting.

## PERMANENT LINING

With an overburden of up to 70 m, water levels varying between 0 and 50 m and major changes in strata types over sometimes quite short lengths of tunnel, it was necessary to consider a large number of loading combinations. The worst conditions were likely to occur in the area of a vertical fault where the deconfinement value would be low and where blocky limestone strata was present; both situations result in uneven loadings on the permanent lining. These conditions were not necessarily coincident with areas of maximum overburden pressure and/or highest hydraulic load where other factors meant the loads would be more evenly applied around the lining. To ensure adequate structural integrity, a 350 mm thick in situ concrete lining was specified.

## TEMPORARY LINING

The choice of temporary support was left to the contractor and was included in his tender price. The variety of combinations of face materials encountered meant that virtually every rock support system was used in some part of the tunnel. When a mudstone was encountered, it was first met in the roof where overbreak sometimes occurred. As the tunnel advanced, the mudstone would progressively descend from the crown to the invert level, such that, depending on the thickness of the mudstone, spalling would occur at the sides and in some cases further base excavation would be required. The miners learned to react rapidly to the constant changes in strata but varying the nature and extent of the support system inevitably hindered progress, even though it may have been cost effective. Mudstones in the vicinity of the fault zone presented the biggest challenge, as being heavily slickensided, their stand-up time was limited. In this section the use of the road header gave a good shape to the tunnel and allowed the face to be advanced at 0.5 m increments before shotcrete was applied over the lattice arches. In contrast, 1500 m of limestone and quartzitic sandstone required no temporary support.

## EFFECTS OF BLASTING

From the earliest stages of the tunnel investigation, the engineers involved had made every effort to inform the local people of the proposed activities. Indeed it was as a result of this public consultation that the blasting window, originally set from 0700 to 1900 hrs, was extended to 2200 hrs to speed the works. In addition to such major establishments as the BBC where noise and vibrations were of particular concern, it was likely that more than six thousand properties could be affected by hearing or feeling the blast. To ensure that blasting was a viable method, a pre-contract blasting trial was undertaken. This indicated that it would be possible to drive the tunnel economically, yet still restrict the peak particle velocity to 10 mm/sec. This conformed to the 8.5 to 12.5 mm/sec recommended in British Standard 6472 which deals with the subjective human response to vibrations and with DIN 4150 which recommends 10 to 20 mm/sec in the vertical plane. As the limits of human perception are about 0.25 mm/sec however, even with the low limit chosen, people were very aware when blasting was taking place.

Throughout the contract, every blast was automatically monitored by a Nomis NCSC 5000 vibrograph. Initially the monitoring was undertaken at a variety of positions to establish the ground characterisation but generally on the ground surface or household basement immediately above the tunnel face. The charge pattern was always agreed

with the Engineer and the charges determined in part on the success of the pull and the ground vibrations of the previous blast. The machine was sufficiently sensitive to identify individual charges within the contractor's blast pattern and hence problem areas could be isolated and the effects reduced by adjusting the drilling pattern, reducing individual instantaneous charge weights or, as a last resort, reducing the length of pull. Eventually a pattern was developed in which every one of the approximately fifty face holes was fired on individual delays. This was made possible with the use of 'Nonel' detonators with overall delays of up to six seconds. An unexpected benefit of this tight control of charge weight was that the contract was completed having used only 75% of the anticipated quantity of explosive.

As the vibration limits specified were related to subjective human response, it was considered that this was an area which could be influenced by the manner in which the project was introduced to the public. At an early stage therefore, contact was made with local politicians, residents groups and individuals to explain the nature and purpose of the scheme and every effort was made to ensure the population were kept fully informed through the media, particularly those living along the route. Shortly after service of the legal notice detailing the exact route, public exhibitions were held during which the nature of the operations and the timing of activities were fully explained. As the tunnel advanced, all properties likely to experience the effect of the blasting were circulated with a letter giving the site telephone numbers and encouraging anyone with any concerns to telephone and discuss these with the site staff. In addition, before any significant tunnel operations took place, site staff generally visited the properties within approximately 150 m of the tunnel advance. The significance of good public relations was impressed upon the Engineer's site staff, who made every effort to reduce the natural apprehension of the property owners. A completely open approach was adopted as far as information about the project was concerned; this was considered a fundamental pre-requisite for establishing the credibility of the project team.

At an early stage in the planning of the contract, it was necessary to decide whether each and all of the six thousand properties in which blasting may be heard or felt should be the subject of a pre- and post-works survey. It was estimated that on average the property survey would cost £800 per house - a possible total of £5 million. Whilst such surveys could be advantageous in settling potential disputes, it was felt that in view of the anticipated minor damage such a course was not justified and it was decided that careful monitoring of the blast should be undertaken with specific monitoring of only selected structures. The site staff identified properties most at risk and noted particularly those structures already exhibiting signs of distress. Such buildings were photographed externally and where significant risk was considered a possibility, the owner was contacted and a monitoring exercise proposed, including the use of glass tell-tales, graticule plates and dial gauges. A policy of monitoring if requested was also adopted, even where the site staff did not feel the property was likely to be at risk. While this involved a certain amount of additional work, it was considered that the benefits of being seen to be prepared to take seriously any concerns expressed by householders outweighed the additional effort. In low risk property, simple glass tell-tales were used. These had the advantage that they could be readily understood by householders who could be left to inspect them and contact site staff in the unlikely event of movement. This relieved the site staff of routine checking and allowed them to concentrate on higher risk properties.

In the higher risk properties dial gauge monitoring of existing movement cracks was carried out by means of studs glued to the surface either side of the crack. This enabled movements as small as 0.01 mm to be detected and thus staff were able to

differentiate between the different patterns of movement caused for instance by thermal expansion/contraction and permanent crack enlargement due to vibration damage. Vibration damage at these low levels almost always consists of exacerbation of pre-existing problems. The tunnel passed under both old and modern properties and it was found that, contrary to popular belief, older property proved less vulnerable, partly due to the plastic nature of the lime mortars used in their construction and partly because many minor adjustment movements had reached stability due to the age of the property. In contrast, modern constructions using generally more brittle materials proved more vulnerable to hairline cracking.

This aspect of demonstrating to the public through an open process that credible monitoring had taken place was most important. In 98% of cases of monitoring, the result being communicated to the property holder was that no movement was occurring. It was considered a failure of communication if householders were not convinced of that conclusion and/or felt that their justifiable fears had not been fairly addressed. The visible indicators were found to be very good in convincing householders that no structural movement was taking place despite the significant vibrations which they had experienced.

In practice, 300 houses were monitored using the above methods. Six properties suffered minor damage due to the tunnelling operations, involving a compensation cost of £5,000 and a further £325 was paid to house owners as a goodwill gesture when they themselves genuinely considered cracks had enlarged as a result of the tunnelling operations. It can be appreciated therefore that the total compensation costs, (excluding the site staff's time) was equivalent to the surveying of only seven properties.

The monitoring demonstrated that whilst vibration damage is probably inevitable in an urban environment, with a carefully designed blast and appropriate working limits, this can be minimised. For this project, the well executed public relations exercise ensured the minor damage which did occur was acceptable to those affected and the tunnel contract was carried out to a significant amount of public acclaim.

#### ACKNOWLEDGEMENTS

Hamish Orr-Ewing, the Resident Engineer for this Phase and Brian Hawkins, the Geotechnical Consultant, gratefully acknowledge permission to publish this paper from Bristol City Council and Wessex Water.

#### REFERENCES

- AL-JASSAR, S H & HAWKINS, A B., 1979. Geotechnical Properties of the Carboniferous Limestone of the Bristol area: the influence of petrography and chemistry. **International Society of Rock Mechanics, Montreux**, 3-13.
- HAWKINS, A B., 1973. The geology and slopes of the Bristol region. **Quarterly Journal of Engineering Geology**, **6**, 185-205.
- KELLAWAY, G A & WELCH, F B A., 1955. The Upper Old Red Sandstone and Lower Carboniferous rocks of Bristol and the Mendips compared with those of Chepstow and the Forest of Dean. **Bulletin of the Geological Survey of Great Britain**, **9**, 1-21.
- NUTTALL, D R & ORR-EWING, H J., 1993. The Northern Foul Water Interceptor at Bristol. **Institution of Water and Environmental Management**. 25-37.



**DRENASJEGALLERI I GUATEMALA  
BAKGRUNN, PLANLEGGING OG GJENNNOMFØRING AV PROSJEKTET**

Ingeniørgeolog Werner Stefanussen, NOTEBY A/S (NORCONSULT)

**0. SAMMENDRAG**

Tilløpstunnelen til kraftverket Chixoy passerer områder med bergartene gips og anhydritt og i området ved El Jute var det i tillegg svært høyt grunnvannstrykk.

For å redusere faren for kollaps i tilløpstunnelen som følge av utvasking av anhydritt rundt tunnelen er det bygget et 270 meter langt drenasjegalleri ca 75 m over tilløpstunnelen. Drenasjegalleriet er drevet i bløte bergarter med karstfenomener og høyt vanntrykk. En vannførende sone ble tidlig punktert og denne viste seg å være vital for hele anlegget da vanntrykket i drenasjegalleriet ble redusert fra 20 bar til maks 2 bar. Kjerneboringer og mellomhullsseismikk verifiserte at det ikke var store hulrom i nærheten av tilløpstunnelen som kunne medføre stabilitetsproblemer for tunnelen. Piezometermålinger viste at grunnvannstrykket ved tilløpstunnelen var redusert fra 28 til 8 bar.

**0.1 SUMMARY**

The access tunnel for the hydropowerplant Chixoy in Guatemala is partially excavated in gypsum and anhydrite, and in the area El Jute there was also a high groundwater pressure. To reduce the possibility of a collapse in the access tunnel, caused by dissolution of anhydrite, a 270 meter long drainage gallery is constructed 75 meters above the access tunnel in the area El Jute. The drainage gallery was excavated in soft rock types included karstification and high groundwater pressure. A water-bearing zone was crossed in the first part of the gallery and this showed to influence a large area around the gallery because the water pressure did not exceed 2 bars measured in the gallery during the rest of the excavation. Coredrillings and seismic investigations verified that there are no caverns in the vicinity of the access tunnel which could influence on the stability of the tunnel. Piezometers showed that the pressure was reduced from 28 to 8 bars at the access tunnel level.

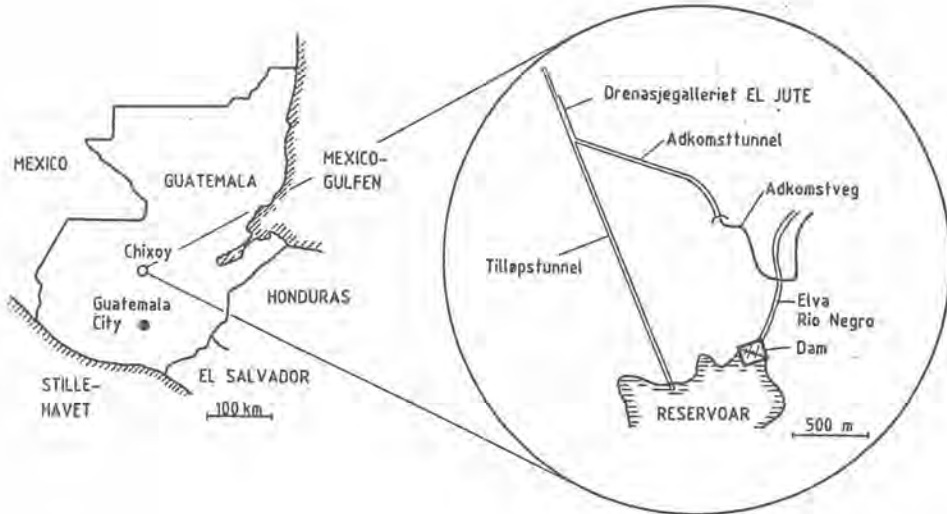
## 1. INNLEDNING

I perioden januar 1992 til mars 1995 ble drenasjegalleriet El Jute bygget. NORCONSULT hadde fått i oppdrag av INDE (det nasjonale energiverket i Guatemala) å være stedlige rådgivere for byggelederstabten til INDE.

Dette foredraget gir en kort historikk, en presentasjon av planene for drenasjegalleriet og en beskrivelse av gjennomføringen.

## 2. HISTORIKK

Kraftanlegget Chixoy, som ligger i den sentrale delen av Guatemala, ca 100 km nord for hovedstaden, er det største kraftanlegget i landet og produserer ca 65 % av landets kraftbehov. Anlegget består av en fyllingsdam, en 26 km lang tilløpstunnel og en kraftstasjon som utnytter et fall på ca 500 meter. Maksimal produksjonskapasitet er 300 MW.



Figur 1: Oversiktskart

Arbeidene ble påbegynt i 1977. Anleggsarbeidene med tilløpstunnelen pågikk ikke uten problemer og dramatikk. Geologien i området er nokså kompleks, og svært varierende, spesielt på grunn av innslag av anhydritt og gips, og det ble registrert mye karstgrotter og kanaler i fjellet. I kombinasjon med sprekkesoner, svakhetssoner, skyveplan og tildels høyt grunnvannstrykk oppstod det tildels betydelige problemer med tunneldrifta. Tunnelen ble drevet med fullprofilboring, og for å gjøre en lang historie kort, så måtte entreprenøren forlate en TBM ca 1,5 km nedstrøms inntaket ved fyllingsdammen i et område som kalles El Jute. Her ble det under drivingen påtruffet en forkastningssone med svært dårlig fjell i kombinasjon med anhydritt og med grunnvannstrykk på 30 bar. Etter voldsomme vannproblemer og store ras på stuff ble tunnelen totalt blokkert i ca 100 meters lengde og man måtte forlate tunnelen med TBM-maskinen. Denne forlatte tunnelbiten på ca 200 meters lengde ble plugget med en ca 10 meter lang betongpropp hvor det ble innstøpt et 8" rør for trykkavlastning. En "by-pass" ble dermed nødvendig for å fullføre tilløpstunnelen. Se tegningen på side 28.5.

I november 1982 ble kraftanlegget satt i drift og i februar 1983 ble det foretatt inspeksjon av tilløpstunnelen. Det ble da funnet mindre skader i den nordlige delen av tunnelen ca 10-12 km nedstrøms inntaket, mens i den sørlige delen (de første 8 km) ble det funnet bare mindre sprekker i betongforingen og denne delen av tunnelen ble vurdert å være i "eksellent" tilstand.

Bergartstypene i området for tilløpstunnelen består stedvis av anhydritt, og de skadene som ble observert i den nordlige delen av tilløpstunnelen var i denne bergartstypen.

Reparasjonsarbeidene av skadene som ble registrert tok ca 2 måneder, og i desember 1983 ble det foretatt ny inspeksjon av tilløpstunnelen etter at kraftverket hadde vært i drift i 2,5 måneder. Pånytt ble det registrert skader i områder med anhydritt i den nordlige delen, mens den sørlige delen ble vurdert å være i god stand. Skadene som ble registrert var denne gang betydelig mere omfattende og reparasjonsarbeidene tok 2 år. På grunn av de spesielle anleggsproblemene man hadde hatt i området ved El Jute, som ligger ca 1,5 km nedstrøms inntaket fra reservoaret (det vil si i den sørlige delen av tilløpstunnelen), hvor blant annet TMB-maskinen var forlatt, ble det for sikkerhets skyld montert stålforing i 100 meters lengde der tunnelen krysser anhydritt. Vann ble så satt på turbinene igjen i november 1985, og tunnelen har siden denne gang ikke vært inspisert.

Dette skyldes at man ikke ønsker å stanse kraftanlegget som har en så vital posisjon for Guatemala pluss at man er redd for skader på tunnelen ved nedtapping og oppfylling.

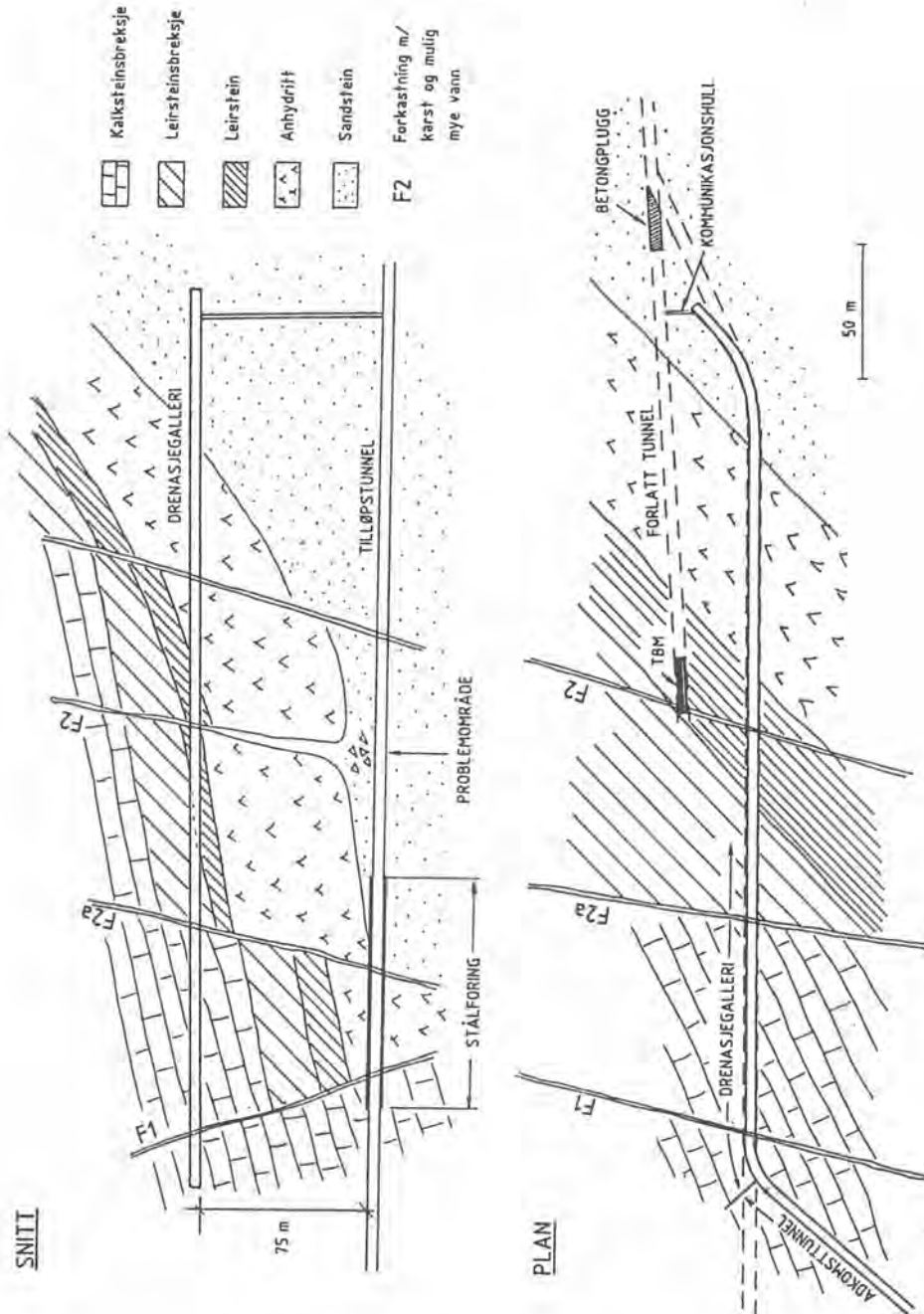
Under reparasjonsarbeidene i 1983-85 ble det selvsagt utført undersøkelser og vurderinger for å forklare skadene som var oppstått i den nordlige delen av tunnelen. Det viste seg da at skadene hadde oppstått i områder med anhydritt og lavt grunnvannstrykk.

Tunnelen var i denne delen betongforet og utenfor betongforingen hadde det oppstått en grunnvannstrøm som følge av tunnelarbeidene samt sprekker og riss i foringen og en trykkgradient mellom trykket inne i tunnelen på ca 8 bar og det naturlige grunnvannstrykket på ca 2 bar. Anhydritten rundt tunnelforingen hadde blitt oppløst og vasket ut og foringen hadde blitt sprengt i stykker av vanntrykket i tunnelen (som i denne delen var større enn grunnvannstrykket utenfor). Tunnelforingen var ikke dimensjonert for å ta slike strekkrefter.

Det var også stor bekymring for at lignende skader kunne oppstå andre steder i forbindelse med anhydritt, spesielt i området El Jute, hvor anhydritt var påtruffet og hvor de store problemene under drivingen hadde inntruffet. Det var imidlertid en vesentlig forskjell fra skadeområdene i den nordlige delen sammenlignet med El Jute, nemlig at grunnvannstrykket ved El Jute var mye høyere enn trykket i tunnelen (30 bar mot 8 bar). Under drivingen av tunnelen var det registrert sulfatinnhold i lekkasjevannet, noe som indikerte at det foregikk utvasking av anhydritt eller gips. Det var også observert tildels store karstgrotter i nærheten av El Jute, noe som også ble tatt alvorlig ved vurderingen av dette området. Det ble som nevnt montert en stålforing i 100 meters lengde der tunnelen var drevet i anhydritt, men hva ville skje i områdene i nærheten dersom den høye trykkgradienten mellom tunneltrykket (maks 8 bar) og grunnvannstrykket (registrert opptil 30 bar) skulle fortsette og fjellet bli vasket ut rundt tunnelforingen som følge av en grunnvannstrøm i området? Dette kunne føre til at store deler av betongforingen ikke ville få den fjellstøtten som den trengte for å fungere som beregnet, og kollaps kunne inntreffe med de store konsekvenser dette ville få for Guatemala.

I tiden etter februar 1985 ble temaet om fremtidige problemer med tilløpstunnelen diskutert. Det var uoverensstemmelser mellom konsulenten LAMI og engasjerte spesialrådgivere i oppfatningen av nødvendigheten av å lage drenasjegalleri for å senke grunnvannstrykket i området El Jute. En tredje part ble derfor brakt på bane og i september 1987 ble det vedtatt å bygge et drenasjegalleri i området El Jute.

Norconsult hadde inntil nå overhodet ikke vært involvert i prosjektet. Betongforingen i tilløpstunnelen i området ved El Jute er kraftig dimensjonert og armert, og det er fra designernes side hevdet at nesten alle tenkelige situasjoner er tatt i betraktning ved dimensjoneringen av foringen. Internt i Norconsult har vi derfor stillet oss spørsmålet om ikke disse forutsetningene ble tillagt vekt i vurderingen av nødvendigheten av å gjøre sikringstiltak i form av å bygge et drenasjegalleri.



Figur 2: Lengdesnitt og plantegning av prosjektert drenasjegalleri

### 3. GEOLOGI OG HYDROGEOLOGI

#### 3.1 Bergarter

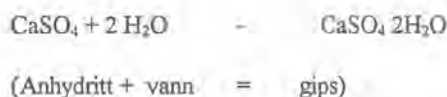
Bergartene i området ved El Jute består av unge karbonatbergarter, og omfatter kalkstein, dolomitt, breksje, sandstein, og de langt mere svake og bløte bergartene leirstein, anhydritt og gips. Formasjonene er sedimentært dannet og lagdelingen er tilnærmet horisontal, men med lokale variasjoner. Flere vertikale markerte forkastninger medfører at bergartene skifter ofte.

Tilløpstunnelen krysser en av hovedforkastningene i Mellom-Amerika, og her er kryssingen av dalføret utført ved et stålrør i dagen lagt på en bro. Det finnes også en god del vertikale forkastninger både parallelt med hovedforkastningen og på tvers av denne.

I tillegg til de svake bergartstypene i området er det også en del karstfenomener, sammen med svakhetssoner.

#### 3.2 Oppløsning av anhydritt med utvikling av svelletrykk.

Anhydritt og gips er to beslektede bergarter idet de kan omvandles reversibelt. Anhydritt er enkelt sagt gips som ikke inneholder vann i krystallstrukturen. En vesentlig forskjell er at anhydritt er lett vannløselig, mens gips er mere stabilt.



Med denne omvandlingsprosessen vil det skje en volumutvidelse på opptil 60% (forutsatt at det er fri svelling og rikelig tilgang på vann) og svelletrykket som utvikles er i laboratorium målt til 8 MPa.

I tilfeller hvor anhydritt finnes i sedimentære lag sammen med skifer (som ofte er tilfelle) vil problemet være størst fordi volumutvidelsen skjer i mange lag. I homogen anhydritt vil det ikke skje noen ekspansjon dersom det ikke er tilgang på vann.

Når det gjelder svelletrykk et er det imidlertid registrert i praksis at maksimalt trykk vanligvis ikke blir større enn 1,5 MPa, i spesielle tilfeller opp til 2,5 MPa. Men dette er jo heller ikke krefter som kan neglisjeres ved prosjektering av anlegg i slike bergarter.

Ved oppløsning av anhydritt og gips vil det dannes sulfat-holdig vann. Dette kan brukes som indikator på at det foregår en oppløsning av disse bergartene.

En annen sak er at prosessen ikke flater ut slik vi opplever det i forbindelse med svelleleire. Det vil si at det ikke er noen løsning å tillate svelling bak betongutstøpningen for at trykket skal reduseres. I det hele tatt er denne problemstillingen ikke helt enkel, og det må tas spesielle hensyn dersom slike bergarter kan påtreffes.

### 3.3 Hydrogeologi

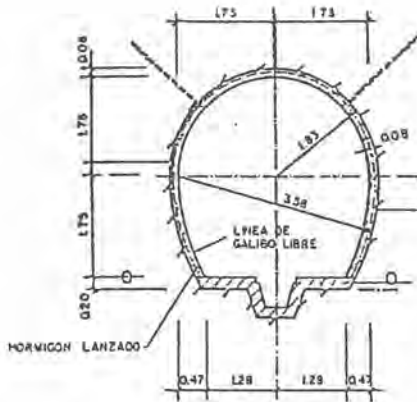
Topografien er svært variert og grovkupert. Grunnvannstanden følger i hovedsak terrengoverflata, og med høydeforskjeller på 200 til 400 meter over korte strekninger og god kommunikasjon i fjellet som følge av porøse bergarter er grunnvannstrykket enkelte steder svært høyt.

Under drivingen av tilløpstunnelen ble det spesielt i ett parti ved El Jute påtruffet en sone med høyt grunnvannstrykk (30 bar). Dette i kombinasjon med svært stor permeabilitet i svak bergart, førte til utvasking av fjellet og ras i tunnelen.

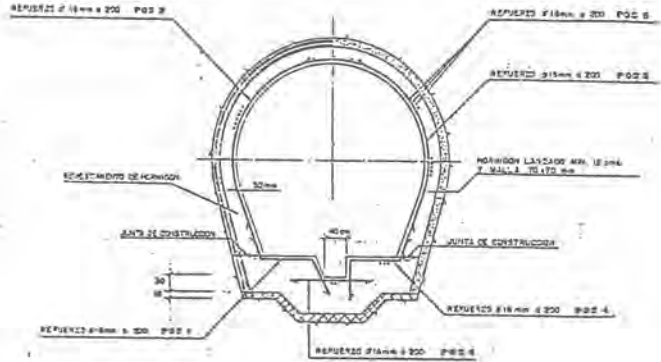
## 4. OPPRINNELIG DESIGN

Drenasjegalleriet ble prosjektert til å skulle ha en lengde på 385 meter, plassert 75 meter over tilløpstunnelen og parallelt med denne. Adkomsten til drenasjegalleriet var planlagt gjennom en 1480 meter lang tunnel. Adkomsttunnelen skulle ha tverrsnitt på 12 m<sup>2</sup> og drenasjegalleriet tverrsnitt på ca 14 m<sup>2</sup>. Fyllingsdammen for magasinet har høyeste regulerte vannstand på 800 m.o.h, og påhugget for adkomsttunnelen var plassert ca 1200 meter nedstrøms inntaket fra dammen på kote 792. Drenasjegalleriet skulle ende rett over området hvor TBM- maskinen ble forlatt under drivingen av tilløpstunnelen. Med en svak stigning tilpasset skinnedrift, skulle drenasjegalleriet starte på kote 805 og ende på kote 808,45. Med disse kotehøydene ville drenasjegalleriet bli liggende over høyeste magasin vannstand. Dette for at ikke vannet i magasinet skulle dreneres gjennom drenasjegalleriet (dersom det var kommunikasjon gjennom fjellet mellom magasinet og galleriet). Adkomsttunnelen var forventet drevet hovedsakelig i kalkstein som ville gi lite sikringsomfang og relativt stor inndrift. Drenasjegalleriet var forventet drevet i delvis bløte bergarter som kalksteinsbreksje, leirstein og anhydritt for å ende i en hard sandstein. På grunn av faren for karstfenomener i bergartene og det forventede høye grunnvannstrykket var det planlagt å sprengre nisjer for hver 35 meter, hvorfra sonderboring foran stuff kunne utføres uten å forstyrre driften. Fra nisjene var det også planlagt å skulle bore dreneringshull i vifteform for å drenere fjellet.

Som sikringsmidler var det kalkulert med alle varianter fra kun spredte bolter til full utstøping forsterket med stålbuer som skulle motstå stort bergtrykk. Som følge av fjelloverdekningen og de relativt svake bergartene var det forventet å kunne bli deformasjoner i tunnelen. Nedenfor er vist to av profiltypene med tilhørende sikring som var prosjektert. Forventet bergartfordelinger er vist på tegningen side 28.5.



Profil II: Sikret med bolter, nett og sprøytebetong. Såle av uarmert betong



Profil IV: Sikret med stålbuer og betongutstøpning som er svinarmert. Såle av armert betong.

Figur 3: Typiske profiler

Selve prosjektet var av allsidig tverrfaglig art, blant annet måtte man forvente hydrogeologiske utfordringer. Vi hadde derfor i tillegg til vår faste 2-manns bemanning fra Norconsult muligheten til å få hjelp av en hydrogeolog i Norge når vi hadde behov og klarte å overbevise byggherren om at det var nødvendig med ytterligere bistand.

I enden av drenasjegalleriet var det planlagt et vertikalt kommunikasjons hull ned til tunnelen hvor TBM-maskinen var forlatt, for derved å ta vannprøver og verifisere sulfatinnholdet, samt kontrollere vanntrykket.

Hovedformålet med prosjektet var å drenere ut vann, redusere grunnvannstrykket ned til gallerinivå og dermed redusere trykkgradienten mellom tilløpstunnelen og grunnvannet utenfor. På denne måten ville en eventuell grunnvannsstrøm rundt tilløpstunnelen bli redusert og sjansene for utvasking av anhydritt ville bli redusert. Dette ville i siste omgang redusere mulighetene for kollaps i tilløpstunnelen.



Prosjekteringen var utført basert på antakelser samt opplysninger innhentet fra drivingen av tilløpstunnelen. Det knyttet seg usikkerhet til om prosjektet lot seg realisere som planlagt, og om formålet med prosjektet kunne innfris.

Fra Norconsults side var vi forberedt på at det måtte foretas tilpasninger underveis basert på opplysninger og erfaringer under drivingen av galleriet.

## 5. BYGGING AV DRENASJEGALLERIET

Byggingen av anlegget startet i januar 1992 med italienske midler og en italiensk entreprenør, Cogefar-Impresit, som hadde dannet et lokalt firma, Coasim, til å forestå byggingen av anlegget.

Norconsult hadde fått i oppgave å være stedlige rådgivere for byggherrens byggelederstab. Norconsult startet sine arbeider da selve tunneldriften startet opp, i juli 1992. Bemanningen var en person i de første tolv månedene, deretter to personer de neste 19 månedene og en person de siste to månedene.

Det skulle snart vise seg at de geologiske forholdene var nokså ulike de som var forutsatt. Etter 600 meter av den 1400 meter lange tilløpstunnelen gikk man over fra en god og stabil kalkstein og inn i den betydelig svakere og dårligere kalksteinsbreksje. Dette medførte økte sikringsmengder, hovedsakelig sprøytebetong og bolter, men også bruk av stålbuer. Videre framover i tilløpstunnelen påtraff man svært bløt siltstein sammen med leirstein, samt at det på slutten av tilløpstunnelen ble påtruffet vann under høyt trykk (20 bar). Alle disse uventede problemene førte til redusert inn drift og forlenget byggetid på 6 måneder.

For Norconsults stab ble oppgaven å gjøre sikringsvurderinger underveis, ofte i diskusjon med byggherre og entreprenør, samt foreslå endringer av driftsopplegg og undersøkelser samt besørge dokumentasjon av forholdene. Byggherren ble imidlertid etterhvert innstilt på å søke å finne en minimumsløsning på sikringsomfanget og heller ta de tilleggene i permanent sikring som måtte bli nødvendige.

### 5.1 Sonderboring foran stuff.

Sonderboring foran stuff var beregnet i anbudsbeskrivelsen i et mønster og opplegg som etter Norconsults mening var svært omfattende. Det viste seg også at det under drivingen ble registrert andre geologiske forhold enn antatt. Norconsult holdt derfor en mere spenstig linje ved gjennomføringen av sonderboringene, det vil si at vi tilpasset opplegget etter forholdene og kunne dermed redusere omfanget. Dette sparte byggherren for betydelige summer.

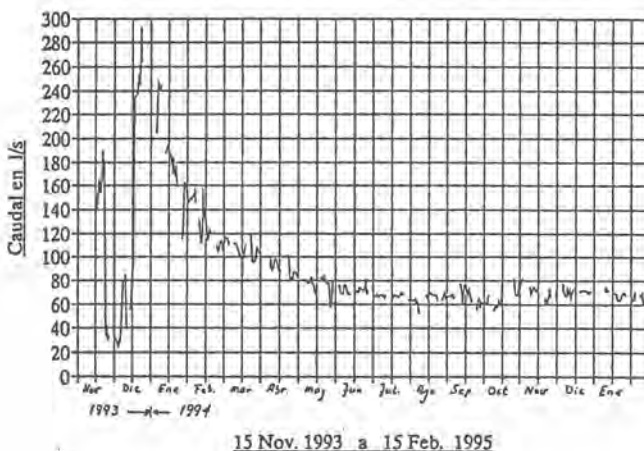
## 5.2 Vannlekkasje

På slutten av adkomsttunnelen ble det ved sonderboring foran stuff påtruffet store vannmengder med 20 bars trykk. Dette resulterte i stor aktivitet i byggelederstaben, Norconsult inklusive. Drivingen av tunnelen ble midlertidig stoppet og det ble utført flere kjerneboringer for å kartlegge fjellet og den vannførende sonen. Etter at dette var utført ble så tunnelen drevet fram til ca 15 meter fra den vannførende sonen. I løpet av desember måned 1994 ble det boret 19 drenasjehull fra stoffen og mot den vannførende sonen. Sonen viste seg å være ca 15 meter bred, og massene bestod av slam, sand og stein. Flere av hullene ble plagget av stein og fikk dermed redusert vannføring. Det ble forsøkt å bore opp igjen, men selv med bruk av preventer medførte dette en ganske stor risiko for arbeiderne. Den 21. desember var vannføringen fra de 19 hullene oppe i ca 300 l/sek (hvorav to 4" hull gav ca 100 liter hver). Trykket var da redusert til ca 13 bar, og man forventet at i løpet av juleferien fram til 3. januar skulle trykket være redusert til under 4 bar som var satt som kriterium for å fortsette drivingen.

Den 3. januar var trykket nede i 3 bar og drivingen fortsatte, til tross for noe skepsis fra entreprenørens side.

Det viste seg i ettertid at denne vannførende sonen som var ca 15 meter bred og krysset tunnelen med ca 45 grader (F2a, se side 28.13) var en svært god drenasjevog for vannet. I løpet av den videre drifta ble det ikke registrert vanntrykk over 2 bar. I starten var man svært skeptisk til om denne ene sonen skulle kunne ha drenert hele fjellet, og det ble derfor selvsagt boret sonderhull foran stoff for ca hver 35 meter, men det ble påtruffet svært lite vann og med svært lavt trykk.

De forholdsvis små vannlekkasjene som ble påtruffet ved den videre drifta ble tatt hånd om uten store vanskeligheter. Figuren nedenfor viser utviklingen av drenasjevannet som rant ut av tunnelen i perioden november 1993 til februar 1995. Som en vil se stabiliserte drenasjevannet seg på ca 70 liter /sekund.



Figur 4: Vannmengde i l/sek drenert ut fra galleriet.

### 5.3 Injisering

I forbindelse med passeringen av den store vannførende sonen ble det utført injeksjonsarbeider. Fra spesialrådgiver Lombardi (fra Sveits) ble det foreslått å benytte GIN-metoden (Grouting Intensity Number). Metoden baserer seg på å benytte injeksjonsmasse med blandingsforhold v:c = 0,6, og benytte både trykk og volum som stoppkriterier. Beregningen av trykk- og volum- kriteriene gjøres på bakgrunn av intensiteten man ønsker å benytte under injeksjonen. Det vil si tetthetskravene man stiller. Metoden er forholdsvis ny og er i hovedsak benyttet til damfotinjisering hvor det stilles krav til tetthet av et fjellmassiv. Norconsult var skeptisk til å anvende metoden ved dette prosjektet fordi vi mente stoppkriteriene var for moderate og at det var fare for å injisere mere enn nødvendig. Men byggherren aksepterte metoden og denne ble prøvd. Etter et par runder gikk vi imidlertid bort fra den fordi vi med stoppkriteriene kunne risikere å injisere et svært stort volum i fjellmassivet, noe vi ikke var interessert i, både fordi dette ville ta lang tid og bli kostnadskrevende, samt at vi i realiteten bygget et drenasjegalleri hvor poenget var å få ut vannet. Vi forandret derfor på opplegget ved å tilpasse det til de forholdene vi hadde og med bruk av de erfaringene vi hadde fått underveis.

Anlegget var prosjektert som et drenasjegalleri, det vi si at man måtte forvente at det ble mye vann i tunnelen og at det kunne bli nødvendig med drift i en stuff som lekket som en sil. Dette medførte mye diskusjon med entreprenøren som var utrolig snar frampå med å foreslå injisering så snart det forekom vannlekkasje på stuffen.

Norconsult var derimot svært lite villig til å injisere. Vi må derfor innrømme at vi ofte istedet for å bli stående på stedet hvil med en heftig diskusjon valgte å utføre en svært enkel injeksjon. Dette innebar et svært begrenset antall injeksjonshull, med kortest mulig lengde, injisering med lavt trykk og begrenset til en svært liten mengde injeksjonsmasse pr hull. Denne situasjonen oppsto noen ganger og entreprenøren forsto vår hensikt, nemlig at de skulle få sin vilje mot at de ikke kom med innsigelser når det gjaldt utlasting av salva eller spesiell tidsforlengelse for vannproblemer på stuff. Alt i alt tror jeg byggherren tjente på vår fleksible innstilling.

### 5.4 Såleproblem

Det skulle legges betongdekke i sålen. Utførelsen og dimensjoneringen av sålen var avhengig av bergartsforholdene og sikringsprofilen som ble benyttet. I hele adkomsttunnelens lengde ble det i første omgang lagt et tynt uarmert betongdekke som var støpt i to seksjoner uten forsterkning i skjøten. Norconsult mente imidlertid at det var områder i tunnelen som burde forsterkes både med hensyn til sikring av heng og vegger, men også såledimensjoneringen.

Det skulle da også vise seg at det oppsto problemer med sålen idet det skjedde en hevning av sålen med derpå følgende problemer for grøfta som ledet ut drenasjevannet, lokomotivene og ikke minst ville dette skape problemer for godkjenningen av anlegget. I de partiene som var skadet var sålen hevet opptil 15 cm (tunnelbredden var ca 2,5 meter). Her måtte den støpte betongsålen fjernes og det måtte legges en forsterket utgave. Vi var selvsagt interessert i å finne ut hva årsaken til hevingen

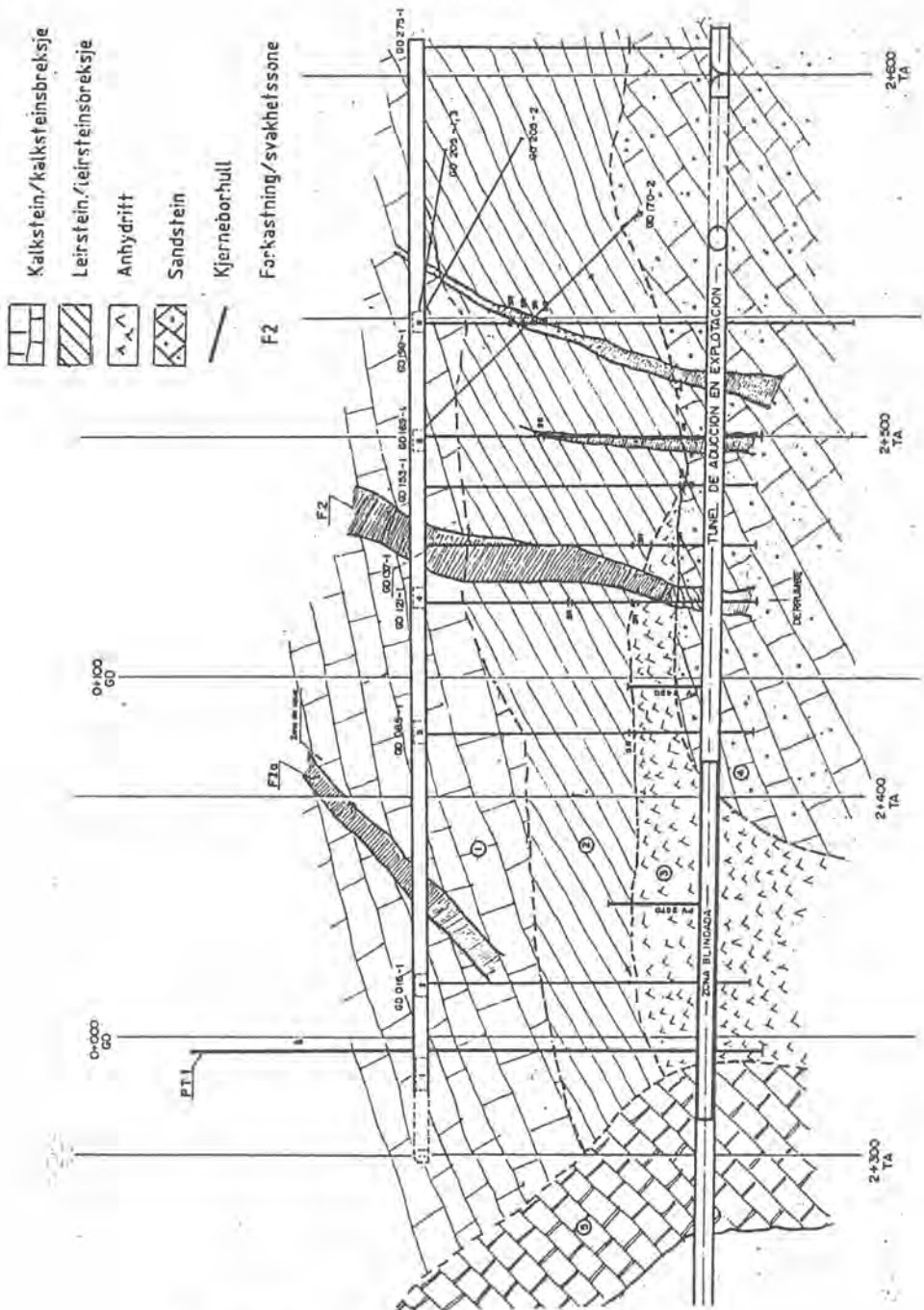
var og det ble tatt prøver av den svært plastiske og svake bergarten (leirskifer med leirlag). Laboratorieforsøk viste at det var lite til moderat svelling i prøvene. Konklusjonen vår ble at problemene måtte tilskrives en blanding av svelling og squeezing.

Konklusjonen ble forsterket med opplysningene fra konvergensmålingene som viste tildels betydelige deformasjoner (det ble foretatt konvergensmålinger kun i vegger og tak).

I drenasjegalleriet ble det bygget en forsterket såle med en gang i de områdene hvor vi anbefalte det ut fra de geologiske forhold.

### 5.5 Kortere drenasjegalleri.

Også i drenasjegalleriet ble det påtruffet geologiske forhold med stort avvik i forhold til forventet. Galleriet var prosjektert å skulle drives gjennom kalksteinsbreksje, leirsteinsbreksje, anhydritt og tilslutt inn i en kompetent og solid lys sandstein, se tegningen side 28.5. I tillegg var det forventet store vannproblemer langs store deler av galleriet. Realitetene ble en helt annen. Bergartsformasjonene hadde et mye slakere fall enn forventet og leirsteinsbreksjen ble derfor påtruffet mye senere enn forventet, mens anhydritt og sandstein ikke ble påtruffet i det hele tatt, se tegning side 28.13. Dette var selvsagt en stor fordel for drivingen. De forventede vannproblemene i kalksteinsbreksjen skulle vise seg å ikke bli realitet da den første vannførende sonen drenerte et stort område. Hovedhensikten med å avslutte galleriet i sandsteinen var å unngå å bore kommunikasjonshullet i anhydritten (noe som eventuelt kunne medført utvasking av anhydritt). Med den geologiske lagdelingen som vi i realiteten påtraff ville det ikke være mulig å avslutte galleriet i sandsteinen innenfor den planlagte tunnallengden. Etter vår anbefaling ble derfor galleriet avkortet med 105 meter, noe som også gav en betydelig kostnadsreduksjon for byggherren. Kommunikasjonshullet (GD275-1) ble boret i leirstein og sandstein uten problemer.



Figur 5: Geologisk profil av drenasjegalleriet.

**SKRÅNINGSSTABILITET - ER FORSKJELLEN STOR MELLOM  
SICHUAN OG NORGE?**

Rock slope stability - is there a big difference  
between Sichuan and Norway?

Professor Bjørn Nilsen  
Institutt for geologi og bergteknikk, Norges tekniske  
høgskole

**SAMMENDRAG**

Forskjeller og likheter mellom Sichuan og Norge med hensyn til skråningsstabilitet diskuteres på bakgrunn av erfaringer fra Ertan-anlegget i Sichuan-provinsen i Kina. Hovedvekten legges på ingeniørgeologiske forhold og stabilitetsanalyse. Noen kommentarer knyttes dessuten til sikringsprosedyrer og -filosofi.

**SUMMARY**

Based on experience from the Ertan-project (Sichuan province, P.R. China), differences and similarities between Sichuan and Norway related to rock slope stability are discussed. Main emphasis is put on engineering geological conditions and stability analysis. Also, some comments are given on rock support procedures and -philosophy.

**1. BAKGRUNN**

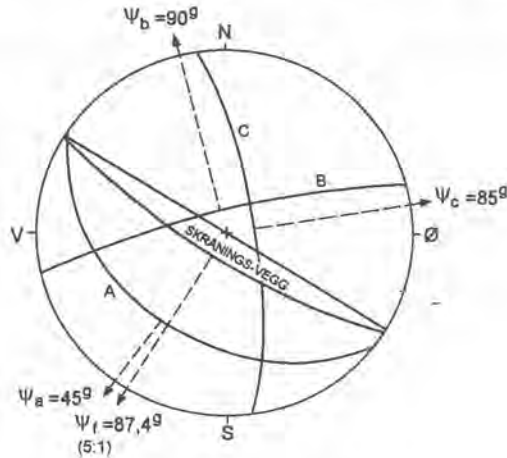
Bakgrunnen for dette innlegget, og den kanskje noe kryptiske tittelen, er befaringer som undertegnede har foretatt til Ertan-anlegget i Sichuan-provinsen i Kina de siste 2 - 3 år. Selv om Sichuan er en stor provins, og Ertan kun ett fjell-anlegg (riktignok meget stort), vurderes erfaringene derfra å gi et brukbart grunnlag for diskusjon av likheter og ulikheter med hensyn til skråningsstabilitets-forhold og den måten problemer takles på.

Et naturlig utgangspunkt for diskusjon kan være den typiske, 3-delte prosedyren som vanligvis følges ved stabilitets-analyse av fjellskjæringer her til lands (se også fig. 1):

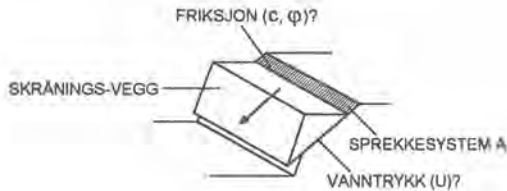
**1) Definisjon av problemet.**

Innebærer ingeniørgeologisk kartlegging med hovedvekt på sprekkekartlegging og i noen tilfeller analyse ved hjelp av stereografisk projeksjon.

- 2) **Parameter-bestemmelse.**  
Friksjonsforholdene og sprekkevannstrykket er vanligvis de vanskeligst kvantifiserbare av de parametrene som her er aktuelle.
- 3) **Stabilitetsberegning/-vurdering.**  
Utføres ofte som enkel likevektsanalyse (sammenligning mellom stabiliserende og drivende krefter).



Lambert flate-tro projeksjon, nedre halvkule  
 $\psi$  = fallvinkler for sprekkesystemer og skjæring  
 Potensiell utrasningstype: plan utglidning



$$F = \frac{\text{STAB. KREFTER}}{\text{DRIVENDE KREFTER}}$$

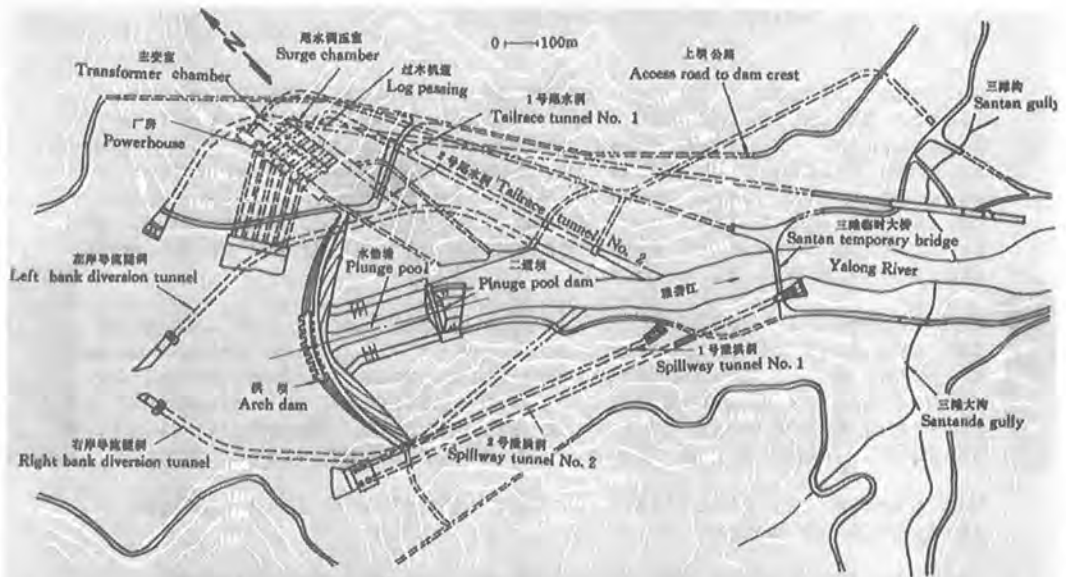
**Fig. 1. Typisk prosedyre for skråningsstabilitets-analyse.**

Trinn 1 (definisjon av problemet) er sjelden særlig vanskelig ved geologiske forhold som i Norge. Selve stabilitetsberegningen er vanligvis heller ikke noe stort problem. Det som i de fleste tilfeller forårsaker størst usikkerhet i stabilitetsanalysen er utvilsomt kvantifisering av de omtalte inngangsparametrene.

## 2. GEOLOGI, TOPOGRAFI OG PROBLEMSTILLINGER VED ERTAN.

Ertan er et av de største vannkraftprosjekter som for tiden er under utbygging i verden. Norske rådgivere (AGN - Advisory Group of Norway) har deltatt i prosjektet fra starten. Skråningsstabiliteten er noe av det som til nå har skapt størst problemer for utbyggingen.

Ertan-anlegget har imponerende dimensjoner. Kraftstasjonen ligger i fjell og får en installert kapasitet på 3300 MW (6 x 550). Årlig kraftproduksjon er beregnet til 17 TWh (den samlede årsproduksjon for Sira-Kvina (7 kraftverk) er til sammenligning 6 TWh). Betongdammen ved Ertan får høyde 240 m og blir verdens 3. høyeste. For mer informasjon om Ertan-anlegget generelt, og spesielt om undergrunnsdelen, henvises til innlegg av Steinar Nilsen ved Fjellsprenningskonferansen 1993<sup>1)</sup>.



二滩水电站枢纽平面布置图  
GENERAL LAYOUT OF ERTAN HYDROELECTRIC PROJECT

Fig. 2. Ertan-prosjektet - planlagt ferdig i 2001.





Fig. 3. Oversikt mot "Left Bank" med inntakstunnelen og høye skjæringer i forbindelse med adkomstveier, betongstasjon etc.

Anlegget ligger i bunnen av en dyp elvedal. Yalong-elva ligger på ca. kote 1000, og fjellene ovenfor når opp i over 2000 m.o.h. Midlere dalsidevinkel er opptil 40 - 45°. Berggrunnen består i hovedsak av permisk basalt og granodioritt av antatt triassisk alder. Bergartene kan generelt karakteriseres som solid "hard-rock" innenfor dagfjellssonen, men er kraftig forvitret fra overflaten og til dybde varierende fra 2 - 3 m til 20 - 25 m.

Med topografi, geologi og anleggs-dimensjoner som her sier det seg selv at skråningsstabiliteten vil kunne representere et problem. I forbindelse med forskjæringer for tunneler, etablering av damfundament og vegbygging er det utsprengt og planlagt mange høye og steile skjæringer. Høyden er i flere tilfeller større enn 100 m. Et eksempel er vist i fig. 4.

Med hensyn til stabilitet er det naturlig å dele anleggsområdet i to deler:

- "Område 1": Dekker det sentrale og sørøstlige anleggsområdet, og består i hovedsak av middels til lite oppsprukket granodioritt med forvitring begrenset til sprekker og slepper, og ned til bare noen få meter.
- "Område 2": Dekker det nordvestligste anleggsområdet, bl.a. deler av skjæringene for inntaket, og består av dypforvitret berg.

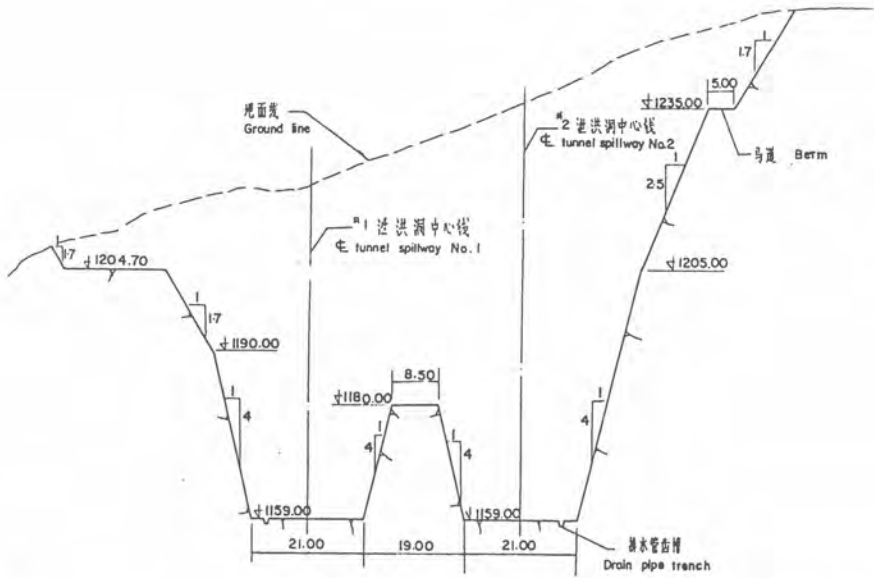


Fig. 4. Snitt på tvers av inntaket for flomløpstunnelene.



Fig. 5. Eksempel på stabilitetsproblem pga. markert underkuttende dalsidesprekk.

Stabiliteten i område 1 styres i hovedsak av et markert system av gjennomsettende, tilnærmet overflateparallele sprekker (eksfoliasjonssprekker). Hvor eksfoliasjonssprekker med steilere fallvinkel enn ca.  $45^\circ$  underkattes, og innspenning til sidene mangler, inntreffer uvilkårlig utrasning ("plan utglidning"). Slike utglidninger har det skjedd flere av. Eksfoliasjonssprekkene er i hovedsak begrenset til de ytterste få meter av dalsiden, og omfanget av utglidningene har derfor i de fleste tilfeller vært relativt begrenset. Et eksempel på typisk stabilitetsproblem i området er vist i fig. 5.

Dypforvitringen i område 2 kan i ekstreme tilfeller gå ned til 20 - 25 m. Det typiske forvitringsprofil er som vist i fig. 6, med en gradvis overgang fra ren forvittringsjord i overflaten, via en blanding av jord og store blokker, til berg med forvitring langs sprekkene, og endelig uforvitret berg.

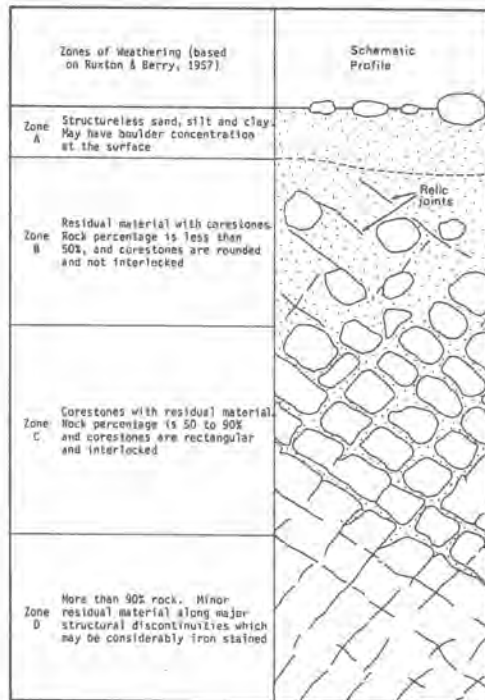


Fig. 6. Typisk forvitringsprofil for eruptivbergarter (fra McPeat Smith et al.<sup>2</sup>).

Fig. 7 viser et eksempel på ekstrem dypforvitring nær inn-taket ved Ertan. "Bergmassen" består her av en meget spesi-ell blanding av rødlig forvittringsjord og store, runde blokker av uforvitret granodioritt. Den spesielle "løskall"-strukturen indikerer at massene i den opprinnelige dalsiden har vært stabile i lang tid. Når massene underkuttet, vil situasjonen ofte bli en helt annen.



Fig. 7. Eksempel på dypforvitring.

### 3. STABILITET OG SIKRING VED ERTAN.

I område 1 er den kritiske helningsvinkelen for eksfoliasjonsprekker fastlagt i hovedsak på grunnlag av tilbakeberegning av inntrufne utglidninger. Det er generelt liten uenighet om at stabiliteten i området er usikker, og at sikring bør utføres når helningsvinkelen overskrider 40 - 45°. Problemet til nå har imidlertid vært at beslutningene vedrørende sikring ikke tas i tide, slik at en i mange tilfeller har skjæringer med høyde kanskje 60 - 70 m og mer når det endelig bestemmes at bolter, fjellankre m.v. skal installeres. Det har derfor ofte vært nødvendig å bygge omfattende stillaser som vist i fig. 5 for å kunne komme tilbake og utføre påkrevd sikring. Dette gjør sikringsarbeidet unødig farefullt og kostbart.

Stabiliteten i området med dypforvitring (område 2) har til tross for den underkutting som er foretatt vært jevnt over god. Lav permeabilitet og betydelig kohesjon pga. høyt

leirinnhold er antakelig hovedforklaringene på dette. På sikt vil det imidlertid være fare for betydelige stabilitetsproblemer i dette materialet pga. erosjon og utvasking i foten av skjæringene. Erosjonssikring, stedvis i kombinasjon med jord- og fjellankre, er derfor nødvendig.

Noen av skjæringene i område 2, f.eks. skjæringene for inntaket, vil bli liggende i bølgevaskningssonen og/eller i områder med pulserende vanntrykk. I slike områder er det svært viktig at erosjonssikringen er drenert.

#### 4. LIKHETER OG VIKTIGSTE FORSKJELLER.

Av kapittel 2 og 3 skulle fremgå at de ingeniørgeologiske forholdene i område 1 skiller seg lite fra det en ofte kan påtreffe her til lands. Forvitringen langs sprekker og slepper når riktignok noe dypre enn det vi er vant til. forskjellig fra norsk praksis er også at det må tas hensyn til en viss seismisk aktivitet (riktignok relativt lav: 0,1 g). I hovedsak er det likevel lite som skiller stabilitetsanalysen for område 1 fra det vanlige norske opplegg som er skissert i kap. 1.

For område 2 er situasjonen en helt annen. Dypforvitret berg som ved Ertan forekommer ikke i Norge. Materialet er en mellomting mellom berg- og løsmasse, og dette gjør alle trinn i stabilitetsanalysen komplisert. I motsetning til i solid norsk berg er det vanskeligste faktisk å definere klart hvilken potensiell utrasningstype en står overfor. Erfaringer fra nærliggende naturlige skråninger og skjæringer i samme type materiale (empiriske metoder) er generelt et viktig supplement til stabilitetsberegninger for denne typen materiale.

Å treffe beslutninger og iverksette nødvendige tiltak vedrørende sikring i tide har vært et problem ved Ertan. Dette har nok delvis sammenheng med kinesernes begrensede erfaring med styring av internasjonale entreprenører (entreprenør for dagarbeidene ved Ertan er et arbeidsfelleskap bestående av italienske, franske og kinesiske selskaper). Problemstillingen med for sen utførelse av påkrevd sikring i høye skjæringer er ikke helt ukjent her i landet heller, men årsakene til problemet ligger nok i andre forhold, som f.eks. mangelfull ingeniørgeologisk oppfølging.

For øvrig er en vesentlig forskjell mellom Ertan og norske prosjekter at omfanget av ingeniørgeologiske forundersøkelser er langt større ved førstnevnte. Intensjonene med undersøkelsene har imidlertid ikke alltid vært like klare, og i noen tilfeller kan det nok hevdes at en har gått vel langt i undersøkelsesomfang. I Norge er nok situasjonen fortsatt at det i mange tilfeller undersøkes for lite.

## REFERANSER.

- 1) Nilsen, S. (1993): "Ertan-anlegget i Kina, norsk rådgivning ved vannkraftanlegg". Fjellsprenningsteknikk/Bergmekanikk/Geoteknikk 1993, s. 5.1 - 5.18.
- 2) McFeath-Smith, I, Workman, D.R., Burnett, A.D. & Chan, P.Y. (1989): "Geology of Hong Kong". Bull Assoc. Eng. Geol., Vol. 26, No. 1, p. 17 - 107.

**Brytning og bruk av naturstein. Behov for geologiske og bergmekaniske data.****Production and use of ornamental stones and the need for geological and rock mechanical data.****SAMMENDRAG**

Brytning og bruk av naturstein har vist en kraftig utvikling de senere årene, både nasjonalt og internasjonalt. Hver år introduseres mellom 50 og 100 nye steinkvaliteter på det internasjonale markedet, og veksten i det årlige forbruket er 6,5 % på verdensbasis.

Den økte aktiviteten og interessen er knyttet til mange forhold. Teknologisk utvikling innenfor brytning og bearbeiding har gjort det mulig å nyttiggjøre bergarter som tidligere var vanskelig å utnytte i storindustriell skala. Utvikling av nye produkttyper har gjort naturstein anvendelig til flere detaljformål enn tidligere, samtidig som interessen for tradisjonell bruk av naturstein som konstruktivt byggemateriale igjen har fått innpass blant arkitekter. Videre er prisen på naturstein blitt mer konkurransedyktig i forhold til andre materialer, og også ut fra totaløkonomiske og miljømessige betraktninger anses naturstein som et interessant materiale.

Det er altså mange positive tendenser, men konkurransen på verdensmarkedet er hard. Den skjerperte situasjonen vil øke kravene til produktivitet, ressursutnyttelse og kvalitet. I denne sammenheng er det et sterkt behov for geologisk og bergteknisk fagekspertise i alle faser av en natursteinsvirksomhet; fra brytning, via bearbeiding til bruk. Innlegget søker å gi eksempler på nytteverdien og betydningen av geologisk relaterte data.

**SUMMARY**

There has been a remarkable increase both in production and use of ornamental stones in the last seventy years. Each year 50 to 100 varieties of natural stones are introduced into the international market, and the growth in the world wide consumption is about 6.5 % annually.

There are several reasons for this positive trend. New quarrying and processing methods have made it possible to exploit rocks that were difficult to utilize earlier. Development of new products has made natural stone useful for more diversified applications than earlier. Simultaneously architects show new interests for the load-bearing capacities of natural stone. Furthermore ornamental stone has become more competitive in price compared with other building materials. Also, based on economical and environmental factors stone is regarded as an interesting material.

Nevertheless, the international competition is hard, demanding for a closer focus on quality, productivity and utilization of the resources. In this context, there is a urgent need for geological know-how in all the stages of a natural stone activity; from exploration via production to use.

## 1. Innledning.

Naturstein har innarbeidet seg som en fellesbetegnelse på bergarter brukt blant annet til bygningsformål, utendørs anlegg og monumenter. Prefikset *natur* kan kanskje synes overflødig siden stein er et naturmateriale, men det er nyttig for å skille bergarter fra materialer som betong, plast, teglstein og keramikk. Fra slike materialer fremstilles "marmor"-bord og "granitt"-flis, produkttermer som gir inntrykk av eksklusivitet og holdbarhet, men som utover navnet har lite med naturstein å gjøre. For naturstein er det egenverdien i form av utseende og iboende materialeegenskaper som verdsettes og utnyttes, og produktene domineres av plater og blokker fremstilt uten omfattende prosessering. Ny teknologi har imidlertid gjort det mulig å produsere steinplater med tykkelse under 5 mm som brukes i kombinasjon med andre materialer. Lette "tapet"-produkter har fått innpass i markedet. Spørsmålet holdes åpent om slike produkter også er berettiget til å betegnes *naturlig*.

Innlegget tar for seg brytning og bruk av naturstein med vektlegging på behovet for og betydningen av geologiske og bergmekaniske data.

Natursteinsbrytning representerer en spesiell utfordring i forhold til andre brytnings- og sprengningsaktiviteter, spesielt fordi hovedformålet med utvinningen er å oppnå så store steinblokker som mulig, uten riss og svakheter etter selve uttaksmetoden. Dette nødvendiggjør at brytningsteknikker, -utstyr og sprengstoff etc. er skreddersydd for hver enkelt bergarts- og forekomsttype. Dette krever igjen inngående kunnskaper om geologiske og materialtekniske forhold.

I forhold til andre bygningsmaterialer representerer naturstein svært heterogen materialgruppe. Det er ingen andre bygningsmaterialer som fremviser så store variasjoner i oppbygning, struktur og utseende. Hvert år introduseres mellom 50 til 100 nye varianter på det internasjonale markedet. Med de store valgmuligheter som dette gir, blir begrepet "riktig stein på riktig plass" av betydning. Riktig stein på riktig plass er en forutsetning for at naturstein fortsatt skal kunne beholde sitt gode renommé som bygningsmateriale. Dette krever kjennskap til såvel brukspåkjenninger som til natursteiners respons overfor disse. Av betydning er også brukernes forventninger til det ferdige produktet. Behovet for kunnskap om de enkelte natursteinsprodukters kvalitet og bestandighet i brukssammenheng er derfor stort. Videre har den sterke, internasjonale konkurransen i dagens natursteinsmarked ført til et sterkt behov for bedre dokumentasjon av materialeegenskapene til naturstein basert på standardiserte prøvemetoder.

Totalt sett våger en den påstand at det er ingen andre mineralske råstoffer hvor geologi (i vid forstand) spiller en så stor rolle som ved en natursteinsvirksomhet. Etter min mening er det nettopp dette som gjør naturstein så interessant å arbeide med.

## 2. Produksjon og bruk av naturstein. Status og utviklingstendenser.

### 2.1 Internasjonal situasjon

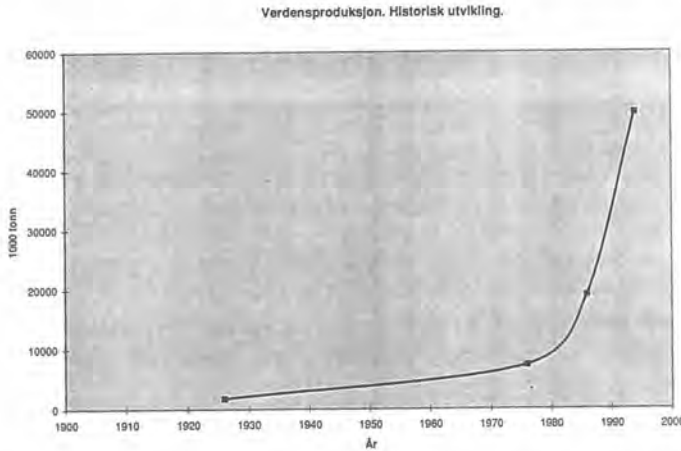
#### Uttak av råblokk

Natursteinsbrytning baserer seg i all vesentlig grad på dagbruddsdrift, selv om det er en viss uttaksvirksomhet under jord blant annet i Italia, Tyskland og Frankrike. Natursteinsaktiviteten starter med uttak av råemner, eller "kubber" i størrelsesorden 1000 til 2000 m<sup>3</sup>. Disse deles

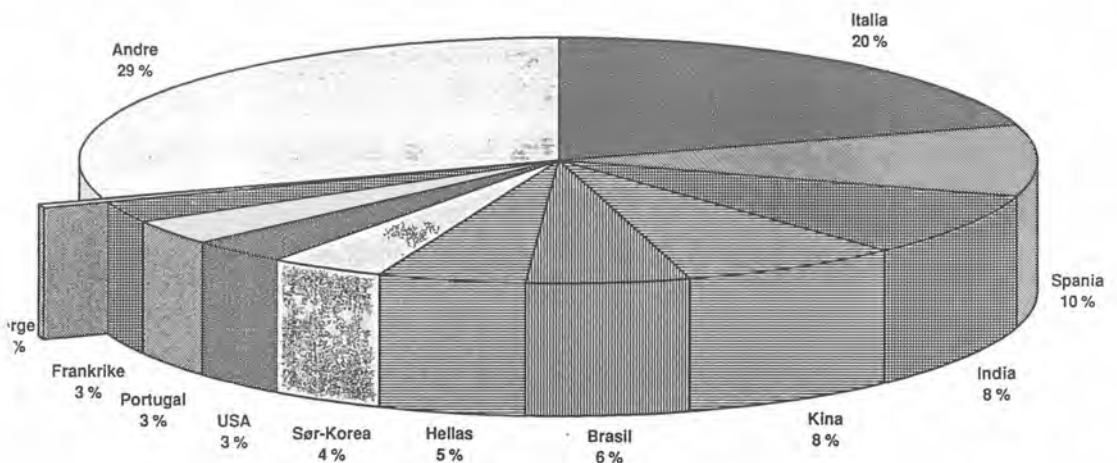


videre ved boring/sprengning, kiling eller saging til råblokker som kan variere i størrelse fra 1-3 m<sup>3</sup> til opp mot 20 m<sup>3</sup>.

Den internasjonale råblokkproduksjonen har hatt en nærmest eksponensiell utvikling de siste 70 årene, se figur 1. I 1994 lå produksjonen på omkring 37 mill. tonn, eller omkring 14 mill. m<sup>3</sup>. Italia er det viktigste produsentlandet, med en årsproduksjon på omkring 7 mill. tonn. Landet står med andre ord alene for 20 % av råblokkproduksjonen i verden, se figur 2.



Figur 1 Verdensproduksjonen av råblokk de siste 70 år. (Kilde: S.E.A. Report on the World Stone Industry).



Figur 2 Viktige produsentland i 1994. (Kilde: S.E.A. Report on the World Stone Industry).

I 1990 sto Europa for 70 % av verdensproduksjonen, i 1994 var denne andelen redusert til 55 %. Reduksjonen de siste 5 årene skyldes et markant inngrep i verdenshandelen fra flere land i Øst-Asia, spesielt Kina, India og Sør-Korea. Naturstein er i sannhet blitt en internasjonal handelsvare.

I kommersiell sammenheng inndeles naturstein gjerne i tre hovedgrupper; "marmor", "granitt" og "skifer". Gruppene inkluderer mange bergarter som i geologisk forstand ikke tilhører noen av dem. Med denne terminologien er "marmor" fortsatt den steintypen det produseres mest av i verden, slik det også var for 70 år siden, se figur 3. Man ser også at "granitt" har økt sin markedsandel betraktelig. Dette skyldes for en stor del utvikling av brytnings- og bearbeidingsmetoder som muliggjør kostnadseffektiv produksjon i harde bergarter.

#### Bearbeiding, forbruk og bruksområder

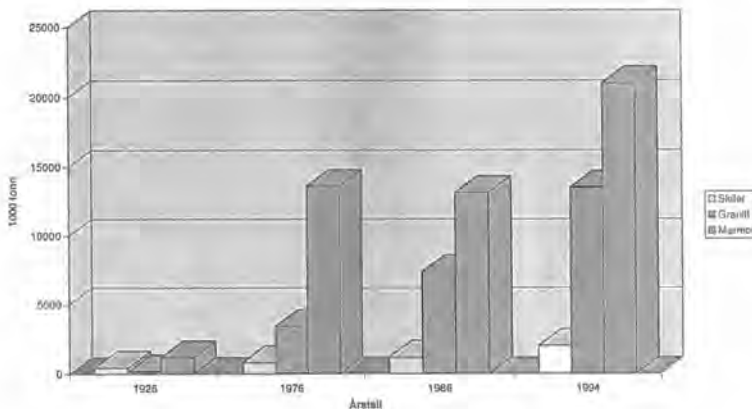
Italia er det viktigste bearbeidingslandet internasjonalt, med en årsproduksjon på i underkant av 4 mill. tonn ferdigprodukter, basert på innenlandsk og importert naturstein. Italia har også det største forbruket av naturstein. Deretter følger Japan, Spania, USA og Tyskland.

Verdensforbruket av natursteinsprodukter ligger på 400 mill. m<sup>2</sup>/år (Carlsen 1995), hvorav bearbeidet blokkstein dominerer over den andre hovedgruppen av naturstein; skifer (se senere). Fordelt på de to viktigste hovedgruppene av anvendelser, går 70 % til bygningsformål og resterende til utemiljø. Figur 4 viser hvilke produkttyper og anvendelser som dominerer i internasjonal sammenheng.

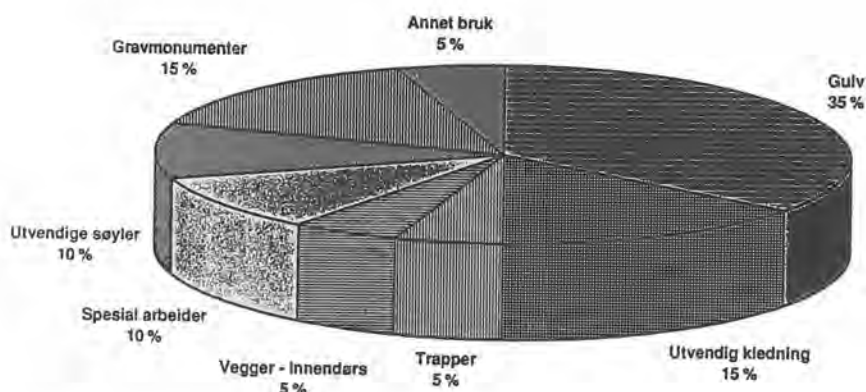
#### Skrotmasser fra brytning og foredling

Skrotmasser generert fra blokkuttak og videreforedling representerer en global utfordring. Tabell 1 gir en oversikt over hvilke skrotmengder som genereres ved "granitt"-produksjon i europeiske land. Et brudd med en skrotandel på 65 % anses å ha god utvinning, til tross for at altså godt over halvparten av de massene man tar ut, ikke kan nyttiggjøres til natursteinsformål.

Ses Europa under ett, ligger skrotandelen på 72 %. Brukes denne andelen som estimat på hele verdens natursteinsproduksjon, genereres i henhold til Ullu (1995) hvert år en skrotmasse på 40-50 mill. tonn fra bruddvirksomheten, økende til 50 - 60 millioner tonn dersom skrotmassene fra bearbeidningen inkluderes.



Figur 3. Produksjon fordelt på steintype. (Kilde: S.E.A. Report on the World Stone Industry).



Figur 4 Anvendelser og produkttyper av naturstein internasjonalt, prosentvis fordeling. (Kilde: Carlsen 1995).

Tabell 1 Skrotmengder i Europeiske land (%). (Kilde: Ullu 1995).

Land	Skrot%
Italia	67
Spania	65
Frankrike	70
Norge	90
Portugal	65
England	80
Tyskland	50
Finland	90

## 2.2 Nasjonal situasjon

### Brytning av blokkstein og skifer

Innen norsk steinindustri skilles mellom to hovedtyper av naturstein; blokkstein (massivstein) og skifer. I dag er det i overkant av 50-60 blokksteins- og skiferbrudd som er gjenstand for regelmessig utvinning i Norge, se figur 5. Antall bedrifter utgjør ca. 220 med totalt 800 direkte sysselsatte.

*Blokksteins*produsentene er den økonomisk viktigste gruppen av natursteinsbedrifter, og den mest lønnsomme. Dette skyldes ikke minst brytning av larvikitt, som i dag er en av verdens mest attraktive natursteinstyper. Produksjonen foregår i Larviksområdet fordelt på 14 firma, og ca. 20 brudd gir en totalproduksjon på omkring 52 000 m<sup>3</sup> blokk pr. år (Carlsen 1995).



Figur 5 Natursteinsbrudd i Norge. (Kilde: SND-rapport nr. 4-1995).

Foruten larvikitt er det to bergarter som er unike for Norge, og som dermed har egne nisjer i det internasjonale markedet. Den ene er marmor fra Fauske, Nordland, og den andre er trondhemitt, med uttak i Trøndelag og Hedmark. Resten av norsk blokksteinsproduksjon er fordelt på en rekke brudd og bergartstyper, blant annet kan nevnes granitt i Buskerud og Østfold og gneis i Finnmark og Hedmark.

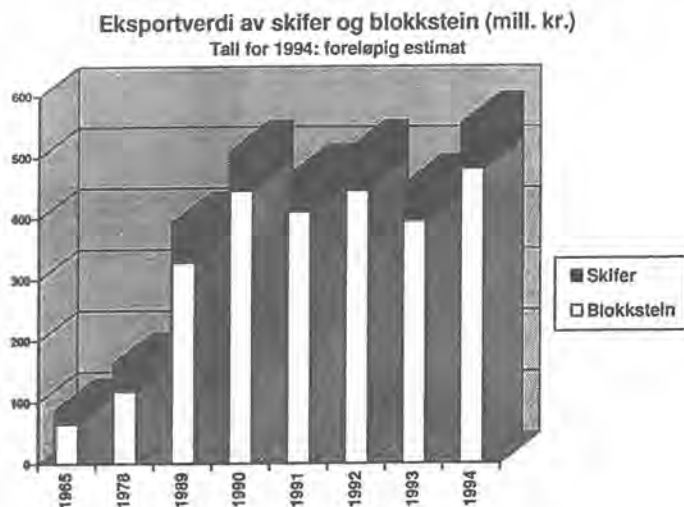
Totalproduksjonen av blokkstein lå i 1994 på over 200 000 tonn, hvorav 80 % gikk til eksport, og da i all hovedsak eksport av råblokk. Eksportandelen av ferdigprodukter lå i 1994 på under 0,4 % i følge tallmateriale fra S.I.L (Stenindustriens Landsammenslutning). Eksporten av blokkstein økte med 20 % fra 1993 til 1994.

Tyngdepunktene i norsk skiferproduksjon er Alta og Oppdal (kvartsittskifer) og Otta (fyllittskifer). I tillegg kommer flere småprodusenter rundt om i landet. Totalproduksjonen av skifer lå i 1994 på i størrelsesorden 35 000 til 45 000 tonn, hvorav eksportandelen fra de største skiferprodusentene varierte fra 70 - 80 %. Foredlingsgraden i norske skiferbrudd ligger omtrent på 100 %. Eksporten av skifer økte med ca. 17 % fra 1993 til 1994.

Hovedmarkedene for norsk blokkstein er Italia, Spania, Frankrike, Nederland og Tyskland. For skifer er i tillegg det Skandinaviske marked viktig. I tråd med utviklingen internasjonalt, har det fjerne Østen også etter hvert blitt mer og mer interessant for norske steinbedrifter.

Av den totale mengden skifer som produseres i Norge hvert år, utgjør takstein 10-15 %, skifer til gulv 30-40 %, til trapper 2-15 % og 44-50 % går til utlegg. Norsk blokkstein brukes innenfor de samme områder som nevnt i avsnitt 2.1.

Steinindustrien er ingen ny næring i Norge. Det som er nytt er den kraftige utviklingen bransjen har hatt både nasjonalt og internasjonalt de siste 10-15 årene, noe figur 6 gir et klart uttrykk for. I dag eksporterer vi (i verdi) mer naturstein enn noe annet mineralprodukt.



Figur 6 Eksportverdi av skifer og blokkstein de siste 30 årene. (Kilde: SIL/SSB).

### Bearbeiding og innenlands bruk

Med bearbeiding av skifer og monument-produksjon som hederlige unntak, foregår svært liten bearbeiding av naturstein i Norge. I løpet av de siste årene er det forsøkt etablert 5 flisfabrikker. Få av dem har lyktes i å etablere en fast og sikker produksjon.

Selv om vi har rike tradisjoner med brytning av naturstein, har vi ikke tilsvarende rike tradisjoner med bruk av stein. Verdien av forbruket av f.eks. bearbeidet blokkstein i Norge anslås å utgjøre ca. kr. 300 mill., tilsvarende omkring 75 kr/innbygger hvert år (Carlsen 1995). Til sammenlikning forbrukes det i Italia tilsvarende stein for ca. kr. 13.500 mill. pr. år, dvs. 300 kr/innbygger.

Norge har hatt et begrenset hjemmemarked som har gjort eksportrettede virksomheter nødvendig. På den andre siden må vi kunne forvente at vi har gode vekstmuligheter for bruk av norsk stein også her hjemme i årene fremover, blant annet med tanke på større, offentlige byggeprosjekter som f.eks. Gardemoen.

### Skrotmasser

Skrotprosenten ved norske steinbrudd er som tidligere oppgitt høy, men varierer noe fra steintype til steintype. Flere granittforekomster gir skrotmengder under 50 %, mens enkelte larvikittbrudd opererer med andeler opp mot eller over 95 %. I norske skiferbrudd ligger skrotandelen rundt 60-70 %. Årsaker til variasjonene i skrotmengder er belyst nærmere i det følgende.

## **3. Geologiske og bergmekaniske data og deres betydning ved brytning, bearbeiding og bruk**

### **3.1 Spørsmålet om kvalitet og egnethet**

Et første, generelt kvalitetskrav for en bergart tenkt brukt som naturstein, er at den må være brytbar, bearbeidbar, brukbar og interessant, dvs. at det må eksistere et marked for steinen som gjør en industriell virksomhet attraktiv. Kvalitet kan på denne måten diskuteres ut fra tre synsvinkler:

- **Egnethet for brytning**, dvs. i hvor stor grad man kan ta ut blokker med ønsket størrelse.
- **Egnethet for bearbeiding**, dvs. hvor lett bergarten kan bearbeides ved ulike teknikker og hvilke konsekvenser bearbeiding har for brukskvalitet.
- **Egnethet for bruk**, dvs. hvor godt bergart/produkt tilfredsstiller de ønsker og krav som stilles og hvor godt de står i mot de påkjenninger som vil virke.

### **3.2 Brytbarhet og evaluering av forekomst**

Den essensielle egenskapen til bergarter på brytningsstadiet er egnetheten for uttak av større blokk, siden det er blokkene som danner utgangspunkt for videre bearbeiding og produktfremstilling. Det finnes neppe to natursteinsforekomster som er like, og brytningspraksisen i norske brudd kan være relativt forskjellig, selv innen én og samme bergartstype. Om en bergart er lett- eller tungdrevet avhenger av hvordan bergarten ble dannet og hvilke geologiske prosesser som senere har påvirket den. Blokkuttak betinger en optimal kombinasjon av geologiske faktorer, brytningsutstyr og brytningsteknikk.

Styrende geologiske faktorer vil være:

- Type forekomst (utstrekning, form og størrelse)
- Tektonikk (oppsprekningsgrad, foldninger, forkastninger)
- Bergartstype (mineralsammensetning og tekstur, variasjoner, naturlige kløvegenskaper)
- Relasjon til andre bergarter (randsonens forløp og beskaffenhet, tilstedeværelse av andre bergarter innen forekomsten).

Grovt sett kan en skille mellom 4 hovedtyper av forekomster:

- *Lagdelt forekomster*; sedimentære og metamorfe bergarter opprinnelig avsatt i horisontale lag, men som gjennom folding, overskyvninger etc. har fått en ny, ofte kompleks geometrisk form. Norske eksempler er kvartsittskifer, fyllittskifer og marmor.
- *Gangforekomster*; forekomster av gangbergarter der gangens orientering kan være vertikal eller skråstilt. Det har ikke vært noen regulær produksjon på gangforekomster i Norge.
- *Homogene forekomster*; kjennetegnet ved relativt ensartet materiale i hele driftsområdet uten noen ingen klar lagning eller sonering. Flere norske granitt-, trondhjemit-, gabbro- og gneisforekomster tilhører denne typen.
- *Sonerte forekomster*; magmatiske og metamorfe bergarter som har en klar sonering, oftest mineralogiske. Ett kjent eksempel er larvikitt (se under).

De ulike forekomstypene fordrer ulike driftsopplegg. Sonerte og gangformige forekomster er ofte vanskelige og dermed kostbare å bryte. Det samme gjelder lagdelte forekomster med kompleks geometri. Homogene forekomster i dypbergarter eller massive gneiser bør til sammenlikning være de letteste å bryte.

*Tektonikk* vil i høy grad påvirke brytning og bergartens egnethet for blokkuttak. Spesielt er folding og oppsprekningsgrad av betydning. En viss oppsprekningsgrad kan hjelpe til ved brytningen. Oftest vil det imidlertid være slik at jo høyere sprekketettheten er i en forekomst, jo vanskeligere vil det være å oppnå god blokkstørrelse, og jo større blir vrakprosenten. Oppsprekningen kan både skyldes kontraksjonssprekker, tektoniske sprekker og avlastningssprekker, foruten fragmentering ved overflateforvitring og ved selve uttaket.

*Type bergart* vil også bestemme valg av brytningsmetode og egnetheten for blokkuttak. Sedimentære bergarter er generelt sett lette å ta ut, i metamorfe bergarter har ofte retningsbestemt trykk og folding vært involvert i dannelsen, noe som kan gi høy oppsprekningsgrad. Som regel er derfor mange metamorfe bergarter vanskeligere å bryte enn f.eks granitoider. Spesielt finkornige gangbergarter kan være smale, noe som kan medføre tett oppsprekning og små blokker. Uomvandlete granitoider er ofte lett å bryte, syenitter og monzonitter kan opptre i mer uensartete forekomster og dermed mer problematisk å utnytte enn granitoider. De uomvandlete granitoidene i Oslofeltet har gjennomgått lite deformasjon og metamorfose, og er derfor lettere å bryte enn mange av de eldre, norske granittene.

Svært mange bergartstyper og varianter har godt utviklede kløvegenskaper som kan utnyttes, både ved blokkuttak og videre bearbeiding. Generelt sett regnes finkornete granitoider å ha bedre utviklede kløvegenskaper enn grovkornete eller porfyriske varianter. I sedimentære bergarter er hovedkløven nesten alltid parallell med primær lagdeling, spesielt hos sandstein. Mer kompakte

kalksteiner har ofte dårligere utviklede kløvretninger, det samme kan sies om mange metamorfe bergarter. I leirskifer og fyllitt vil "sann" akseplanskifrighet ofte være godt utviklet, mens i mer kompakte skifertyper er kløven i mange tilfeller et resultat av skjærbevegelser langs skyvforkastninger eller langs sjenkler i folder. I Norge har flere episoder med folding/kløvdannelse ført til at opprinnelig lagning er visket ut fullstendig i skiferforekomstene, og eneste synlige "lagning" er flere generasjoner med kløv.

For produsenter som har et stort blokkuttak, er *bergartens homogenitet* i bruddet av stor betydning. Variasjoner i mineralsammensetning og tekstur kan gi store forskjeller i leveranser over tid. Alle typer av bergarter kan fremvise slike variasjoner, men det vil spesielt være fremtredende i skifer, gneis og marmor, som følge av variasjoner i avsetningsforhold, metamorfose- og deformasjonsgrad. I magmatiske bergarter finnes ofte xenolitter av andre bergarter som er blitt revet løs og transportert sammen med det flytende magmaet. Videre kan flytестrukturer ødelegge både utseende og kløv i bergarten.

#### Eksempel - larvikitt

Larvikitt er en grovkornet bergart som vesentlig inneholder feltspat. Feltspaten er kompleks, og består av mikroskopiske vekslinger mellom Ca-Na-feltspat (plagioklas) og K-feltspat (kalifeltspat). I visse tilfeller fører dette til en optisk effekt som gir et blålig fargespill. Bergartens attraktivitet er først og fremst knyttet til dette fargespillet.

Larvikittvarianter med varierende sammensetning og ulik grad av farge og fargespill er separert i konsentriske "kropper" rundt en nefelinsyenitt i Lardalen, NV for Larvik. Feltspatene i larvikitten er plateformet, og de har orientert seg parallelt formen på disse "kroppene" under størkning. For å få maksimal uttelling på fargespillet i larvikittene, må bergarten sages parallelt med denne orienteringen ("fargeplanet"), og bruddriften må følgelig strengt innrettes etter disse strukturene.

Den norske larvikitten har ikke utviklet særpregete kløvretninger som kan brukes bevisst under brytning, og i forhold til granitt og andre, magmatiske bergarter er den derfor vanskelig å bryte. Den vanskelige kløven har trolig sammenheng med den nevnte, komplekse feltspaten, der avblandingslamellene "ødelegger" kløvegenskapene i mineralet. I utgangspunktet gir dette en høy skrotandel i bruddene.

Et annet viktig aspekt er oppsprekning. Parallelt med og etter størkningen av larvikittene, foregikk en betydelig forkastningsaktivitet i Oslo-feltet som genererte NS-gående forkastninger og kalderaer. Sprekker er også dannet som avlastningsfenomen (benkning) etter iserosjonen. I Larviksområdet er terrenget mange steder småkollet, noe som medfører at benkningen kan variere mye i retning og virke usystematisk, og ofte virke sammenfattende med eldre sprekkesystemer.

En annen årsak til høy skrotandel er kvalitetskrav. I brukssammenheng brukes larvikitt i første rekke med polert overflate, hvor det er spesielt kritisk med et plettfritt og lite variabelt utseende. Siden de naturlige variasjoner i farge kan være betydelig i larvikitt, har de strenge kravene medført ytterligere økt andel skrot. Videre kan larvikittene i større eller mindre grad inneholde årer, ganger eller små inneslutninger og stikk som betraktes som "feil" i markedet. Diffuse, blekete årer som er vanskelig å se i bruddet kan komme klart frem på polert overflate. Slike mikroskopiske trekk kan ofte være en hodepine for et bruddfirma, siden de er vanskelig å oppdage ved blokkuttaket og siden det tilsynelatende ikke er noen systematikk i hvordan de opptrer. Stikkene forårsaker at steinen blir nedgradert i kvalitet, og prisen pr. kubikkmeter senkes drastisk.



Selv om rekken av "problemer" knyttet til larvikittbrytning kan virke lang, må understrekes at alt det beskrevne er knyttet til de trykkforhold som var tilstede i jordskorpa under dannelsen av Oslofeltet; fargeplan er knyttet til geometrien til de enkelte larvikittenhetene, årer og sprekker til forkastningssystemene etc. Dette medfører at det finnes soner som både av hensyn til farge og oppsprekning er betydelig bedre enn gjennomsnittet, og i årenes løp har flere slike soner blitt "ringet" inn" gjennom prøving og feiling.

Det synes klart at dagens driftsområder også kan tilby god kvalitet larvikitt i fremtiden, og det er sannsynlig at det finnes uoppdagete soner av høy kvalitet. Med tanke på langsiktig bruddplanlegging, økt ressursutnyttelse og framtidige miljøkrav, er det imidlertid et sterkt behov for detaljkartlegginger av larvikittvariantenes utbredelse og kvalitetsvariasjoner innenfor de enkelte sonene. Videre vil det også være interessant å se på alternative driftsmetoder og muligheten for lønnsomt blokkuttak under jord. Til dette kreves grundige målinger av bergspenninger og andre bergmekaniske/ ingeniørgeologiske forhold.

Flere av disse oppgavene arbeides det med innenfor Teknologiringen innen naturstein, som er et prosjektbasert samarbeide mellom blant annet flere Larviks-bedrifter og norske FoU-miljø.

### 3.3 Egnethet for bearbeiding

Ved fremstilling av produkter fra råblokk anvendes en lang rekke bearbeidingsteknikker, slik som saging, sliping og polering, flammebehandling, sandblåsing og ulike huggeteknikker. Bergartens mineralogi og tekstur er styrende geologiske faktorer for hvilke teknikker som er mulig og økonomisk anvendbar.

Eksempelvis representerer "hardsteiner" som granitoider, gneiser etc. en spesiell utfordring ved saging, og i store bearbeidingsanlegg er diamantkostnader en betydelig faktor i det totale kostnadsbildet. Foruten produksjonstekniske faktorer, vil bergartens oppbygning ha stor innvirkning på bearbeidingskostnadene.

Flere har arbeidet med å søke å dele inn hardsteiner i ulike sagbarhetsklasser, blant annet ved bruk av ulike laboratoriebestemte egenskaper (densitet, hardhet, punktlaststyrke, trykkfasthet, strekkfasthet, slitasjemotstand). Man har ikke funnet noen god korrelasjon mellom disse og bergarters sagbarhet og slitasjeeffekt på diamantsegmenter. Gjennom petrografiske studier har man imidlertid funnet frem til en del mineralogiske og teksturelle data som vil være til nytte når man skal velge f.eks. skjære- og bladshastigheter eller gi anbefaling til synk og mating ved selve sageprosessen.

Kvartsinnholdet kan brukes som første kriterium ved rangering av bergarters sagbarhet. Kvarts er problematisk på grunn av høy hardhet, men kanskje vel så mye på grunn av at mineralet mangler naturlige kløvplan, siden de kjemiske bindingene er relativt like i alle retninger i krystallstrukturen. Alternativt kan man si at basiske dypbergarter med høyt innhold av pyroksen, amfibol og feltspat, dvs. mineraler med en distinkt spaltbarhet, er lettest å sage. Videre er det lettere å sage i bergarter hvor mineralkornene opptrer med rette og skarpe kontakter, og generelt sett øker sagbarheten ved økende kornstørrelse. Sammenfattende kan en si at finkornete bergarter med høyt kvartsinnhold, en allotriomorf krystallutvikling og hvor de enkelte mineralene er intimt flettet sammen med hverandre er vanskeligst å sage.

Saget overflate anvendes sjelden i visflaten til steinprodukter, som regel slipes eller poleres platene. Med bergarters egnethet for polering tenker man både på deres *tekniske polerbarhet* og *resultatet av poleringen*, dvs at polering bør gi god glans i overflaten, og bergartens farge og mønster skal forsterkes. Både *glans* og *ruhet* kan brukes som mål på bergarters tekniske polerbarhet. Den beste glansen man kan oppnå for en bergart, er styrt av polerflatens vinkel i forhold til mineralenes krystallografiske akser, og ruheten bestemmes både av den relative hardheten mellom bergartens bestanddeler, grad av krystallinitet og innhold av inter- og intragranulære mikrosprekker. Mange bergarter vil danne en inhomogen overflate ved polering, og ved større korn vil ruheten være synlig visuelt. Sammenfattende kan en sette opp følgende bergartsforhold som vil begunstige en jevn og glatt polérflate:

- mest mulig monominerale sammensetning
- minst mulig hardhetsforskjell mellom de enkelte mineralene
- mest mulig fast matriks ved sedimentære bergarter
- minst mulig naturlige porer
- minst mulig naturlige riss

Høy andel av myke mineraler, f.eks. talk og glimmer, eller store variasjoner i mineralenes relative hardhet og kornstørrelse, gjør det vanskelig å oppnå godt resultat, spesielt hvis de enkelte mineralene ligger adskilt i separate aggregater, årer eller lag. I tabell 2 er det foretatt en rangering av bergarters relative egnethet for polering, ut fra forventede ruhets- og glansforskjeller.

### 3.4 Egnethet for bruk

#### Estetisk kvalitet og relaterte data

Naturstein er ikke ett materiale, men en nærmest kontinuerlig rekke av materialkombinasjoner. Det store variasjonsområdet gir en meget stor spennvidde i bergarenes egenskaper. Visse egenskaper vil bli verdsatt og utnyttet ved ett bruksområde, andre ved et annet. Derfor er det i utgangspunktet nærmest meningsløst å hevde at f.eks. magmatiske bergarter har en bedre brukskvalitet enn metamorfe bergarter, eller at marmor er bedre enn skifer.

Flere har poengtert at utvalgsriterier for naturstein til praktisk bruk, først og fremst er basert på estetiske og økonomiske hensyn fremfor tekniske. Siden bergartenes utseende tillegges så stor vekt i utgangspunktet, vil det ofte være nærmest underforstått at steinen også skal holde seg pen og attraktiv over tid.

Naturstein skal gi valgmuligheter både når det gjelder farge og mønster og valgmuligheter for forskjellige overflatestrukturer. For enkelte anvendelser ønskes bergarter med kraftig mønster og farge, her bør det være samsvar mellom periodisiteten eller skalaen på mønsteret i forhold til produktdimensjonen, både ut fra et estetisk og et teknisk synspunkt. På store fasader eller gulvflater er det ofte ønskelig med rolig mønster og (lys) farge på steinen. Her vil homogeniteten i farge og mønster være kritisk, og viktigere jo større plater som anvendes. Selv homogene bergarter viser ofte store variasjoner i utseende i forhold til konkurrerende produkter som keramisk flis og kunststein. Dette kan falle negativt ut for natursteins vedkommende.

Tabell 2 Bergarters egnethet for polering.

Bergarts-gruppe	Bergartstype	Egnethet for polering	Glans/ ruhet i overflaten
Sedimentære bergarter	Kalksandstein	Uegnet-dårlig egnet	Lav/høy
	Kvartssandstein	Dårlig egnet	Lav-middels/høy
	Kalkstein	Enkelte typer godt egnet	Lav-middels/høy-middels
	Travertin	Middels egnet	Matt/høy
Metamorfe bergarter	Marmor	Godt egnet	Høy/lav-høy
	Gneis	Dårlig til godt egnet	Lav-middels/høy-middels
	Kvartsittskifer	Middels til godt egnet (uvanlig)	Matt/lav-middels
	Fyllitt/glimmersk.	Dårlig til middels egnet (uvanlig)	Matt-dårlig/middels
	Serpentinit	Middels til godt egnet	Høy-matt/lav-middels
Magmatiske bergarter	Kleberstein	Uegnet	
	Granitoider	Godt egnet	Høy/lav-høy
	Syenitt / monsonitt	Godt egnet	Høy/middels-høy
	Gabbro	Godt egnet	Høy/middels-høy
	Foidbergarter	Godt egnet	Høy/lav-middels
Lava	Uegnet	Lav/høy	

Fargeendringer som kan inntreffe i naturstein ved bruk anses ofte som negativt. Disse endringene kan både ha eksterne årsaker eller skyldes mineralomvandlinger i selve steinen. Informasjon er her viktig, brukerne bør få kjennskap til hvilke endringer i farge man bør forvente, hvilke materialkombinasjoner eller påkjenninger som kan forårsake forandringene, og hvor lang tid det tar før bestemt fargeendringer inntreffer.

Naturstein brukes ofte med polert overflate. Holdbarhet av polering avhenger i første rekke av de ytre kjemiske og fysiske påkjenningene som steinoverflaten utsettes for, påkjenninger relatert til ytre miljø, til bruk og rengjøring/vedlikehold. Tabell 3 viser en oversikt over et utvalg bergarters holdbarhet av polering.

Tas utgangspunkt i marmor med polert overflate har norske feltstudier vist at i kystnære, nedbørsutsatte strøk vil bergarten miste sin opprinnelige glans etter i underkant av 5 år, mens bergarten vil forsatt beholde synlig, fin glans i godt over 30 år i rene innlandsstrøk uten høy nedbørsbelasting (Alnæs 1995). Til sammenlikning vil f.eks. lys larvikitt på grunn av resistent mineralogi og en svært tett porestruktur beholde glansen i polert overflate i godt over 30 år både i de mest værdharde og forurensede miljø.

Nevnte og andre forhold indikerer at det er både behov for dokumentasjon om naturlige variasjoner en bør forvente for bergarter og produkter og en dokumentasjon om endringer i utseende man kan forvente over tid i et gitt bruksmiljø.

Tabell 3 Bergarters relative holdbarhet av polering (Alnæs 1995).

Bergarts-gruppe	Bergartstype	Relativ holdbarhet av polering
Sedimentære	Kalksandstein	Dårlig
	Kvartssandstein	Dårlig
	Kalkstein	Dårlig
	Travertin	Dårlig til middels
Metamorfe	Marmor	Middels til dårlig
	Gneis	Middels til dårlig
	Kvartsittskifer	Middels (uvanlig)
	Fyllitt/gl.skifer	Dårlig
	Serpentinitt	Middels til dårlig
Magmatiske	Granitoider	God
	Syenitt/monzonitt	God
	Gabbro	Middels til god
	Foidbergarter	Dårlig til middels

#### Teknisk kvalitet og materialdata

Bergarter kan beskrives på mange måter, og deres tekniske kvalitet kan kvantifiseres ved hjelp av en rekke parametre. Gjennom årene er det utviklet en lang rekke prøvemetoder for naturstein og natursteinsprodukter. Samlet sett kan metodene deles i 3 hovedgrupper:

Gruppe 1; metoder for bestemmelse av karakteristiske materialeegenskaper (densitet, porøsitet, vannabsorpsjon, lydastighet, E-modul, trykkfasthet, bøyestrekfasthet etc.)

Gruppe 2; metoder for bestemmelse av produktenes funksjonsdyktighet i konstruksjonselementer eller ferdige konstruksjoner (styrke ved mekanisk innfesting, heftfasthet til underlag etc.)

Gruppe 3; aksellerete prøvinger for evaluering av materialenes respons overfor miljø- og brukspåkjenninger (frostbestandighet, slitasjemotstand, SO<sub>2</sub>-motstand etc.)

I tabell 4 til 6 er det forsøkt å klassifisere en del materialparametre som vanligvis bestemmes på bergarter som brukes som naturstein. Fastsettelsen av klasseintervaller er delvis basert på eksisterende inndelinger, dels på egne forslag.

Tabellene viser at det totalt sett er stor forskjell mellom på den ene siden mange sedimentære bergarter, med f.eks. høy porøsitet og vannabsorpsjonsevne og lav trykkfasthet, og mange magmatiske bergarter på den andre siden, med tilsvarende lav porøsitet og vannabsorpsjonsevne og trykkfasthet. Tabellene viser også at variasjonene er stor for de enkelte bergartene, og at varianter fra ulike bergartsgrupper kan ha de samme verdiene. Type anvendelse og påkjenning blir igjen viktig for hva som er "gode" og "dårlige" verdier.

Tabell 4 Åpen porøsitet (%). Klassifikasjon basert på eget forslag.

Bergart	Meget lav < 0,5	Lav 0,5-2	Middels 2-5	Høy 5-20	Meget høy > 20
Sandstein		—————		—————	
Kalkstein	—————	—————	—————	—————	
Leirskifer		-----			
marmor	—————	—————			
Fyllitt/glimmerskifer	—————	—————	—————		
Kvartsitt/-skifer	—————	—————	-----		
Serpentinit	—————	—————			
Kleberstein	—————	—————	—————		
Gneis	—————	—————	—————		
Granitoider	—————	—————	-----		
Syenitt, monzonitt	—————	—————			
Gabbro, dioritt, diabas	—————	—————	—————		

Tabell 5. Vannabsorpsjon (vekt%). Klassifikasjon basert på eget forslag.

Bergart	Meget lav < 0,1	Lav 0,1-0,5	Middels 0,5-1	Høy 1-10	Meget høy > 10
Sandstein				—————	
Kalkstein	—————	—————	—————	—————	
Leirskifer			-----		
marmor	—————	—————			
Fyllitt/glimmerskifer		—————			
Kvartsitt/-skifer	—————	—————	—————		
Serpentinit		—————	—————		
Kleberstein	—————	—————			
Gneis	—————	—————	—————		
Granitoider		—————	—————		
Syenitt, monzonitt	—————	—————			
Gabbro, dioritt, diabas	—————	—————			

Tabell 6 Enaksiell trykkfasthet ( $N/mm^2$ ). Klassifikasjon etter forslag fra ISRM (Brown 1981).

Bergart	Meget lav < 15	Lav 15-50	Middels 50-120	Høy 120-250	Meget høy > 250
Sandstein		—————	—————		
Kalkstein		—————	—————		
Leirskifer		—————	—————		
marmor		—————	—————		
Fyllitt/glimmerskifer		—————	—————		
Kvartsitt/-skifer		—————	—————	—————	
Serpentinit		—————	—————	—————	
Kleberstein		—————	—————	—————	
Gneis		—————	—————	—————	
Granitoider		—————	—————	—————	
Syenitt, monzonitt		—————	—————	—————	
Gabbro, dioritt, diabas		—————	—————	—————	

Tabell 7. Bøyestrekfasthet ( $N/mm^2$ ). Klassifikasjon basert på eget forslag.

Bergart	Meget lav < 5	Lav 5-10	Middels 10-15	Høy 15-20	Meget høy > 20
Sandstein	—————	—————	—————		
Kalkstein	—————	—————	—————	—————	
Leirskifer		—————	—————		
marmor	—————	—————	—————	—————	
Fyllitt/glimmerskifer		—————	—————	—————	—————
Kvartsitt/-skifer		—————	—————	—————	—————
Serpentinit	—————	—————	—————	—————	
Kleberstein		—————	—————	—————	
Gneis		—————	—————	—————	
Granitoider		—————	—————	—————	
Syenitt, monzonitt		—————	—————	—————	
Gabbro, dioritt, diabas		—————	—————	—————	

De fleste metoder innen gruppe 1 er utviklet med tanke på å ha et hensiktsmessig sett med materialdata for karakterisering og kvalitetsvurdering av naturstein. En forutsetning for denne formen for materialprøving er at ulike land bruker samme verktøy, dvs. at prøvingsprosedyrer og -materiale må være standardiserte. Dette har til nå vært langt fra tilfelle. For tiden pågår imidlertid et omfattende, Europeisk standardiseringsarbeide som blant annet har til hensikt å komme frem til felleseuropeiske prøvemetoder. På bakgrunn av disse metodene skal det i produktspesifikasjoner etableres bruksklasser og toleransekrav basert på material-, funksjons- og bestandighetsegenskaper målt ved metodene.

Utfordringen for de CEN-komiteer som arbeider med prøvemetoder for naturstein ligger på mange plan. De metoder som skal etableres skal i størst mulig grad søke å ivareta eller belyse hovedkravene i EUs Byggedirektiv. Ved valg av metoder er det for det andre ønskelig at man i så stor grad som mulig anvender de samme metodene for ulike materialer som brukes til samme formål. For det tredje er det hensiktsmessig at man tar utgangspunkt i allerede eksisterende metoder og at man velger de som flest mulig medlemsland er fortrolig med og har tillitt til. Dette er en meget vanskelig oppgave, ut fra det store antall metoder som forekommer for måling av én og samme egenskap. Vanskeligheten om å enes er også rettet mot kostnader ved anskaffelse av nytt utstyr, usikkerheter knyttet til introduksjon av nye metoder og instrumenter man ikke har erfaring med og at enkelte land har etablert bruksklasser og krav basert på egne metoder. Introduksjon av nye metoder vil kunne kreve at man må omarbeide hele evalueringskonseptet. I tillegg kommer den fundamentale vanskeligheten som ligger i å rekonstruere eksponeringsforhold som etterlikner de prosessene som skjer i praksis, og i den usikkerheten som alltid foreligger når man ut fra små prøvestykker og et begrenset antall påkjenninger skal forsøke å forutsi oppførselen til f.eks. større bygningsdetaljer eller hele bygningskonstruksjoner.

Uansett hvilke vanskeligheter som ligger i dette arbeidet, er det klart at det Europeiske standardiseringsarbeidet og kommende EU-standarder vil sette strengere krav til norske natursteinsprodusenter om å ha bedre kvalitetsdokumentasjon på sine materialer og produkter enn det som har vært vanlig tidligere.

## 4 Konklusjon

Det ligger fortsatt mange utfordringer og spennende oppgaver innenfor den delen av norsk bergindustri som omfatter naturstein, både for produsenter og for FoU-miljø. Brytning av naturstein er svært kunnskapskrevende i forhold til mange andre mineralske råstoffer, og det ligger store FoU-oppgaver og venter både med hensyn til brytning og metoder for bedre evaluering av forekomstkvaliteter og deres bruksmuligheter. Et viktig grunnlag for en videreutvikling av bransjen er dessuten bedre kunnskaper om råstoffpotensialet i Norge, og en bedre kartlegging av eksisterende bruddområder. Geologisk og bergteknisk fagekspertise er her viktige element.

Samarbeidet både innad i bransjen og mellom bransjen og FOU-miljø må sies å ha vært relativt lite koordinert for bare få år siden. Dette er i høy grad i ferd med å snu. Grunnlaget for en tettere dialog er blant annet lagt gjennom etablering av STEINFORSK, som er et formalisert samarbeide mellom SINTEF, NGU, NBI, NILU og NGI, og Teknologiringen innen naturstein, der 11 medlemsbedrifter er med på å legge premissene for FoU-virksomheten fremover.

## Referanser

- Alnæs, L. 1995: Kvalitet og bestandighet av naturstein. Påvirkningsfaktorer og prøvemetoder. *Doktor ingeniørvhandling 1995:5*. Institutt for geologi og bergteknikk, NTH, Trondheim. 438 sider.
- Brown, E.T. 1981; *Rock Characterization tests and monitoring. ISRM Suggested methods*. Oxford o.fl.st. Pergamon Press, 211 pp.
- Carlsen, K.B. 1995: Steinindustrien i Norge. Upublisert innlegg ved S.I.L.s årsmøtedager, Kongsberg 1995.
- SND-rapport nr.4-1995: Bergindustrien - en kartlegging av bransjen. Statens nærings- og distriktutviklingsfond, Oslo 1995. 76 sider.
- Ullu, F. 1995: Ornamental Stones: an important industrial sector in Europe. Upublisert innlegg ved Brite Euram Workshop. Industrial Minerals Forum, September 25-27, 1995. Athens, Agro Training center, Hellas. pp 1-18/1-31.



## PRAKTISK ANVENDELSE AV NUMERISKE MODELLER I BERGANLEGG I NORGE

Fredrik Løset, Lise Backer, Vidar Kveldevisk og Panayiotis Chryssanthakis  
Norges Geotekniske Institutt

### *Sammendrag*

I de senere år har numerisk modellering blitt brukt ved planlegging av flere tunnelprosjekter i Norge. Ved hjelp av dette verktøyet kan man beregne hva som vil skje med hensyn til deformasjoner, spenninger og vannstrømning når et bergrom sprenges ut. En forutsetning for at resultatene skal bli riktige er selvsagt at de geotekniske inngangsparametrene som brukes er riktige. Det må derfor utføres grundige ingeniørgeologiske undersøkelser. I artikkelen blir det gitt eksempler på bruk av FLAC, UDEC-BB, 3DEC og SEEP.

### *Summary*

Numerical modelling has been used in the planning of several tunnelling projects in Norway in the last few years. With the help of this tool, calculations can be made that indicate what will happen with regards to deformations, stresses and water flow during the excavation of tunnels. In order to obtain valid results, it is of course necessary that the geological parameters used in the modelling are correct. Thorough and precise engineering geological investigations must therefore be carried out. This paper provides examples of the use of FLAC, UDEC-BB, 3DEC and SEEP programs.

### **Innledning**

Planlegging av berganlegg har tidligere vært et område for geologer og ingeniører. I de senere årene har en ny type fagfolk kommet inn i bildet, nemlig datafolkene. Det kan nok være enkelte eldre anleggsfolk som ser med skepsis på dette, og man kan kanskje frykte at en gang i fremtiden vil all planlegging gjøres på kontoret med hjelp av en datamaskin, slik at det ikke blir bruk for feltgeologer lenger. Det fins riktignok svært avansert utstyr for fjernanalyse, men vi tror likevel at det alltid vil være behov for å gjøre observasjoner og målinger ute i felten.

På den annen side vil det nok bli mer bruk for datafolk. Det er imidlertid svært viktig at dataekspertene samarbeider med folk med praktisk erfaring. Et dataprogram, selv om det er aldri så avansert, er til liten nytte så lenge man ikke har fornuftige verdier å putte inn i det. Har man imidlertid en nøyaktig beskrivelse av en bergmasse, kan dataprogrammene gi oss verdifull kunnskap som kan medføre bedre planlegging og dermed sikrere og billigere berganlegg. I den senere tid er numerisk analyse blitt brukt under planleggingen av stadig flere berganlegg her i landet, og dette gjelder ikke bare for prosjekter helt utenom det vanlige som Gjøvikhallen.

## Numerisk analyse

Prinsippet for numerisk analyse er at man lager en modell av den bergmassen som skal undersøkes. I denne modellen legges inn geometriske og fysiske egenskaper, og dataprogrammet vil så beregne hva som vil skje med hensyn til spenningssituasjon, deformasjoner og vannstrømning når et bergrom sprenges eller graves ut. Det er mange dataprogrammer som er i bruk i dag. På NGI benyttes hovedsakelig FLAC, UDEC-BB, 3DEC og SEEP.

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) er et to-dimensjonalt FDM (Endelig Differense Modell) program. Det er basert på en inndeling av bergmassene i elementer. Disse elementene er sammenbundet med et endelig antall nettpunkter. De grunnleggende forutsetninger ved beregningene for denne metoden er at forskyvninger i et element kan bli nøyaktig interpolert fra forskyvninger i nettpunktene. Den viktigste operasjonen i en FDM-beregning er derfor å bestemme forskyvningen til nettpunktene i elementene. Forskyvning, deformasjon og spenning innenfor hvert element regnes ut ved hjelp av en interpolasjonsfunksjon. Da FLAC ikke tar hensyn til sprekker, vil det egne seg best for bergmasser som er lite oppsprukket eller hvor oppsprekningen er homogen.

UDEC (Universal Distinct Element Code) er en to-dimensjonal modell, mens 3DEC (Three Dimensional Element Code) er tre-dimensjonal. 3DEC har sin styrke i at den er riktig geometrisk sett, men gir ikke samme muligheter til å legge inn realistiske fysiske egenskaper. UDEC og 3DEC er distinkt element modeller (DEM) tilpasset for å modellere ikke-liniære deformasjoner i oppsprukne bergmasser. Intakte bergarter mellom sprekkekanaler kan modelleres med liniære eller plastiske egenskaper. Sprekkene kan modelleres enten med liniære elastiske egenskaper eller kan gis biliniære eller ikke-liniære egenskaper fra ulike bergmekaniske beregningsverktøy. I UDEC-modellene kan Barton-Bandis sprekkekriterier benyttes, slik at NGIs UDEC-versjon kalles UDEC-BB.

Denne versjonen av UDEC har følgende spesialiteter:

- Hyperbolsk funksjon som beskriver sprekkenes lukning, dvs. sprekkenes stivhet øker med økende lukning.
- Begrenset lukning, dvs. at sprekkekanaler ikke kan lukkes mer enn til en bestemt grense uansett normalspenning.
- Hysterese ved normalavlastning, dvs. sprekkekanaler vender ikke tilbake til utgangspunktet ved avlastning, og stivheten øker dermed ved gjentatte på- og avlastninger.

- Hensyn til fullstendig åpning av sprekkene, dvs. hvis en sprekk blir fullstendig åpnet, vil sprekkenes stivhet reduseres tilsvarende en upålastet sprekk før videre pålastning skjer.
- Hensyn til reversert skjæring, dvs. sprekkenes skjærstivhet avhenger av antall reverserte skjæringer og størrelsen på skjærforskyvninger.
- Hensyn til sprekkenes dilatasjon, dvs. normalstivheten avtar ved dilatasjon, som er en funksjon av skjærforskyvningen og normalspenningen.

For å beskrive bergmassene legges materialegenskapene inn i modellen. Det dreier seg her både om egenskaper for hele bergmassen og spesielle egenskaper for hvert enkelt sprekkese.

Første fase av beregningene går ut på å kjøre en modell for de eksisterende forhold påsatt ytre spenninger. Spenningene kan være antatt ut fra erfaringer og feltobservasjoner eventuelt også på grunnlag av målinger. Deretter "graves/sprenges" bergrommet ut i en eller flere etapper (fullt eller oppdelt tverrsnitt). Dette medfører at spenninger, deformasjoner og eventuelt vannstrømming forandres i bergmassene rundt bergrommet. Det er også mulig å legge inn sikring av bergrommet i form av bolter, sprøytebetong og utstøpning, og man vil da se hvilken virkning dette har. For eksempel kan man ved oppdeling av tverrsnittet få et bilde av hvor mye sikring som er nødvendig etter sprengning av hvert delsnitt og det totale behovet etter at hele tverrsnittet er tatt ut. En viktig del i UDEC er de mange mulighetene for grafisk presentasjon av resultatene. Dette bidrar til en bedre vurdering av resultatene og en økt forståelse av oppsprukket bergmassers oppførsel ved utsprengning.

UDEC har sin begrensning i at den er todimensjonal, mens 3DEC er tredimensjonal. På den annen side kan man i UDEC-modellene, i alle fall foreløpig, legge inn et betydelig større antall sprekker enn i 3DEC-modellene. (Datamaskinens størrelse avgjør antall sprekker som kan modelleres.)

SEEP er et todimensjonalt modelleringsverktøy for beregning av vannstrømming gjennom et medium med gitt porøsitet. Dette programmet benytter endelig element metode (FEM) og tar ikke hensyn til sprekker.

### Ny Nasjonalteateret stasjon

NGI har i samarbeid med Bonde & Co utarbeidet hovedplan for utvidelse av Nasjonalteateret jernbanestasjon for NSB Bane, Region Øst. Planene går her ut på å bygge en ny stasjonshall ved siden av den eksisterende. Den nye hallen vil få omtrent samme dimensjoner som den gamle, se fig. 1. Bergartene i dette området er knollekalk og leirskifer med enkelte eruptivganger. Sprekkemønstret er forholdsvis enkelt og består vesentlig av lagdelingssprekker og steiltstående tverrsprekker. I tillegg er

det en del mer sporadiske sprekker slik at det i UDEC-modellene er brukt 4 sprekkeretninger. Det er også lagt inn en forkastningssone.

Det ble i alt kjørt fire UDEC-modeller med samme geometri og samme sikring. Sikringen ble installert etter at 50% av forventet deformasjon var oppnådd og besto av 12 cm sprøytebetong og 6 m lange bolter med diameter 25 mm som ble montert med senteravstand 1,5 m. Ulikhetene i modellene besto i at det ble brukt to til dels ulike sett materialeegenskaper for intakt bergmasse. To av modellene ble kjørt i fire sprengningsetapper og to modeller i én etappe. Én sprengningsetappe ble kjørt for å ha et sammenligningsgrunnlag og er ikke realistisk for utsprengningen av anlegget. Det ene settet med materialeegenskaper besto i lave E-moduler, mens det andre settet beskrev en atskillig stivere bergmasse. Sistnevnte egenskaper er mer realistisk i forhold til antatt bergkvalitet. Den mykere modellen gir en indikasjon på hva man kan forvente i generelt dårligere bergmasser. Resultatene viser at det er stor forskjell i bergmassens oppførsel mellom de ulike modellene.

Det viser seg at det oppnås en større bueffekt i hengen når det benyttes én sprengningsetappe enn med fire etapper. Dette er spesielt gjeldende for modellene med lav E-modul. Som en følge av den økte bueffekten blir det også mindre deformasjoner. Sprekkeåpningene blir også generelt større i modellene med fire sprengningsetapper. Et annet resultat av bueffekten er reduserte momenter og skjærkrefter i sprøytebetongen og reduserte aksialkrefter i boltene. I modellene med én sprengningsetappe har ingen av boltene nådd flytegrensen, mens flytegrensen nås med fire sprengningsetapper. Generelt er kreftene i boltene jevnt fordelt i hengen. Belastningen på sprøytebetongen er ujevnt fordelt med konsentrasjon av krefter og momenter i overgang heng-vegg samt ved en kile.

For utsprengning i fire etapper ble den totale deformasjonen etter etablering av fullt tverrsnitt på henholdsvis 6 mm for "stiv" modell og 13 mm for "myk" modell.

Et viktig poeng ved UDEC-modelleringen var å se på hydrauliske sprekkåpninger. Resultatene viste at fire sprengningsetapper gir større hydrauliske sprekkåpninger enn sprengning av fullt tverrsnitt. Erfaringsgrunnlaget med oppnådd tetthet ved bruk av forinjeksjon bygger på tunneler i Oslo-området med vesentlig mindre tverrsnitt enn stasjonshallen og sprengning av hele tverrsnittet i én etappe. Det kan derfor forventes noe dårligere resultat av forinjeksjon i stasjonshallen enn i det nevnte erfaringsgrunnlaget. Resultatet tilsier større usikkerhet knyttet til forinjeksjon som permanent tetting.

### **Nygårdshøydetunnelen, Bergen**

I forbindelse med vestre innfartsåre til Bergen er det planlagt flere store tunneler ved siden av hverandre til dels med liten overdekning, se fig. 2. For å vurdere stabilitet og mulig innvirkning på omliggende bebyggelse har NGI for Statens Vegvesen,

Hordaland foretatt numerisk modellering i tre representative snitt. Det er generelt lite sprekker i bergmassene i dette området slik at de ligger på grensen mellom kontinuerlige og diskontinuerlige materialer. Derfor er både FLAC og UDEC benyttet.

Bergarten i dette området er en planskifrig glimmerskifer. Skifriheten har en strøkretning omtrent parallelt med tunnelen og fall på 40-60°. Utenom sprekker langs skifriheten er den ingen utpregede sprekkese. Det er antatt at horisontalspenningene er av samme størrelsesorden som vertikalspenningene.

Resultatene viser at det ikke vil oppstå større deformasjoner eller ras i tunnelene forutsatt at det foretas en suksessiv sikring av tunnelene for hver salve slik at låsblokker blir stabilisert. Både UDEC og FLAC angir maksimum deformasjoner på 5 mm i tunnelene og relativt høye spenninger i bergmassene omkring. I overflaten er det beregnet setninger på mindre enn 1 mm. Enkelte slepper som er observert, kan lokalt forårsake mer ugunstige forhold.

Generelt viser FLAC-modellene noe lavere spenninger og deformasjoner enn UDEC-modellene. Dette kommer trolig av forskjeller i modellene i det UDEC tar hensyn til oppsprekkingen. Sprekkene kan bare overføre trykk- og moderate skjærspenninger slik at spenningene derved vil øke. Dette vil også virke inn på deformasjonene.

## Himdalen

I Himdalen planlegger Statsbygg et kombinert lager og deponi for lav- og middels aktivt avfall. Det kan her bli snakk om å sprengte ut to parallelle haller med spennvidde på ca. 9 og 13 m. I den forbindelse har NGI i samarbeid med Grøner AS foretatt numeriske analyser av vannstrømning i bergmassene. Det er her brukt både UDEC og 3DEC, se fig. 3 og 4. I tillegg ble det gjort en todimensjonal strømningsanalyse ved hjelp av SEEP. Resultatene av analysene har senere vært brukt som en del av grunnlagmaterialet for vurderingen av utslippsrisiko og utforming av anlegget. Analysene er også blitt brukt som underlag for analyser som utføres av Grøner AS med AEA Technology (Atomic Energy Authority) som underkonsulent.

Modellene er basert på geologiske og hydrogeologiske data samlet av NOTEBY. I tillegg har NGI foretatt en del laboratorietesting på borkjerner. UDEC-model 1 og SEEP modellen er lagt langs det profilet gjennom åsryggen som ansees å være det mest kritiske, mens UDEC-model 2 er lagt vinkelrett på dette. 3DEC-modellen er orientert parallelt og vinkelrett på hallenes lengdeakse.

Området består av prekambrisk gneis. I 3DEC- og UDEC-modellene er det brukt tre sprekkese. Det mest dominerende sprekkese følger foliasjonen. I modellene er det brukt haller med spennvidde på 9 og 13 m med en 15 m bred pillar imellom. Spenningene som ble brukt i modellene var antatte. I 3DEC og UDEC modell 1 ble det brukt en horisontal spenning som tilsvarte halvparten av den vertikale over-

lagringsvekten. Dette ga deformasjoner på 3-6 mm for 3DEC og 1-2 mm for UDEC. UDEC-modell 2 ble kjørt med en horisontal spenning lik den vertikale overlagingen. Denne modellen ga deformasjoner på 1-1,5 mm. Dette indikerer at de variasjonene i spenning som ble brukt hadde liten innflytelse på deformasjonene.

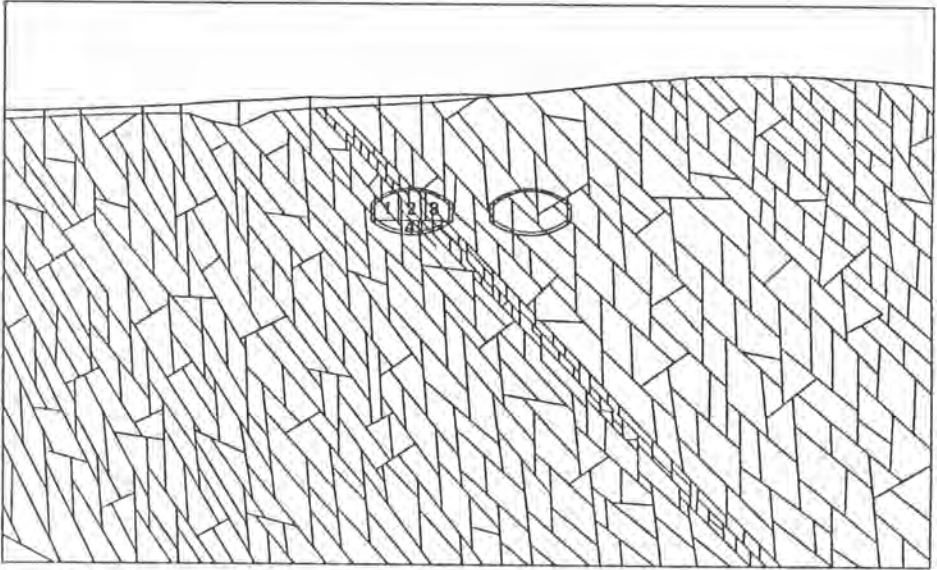
Både SEEP- og UDEC-modellene ga en total innlekkasje på 0,3-3 l/t, men de to modell-typene ga noe forskjellig strømningshastighet. Dette kan skyldes at det er forskjellige volum som blir betraktet. I den porøse SEEP-modellen strømmer vannet gjennom porevolumet i materialet. Bergarten i Himdalen er en gneis der vannstrømning kun finner sted langs begrensede sprekkeåpninger strømningshastigheten i SEEP-modellen vil derfor ikke uten videre være realistisk.

UDEC-modellene viser en strømningshastighet inn mot bergrommet på 2-5 mm/s. Den mest dominerende strømningsretningen er fra de topografisk høyere områdene i nord og inn mot bergrommene langs foliasjonssprekker. Fra områdene under hallene er strømmingen oppover inn mot hallene, og det synes å bli lite strømning horisontalt ut mot Himdalen og mot området sørøst for åsen.

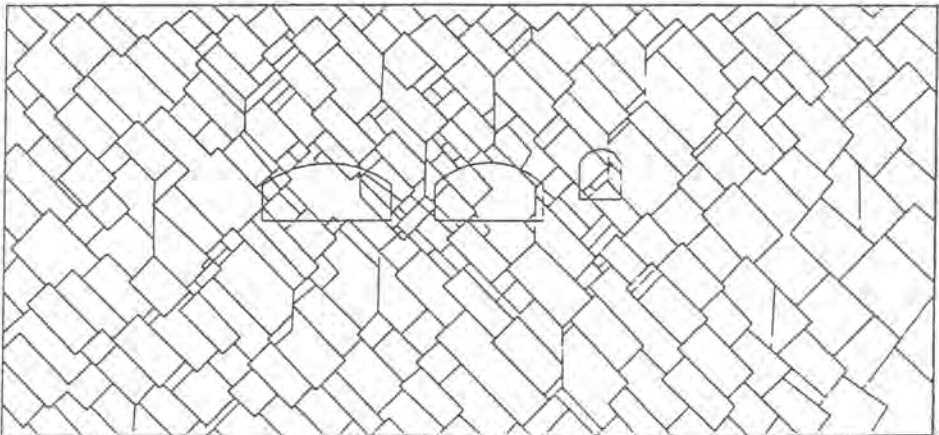
I 3DEC og UDEC er tidsfunksjonen computertid og ikke reell tid. SEEP-modellen gir derimot reell tid og viser en stabil strømning først etter 55 år, mens området over hallene blir drenert i løpet av 15 år. Siden strømmingen går gjennom et antatt porevolum i SEEP-modellen, og ikke gjennom sprekker, er det mulig å anta at en stabil situasjon vil bli etablert før det har gått 55 år, og at dreneringen kan ta kortere tid enn 15 år.

### **Konklusjon**

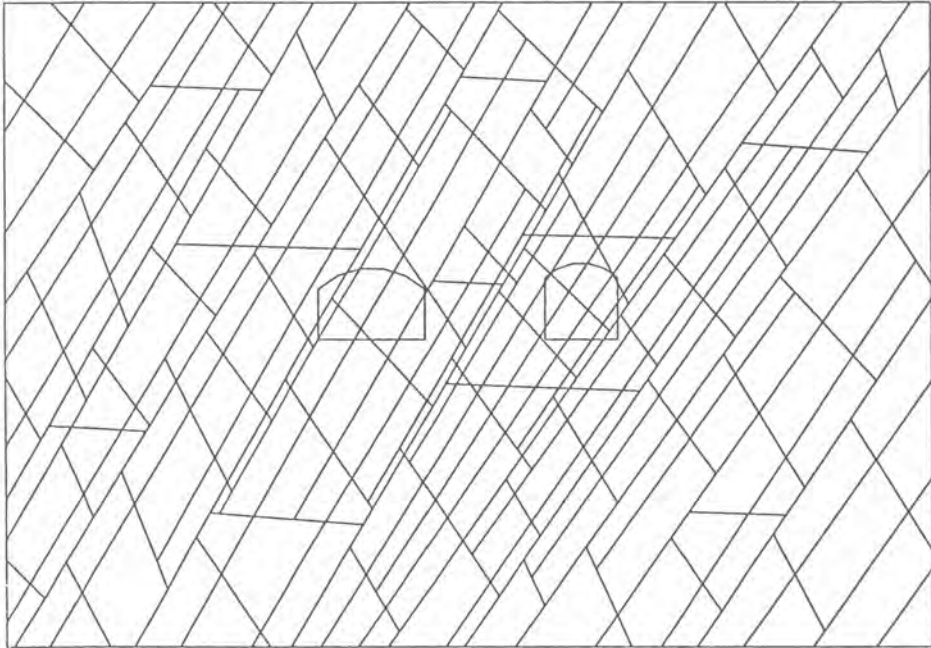
Eksemplene viser at numeriske analyser kan være nyttig ved mange slags berganlegg. De kan gi verdifulle opplysninger om hva som vil skje ved utsprenget av anleggene slik at planleggingen kan bli bedre og kostnadsoverslagene blir sikrere. En viktig forutsetning er imidlertid at beskrivelsen av bergmassene er mest mulig korrekt. Numerisk analyse er derfor ikke nødvendigvis noen snarvei, men krever at man gjør skikkelige forundersøkelser slik at inngangsparametrene i analysene blir realistiske. Det vil også være viktig at man i anleggstiden kan følge opp med målinger, og at man gjør tilbakekalkulasjoner basert på det som virkelig skjer. På denne måten kan man bruke erfaringene til å gjøre beregningsverktøyet enda bedre.



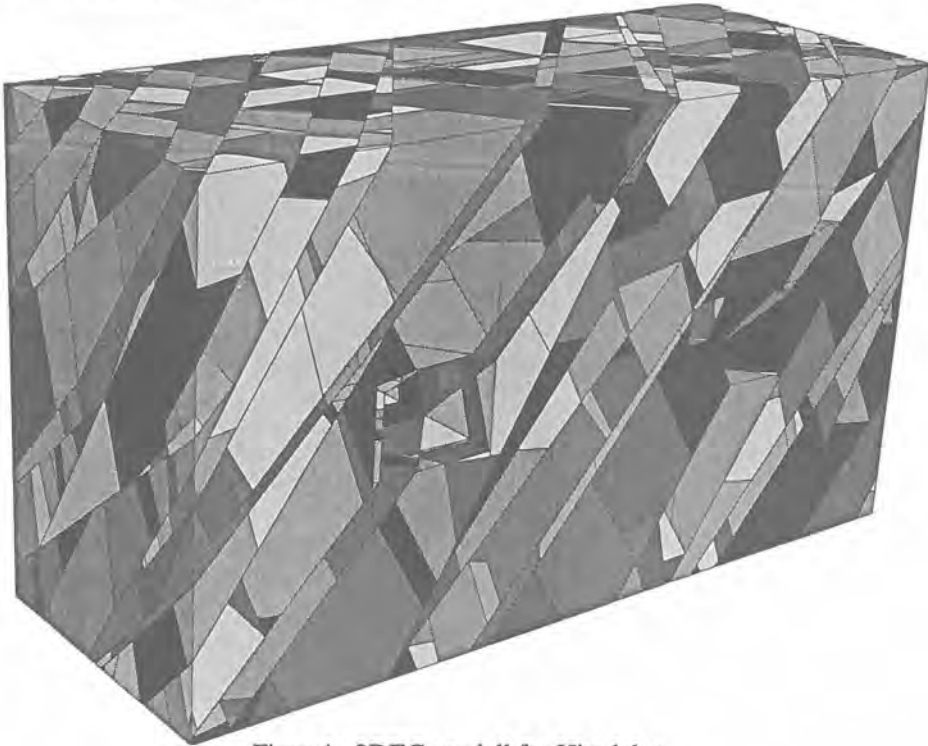
Figur 1. UDEC-modell for Nasjonalteateret stasjon med innlagt forkastningssone.



Figur 2. UDEC-modell for Nygårdshøydetunnelen.



Figur 3. UDEC-modell 1 for Himdalen.



Figur 4. 3DEC-modell for Himdalen.



**UNDERSJØISK TUNNEL TIL BJORØY - BERGMEKANISKE VURDERINGER  
OG TEKNIKKER FOR INJEKSJON VED KRYSSING AV SANDSONE****GEOMECHANICAL CONSIDERATIONS AND GROUND TREATMENT  
TECHNIQUES DURING TUNNELLING THROUGH A SANDZONE, THE BJORØY  
SUBSEA ROAD TUNNEL**

Bergingeniør Karl Gunnar Holter, O. T. Blindheim AS  
Sivilingeniør Bent Aagaard, O. T. Blindheim AS  
Sivilingeniør Erik Dahl Johansen, Selmer A.S

**Sammendrag**

Ved driving av den undersjøiske tunnelen til Bjorøy, vest for Bergen, ble det påtruffet en løsmassesone i et parti med svakt berg ca 75 m under havoverflaten. Partiet med svakt berg ble påtruffet etter ca 700 m driving fra Bjorøy. Grunnen besto her i i hovedsak av sterkt oppsprukket og dels omdannet feltspatrik grunnfjellsgneis med utholdende åpne og løsmassefylte sprekker uten bergkontakt, samt jurassisk sandstein og sedimentær brekksje. Det har ikke tidligere vært kjent at jurassiske bergarter forekommer innenfor grunnfjellsområdene i Hordaland.

Løst lagret sand og silt med jurassiske kullfragmenter forekom både i steile linser og utholdende lag i forbindelse med de sedimentære bergartene. Mektigheten av løsmasselagene varierte fra 10 cm til ca 2,5 m. Sonens totale mektighet var på det meste 4 m.

Omfattende grunnforbedringsarbeider måtte til for å muliggjøre driving og sikring gjennom sonen med åpen stuff. Det ble benyttet spesielt tilpassede teknikker og materialer for injeksjon både i svakt berg og i løsmasser. De funksjonelle kravene til injeksjonsarbeidene omfattet både tetting av vannlekkasjer og forbedring av grunnens stabilitetsegenskaper. Sikring foran stuff med forbolting og umiddelbar installasjon av sikring etter avbygging ble utført i hele partiet. Det ble drevet gjennom hele sonen med 25 cm stålfiberarmert sprøytebetong, sålestøp og armerte sprøytebetongribber som sikring. Det ble utført deformasjonskontroll ved konvergensmålinger for å verifisere sikringsnivået. Til permanent sikring ble det etter gjennomslag utført full utstøpning med total betongtykkelse 40 - 70 cm.

**Summary**

This paper discusses the ground treatment and excavation programme utilized in a sandzone in the Bjorøy subsea road tunnel near the city of Bergen in Southwestern Norway. Organizational issues and decision patterns are also commented. For the pregrouting, excavation and support, hard rock tunnelling techniques were originally intended for the 1965 m two-lane tunnel that links the Bjorøy island to the mainland. The tunnel has a maximum depth of 80 m below sea level and a minimum rock cover of 30 m.

A complex fault system was encountered after about 700 m of excavation from the Bjørøy side. The main feature of the fault system was the occurrence of a Jurassic formation with competent sandstone, sedimentary breccia and unconsolidated sand. Jurassic formations have until recently not been known to occur within the Precambrian gneisses of the Bergen region. Hence, encountering Jurassic sedimentary rocks in this tunnel was not expected.

Soil conditions to be excavated consisted of soft silty sand with a 72 m (225 ft) water head. The sand occurred in a vertical zone, intersecting the tunnel alignment at an angle of about 30 degrees. The zone comprised both discontinuous lenses and continuous layers of sand and silt. Coal fragments occurred in several of the soil layers. Soil thicknesses varied from a few cm to 2,5 m, while the zone had a maximum thickness of 4 m.

The weak ground had to be improved in order to achieve conditions feasible for open face excavation and support. Ground improvement techniques comprise cement based compaction grouting, chemical (acryl) hydrofracturing and permeation grouting as well as gravity drainage. Support ahead of face by spiling and immediate installation of support after excavation was utilized. Stability was controlled systematically by the use of convergence monitoring. Originally scheduled for twelve months, the tunnel excavation required nearly twenty-two months, including a four month period of excavation shutdown at the Bjørøy tunnelface while the excavation method was evaluated.

## **Innledning**

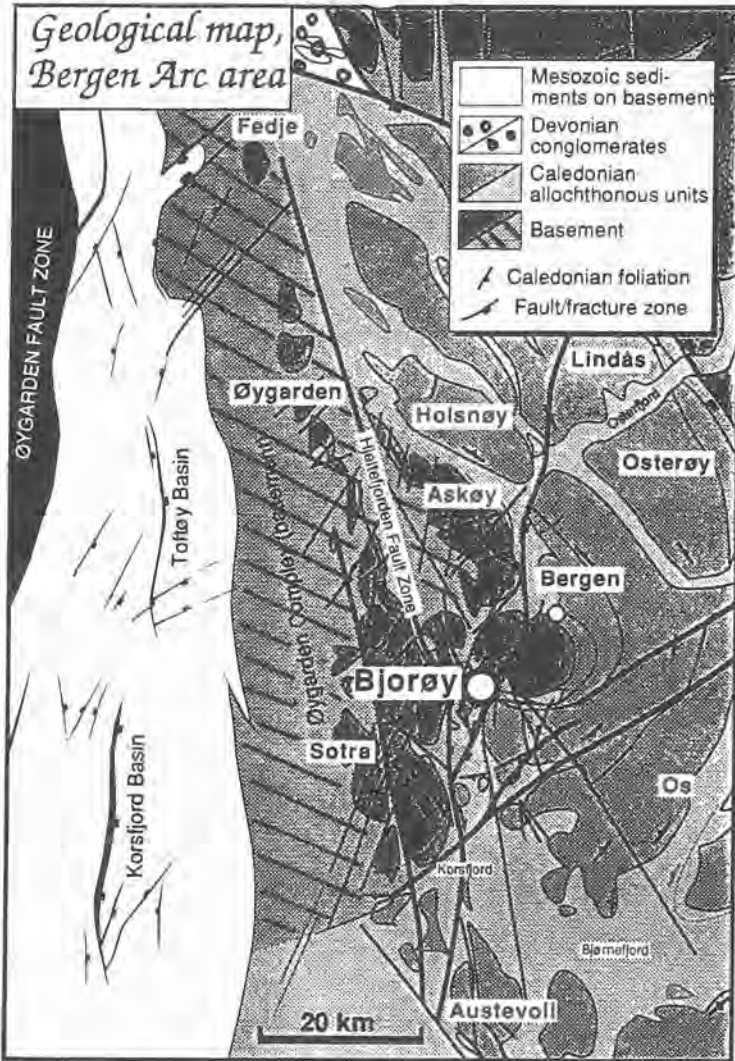
Den 1965 m lange Bjørøytunnelen forbinder Bjørøy i Fjell kommune med fastlandet ca 10 km sørvest for Bergen sentrum. Tunnelen ble bygget av Selmer A.S som entreprenør for Statens Vegvesen Hordaland som byggherre. Kontrakten mellom Selmer A.S og Statens Vegvesen var en fikssumkontrakt. O.T. Blindheim AS har vært Selmers rådgiver i byggeperioden vedrørende ingeniørgeologi og anleggsteknikk.

Drivingen av tunnelen ble påbegynt november 1993 fra Bjørøysiden. I mai 1994 ble det igangsatt driving også fra Håkonshella på grunn av de tidkrevende injeksjonsarbeidene på Bjørøysiden.

Gjennomslag fant sted 16. august 1995, etter 840 m driving fra Bjørøy og 1125 m fra Håkonshella.

## **Geologisk oversikt**

Tunnelen går fra Håkonshella til Bjørøy under Vattestraumen. Den undersjøiske strekningen er ca 500 m. På begge sider består berggrunnen av kaledonske gneisbergarter fra Øygardskomplekset (se regionalgeologisk oversikt, figur 1). I de tilstøtende fjordene er det flere regionale bruddsoner, bl.a. den N-S orienterte Hjeltefjordforkastningen som går like vest for Bjørøy.



Figur 1. Regionalgeologisk oversikt

### Ingeniørgeologiske og geotekniske forhold

#### Tunnelen generelt

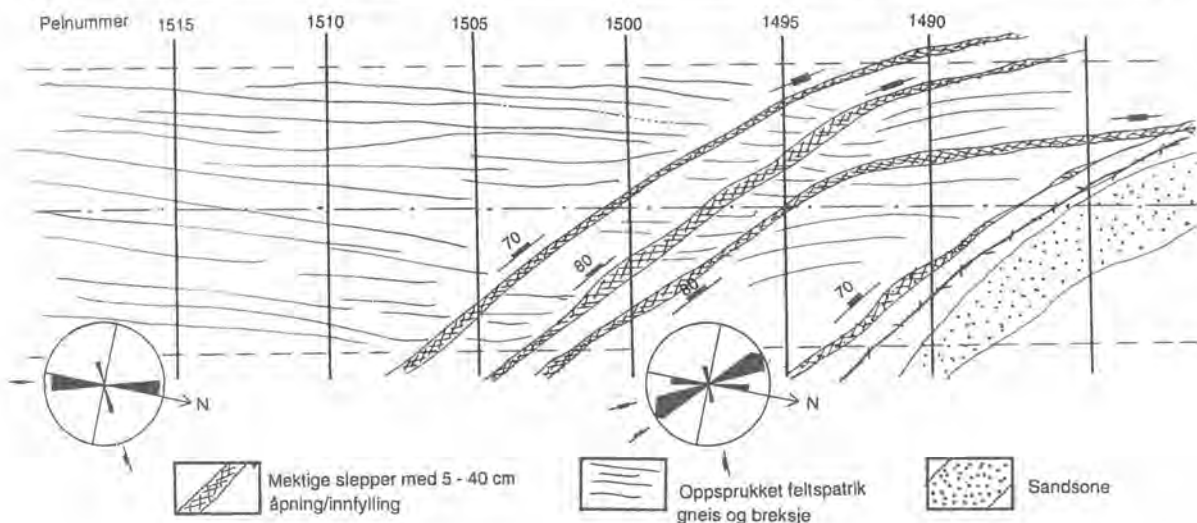
Bergartene i tunnelen utgjøres for det meste av lyse granittiske og enkelte mørke biotitt- og amfibolrike gneiser. Bergartsfoliasjonen er generelt lite utviklet til oppsprekking. Selve bergartsmaterialet har derfor de fleste steder en massiv og homogen karakter.

Bergets oppsprekking domineres av ett markert steiltstående sprekesett med orientering ca N-S med variasjon ca 15° til hver side. Dette sprekesettet gjenspeiler en regional svakhetsretning som vises som meget markerte avlange terrengformer. Sprekkene er utholdende, meget gjennomsettende og opptrer i ulike tettheter med 5-15 m avstand mellom «sprekkesett» av 3-10 m mektighet.

### Problemsonen

Etter ca 700 m med driving fra Bjørøysiden økte vanskelighetene med tetting av lekkasjene dramatisk. Det var ofte behov for 4 -5 runder med injeksjon fra ett og samme pelnummer før beslutning om videre driving kunne tas. Etter en typisk omgang med omfattende injeksjon kunne man bare drive 6 - 8 m, før en ny injeksjonsomgang måtte tas. I figur 2 nedenfor er det vist en oversikt med påtrufne ingeniørgeologiske forhold de siste 30 m før sandsonen ble påtruffet, samt antatt geometrisk konfigurasjon av sandsonen umiddelbart etter at den ble oppdaget. Lekkasje i berget fra pel 1520 til 1500 varierte fra ca 100 til 600 liter per minutt i 15 m lange sonderhull.

Lekkasjer	400	400	600	600	200
Spr. åpning (max)	1 cm	2 cm	15 cm	40 cm	40 cm
RQD	20	10	10	10	10
Jn	6	9	9	9	12
Jr	1	1	1	1	1
Ja	4	6	6	10	15
Jw	1	0,66	0,66	0,66	0,66
SRF	1	2	5	5	5
Q	0,8	0,06	0,02	0,015	0,007



Figur 2.

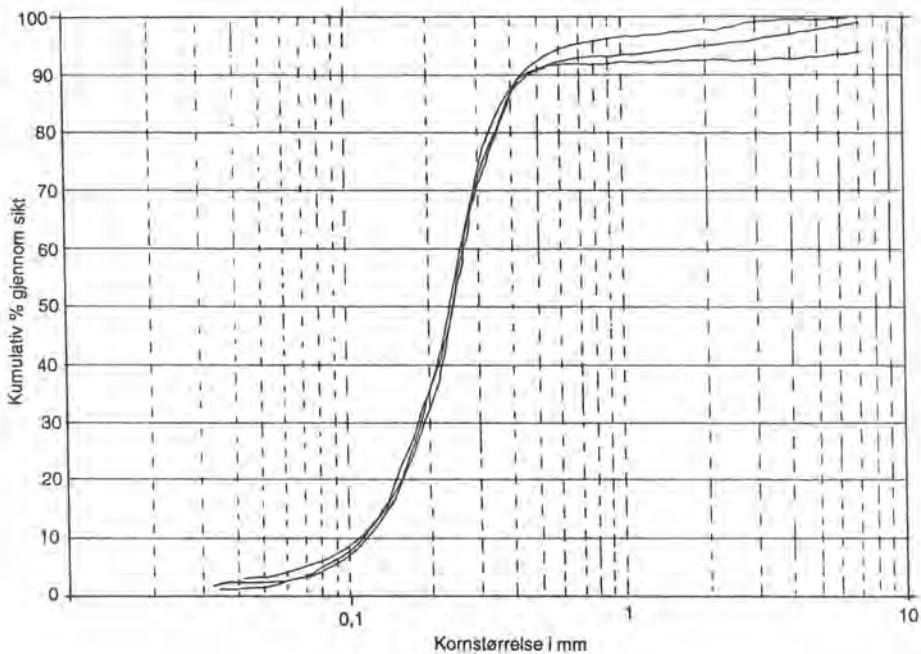
Plantegning med ingeniørgeologiske forhold de siste 30 m før sandsonen ble påtruffet. Parametrene i Q-systemet for Ja, Jw og SRF er anslått for ubehandlet bergmasse. Lekkasje er angitt i liter/min. pr sonderhull (L =15 m, Ø =51 mm).

Selve sandsonen ble oppdaget ca 10 m foran stoff ved sonérboring (slaghammerboring). Flere kubikkmeter med sand ble spylt ut gjennom ett enkelt sonérhull (51 mm) sammen med en vannlekkasje på ca 200 liter pr minutt. Det ble igangsatt kjerneboringer fra pel 1502 for å kartlegge sonens omfang og karakter.

Sonen besto av flere utholdende lag av med løst lagret sand og silt. Sonematerialet hadde en relativt ensgradert kornfordeling. Figur 3 nedenfor viser kornfordelingskurver av sandsonematerialet. Det forekom fragmenter av kull med plantefossiler av Jura alder i sanden.

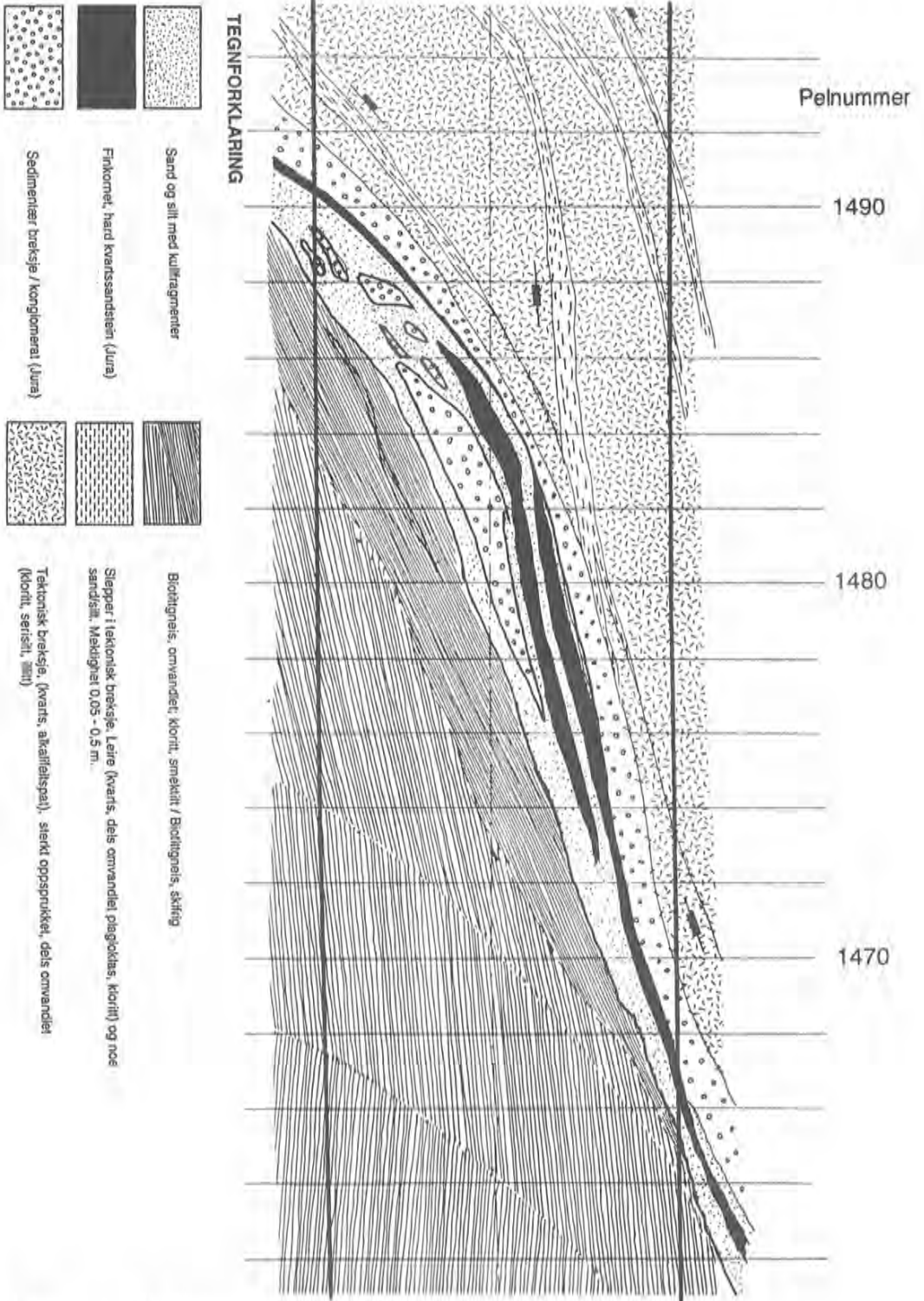
Sideberget til sandlagene besto av Jurassisk kvartssandstein og konglomerat i veksling. Disse bergartene forekom både som avløste «linsjer» og enkeltblokker omsluttet av sand og som tilnærmet vertikale lag på hver side av sandsonen.

I uforstyrret tilstand synes materialet i sonen å ha vært svært løst lagret og lite konsolidert. De første gangene man punkterte sonen med borer, fikk man store mengder sand sammen med lekkasjene gjennom sonérhullene.

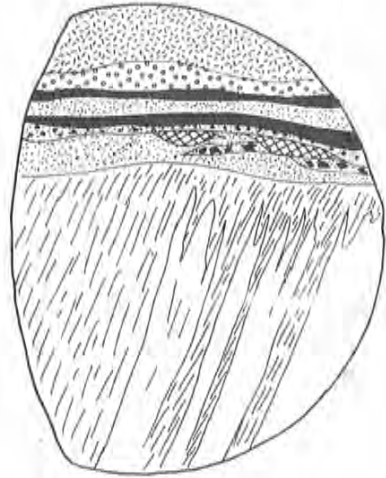


Figur 3. Kornfordelingskurver for sonemateriale. Materialet er tatt fra kjerneprøver fra pel 1482 - 83. Noe av finstoff-fraksjonen (leir og silt) antas å ha blitt vasket ut.

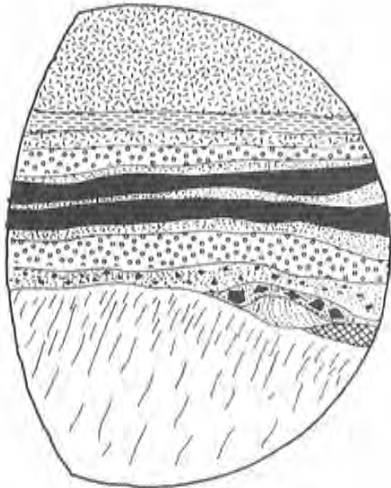
Ved driving inn i sonen etter omfattende grunnforbedring ved injeksjon, ble det utført detaljert kartlegging av sonen. Figurene 4 og 5 nedenfor viser problemsonen i plan og tre vertikalsnitt vinkelrett tunnelaksen.



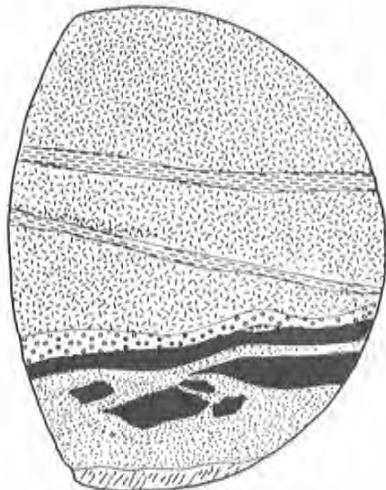
Figur 4. Problemsone Bjørøy, plan



Pel 1475 - 76



Pel 1480-81



Pel 1488

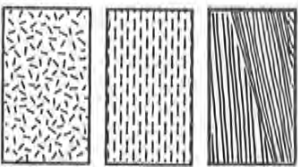
## TEGNFORKLARING



Sand og silt med kullfragementer

Finkornet, hard kvartssandstein (Jura)

Sedimentær breksje / konglomerat (Jura)



Biotitgneis, omvandlet; kloritt, smektit / Biotitgneis, skifrig

Slepper i tektonisk breksje. Leire (kvart, dels omvandlet plagioklas, kloritt) og noe sand/silt. Mekttighet 0,05 - 0,5 m.

Tektonisk breksje, (kvart, alkalifellspat), sterkt oppsprukket, dels omvandlet (kloritt, serfitt, illitt)

Figur 5. Problemsone Bjørøy, 3 vertikalsnitt vinkelrett tunnelaksen



Figur 6. Problemsone Bjørøy. Foto av stuff ved pel 1486. Sand og silt ses som det mørke feltet litt til venstre for midten av bildet.

### Utarbeidelse av alternativer for driving gjennom sandsonen, valg av metode

Det ble fort klart at det ikke var mulig å drive tunnelen videre med vanlige teknikker for norske fjelltunneler. Det ble derfor etablert en ekspertgruppe, med representanter fra Selmer A.S, O.T. Blindheim AS og Vegdirektoratet hvis oppgave var å utrede mulige metoder for å drive tunnelen gjennom sandsonen.

Følgende hovedkonsepter for kryssing av sonen ble utredet:

- 1) Grunnforsterkning ved frysing
- 2) Grunnforsterkning ved konvensjonell injeksjon
- 3) Grunnforsterkning ved jet-injeksjon

For hver av de tre hovedkonseptene ble det utført en detaljert teknisk gjennomførbarhetsvurdering og kostnadsoverslag med usikkerhetsanalyse. Det ble i tillegg gjort en risikoanalyse der ulike hendelsesforløp og enkeltscenarier ble sannsynliggjort.



De viktigste betraktningene om hver av de tre hovedkonseptene er kort gjengitt nedenfor:

*Grunnforsterkning ved frysing* baserer seg på nedfrysing av grunnen rundt tunnelkonturen med saltlake i et lukket rørsystem. Det ble forutsatt tetting ved sementbasert injeksjon før frysing kunne iverksettes. Driving ble antatt utført fra Håkonshella og frysing fra Bjorøy. Totalt ble det regnet med 54 uker fra oppstart (fra pel 1502) til gjennomslag.

Et forhold som ble vurdert å være kritisk for frysing er de generelt store lekkasjene som kunne gjøre at en lokal vannstrøm ikke ble frosset. Selv om denne vannstrømmen var liten, ville den kunne tåne større volumer etterhvert som tunnelen avanserte. I en slik situasjon ble det ansett sannsynlig at lekkasjesituasjonen kunne komme ut av kontroll og aksellerere uten at man hadde noen «retrettmulighet». For å beslutte frysing med tilfredsstillende sannsynlighet for suksess, var man derfor helt avhengig av at faren for lekkasjer gjennom frosts skjermen var fullstendig eliminert. Frysing med helt vannfylt tunnel, dvs. ingen vannstrøm, ble i den forbindelse vurdert, men funnet urealistisk.

En løsning med frysing ville også ha inneholdt et betydelig omfang av konvensjonell injeksjon før boring for fryserør.

*Grunnforsterkning ved konvensjonell injeksjon* baserer seg på teknikker for injeksjon med sementbaserte og kjemiske midler. Det ble forutsatt tetting og grunnforsterkning med spesielt tilpassede metoder for å oppnå ønskede effekter av injeksjon, samt vanntrykksavlastning primært ved gravitativt indusert drenasje.

Forholdene som ble vurdert å være begrensende for denne metoden var gjennomførbarheten av forsterkning og permeabilitetsreduksjon av løsmassene, samt gjennomførbarheten av tilstrekkelig vanntrykksavlastning for å muliggjøre driving med åpen stuff.

*Grunnforsterkning ved jet-injeksjon* baserer seg på å erstatte løsmasser med injeksjonsmasse der injeksjonsmassen blir blandet med deler av de stedlige massene og plassert *in situ* gjennom høytrykks dyser ved 300-400 bar trykk. Injeksjonsdysene er montert i enden av en borstreng. Selve injeksjonen foretas når borstrengen trekkes tilbake, samtidig som returmassen (overskudds sonemateriale og injeksjonsmasse) strømmes ut mellom borstrengen og borhullsveggen.

Metoden forutsetter at mediet som skal injiseres har et nøytralt statisk vanntrykk og en kornfordeling som muliggjør masseutskiftingen, dvs. at massene ikke bør ha høyere finstoffinnhold enn ca 30% silt.

Flere forhold gjorde at man vurderte denne metoden til å ha begrenset gjennomførbarhet. Den uregelmessige løsmassemektingen (antatt fra 0,2 - 5 m) ville sannsynligvis ha vanskeliggjort en effektiv utførelse av metoden. Det statiske vanntrykket måtte reduseres til nær fullstendig drenert situasjon utenfor en planlagt jet-injeksjonsskjerm. Gjennomførbarheten av en drenasje som skulle være effektiv i hele volumet foran stuff som skulle behandles med jet-injeksjon, ble vurdert å være usikker.

Dersom man valgte jet-injeksjon, ville løsningen for grunnforsterkning også ha inneholdt betydelige innslag av konvensjonell injeksjon for supplerende tetting.

*Valg av metode*

Det ble besluttet å gå videre med konvensjonell injeksjon som hovedkonsept. Et opplegg for fullskala testing i tunnelen av ulike injeksjonsteknikker og injeksjonsmidler ble utarbeidet. To leverandører ble prekvalifisert til å delta i testingen. Leverandørene bidro med kompetanse og mannskap for å utarbeide injeksjonsopplegg, samt å foreta detaljtilpasninger underveis mens injeksjonsforsøkene pågikk. Tabellen nedenfor viser en oppstilling av leverandørenes produkttyper.

Leverandør	Produkt- betegnelse	Type produkt	Egenskaper	Injeksjonsmetode m.m.
A	Rheocem 900	Hurtigherdende mikrosement	Blaine 9000 Regulerbar åpningstid 1 - 3 t	Gjentatt oppboring/ injeksjon i innstøpte stålrør
A	Rheocem 650 SR	Hurtigherdende mikrosement	Blaine 6500 Regulerbar åpningstid 1 - 3 t	Gjentatt oppboring/ injeksjon i innstøpte stålrør
A	Meyco MP301	Akryl, to-komponent	Lettflytende. Regulerbar åpningstid 90 sek - 20 min.	Gjentatt oppboring og seksjonsvis injeksjon gjennom innstøpte stålrør
B	TACSS NF20	En-komponent polyurethan	Tungtflytende. Reagerer med vann Regulerbar åpningstid 3 - 15 min.	Punktvis injeksjon gjennom selvborende boranker.
B	Ischebeck TITAN 40/16	Selvborende boranker	Seksjonerte stag som kan bores og injiseres i samme operasjon	Punktvis injeksjon

Tabell 1. Oversikt over produkter til behandling og forsering av problemsonen fra de to leverandørene.

Leverandør A:

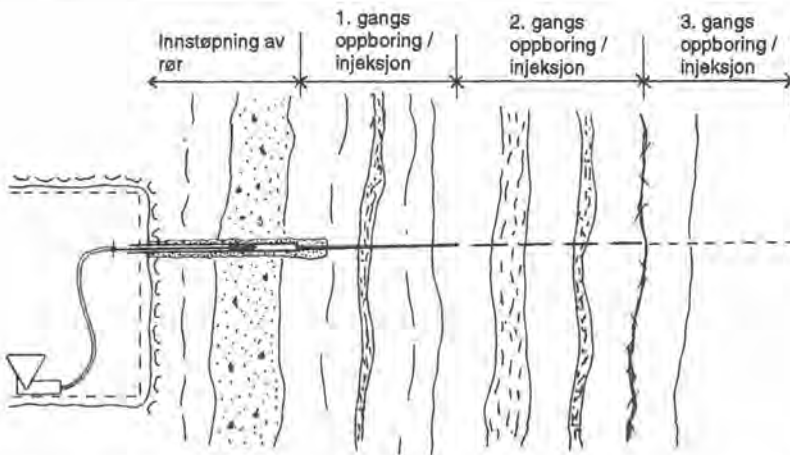
Leverandør A sitt forslag gikk ut på å forsøke å få til permeasjon i sanden med den fineste mikrosegmenten (Rheocem 900) i kombinasjon med akryl. Tetting av åpne kanaler og kompaktering av sanden var tenkt gjort med den grovste mikrosegmenten (Rheocem 650).

Det ble først forsøkt injisert gjennom 2,5'' ventilrør av stål. Under boring ble hullene logget med hensyn på sand eller fjell. Deretter ble hullene vanntapsmålt enkeltvis før injeksjon ble foretatt. Det ble benyttet en dobbelpakke slik at man kunne arbeide med én og én ventil.

Denne «leveringsmetoden» for injeksjonsmiddel fant man uhensiktsmessig pga. vanskeligheter med å få installert ventiltrøret, samt retur av injeksjonsmasse langs utsiden av røret.

På grunn av vanskelighetene med å få etablert borhull for injeksjon, forsøkte man en prosedyre med gjentatt oppboring og injeksjon gjennom innstøpte stålrør. Metoden går ut på å bore opp et 4" hull med lengde 6 m og deretter støpe inn et 5 m langt 2,5" stålrør. Når innstøpingsmørtelen er herdet, kan det bores gjennom røret og en viss lengde videre. Injeksjon foretas inn til ubehandlet grunn gjennom en pakke som er plassert i stålrøret. Der man hadde påvist spesielt svak grunn ble hullet forlenget med 0,5 - 1 m på det minste. Injeksjon ble her foretatt selektivt med akryl og med stoppkriterium etter en viss medgått mengde.

Der hvor man ikke arbeidet i ren sand benyttet man seksjoner av 1 - 3 m mellom hver injeksjon. Mikrosegment ble benyttet her. Prinsippet for denne injeksjonsmetoden er skjematisk vist i figur 7 nedenfor.



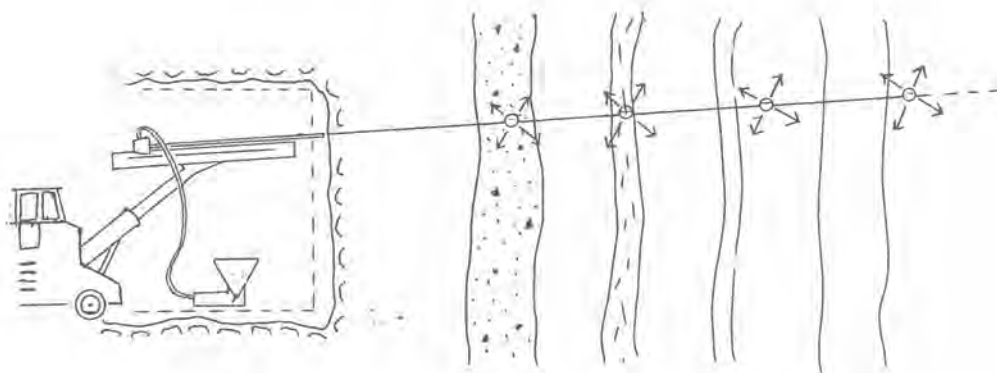
Figur 7. Vertikalprofil med prinsipp for gjentatt seksjonsvis oppboring og injeksjon gjennom innstøpte stålrør.

### Leverandør B.

Hovedelementene i leverandør B sitt løsningsforslag var seksjonsvis injeksjon gjennom selvborende stag av typen Ischebeck. Fortrinnet man ønsket å oppnå med denne metoden var å eliminere behovet for å trekke borstrengen ut mellom hver gang man injiserte.

Prinsippet for metoden er å bore til ønsket lengde for første injeksjon. Det skjøtes på stagseseksjoner á 3 m fortløpende. Injeksjon ble forsøkt foretatt *samtidig* med boring av staget. Dette fungerte dårlig. Seksjonsvis boring med injeksjon utført for hver 0,5 - 3 m lot seg til en viss grad praktisk gjennomføre. Man hadde imidlertid store problemer med å «bryte løs» staget for å bore det videre etter hver injeksjon. I tillegg var selve injeksjonsforløpet ofte vanskelig å styre pga. hyppige utganger ut i stoffen langs staget.

Prinsippet for injeksjon gjennom selvborende borankere er vist i figur 8 nedenfor.



Figur 8. Vertikalprofil med prinsipp for punktvis injeksjon gjennom selvborende boranker.

### Konklusjon av testinjeksjonen

For å påvise effekten av de utførte injeksjonsforsøk, ble det tatt ut kjerneprøver i området hvor testinjeksjonen var tenkt å virke. Det ble også foretatt en nøye vurdering av material- og tidsforbruk for hele sonekryssingen for hver av de praktiske løsningstypene.

Konklusjonene fra testingen er sammenfattet i tabellen nedenfor.

Produkt	Anbefalt bruksområde
Rheocem 900, hurtigherdende ultrafin mikrosement	Injeksjon i svakt berg med sand/silt /leirfylte slepper. Brukes sammen med akryl ved injeksjon i sand.
Rheocem 650 SR, hurtigherdende mikrosement	Injeksjon i svakt berg med mye åpne kanaler og sand/silt/leirfylte slepper
Meyco MP 301, to-komponent akryl	Injeksjon i sand og silt. Reparasjon av utganger i stoff indusert av splitting i sand og silt.
TACSS NF20, én-komponent polyurethan	Reparasjon av ulike utganger i stoff, langs injeksjonsrør, bolter etc.
Ischebeck TITAN 40/16	Ikke funnet anvendelig

Tabell 2. Hovedkonklusjoner etter fullskala testing av produkter for injeksjon.

### **Teknikker for injeksjon**

Grunnforholdene i tunnelen var meget kompliserte og krevde spesielt tilpassede prosedyrer for injeksjon. Injeksjon har tradisjonelt vært et middel for å håndtere vannlekkasjer. De påtrefne forholdene i Bjørøy-tunnelen førte imidlertid til at funksjonskravene til injeksjonsresultatet også måtte omfatte en forbedring av stabilitetsegenskapene til materialet man injiserte i.

Man fant det hensiktsmessig å skille mellom injeksjon i svak berggrunn og injeksjon i løsmasser, dvs. siltig sand. De to «kategoriene» av grunnforhold kan synes noe kunstige, ettersom det ikke eksisterer noen klar grense mellom hva som var fjell og løsmasser i denne situasjonen. Nedenfor nevnes betraktningene som ble gjort om type grunn som underlag for planlegging av injeksjonsarbeidene.

### Injeksjon i svakt berg

Svakt berg omfatter her i hovedsak sterkt oppsprukket fjell med løsmassefylte og dels åpne sprekker der injeksjon ble planlagt for å fjerne vannlekkasjer (reducere permeabiliteten). Man erfarte at stabiliteten av sleppematerialet var god nok dersom vannlekkasjene var redusert til sig og enkelte drypp.

De største vanskelighetene med injeksjon i svakt berg var å nå tak i lekkasjeførende sprekker og kanaler med injeksjonsskjermen og å få til et injeksjonsforløp som tettet de påtrufne lekkasjefenomener tilstrekkelig. I tillegg var også borbarhetsforholdene svært krevende for vanlig slaghammerboring, med hyppig veksling mellom knust berg, hardt berg og slepper med flere titalls cm med løsmassefylling.

Sprekker uten bergkontakt og med åpning eller løsmassefylling på opptil 30 - 40 cm førte til at injeksjonsmassen alltid fant en kanal med minimal motstand som kunne ta imot store mengder masse før noen trykkstigning ble registrert. Ved oppboring av nye hull tett inntil avsluttede injeksjonshull hvor høy masseinnngang og trykkoppbygning var oppnådd, erfarte man ofte at lekkasjenivået overhodet ikke var redusert. Problemet var ytterligere forverret ved at sprekken hadde meget spiss vinkel i forhold til tunnelaksen. Det var derfor vanskelig å oppnå en god geometrisk dekning med injeksjonsskjermen som fanget opp lekkasjekanalene. Det ble derfor utarbeidet et injeksjonsopplegg på grunnlag av følgende registrerte sprekkekaraktistikker:

- 1A) Sprekker uten bergkontakt (åpne sprekker), med tildels stor åpning, opp til 40 cm.
- 1B) Sprekker uten bergkontakt med fylling av leire, sand og silt, samt fragmenter av sideberget.
- 2) Fine sprekker og riss med bergkontakt.

De etterfølgende figurene illustrerer problemene med sprekker uten bergkontakt med åpning eller løsmassefylling. Man erkjente at det ikke var mulig å oppnå tilfredsstillende behandling av lekkasjene i alle disse sprekkefenomenene i én enkelt injeksjonsoperasjon. Injeksjonsopplegget inneholder derfor to enkeltoperasjoner (injeksjonstype 1 og 2) for å håndtere sprekkefenomenene separat.



Figur 9. Injeksjon i svakt berg. Foto av utgående på stufflaten av injisert sprekk på stufflaten pel 1505. Sprekkeåpningen er i sin helhet fylt med sement (lyst materiale).

Injeksjons-type	Injeksjons-masse	Blandings-forhold	Injeksjonstrykk	Stoppkriterium
1	Hurtigherdende mikrosement	Tykk masse, v/c - forhold 0,4 - 0,5	Lavt til moderat (5 - 10 bar over statisk vanntrykk)	Innpumpet mengde, 50 - 100 kg pr bormeter
2	Hurtigherdende ultrafin mikrosement	Tynn masse, v/c - forhold 0,7 - 1,0	Moderat til høyt (15 - 20 bar over statisk vanntrykk)	Trykk, max 25 bar over statisk vanntrykk

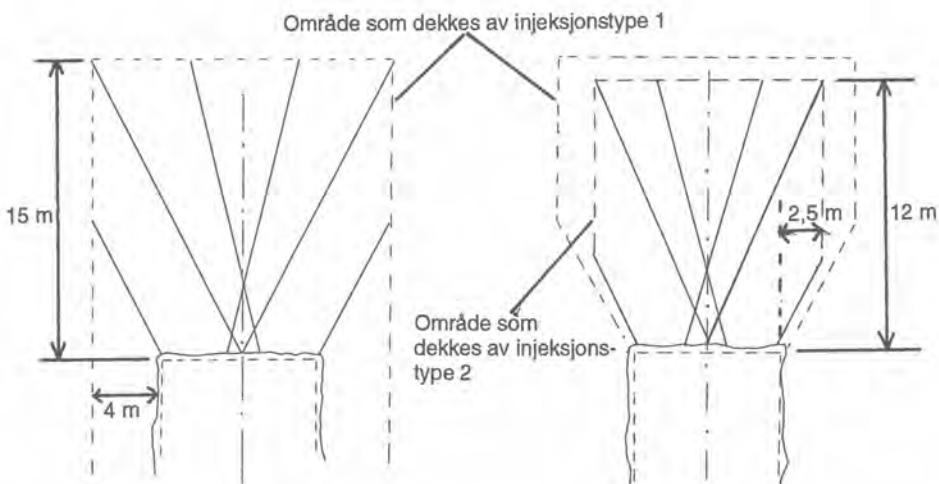
Tabell 3. Injeksjon i svakt berg. Hovedelementer i to-trinns injeksjon.

Injeksjonstype 1 har som formål å fylle åpne sprekker og kanaler (1A og 1B) som kan ta i mot mye masse. Injeksjonstype 2 har som formål å fylle fine sprekker og riss (2).



Figur 10. Injeksjon i svakt berg. Foto av borkjerne med injisert sprekk uten bergkontakt. Sprekken har mottatt injeksjonsmasse i to omganger og har fremdeles fylling av leire på flere mm. Det vises en åpen kanal på sprekken i underkant av injeksjonsmassen (lyst lag). Kjernediameteren er 47 mm.

Med injeksjonstype 2 foretas den «endelige» tettingen av berget med høyt trykk og inntrengning av en tynn blanding av ultrafin mikrosegment. Forutsetningen for at injeksjonstype 2 skal forløpe etter injeksjonen er at injeksjonstype 1 er utført. Skjermen for injeksjonstype 2 må derfor ligge innenfor skjermen for injeksjonstype 1. Den geometriske konfigurasjonen av de to injeksjonstypene er vist i figur 11 nedenfor.



Figur 11. Injeksjon i svakt berg. Injeksjonstype 1 og 2, geometriske konfigurasjoner.

Retningen på borhullene i injeksjonsskjermen er tilpasset retningen på sprekkefenomenene, slik at flest mulig potensielle lekkasjekanaler fanges opp. Det bemerkes også at injeksjonsskjerm 2 ikke bør «punkttere» injeksjonsskjerm 1, ettersom en lett vil miste forutsetningene for å oppnå trykkoppbygning.

Filosofien i den benyttede to-trinns injeksjon med stoppkriterium på hhv. masse og trykk er den samme som i GIN (grouting intensity number) prinsippet som sier at injeksjonstrykk multiplisert med volum skal være tilnærmet konstant.

### Injeksjon i løsmasser

Løsmasser omfatter i denne sammenhengen siltig sand som forekom både i kontinuerlige lag og «linsjer» av variabel mektighet og utstrekning. Et «skille» mellom løsmasser og svakt berg i denne sammenhengen ble satt der en vurderte at injeksjonen også måtte ha en fasthetsforbedrende effekt i materialet man injiserte. Dette hensynet viste å seg å bli spesielt viktig da løsmassesonen befant seg i tunnelstuffen og man arbeidet med injeksjon med trykkoppbygning foran stuffen.

Man forsøkte en tilnærming ved å planlegge med injeksjon i løsmasser der det ble påvist løsmassemektigheter på 50 cm eller mer i sprekker uten bergkontakt. Behandlingen av løsmassene omfattet følgende elementer:

- 1) Injeksjon for å redusere lekkasjene.
- 2) Injeksjon for å forbedre stabilitetsegenskapene (forbedret fasthet).
- 3) Vanntrykksavlastning ved drenasje.

I dette avsnittet omtales teknikkene for injeksjon, samt de stabilitetsforbedrende effektene som har latt seg påvise. Nedenfor nevnes først prinsipielt hvilke effekter av injeksjon som er mulig å oppnå i sand og silt. Deretter diskuteres hvilke effekter som her er oppnådd av injeksjon.

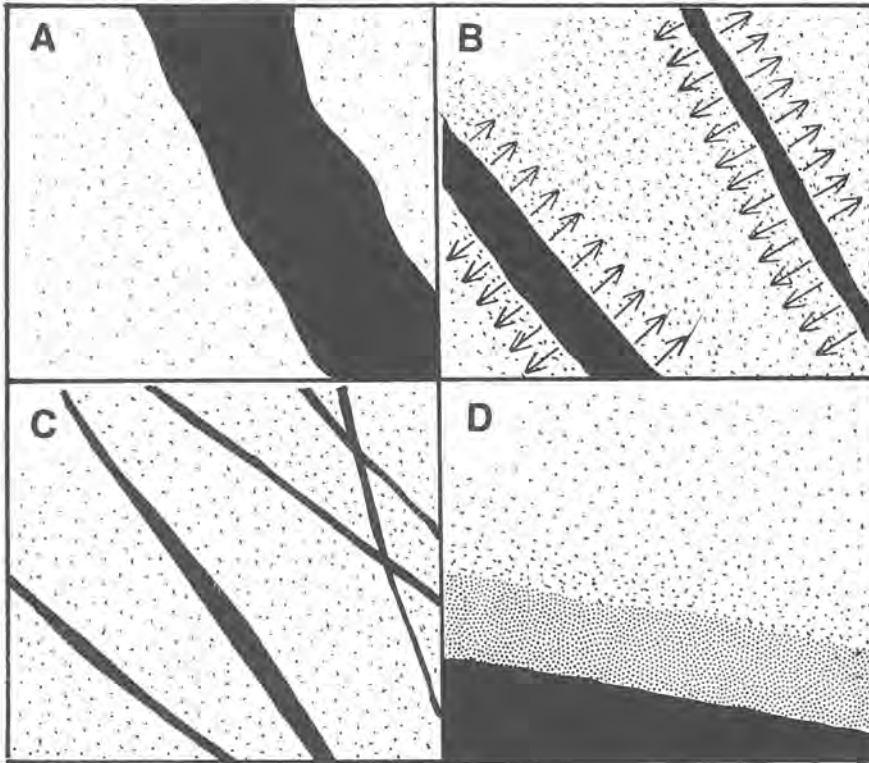
I forbindelse med testinjeksjonen påviste man ved kjerneboring sand som var permeert med akryl og dannet en «kjemisk sandstein». Ved den samme kjerneboringen ble det også funnet sand og silt uten påviselig effekt av injeksjon. Det må imidlertid bemerkes at kjerneboringsmetoden som ble benyttet for prøvetaking ikke var egnet for å få ut uforstyrrede prøver. Det var derfor ikke mulig å utføre realistiske geotekniske undersøkelser på sonematerialet, verken i ubehandlet eller behandlet tilstand.

På grunnlag av de utførte kontrollboringer (kjerneboring og slaghammerboring) ventet man at det ville bli svært vanskelig å oppnå en fullstendig permeasjon av løsmassene med akryl.

Injeksjonsopplegget for de siltige sandlagene ble laget slik at man behandlet sand og silt med akryl i en kontinuerlig sone ca 1 - 2 m utenfor den teoretiske tunnelkonturen. Før behandling med akryl startet, ble det injisert med hurtigherdende mikrosegment i kontakten mellom berg og sand/silt for å foreta en kompaktering, samt å tette eventuelle gjenværende lekkasjekanaler i berget.



Injeksjonsskjermene ble nøyaktig satt ut med høyde- og retningsvinkel, slik at behandlingen av sonematerialet foregikk så kontrollert som mulig på det tilsiktede stedet.



Figur 12. Injeksjon i løsmasser. Mulige effekter ved injeksjon i siltig sand, skjematisk illustrert.

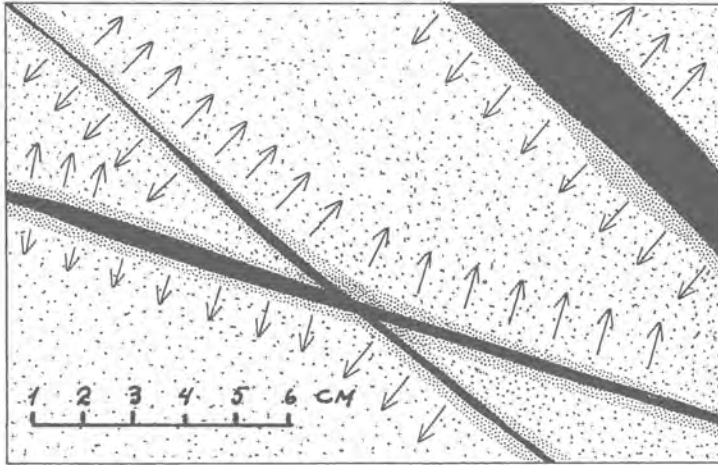
- A: Erstatning
- B: Kompaktering
- C: Hydraulisk splitting («soil hydrofracturing»)
- D: Permeasjon

#### Erfarte forhold ved injeksjon i siltig sand

Ved driving inn i sonen viste det seg at mesteparten av de påtrufne løsmasser besto av kompaktert sand. Uregelmessig forekommende tynne flak og linser av sement og akryl kunne observeres. Enkelte kanaler og linser med opp til 5 -6 cm tykkelse av ren sement og akryl hadde erstattet sanden.

Akryl forekom som linseformede klumper i forbindelse med ansamlinger av kullfragmenter og partier med ren sand og mindre finstoff, samt i tynne utholdende «laminer» eller flak med 2 - 4 mm tykkelse med ren akryl, åpenbart induisert ved splitting. I en sone på 1- 5 mm på hver side av den rene akrylen var sanden permeert av akryl.

Den nedenforstående figuren viser skematisk en typisk situasjon i siltig sand slik de oppnådde effektene av injeksjon ble observert.



Figur 13. Injeksjon i løsmasser. Observerte effekter av injeksjon i siltig sand, skematisk illustrert.



Figur 14. Injeksjon i løsmasser. Foto av borkjerne av siltig sand permeert av akryl sammen med ubehandlet siltig sand. Borkjernen har diameter 47 mm og er tatt ut i det området testinjeksjonen ble utført. De mørke fragmentene er biter av kull.

Under injeksjonsarbeider som pågikk i det området hvor løsmassesonen hadde utgående i stoffen, opplevde man problemer med stabiliteten av materialet i sonen. Et typisk problem var at injeksjonsmassen splittet seg veg gjennom sonematerialet og ut i stoffen allerede ved lave injeksjonstrykk. Dette var spesielt tilfelle ved injeksjon med mikroement, da man var avhengig av å oppnå en viss trykkoppbygning og masseinnang. Tiltak for å forbedre sonematerialet umiddelbart foran stoff ble iverksatt. Slike tiltak besto i å injisere gjennom rør med akryl med så liten åpningstid som praktisk mulig, dvs. ca 3 minutter. Man fikk på denne måten forsterket løsmassene ved at nydannede kanaler og «splitter» ble fylt med akryl. Slik skapte man forutsetninger for at injeksjon med sement med trykkoppbygning var mulig.

### **Stabilitet i fjell med store vannlekkasjer**

Lekkasjer fra steiltstående, åpne sprekkesystemer med retning omkring N-S representerte et tiltagende problem for tunneldriften fra Bjorøy, hvor de siste 40-50 m inn mot sandsonen medførte svært omfattende injeksjonsarbeider.

Injeksjon av fjellet var nødvendig for å redusere vanninntrengningen, men samtidig hadde injeksjonen en positiv og nødvendig effekt på stabiliteten i tunnelen. De åpne sprekkenes skyldes liten innspenning av berget og tensjonssprekker som fortsatt var åpne.

Injeksjonen medførte en markert stabilitetsforbedring av berget i form av forbedring av sprekkefyllingsmateriale, fjerning av rennende vann. Den bedrede stabiliteten gjorde det også mulig å sprengne en jevn tunnelkontur. I hovedsak var derfor sikring med tett bolting og fiberarmert sprøytebetong tilstrekkelig for god stabilitet under anleggsperioden.

For permanent sikring av dette partiet er det utført systematisk bolting og 8 - 10 cm stålfiberarmert sprøytebetong fra såle til såle. De siste 10 m før sandsonen berører tunnelen er sikring utført med ribbeforsterket sprøytebetong med 2,5 m mellom hver ribbe og ca 25 cm sprøytebetongtykkelse (inklusive sprøytebetongen i ribbene).

### **Sikring gjennom sandsonen**

#### Stabilitetsforbedring og tiltak før avbygning

Kritisk for hele avbygningsmetoden med bruk av forinjeksjon som hovedelement både for lekkasjereduksjon og stabilitet, var stabilitetssituasjonen i det selve sandsonen ble blottlagt. Følgende kriterier ble lagt til grunn for at salve kunne tas:

- \* Forbedring av bergmassens kvalitet ved injeksjon (økt fasthet også i løsmassene).
- \* Kontrollhull som ble boret inn 2 m kortere enn injeksjonshullene, skulle ha en maksimal lekkasje på 2 l/min.

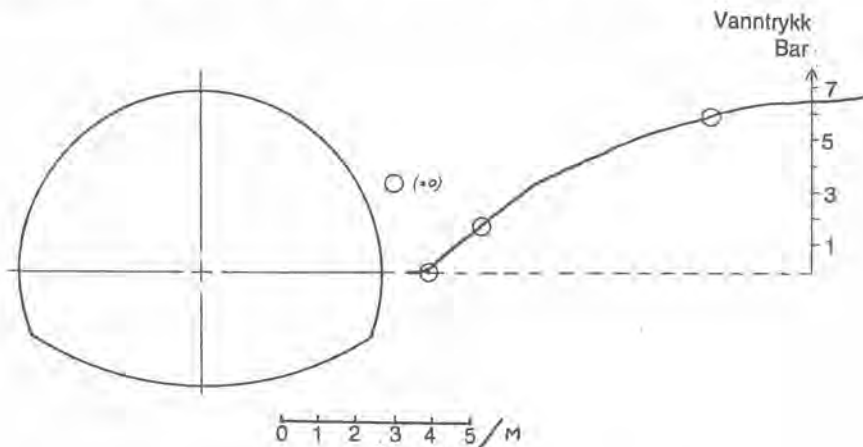
- \* Spilingbolter i dobbel skjerm, c/c ca 80 cm, skulle dekke kritisk del av sandsonen.
- \* Tunnelen inn mot stoff sikret med sprøytebetong, sprøytebetongribbe og radielle bolter.
- \* Fjellet skulle være vanntrykksavlastet minimum 2 m utenfor neste salve.
- \* Kontrollhullene, sammen med et mønster av drenerashull, boret for å sikre en drenert (trykkavlastet) situasjon for den delen som skulle avbygges.

I tillegg var det beredsskap mhp tilgjengelige sikringsmidler rett etter avbygning og på pumpekapasiteten.

Kravene som er nevnt over ble fulgt under hele passeringen av sonen. Som spilingbolter ble benyttet Ø25, innstøpte bolter (galvanisert og epoxybelagt). Boltene ble enten satt i stålrør som var benyttet til injeksjon eller i nye hull. Lengde på boltene var 6 m, dvs én rekke for hver 2. meter for å oppnå dobbel skjerm i alle snitt.

Helt avgjørende for stabilitetsvurderingen var at man hadde oppnådd en trykkavlastning inn mot tunnelen. Dette ble kontrollert med måling av vanntrykket med manometere montert i stålrør. Dermed kunne vanntrykket måles f.eks 2 m utenfor tunnelperiferien eller 2 m innenfor tunnelfronten etter salve.

Vanntrykkmålinger ble spesielt omhyggelig utført før sonen ble blottlagt første gang. I to hull med lengde 7,5 m boret inn i sandsonen foran stoff viste sonen seg å være helt trykkavlastet. Det betyr at permeabiliteten utenfor målepunktene er lav (pga injeksjon) og at dreneringen inn mot tunnelen fungerer. I et hull på 3,5 m boret 50° ut fra tunnelretningen og inn i sandsonen ble trykket målt til 2 bar. Trykkavlastningen var også her markant 2 m utenfor tunnelperiferien, selv om ikke full drenering var oppnådd. Systemet av øvrige drenerashull, som etter oppboring viste en liten, men ønsket lekkasje, gjorde at avbygning kunne besluttes.



Figur 15. Forløp av vanntrykket utenfor tunnelperiferien. Målepunkter er vist med sirkel.

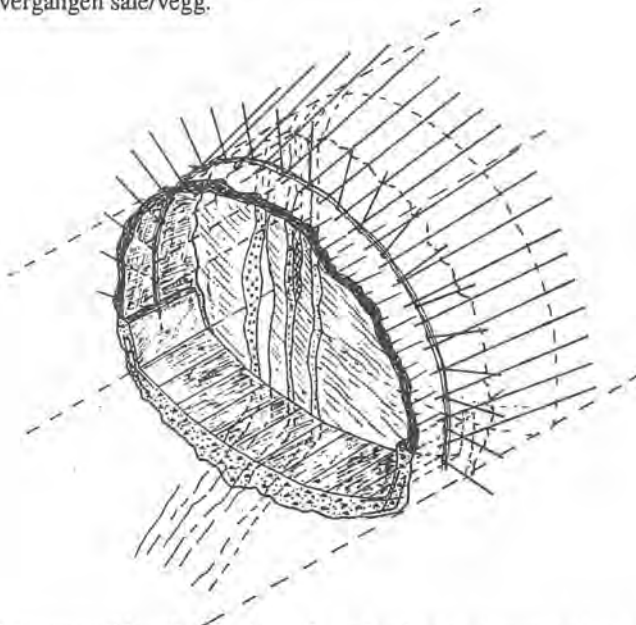
### Avbygning/sprengning og umiddelbar sikring

Hydraulisk piggemaskin var tilgjengelig på anlegget og ble brukt til rensk av stoffen hvor et avansement opptil 2,5 m tidvis kunne oppnås i deler av stoffen. På det siste partiet foran sandsonen der den først ble eksponert i tunnelen, var fjellet imidlertid av så god kvalitet at piggning ikke var hensiktsmessig. Det ble derfor besluttet å foreta sprengning av en 2,5 m lang salve i nedre del av tunnelens høyre side.

Sandsonen ble første gang blottlagt 30. mars 1995. Et areal på ca 6 m<sup>2</sup> ble avdekket. Sandsonen hadde en mektighet på ca 1,5m. Sanden var «tørr» og tydelig uten vanntrykk, selv om det på et par punkter kunne ses en svak «svetting» av vann. Disse vannsigenene ble holdt under oppsikt, men viste ingen utvikling over de første timene etter avbygning.

Sikring med sprøytebetong ble normalt utført umiddelbart etter avbygning. Swellexbolter ble i noen grad benyttet til umiddelbar sikring, spesielt i stoffen. For den fortløpende sikringen av tunnelen ved driving gjennom sonen, ble følgende sikring utført.

- \* Ca 10 cm fiberarmert sprøytebetong (C45 MMA) fra såle til såle.
- \* Sprøytebetongribbe c/c 1,5 m med 7 stk Ø16 spesielt festet til 2,0 m lange radielle, innstøpte bolter.
- \* Spilingbolter.
- \* Støping av såle og 1,5 m oppover veggen, tykkelse min. 40 cm med armering i overgangen såle/vegg.



Figur 16. Sikring som ble utført fortløpende under driving gjennom sonen. Full utstøping av hele profilet ble utført etter gjennomslag og er ikke vist.

### Dimensjonering av sikring

Dimensjonering av sikring ble gjort med basis i

- \* Q-systemet
- \* Deformasjonsmålinger
- \* Beregning av kapasitet ut fra antatte lastforhold.

#### *Q-systemet*

Beregnete Q-verdier for sidefjellet varierer mellom 0,39 (svært dårlig) og 0,028 (ekstremt dårlig). I de dårligste partiene etter passering av sonen er Q-verdien ned mot 0,003 (eksepsjonelt dårlig).

For hele tunnelvernsnittet for de mest kritiske partiene er Q-verdien beregnet å ligge mellom 0,08 (ekstremt dårlig) og 0,015 (ekstremt dårlig). Dette gir følgende sikring etter Q-systemet:

- \* Fiberarmert sprøytebetong av tykkelse 15 til 25 cm, armerte ribber av sprøytebetong og bolting.

Q-systemet gir ikke krav til sikring av sålen. For stabiliteten av sandsonen er imidlertid sålen minst like kritisk med tanke på hydraulisk grunnbrudd slik som det ble registrert under drivingen. Som beskrevet annet sted, er derfor injeksjonen minst like omfattende i sålen som i andre deler av tunnelperiferien. Både med tanke på stabiliteten under drivingen og for den permanente situasjonen var det derfor nødvendig å sikre sålen, se over. Første sålestøp ble utført i 4 m's lengde mellom pel 1490 og 1486.

#### *Deformasjonsmålinger*

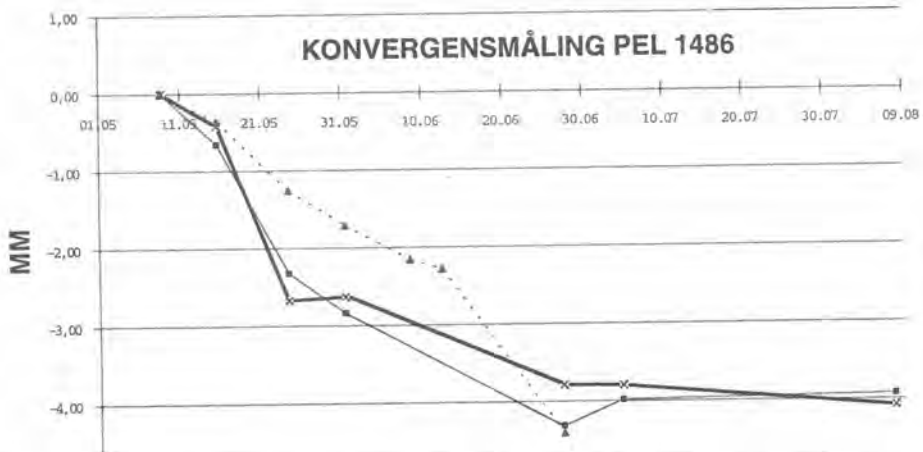
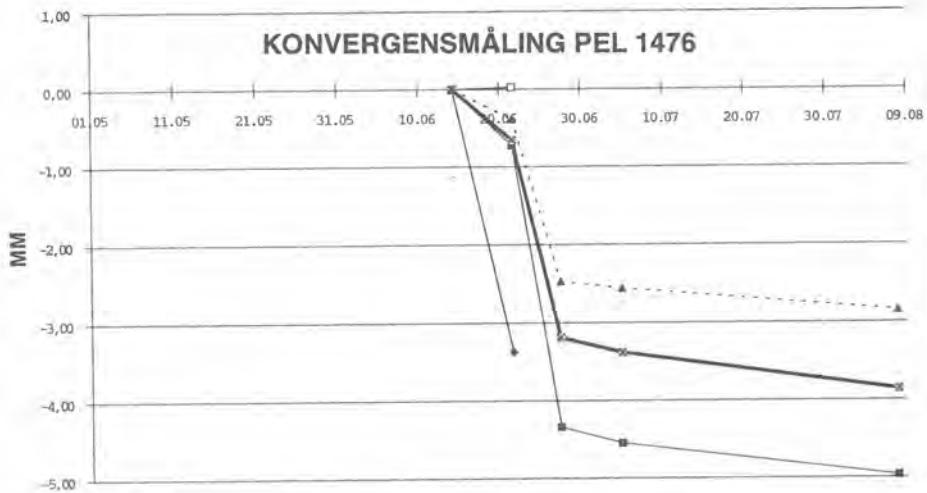
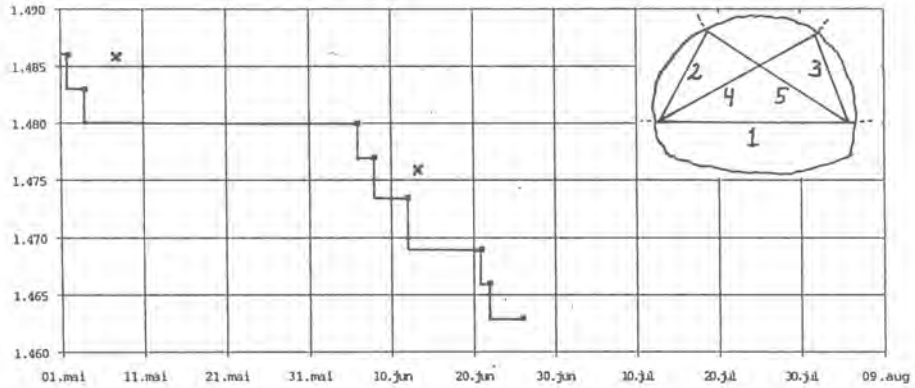
For å ha kontroll med stabiliteten under drivingen og for å kunne dokumentere kapasiteten på sikringen for den permanente situasjonen, ble det installert måleprofiler for deformasjonsmåling omtrent hver 4. meter fra pel 1499 til om med pel 1476. I hvert profil ble det boret inn 4 bolter som muliggjorde måling av 5 avstander med tape-ekstensometer, se figur mmmmm. Repeterbar nøyaktighet på målingene var omtrent  $\pm 0,1$  mm.

Måleseksjonene ble installert kort tid etter hver salve, i størrelsesorden 12 - 24 timer. Den delen av deformasjonen som skjer innenfor denne perioden ble dermed ikke registrert, men det essensielle med målingene var å fastslå om deformasjonen var avtagende eller økende. Størst deformasjon ble registrert etter påfølgende salve, typisk i området 3 mm i løpet av én uke.

Samtlige målinger viste tegn på «utflating» over tid selv om totaldeformasjonen i enkelte profiler har vært oppe i ca 10 mm. Som vist i figur 17 fra pel 1476 og 1486, var deformasjonen ikke «0» målt over en måned selv lenge etter at tunnelen var godt unna målestedet. Den klare tendensen til redusert deformasjon er imidlertid et entydig signal på at tunnelen er stabil. Et vanlig brukt kriterium er  $<1$  mm/måned.

PEL  
NR.

SALVETIDSPUNKT VED DRIVING GJENNOM SANDSONEN



Figur 17. Målte deformasjoner ved pel 1486 og 1476. Eksemplene er typiske.

### Beregning av kapasitet ut fra antatte lastforhold

Beregning av kapasiteten på en sikringskonstruksjon er generelt svært vanskelig både ut fra sikringsmidlenes faktiske kapasitet (bolting og sprøytebetong) og pga. vanskeligheten i å anslå de virkelige spenningsomlagringene og lastopptaket i de umiddelbare massene rundt tunnelen.

For er gitt kritisk (og konservativt) lasttilfelle tatt i den sentrale delen av sonen, har det imidlertid latt seg gjøre å beregne kapasiteten for en betongutstøpning der også sålen er støpt ut. Sikringsstøpen er dimensjonert ut fra følgende forutsetninger:

- \* Fullt utvendig vanntrykk (8 bar), dvs udrenert sikring.
- \* Bidrag fra midlertidig sikring neglisjeres for langtidsstabiliteten.
- \* Sonebredde sand 4,0 m.
- \* Sonematerialet er antatt å utgjøre et trykk på  $150 \text{ kN/m}^2$ , dvs ca 10 m med kohesjonsløst materiale.
- \* Stabiliteten på sidene av sone ivaretas med bolting, injeksjon, sprøytebetong etc.
- \* Midlertidig sikring med sprøytebetong forutsettes å få fullt samvirke med den etterfølgende betongutstøpning.

Selv om sålen er overfordypet i disse snittene for å gjøre utstøpningen mest mulig sirkulær, medførte dette likevel et behov for armering av støpen i knekkpunktet mellom vegg og såle.

Sikringsstøpen (inklusive sprøytebetongen) har etter dette en tykkelse på 60 cm i mest påkjente deler av heng og vegger, tykkelse i sålen fra 40 til 70 cm.

### Permanent sikring

Den permanente sikringen gjennom sandsonen har blitt dimensjonert med basis i punktene over. Under drivingen gjennom sonen har det vært jevnt med mindre lekkasjer gjennom sprøytebetongen stort sett over hele strekningen. Vannlekkasjene har stort sett sivet gjennom sprøytebetongen, men enkelte steder har det også stått tynne stråler inn i tunnelen.

Det første tyder på en drenert og trykkavlastet situasjon der sikringskonstruksjonen (sprøytebetongen) ikke har vanntrykk. Når en stråle står inn i tunnelen, tyder dette på at et visst vanntrykk (i størrelsesorden  $< 1$  bar) presser mot sprøytebetongen i enkelte punkter. Måling av vanntrykk i selve sandsonen (pel 1487) 1,5 m ut til siden for tunnelen, viste en helt drenert situasjon.

Kravet fra byggherren for den permanente sikringen var at den skulle kunne motstå fullt statisk vanntrykk. Dette representerer en situasjon der sikringskonstruksjonen er helt tett og statisk vanntrykk på utsiden er 8 bar. Kravet ble tilfredsstilt ved at det ble utført full utstøpning gjennom hele sonen etter gjennomdriving.



Alternativt kunne den allerede utførte sikringen med sprøytebetong, ribber, bolting og spiling fungert som permanent sikring, eventuelt supplert med et nytt lag med sprøytebetong (5 til 10 cm). Sikringen som ble utført under driveperioden var gjort med basis i Q-systemet og dokumentert med deformasjonsmålinger og visuell observasjon under arbeidets gang. I tillegg til den sikringen som beskrives ut fra Q-systemet, var det utført sålestøp og støp 1,5 m opp langs veggene, med innlagt armering i knekkpunktene.

Usikkerheten ved å velge denne løsningen kan sies å være tosidig;

- \* Sannsynligheten for trykkoppbygging over tid, dvs over år.
- \* Dersom en slik trykkoppbygging skulle inntreffe, hvordan kan kapasiteten på en sprøytebetongsikring på en ujevn fjelloverflate som utsettes for et utvendig vanntrykk dokumenteres?

Problemet for det siste punktet er at det ikke eksisterer gode beregningsmodeller som viser den statiske kapasiteten for en sprøytebetongsikring kombinert med bolter. Man er her henvist til å vurdere sikring utført med sprøytebetong i forskjellige situasjoner over tid, mao basisinformasjonen for Q-systemet. Det kan imidlertid bemerkes at selv om sprøytebetongen skulle utsettes for en lokal trykkoppbygging, er det normale forløpet at sprøytebetongen deformeres og gir små sprekkeåpninger som gir drenering, og dermed trykkavlastning. Kompleksiteten av sonen på Bjorøy og ønsket om en definert sikkerhet med en konstruksjon som kunne kapasitetsmessig greit beregnes, gjorde likevel at full utstøpning ble valgt.

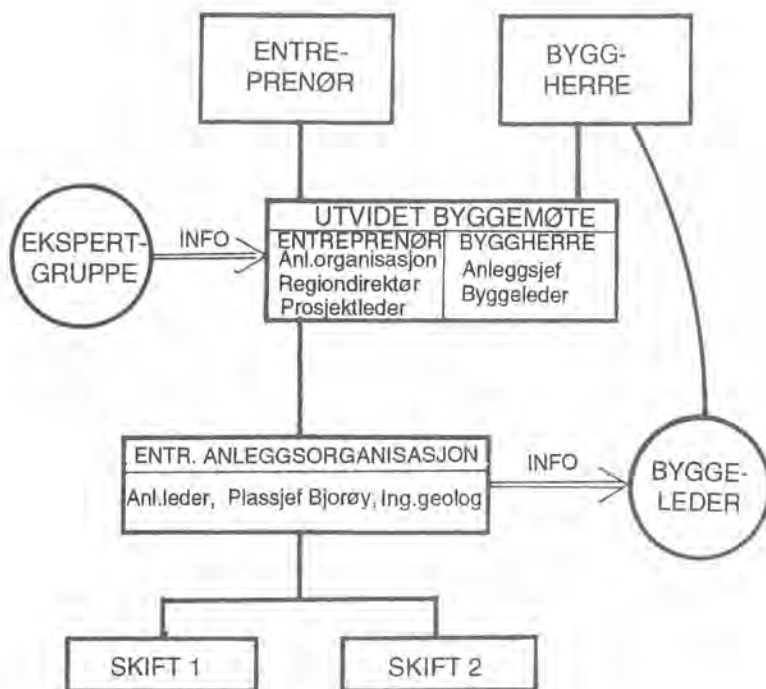
### **Organisasjon, ansvar og beslutninger**

Kontrakten for byggingen av Bjorøytunnelen var en fikssumkontrakt. Entreprenøren var ansvarlig for valg av materialer og beslutning om tekniske løsninger, samt å utarbeide den nødvendige dokumentasjon av beslutningsunderlag og av de utførte arbeider. På underjordsanlegg i Norge er dette en ny situasjon. Denne kontraktsformen skaper andre rammevilkår for entreprenørens detaljutførelse av arbeidene enn enhetspriskontrakter. De viktigste elementene er ansvar for vurdering av gjennomførbarhet, beslutninger om tekniske løsninger, samt definisjon og tilfredsstillelse av krav for utførelse.

I dette kapitlet vurderes beslutningsmekanismene og motivasjonsfaktorene slik de påvirket de ulike operasjonene ved driving gjennom sandsonen.

### Organisasjon

For å diskutere ulike typer beslutninger som ble tatt på ulike nivåer omtales først anleggets organisasjon ut i fra beslutningsmyndighet. Organisasjonsmodellen som ble gjort gjeldende, ble utarbeidet i felleskap av byggherre og entreprenør under arbeidet med detaljundersøkelse av problemsonen. Organisasjonsmodellen er vist skjematisk i figuren 18 nedenfor og de viktigste beslutningsmekanismene er sammenfattet i tabell 4.



Figur 18. Organisasjon for kryssing av Bjorøy problemsone.

Det utvidete byggemøtet ble avholdt i forbindelse med viktige beslutninger der det var helt nødvendig med en formell gjennomgang av beslutningsunderlaget. Kontrakten inneholdt ingen spesifikasjoner med hensyn til hvordan ulike beslutninger skulle håndteres av byggherre og entreprenør. Det utvidete byggemøtet fikk derfor funksjon som kvalitetsrevisjon for entreprenørens foreslåtte løsninger og pågående arbeider, samt funksjon som et forum for formell informasjon mellom partene. Byggherren hadde anledning til å komme med innvendinger til entreprenørens forslag til løsninger. Entreprenøren ville ikke ha realisert forslag om tekniske løsninger dersom det forelå innvendinger fra byggherren. Byggherren hadde derfor i realiteten negativ styring med de overordnede beslutninger.

*Ekspergruppen* ble etablert for å utrede aktuelle hovedkonsepter for kryssing av problemsonen. Ekspertgruppen besto av representanter fra byggherre og entreprenør og ble styrt av entreprenøren og hadde kun rådgivende myndighet overfor det utvidete byggemøtet. Det ble innhentet ekspertise fra utlandet (Italia) for å komme med synspunkter og innspill på praktiske løsninger for driving, sikring og injeksjon i løsmasser. Mandatet til ekspertgruppen var å fremlegge godt nok beslutningsunderlag slik at det utvidete byggemøtet kunne ta endelig beslutning om metode for driving gjennom problemsonen.

*Entreprenørens anleggsorganisasjon* besto av den daglige ledelsen på Bjorøysiden, herunder anleggsleder, plassjef Bjorøy og ingeniørgeolog. Denne hadde ansvar for detaljutarbeidelse av prosedyrer for injeksjon, driving og sikring, samt detaljoppfølging, rapportering og informasjon til byggherren av de til enhver tid pågående arbeider med problemsonen.

### Ansvar og beslutninger

Ved enhver kontrakt om byggearbeid er det byggherrens krav til byggearbeidets kvalitet og entreprenørens krav til økonomisk resultat som er de grunnleggende motivasjonsfaktorer for beslutningene som tas på ulike nivåer i organisasjonen. På norske tunnelanlegg har det vært vanlig med en sterk byggherrestyring der entreprenøren får oppgjort etter enkeltposter på grunnlag av tekniske løsninger som besluttes av byggherren. Entreprenørens motivasjon for detaljutførelse ligger i beskrivelsen av den enkelte post som er grunnlag for økonomisk oppgjør. Entreprenøren har imidlertid hatt ansvaret for å ta de beslutninger som vedrører arbeidssikkerheten på anlegget.

I tabell 4 nedenfor er de ulike hovedtypene av beslutninger stilt opp og sammenliknet i lys av ulike rammevilkår.

Type beslutning	Aktør, beslutningsforum	Type byggherrestyring	Beslutningsgrunnlag (hovedelementer)	Entreprenørens motivasjon for beslutning
Valg av hovedkonsept for sonekryssing	Utvidet byggemøte (kvalitetsrevisjon)	Negativ styring	Omfattende forundersøkelser. Ekspertgruppens uttalelser	Muliggjøre sonekryssing. Teknisk og økonomisk optimal løsning.
Driving inn i sandsonen	Utvidet byggemøte (kvalitetsrevisjon)	Negativ styring	Resultat av testing. Kontroll av oppnådd injeksjonsresultat	Akseptabelt sikkerhetsnivå mot ras og vanninnbr.
Injeksjon; borplan og prosedyrer	Entreprenørens anl.organisasjon	Ingen. Byggherre informert	Detaljkartlegging ved sondeboringer	Forsøk på treffe «riktig» nivå
Injeksjon; avslutning av hvert enkelt hull	Skift: Formann, bas	Ingen. Byggherre informert	Definerte kriterier, evt. injeksjonsforløp i hvert enkelt hull	Forventning om oppnådd effekt etter GIN-prinsippet.
Injeksjon; Fortsatt injeksjon eller ny salve	Entreprenørens anl.organisasjon	Ingen. Byggherre informert	Injeksjonsforløp i hvert enkelt hull. Resultat av kontrollboring.	Akseptabelt sikkerhetsnivå mot ras og vanninnbrudd.
Sikringsnivå, midlertidig	Entreprenørens anl.organisasjon	Ingen. Byggherre informert	Bergmasseklassifikasjon, observasjon og erfaring	Tilfredsstillende arbeidssikkerhet, totalstabiliteten av tunnelen ivaretatt
Sikringsnivå, fortløpende justering av midlertidig sikring	Entreprenørens anl.organisasjon	Ingen. Byggherre informert	Konvergensmålinger, fortløpende vurdering ihht. kartlegging og stabilitet på stoff.	Optimalisering av sikringsmengde
Sikringsnivå, permanent	Utvidet byggemøte	Godkjenning eller aktiv styring.	Numerisk modell, konservative belastningsforutsetninger	Tilfredsstillende krav fra byggherren.

Tabell 4. Beslutningsmekanismer ved kryssing av Bjørøy problemsone Hovedtyper av beslutninger er stilt opp mot rammevilkår som påvirker den enkelte beslutning.

I en fiksumkontrakt der entreprenøren er ansvarlig for alle detaljbeslutninger, vil det alltid oppstå en grad av konflikt mellom byggherrens og entreprenørens overordnede mål for virksomheten på anlegget. Detaljbeslutningene som tas i løpet av en salvesyklus om f.eks. driving, sikring og injeksjon vil være begrunnet ut i fra en helhetlig optimalisering mot et forsvarlig minimum, istedenfor tilfredsstillelse av spesifikasjoner for de enkelte detaljoperasjonene.

Den optimale fordelingen av beslutningsmyndighet i byggekontrakt vil være den fordelingen som minimaliserer mulige målkonflikter. På et tunnelanlegg vil graden av teknisk kompleksitet i selve tunneldrivingen være et forhold som kan favorisere en økt fordeling av beslutningsmyndighet til entreprenøren. Begrunnelsen for at dette fungerte bra for Bjorøy-tunnelen følger i diskusjonen nedenfor.

For drivingen gjennom problemsonen i Bjorøytunnelen er det i hovedsak identifisert tre forhold som tilsier en høy tilgjengelighet på detaljbeslutninger om tekniske løsninger.

- 1 **Arbeidssikkerhet.** En stor andel av detaljbeslutningene som må tas i løpet av en salvesyklus påvirker sterkt arbeidssikkerheten på stuff. Midlertidig sikringsnivå under driving (forsvarlig minimum) ligger ofte nært det permanente sikringsbehovet. «Gale» beslutninger eller beslutninger som ikke er direkte motivert av å oppnå stabil eller kontrollert situasjon vil ha et betydelig ulykkespotensiale.
- 2 **Kompleksitet.** Den tekniske vanskelighetsgraden i problemløsningen er høy. Det er behov for krevende faglige vurderinger ofte, gjerne flere ganger i løpet av hver salvesyklus.
- 3 **Uforutsigbarhet.** Karakteren av de tekniske problemene som må løses skifter ofte. Nyansene i situasjonen som er relevante for detaljutførelsen av enkeltoperasjoner blir kjent på et tidspunkt som er veldig nært selve utførelsen, ofte under selve utførelsen. Dvs. det eksisterer en betydelig usikkerhet i kunnskap om grunnforhold som sterkt påvirker tidspunktet for når detaljbeslutninger bør tas.

De tre ovennevnte forhold favoriserer en helhetlig betraktning av den til enhver tid rådende situasjonen med tanke på detaljutførelse av enkeltoperasjoner. Kompetansestrukturen i organisasjonen må være tilpasset behovet for detaljbeslutninger. I praksis vil dette si at bas og formann på skiftet må ha myndighet til å ta beslutninger om detaljutførelse av injeksjon og justering av sikring, samt at det må være tilgjengelig kompetanse på ingeniørgeologi og anleggsteknikk som er motivert av å beslutte et forsvarlig minimumsnivå på sikring og injeksjon.

Rammevilkår av denne typen favoriserer en sterk grad av beslutningsmyndighet hos den utførende (entreprenøren). Detaljspesifikasjoner for utførelse av enkeltoperasjoner og oppgjør etter enhetspriser vil lett kunne motivere beslutninger som ikke fokuserer godt nok på *arbeidssikkerhet, kompleksitet og uforutsigbarhet*. Denne sammenhengen vises også i tabell 3 ovenfor. Kun på ett punkt er entreprenørens motivasjon for beslutning *forskjellig* fra den overordnede optimale motivasjon. Det er der hvor entreprenørens mål er å tilfredsstille krav fra byggherren for en detaljutførelse.

For å motivere beslutninger med forsvarlig minimum som mål er det nødvendig at en viss risiko ligger på den utførende slik at entreprenørens økonomiske motivasjon blir sammenfallende med motivasjon om forsvarlig minimum.

Det ligger her en utfordring i å definere oppgjørsformer som muliggjør en fornuftig plassering av beslutningsmyndighet og samtidig fordeler risikoen på en akseptabel måte.

### Referanser

- Fossen, H. og Holter, K.G. et. al. (1995): Se opp for dinosaurer i Bergenstunnelene. Funn av jurassiske bergarter i Bergensområdet. *Geonytt, november 1995*
- Lombardi, G. og Deere, D (1993): Grouting design and control using the GIN principle. *Water Power & Dam Construction, June 1993*

Sivilingeniør Ole Christian Pedersen  
Geomap

**Detaljundersøkelse av berggrunnen ved hjelp av tomografi. Oslofjorden ved Drøbak**

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Overingeniør Lars Mørk  
NSB Bane, Ingeniørtjenesten

**Formannens 10 minutter**

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

## MODELLERING AV GRUNNVANNSFORURENSNING

Forsker Tom Bostrøm, SINTEF Geoteknikk

### SAMMENDRAG

Foredraget gir inntrykk fra et 3 ukers studiebesøk i Tyskland. Formålet var å studere bruk av numeriske modeller i sammenheng med opprensning og overvåking av forurenset grunnvann. Under oppholdet besøkte jeg professor Wolfgang Kinzelbach ved Universitetet i Heidelberg og firmaet Technologieberatung Grundwasser und Umwelt GmbH i Koblenz. Studieturen ble finansiert med stipend fra NGF.

Anvendelse av grunnvannsmodeller for simulering av forurenset grunnvann er vist med eksempler både fra Tyskland og Norge. Grunnvannsmodellen er et verdifullt verktøy som kan brukes for design og overvåkning av opprensningstiltak.

### SUMMARY

This paper presents some impression from a 3 weeks study tour to Germany. The purpose is to study use of groundwater models in the design and monitoring of in situ remediation of contaminated groundwater. During my stay in Germany I visited professor Wolfgang Kinzelbach at the University of Heidelberg and the company Technologieberatung Grundwasser und Umwelt GmbH in Koblenz. The study tour is financed with grant from NGF.

Use of groundwater models in remediation projects are presented with examples both from Germany and Norway. The groundwater model is a valuable tool that can be used in design and monitoring of remediation schemes.



## 1 INNLEDNING

Bakgrunnen for dette foredraget er en 3 ukers studietur til Tyskland i 1995. Hensikten var å studere modellering av grunnvannsforurensning i sammenheng med opprensing og overvåking av forurenset grunnvann.

Tyskland ble valgt som studiested på grunn av den sterke fokuseringen på grunnvannsforurensninger som følge av store industriforurensninger i tidligere Øst-Tyskland, miljøforhold ved de store brunkulluttakene, nitratforurensninger i landbruket m.m. Det totale antall registrerte lokaliteter med forurenset grunn i Tyskland er 143 252 <sup>1</sup>. Disse forurensede lokalitetene kan være potensielle kilder for forurensninger av grunnvannet. Tyskland er helt avhengig av grunnvann i vannforsyningen, da 70% av vannforsyningen kommer fra grunnvann.

Under studieoppholdet besøkte jeg Professor Wolfgang Kinzelbach på "Institut für Umweltphysik", ved Universitetet i Heidelberg. Han har vært en pioner i feltet forurensningsspredning i grunnvannet. Professor Kinzelbach har tilknytning til Norge gjennom en professor II stilling ved Universitet i Oslo. Aktuelle forskningstemaer ved instituttet innenfor "Grundwasser und Boden" er:

- Utvikling av numeriske modeller som beskriver koplingen mellom biologisk nedbrytning, kjemiske reaksjoner og grunnvannsstrømning. Modellene kan anvendes for å simulere in situ biologisk nedbrytning av organiske stoffer i sammenheng med opprensing av forurenset grunnvann.
- Utvikling av modeller basert på geostatistikk, for å bestemme det totale tilrenningsområde til en grunnvannsbrønn. For å beskytte grunnvannet mot oppløste kjemikalier som klorinerte hydrokarboner, nitrater og plantevernmidler trengs forvaltning av hele tilrenningsområdet til grunnvannsbrønnen.

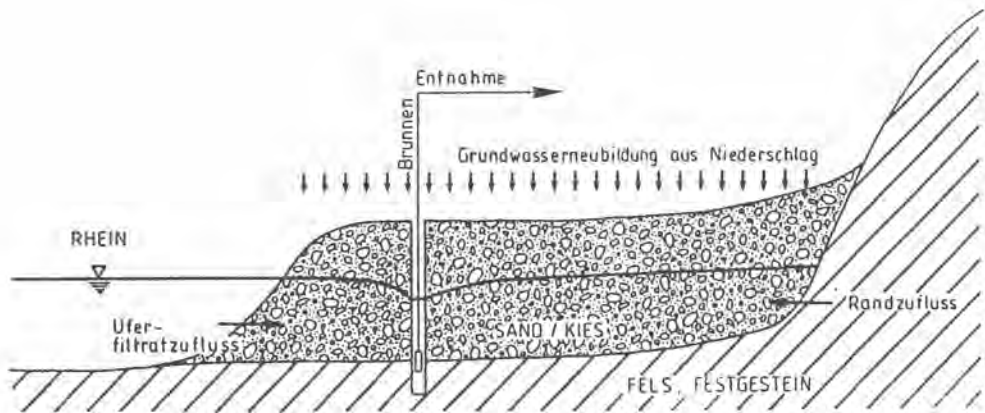
For å få del i praktiske erfaringer med opprensing av forurenset grunn og grunnvann var jeg 2-uker hos firmaet Technologieberatung Grundwasser und Umwelt GmbH (TGU) i Koblenz. TGU er et rådgivende ingeniørfirma innenfor grunnvann og miljø. Firmaet er datterbedrift av Bjørnsen Beratende Ingenieure GmbH som ledes av nordmannen Dr. Gerhard Bjørnsen. TGU har prosjekter innen grunnvannsforsyning, opprensing og overvåking av forurenset grunn og deponier. Sentralt i prosjektene er bruk av numeriske grunnvannsmodeller.

---

<sup>1</sup> Kilde: Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reactorsicherheit, 1995.

Eksempler på prosjekter hos TGU:

- Hydrogeologiske undersøkelser av alle offentlige grunnvannsanlegg som ligger inntil 1 km fra Rhinen i delstaten Rheinland-Pfalz. Tilførsel av vann til uttaksbrønnen skjer gjennom nedbørsinfiltrasjon og elveinfiltrasjon (se Figur 1). Oppgaven er å finne andel elvevann i uttaksbrønnen og strømmingstider fra elva til brønnen. Vannets oppholdstid i grunnen har stor betydning for bakteriefjerning og ulike kjemiske prosesser som bestemmer grunnvannets kvalitet. Vurderingene er basert på grunnvannssimuleringer.
- In situ biologisk opprensing av et tidligere raffineriområde i Raunheim nær Frankfurt Flughafen. Under oppholdet hos TGU fikk jeg anledning til følge dette prosjektet spesielt.



**Figur 1** Tverrsnitt gjennom en grunnvannsbrønn ved Rhinen.

Dette foredraget vil vise anvendelse av numeriske modeller i sammenheng med opprensing og overvåking av forurenset grunnvann. Eksempler hentes fra Tyskland og Norge.

## 2 OPPRENSING AV FORURENSET GRUNNVANN

Det finnes mange typer tiltak som kan iverksettes for opprensning av forurenset grunn. Tiltakene kan inndeles i teknikker for behandling i bakken (in situ) eller oppgraving og deretter behandling av forurenset masse.

Dette kapitlet vil omhandle in situ biologisk rensing av forurenset grunnvann. I flere år har biologiske rensemetoder blitt brukt i Tyskland, spesielt for rensing av hydrokarbon forurensning i grunnvann. I Norge er in situ biologisk rensing av oljeforurenset grunn på utviklingsstadiet. Metoden er brukt for opprensning av olje i umettet sone, i forbindelse med en oljelekkasje fra en tank på Trandum militærleir i 1990 (Hauge, 1995).

### 2.1 Prinsipper for in situ biologisk rensing

Hensikten med in situ biologisk rensing er å bruke mikroorganismer til å bryte ned organiske forurensninger i grunnen. Prinsippene som ligger til grunn for biologisk rensing går ut på at tilførsel av næringsstoffer og oksygen er nødvendig for mikrobiologisk omsetning og nedbryting av organiske forbindelser. Mikroorganismer bryter ned organiske forbindelser for å få energi og for å lage nye celler (biomasse). Ved nedbrytning dannes karbondioksyd, vann og energi.

Den generelle formelen for aerobisk nedbrytning kan uttrykkes om:



I denne reaksjonen blir elektroner overført mellom den organiske komponenten  $C_nH_{2n+2}$  (elektrondonator) og  $O_2$  (elektronakseptor). Dette gir energi for cellevekst. Som et resultat av oksygenforbruket blir forholdene i grunnen ofte anaerobe eller meget oksygenfattig. Derfor må det tilføres oksygen. Oksygenkilder kan være luft, ren oksygen eller hydrogenperoksyd ( $H_2O_2$ ). Oksydasjonen kan også gjennomføres med alternative elektronakseptorer, som for eksempel nitrat ( $NO_3^-$ ).

Faktorer som er viktig for optimal mikrobiologisk nedbrytning er tilgang på næringsstoffer, temperatur, oksygen, fuktighet, og surhet (pH).

In situ biologisk rensing kan foregå både over og under grunnvannsspeilet. Metoden er begrenset til jordarter med forholdsvis høy permeabilitet slik at næringsstoffer og oksygen kan bli transportert rundt i grunnvannet for å stimulere den naturlige nedbrytningsprosessen.

Ved bruk av teknikken med in situ biologisk rensing kan altså forurenset jord renses uten at det er nødvendig å grave opp massene.

## 2.2 Opprensing av tidligere raffineriområde

### Bakgrunn

Grunnvannsmagasinet under et tidligere raffineriområde i Raunheim er sterkt forurenset med benzen, toluen, etyl-benzen og xylen (BTEX aromater). Årsaken til forurensningen av jord og grunnvann er lekkasje fra en nedgravd rørledning. Da lekkasjen ble oppdaget i 1974 ble det øyeblikkelig iverksatt tiltak for å hindre spredning av olje. Frifase olje flytende oppå grunnvannsspeilet ble først fjernet med pumping. Omkring 2000 tonn olje ble samlet opp på denne måten. Tilbake er oljen som er adsorbent til jordmatriks. Denne forurensningen ligger i en dybde fra 6 til 10 m under marknivå i grunnvannssonen og dekker et område på 7 hektar. Den adsorberte oljen (BTEX aromater) oppløses i grunnvannet og transporteres med grunnvannsstrømmen. Dette gir opphav til en oljekonsentrasjon i grunnvannet fra 10 til 100 mg/l, over et område på 20 hektar.

In situ biologisk rensing sammen med pumping og reinfiltrering av grunnvann ble vurdert å være det mest kostnadseffektive tiltaket på bakgrunn av de geologiske forholdene og type forurensning på området.

### Hydrogeologiske forhold

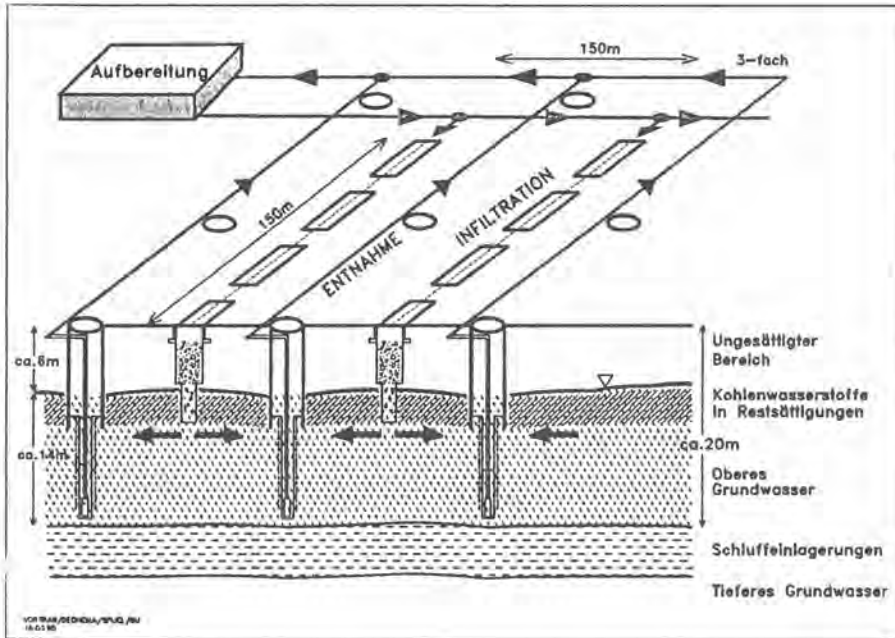
Grunnforholdene består av en blanding av sand og sandig grus. Permeabiliteten varierer fra  $7 \cdot 10^{-4}$  til  $2 \cdot 10^{-3}$  m/s. Grunnvannsspeilet ligger fra 5 til 6 m under terrengnivå og dybden i det øvre grunnvannsmagasinet er 20 m. Det øvre grunnvannsmagasinet er avgrenset av et lavpermeabelt silt lag med tykkelse 20 m. Et nedre grunnvannsmagasin med tykkelse 100 m ligger under siltlaget. Figur 2 viser skisse av grunnforholdene. Det er etablert en grunnvannsmodell for det øvre grunnvannsmagasinet. Grunnvannsmodellen er kalibrert mot observert grunnvannsstand i 200 observasjonsbrønner. For å verifisere grunnvannsmodellen ble det gjennomført sporstoff-forsøk over hele området. Fargestoffet uranin ble brukt som sporstoff.

### Biologisk rensing

Et pilotforsøk ble satt i gang for å vise at BTEX aromater kan brytes ned ved bruk av nitrat som elektronakseptor. Basert på resultatene fra pilotforsøket ble biologisk rensing av hele det forurensete arealet på 20 hektar iverksatt i 1991.

Grunnvannsmodellen er brukt til å bestemme antall og plassering av pumpebrønner og infiltrasjonsgrøfter slik at effektiv grunnvannstransport oppnås i alle forurensede områder.

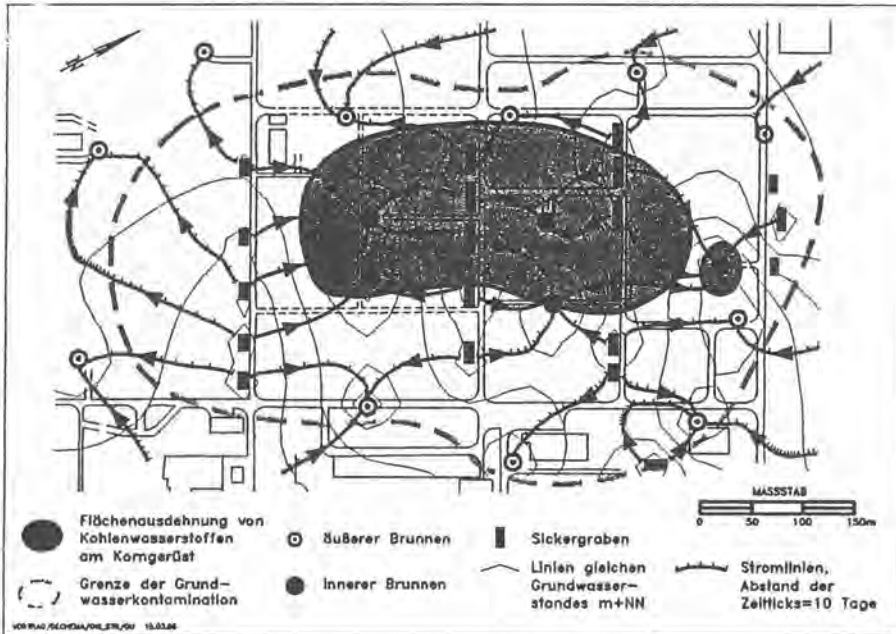
Figur 2 viser skjematisk det installerte anlegget for fullskala biologisk opprensning.



Figur 2 Anlegg for fullskala in situ biologisk rensing vist skjematisk.

Omkring  $500 \text{ m}^3/\text{time}$  grunnvann pumpes opp ved hjelp av 16 brønner og  $400 \text{ m}^3/\text{time}$  vann infiltreres etter rensing i grøfter innenfor området på 20 hektar. Simuleringer med grunnvannsmodellen gir en gjennomsnittlig oppholdstid av sirkulasjonsvannet i området på 40 til 60 dager. For å forhindre at forurensningene spres til nærliggende område kreves en netto utpumping av  $100 \text{ m}^3/\text{time}$ . Det simulerte strømningsmønsteret som følge av pumping og infiltrasjon er vist i Figur 3.

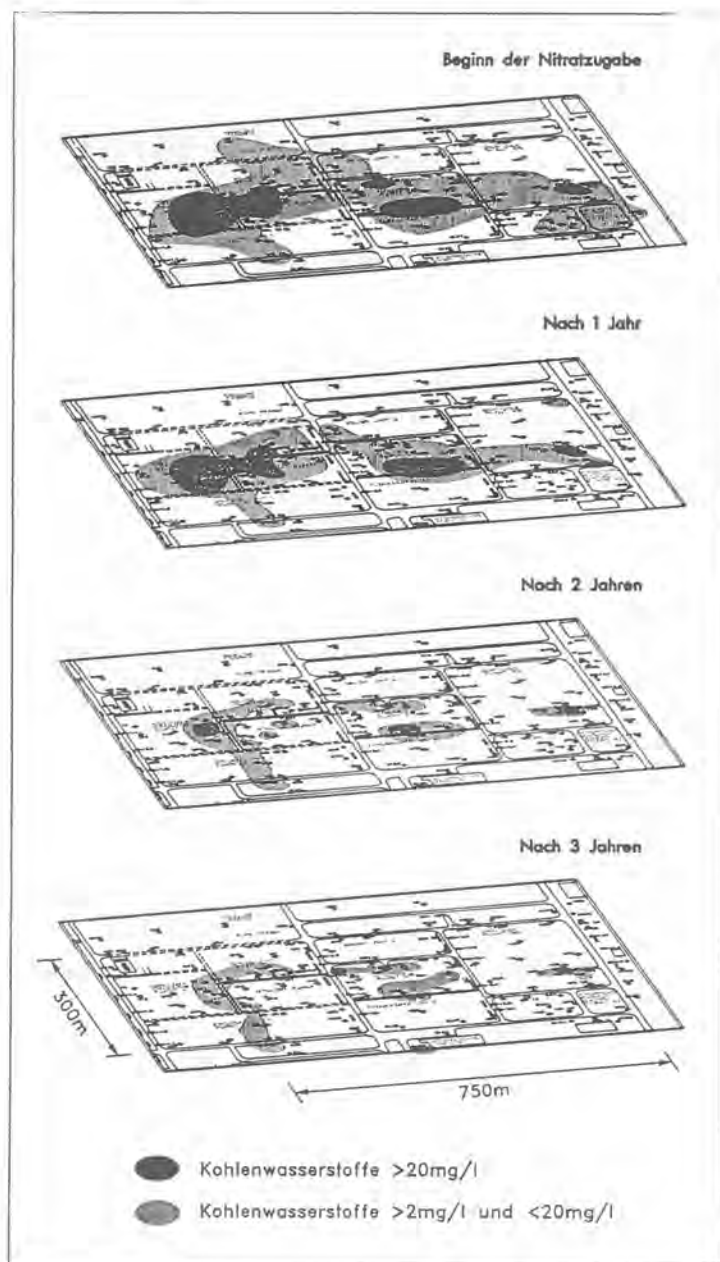
Oppumpet vann behandles i et renseanlegg for å fjerne hydrokarboner, jern, mangan og bikarbonat. Deretter reinfiltreres vannet og vannet tilføres 8 - 10 mg/l oksygen (ved lufting), 100 - 200 mg/l nitrat og 5 mg/l fosfor. For å øke hastigheten på nedbrytingsprosessen ytterligere ble infiltrasjonsvannet varmet opp til 20 - 25°C, da pilotforsøket viste at høyere temperatur har en positiv effekt på den biologiske nedbrytingshastigheten.



**Figur 3** Grunnvannsstrømning ved pumping og infiltrasjon.

## Resultater

Anlegget har vært i drift siden 1991. Omkring 300 tonn med hydrokarboner er fjernet til dags dato derav 60 tonn gjennom rensing av vann som pumpes opp og 240 tonn gjennom biologisk nedbrytning. Figur 4 viser fordelingen av hydrokarboner på området 1, 2 og 3 år etter start av anlegget. Hydrokarbonene er fjernet i store deler av området etter 2 år. For å rense gjenværende områder med høye konsentrasjoner av hydrokarboner, såkalte hot spots, må disse områdene tilføres oksygen, nitrat og fosfor. Dette krever at det installeres nye pumpebrønner for å styre grunnvannsstrømmen mot disse områdene. For flere detaljer om prosjektet se Battermann m.fl. (1992 og 1995).



Figur 4 Fordeling av hydrokarboner 1, 2 og 3 år etter oppstart av anlegget.

### 2.3 Numerisk modellering av transport og kjemiske reaksjoner

Grunnvannsmodellen er helt nødvendig verktøy for konstruere pumpe og infiltrasjonssystemet slik at oksygen og næringsstoffer blir transportert til områder som er forurenset av organiske stoffer.

En grunnvannsmodell kan også være nyttig å ha for tolkingen av måledata under drift av anlegget. Et eksempel fra Schäfer (1992) illustrerer dette. Et tidligere raffineriområde ble rensert biologisk. Det ble observert lavere oksygenkonsentrasjoner i vannet som pumpes opp i pumpebrønnene enn i det vannet som infiltreres gjennom infiltrasjonsgrøftene. Dette ble tilskrevet biologisk nedbrytning. Simuleringer med grunnvannsmodellen viste at i pumpebrønnene ble oksygenfattig vann fra større dyp blandet med oksygenrikt vann fra infiltrasjonsbrønnene. Det betyr at en betydelig del av den antatte biologisk nedbrytning i realiteten var en blanding av oksygenrikt og oksygenfattig vann.

Professor Kinzelbach og hans medarbeidere (Dr. Schäfer og dr.ing.studenter) har laget modeller som kopler kjemiske/biokjemiske modeller til strømming og transport. Programmet TBC (Transport, Biology and Chemistry) simulerer tre-dimensjonal mettet grunnvannsstrømming og transport av reaktive stoffer i et porøst medium. Programmet kan simulere den mikrobiologiske nedbrytningen av organisk karbon som skjer ved bruk av oppløst oksygen eller nitrat som elektronakseptor. For nærmere studier henvises til Kinzelbach (1992) og Schäfer (1992).

Schäfer og Therrien (1995) viser anvendelse av programmet på opprensing av grunnvannsmagasinet under et tidligere raffineri område plassert i nedre delen av Rhindalen. Grunnvannsmagasinet er forurenset med et akutt utslipp av xylen. Xylen finnes som frifase olje adsorbent til jordmatriks nær grunnvannsspeilet og oppløst i grunnvannet. Grunnforholdene består hovedsakelig av sand. Det er satt ned tre pumpebrønner for å hindre videre spredning av xylen i grunnvannsmagasinet. Felt observasjoner indikerer at xylen nedbrytes i grunnvannsmagasinet og at konsentrasjonen av oksygen og nitrat avtar. Det er etablert en tre-dimensjonal strømnings- og transportmodell. Modellen simulerer den biologiske nedbrytning. Simuleringer med modellen indikerer at biologisk nedbrytning og jordvasking bidrar like mye til total fjerning av xylen. Modellen vil brukes i design av in situ biologisk opprensing med bruk av nitrat som elektronakseptor.



### 3 MODELLERING AV FORURENSNINGSSPREDNING PÅ KOKSVERKTOMTA

#### 3.1 Bakgrunn

Tomta til det tidligere Norsk Koksverk i Mø i Rana er forurenset med tungmetaller, kvikksølv, cyanid og tjærestoffene PAH (Polysykliske aromatiske hydrokarboner). En omfattende kartlegging og overvåking av Koksverktomta er utført av SINTEF Molab. Området som overvåkes omfatter et areal på 30 hektar. Figur 5 viser kart over Koksverktomta med kulvertsystemer, bekker og kanal.

En grunnvannsmodell er etablert for Koksverktomta av SINTEF Geoteknikk. Formålet med modellen er å simulere forurensningstransport med grunnvannet til Ranfjorden. Modellen skal også være et verktøy for planlegging av ulike tiltak for rehabilitering av tomta.

Grunnvannsstrømningen på Koksverktomta er modellert ved bruk av programmet MODFLOW utviklet av U.S. Geological Survey (M. G. McDonald og W. Harbaugh, 1988). MODFLOW løser de tre-dimensjonale strømningslikningene med bruk av endelig differanse metode og finner løsningen for potensialhøyder og vannbalanse.

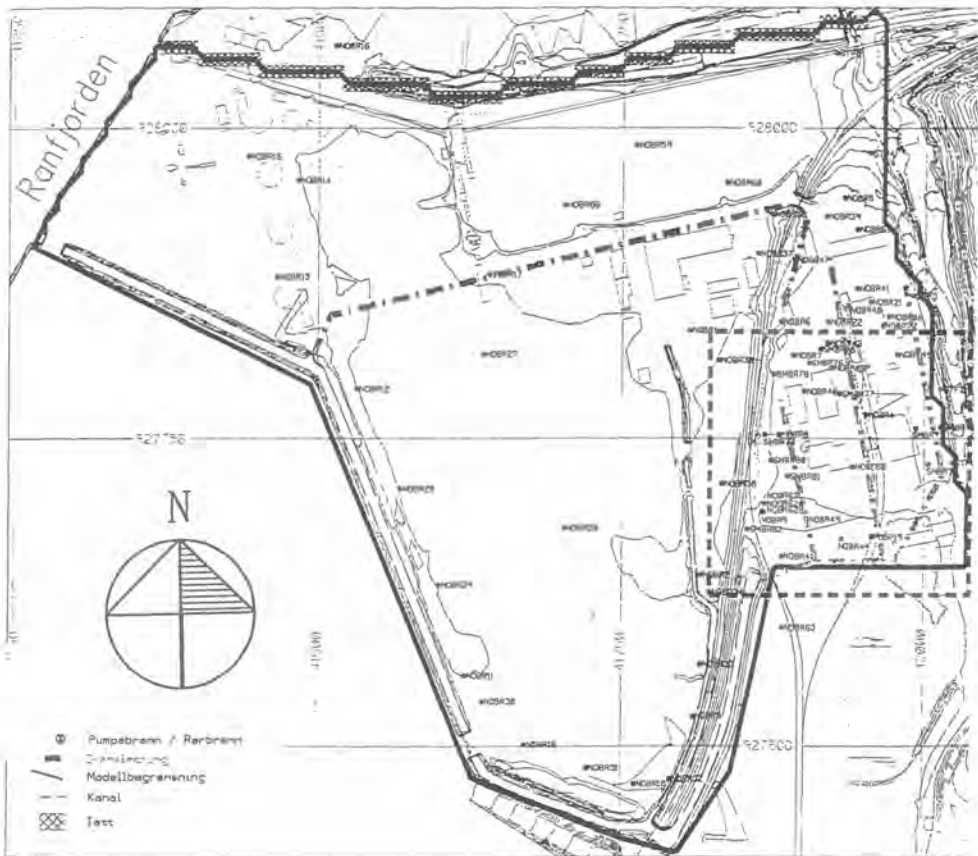
#### 3.2 Grunnvannsmodell

Modellområdet er avgrenset av en tett fjellterskel i nord, en kanal i sør-vest og Ranfjorden i vest. Mot øst er modellen avgrenset av en morenerygg. Modellområdet er delt opp i et rektangulært nett bestående av 68 rader og 77 kolonner med celledimensjon  $10 \times 10 \text{ m}^2$ .

Grunnlaget for modelloppstillingen har omfattet utarbeidelse/vurdering av :

- Løsmassenes strømningssegenskaper
- Kart over grunnvannsstanden
- Nedbør, avrenning og grunnvannsmating
- Randbetingelser

Koksverktomta består generelt av fyllmasser over naturlig sjøbunn. Fyllmassene består av koksgrus, avgangsmasser, grus/sandmasser og sprengstein. Antatt permeabilitet av fyllmassene varierer fra  $1 \cdot 10^{-5}$  til  $1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$  over området. Den naturlige grunnen består i hovedsak av forholdsvis finkornige og tette masser som leire og silt. Disse massene er lite permeable i



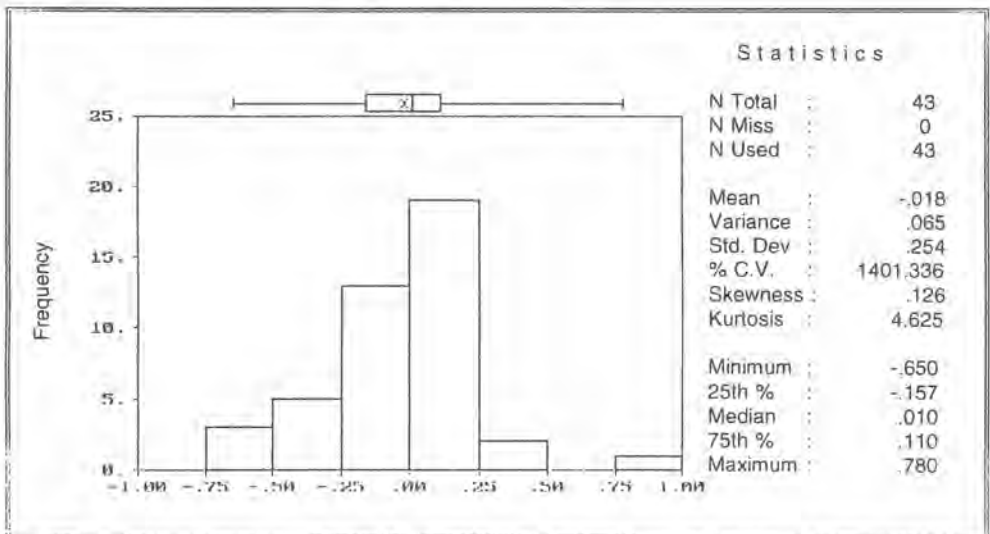
Figur 5 Situasjonsplan over Koksverktomta med brønner og modellbegrensninger.

forhold til de overliggende fyllmassene. Forholdene på området er derfor modellert med ett vannførende lag over en tett bunn. Effektiv porøsitet som er den del av porøsiteten tilgjengelig for strømning, er beregnet til 0.25 over hele området. Effektiv porøsitet brukes for å beregne midlere porevannshastigheter.

Grunnvannsmagasinet er avgrenset oppover av fri overflate med atmosfæretrykk (såkalt åpen akvifer). Modellenes randbetingelser er vist i Figur 5. Den nordlige randen som er en fjellterskel, modelleres som en tett grense. Resten av randene modelleres med fastholdt grunnvannsstand.

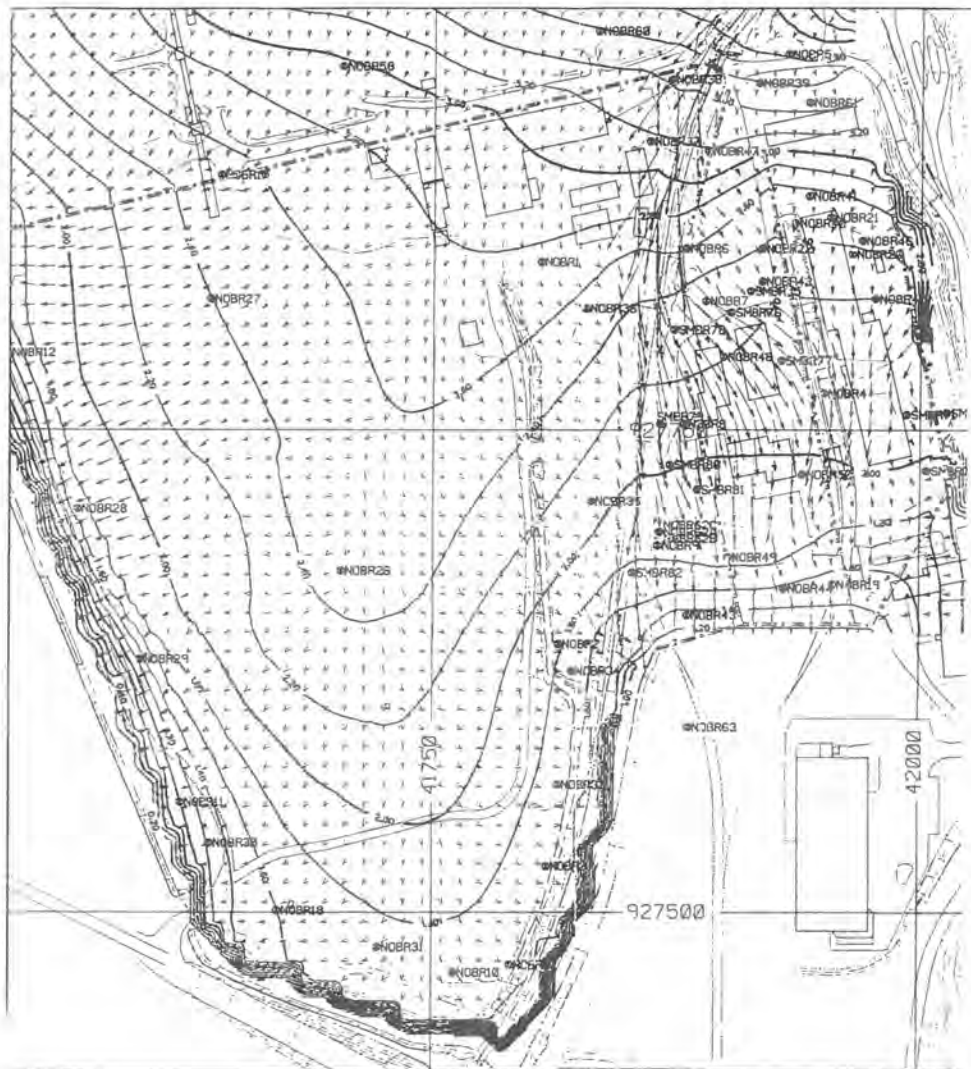
Det hydrologiske programmet SINBAD (Killingtveit m.fl., 1993) beregner mating til grunnvannet basert på data for nedbør, fordampning og overvannsavrenning. SINBAD er en såkalt semidistribuert hydrologisk modell og kan ta hensyn til topografi og overflateforhold på området. Gjennomsnittlig grunnvannsmating pr. år i perioden 1985 til 1993 er 1108 mm. Året 1991 som er et gjennomsnittsår med 1128 mm grunnvannsmating brukes til å simulere stasjonær grunnvannsstrømning.

Grunnvannsmodellen er kalibrert mot målt grunnvannsstand i 43 peilebrønner i mai 1995. Det er gjennomgående godt samsvar mellom observert og simulert grunnvannsstand. Dette er vist i form av et histogram over avviket mellom observert og simulerte verdier for grunnvannsstanden (se Figur 6). Avviket mellom observert og simulert grunnvannsstand ligger innenfor 0.25 m unntatt i noen få punkter. Avvikene i disse punktene kan skyldes lokale inhomogeniteter i grunnen som ikke er modellert. Histogrammet viser også at middelverdien av avvikene er 0.018 m som tilsier ingen skjevheter i dataene.



Figur 6 Histogram over avvik mellom observert og simulert grunnvannsstand (m).

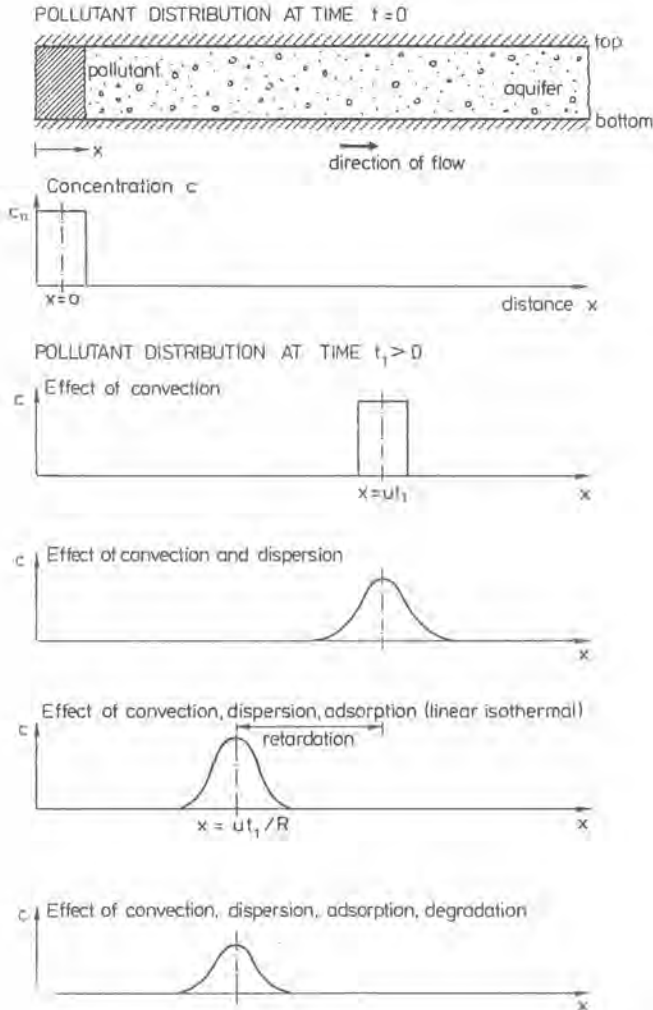
Med utgangspunkt i kalibrert grunnvannsstand simuleres strømningsfeltet på Koksverktomta. Figur 7 viser grunnvannsstrømmens retning og midlere porevannshastighet. Porevannshastigheten varierer fra 0.1 til 5 m pr. døgn.



Figur 7 Stasjonær simulert grunnvannsstand på Koksverktomta med hastighetsvektorer.

### 3.3 Transportmodell

Faktorer som påvirker transport av forurensninger med grunnvannet er adveksjon (transport av stoffet med midlere strømningshastighet), dispersjon (spredning og miksing av stoffet), adsorpsjon (kjemiske reaksjoner som forsinker transporten) og nedbrytning. Dette er illustrert i Figur 8.



**Figur 8**

Skjematisk beskrivelse av effektene av adveksjon (= "convection"), dispersjon, adsorpsjon og nedbrytning på forurensningstransport (Figur fra Kinzelbach, 1986).

Adveksjon og adsorpsjon er hovedprosessene for spredning av forurensning i grunnvannet og kan gi en god tilnærming som første approksimasjon. Adsorpsjonen modelleres som en lineær og momentan likevektsrelasjon mellom forurensninger oppløst i grunnvannet og forurensninger adsorbent til matriks. Det antas at ved likevekt er adsorbent konsentrasjon ( $c'$ ) av forurensningen proporsjonal med oppløst konsentrasjon ( $c$ )

$$c' = K_d c$$

$K_d$  kalles fordelingskoeffisienten (mg/l). Retardasjonsfaktoren er definert som:

$$R = v/v_c = 1 + K_d (\rho_b / n)$$

der

$v$  er middelfarten til porevannet

$v_c$  er middelfarten til stoffet

$n$  er porøsiteten

$\rho_b$  er tetthet av tørr jord

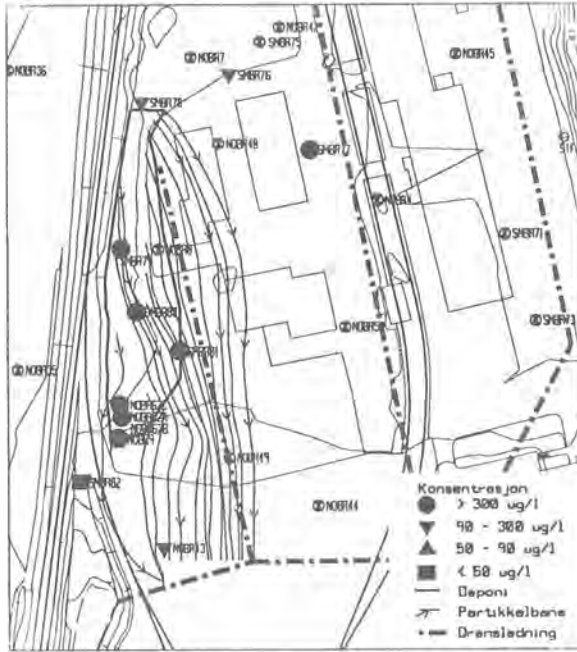
I denne forenklete analysen blir forurensningen transportert langs strømlinjene med en hastighet lik  $1/R$  ganger middelfarten til porevannet.

Den advektive transport av forurensninger løses ved å kople grunnvannsmodellen til MODPATH (Pollock, 1989) partikkel-sporingsprogram. Ved å følge små imaginære partikler i strømningsfeltet fra kildeområder kan sannsynlige spredningsveier finnes.

### Arsen

Som eksempel studeres spredning av arsen med grunnvannet. Det er sparsomt med data på fordelingskoeffisienten for arsen i litteraturen, og det som finnes er lite tilpasset grunnforholdene på Koksverktomta. Data fra forsøk utført av Wangen m.fl. (1995) gir  $K_d$  lik 11 mg/l for arsen hvilket gir en retardasjonsfaktor lik 75. Det betyr at arsen oppløst i grunnvannet beveger seg i størrelsesorden 75 ganger saktere enn middelfarten til porevannet.

Figur 9 viser sannsynlige spredningsveier fra et arsenforurenset deponi på Koksverktomta. Plasseringen av deponiet innenfor Koksverktomta er vist på Figur 5 i form av stiplet linje. Transporttid for oppløst arsen med grunnvannet fra punkter innenfor deponiet til kanalen, en distanse på ca 100 m, er ca 5 år.



Figur 9 Partikkelbaner fra deponi på Koksverktomta.

### 3.4 Konklusjoner

Modellen for grunnvannsstrømning i kombinasjon med partikkel-sporing er et nyttig verktøy for å analysere strømningssystemet på Koksverktomta. Dette gir kunnskap om sannsynlige spredningsveier i grunnvannet for forurensningsstoffer. Kombineres dette med kunnskap om retardasjonen av forurensningstoffet får vi et første overslag over hvor fort forurensningstoffet transporteres i grunnvannet. På bakgrunn av observerte forurensningskonsentrasjoner kan modellen også brukes til å lokalisere forurensningskilder.

Modellen kan benyttes for å planlegge og vurdere effekt av ulike rehabiliteringstiltak som spunting, masseutskifting osv.

## 4 KONKLUSJONER

Grunnvannsmodeller kan brukes til et vidt spekter av praktiske hydrogeologiske problemstillinger. Et eksempel er arealbrukskonflikter der forurensede tomter tas i bruk til nye formål (f.eks. Koksverktomta, Fornebu flyplass). I slike saker er det krav fra SFT at problemeieren utarbeider en oversikt over situasjonen. Problemeier skal undersøke og vurdere forurensningssituasjonen og vurdere risiko og behov for tiltak.

I slike sammenhenger er det et stort behov for grunnvannsmodeller. Grunnvannsmodellen kan kartlegge grunnvannets strømningsmønster og gi en vurdering av spedningsmønsteret for forurensningsstoffer. Modellen kan brukes som et hjelpemiddel ved forurensningskartlegging, og vurdere effekt av ulike rensetiltak og overvåking/kontroll.

Forutsetninger for å etablere en grunnvannsmodell er tilstrekkelige grunnundersøkelser, data om nedbør og grunnvannsmating, og kartlegging av forurensningskilder.

For å øke nytteverdien av grunnvannsmodeller bør det fokuseres på:

- Utvikle metoder for å gi bedre beskrivelse av strømningsforholdene i et grunnvannsmagasin (f.eks. ved bruk av geostatistikk).
- Bygge opp kunnskap om grunnvannsstrømning og utlekking og adsorpsjon av forurensningsstoffer bundet til jordmatriks.
- Systematisere erfaringer med bruk av modeller.



## 5 REFERANSER

- Battermann, G. og Meier-Löhr, M. (1995): "*Nitrate as electron acceptor in situ abandoned Refinery Site Bioremediation*", In situ and on site bioreclamation. Third international symposium, San Diego.
- Battermann, G., Fried, R., Meier-Löhr, M. og Werner, P. (1993): "*Pilot and large scale experiences in the in situ bioremediation of an refinery-site polluted with hydrocarbons*", Contaminated Soil, 1135-1144, Kluwer Academic Publishers.
- Hauge, A. (1995): "*Utlufting/biologisk nedbrytning av oljelekkasjer i grunnen*", NIF kurs Forurenset grunn og Tiltaksmetoder, Gol.
- Kinzelbach, W. (1986): "*Groundwater Modelling - An Introduction with Sample Programs in Basic*", Developments in Water Science, 25, Elsevier Science Publishers, Amsterdam.
- Kinzelbach, W.(1992): "*Numerische Methoden zur Modellierung des Transport von Schadstoffen im Grundwasser*", 2. Auflage, R. Oldenburg Verlag, München.
- Killingtveit m.fl. (1992): "*SINBAD - Hydrologisk modell for Gardermoen hovedflyplass*" Rapport nr STF60 A94009, SINTEF NHL.
- McDonald, M.G. and Harbaugh, A.W.(1988): "*A modular three-dimensional finite-difference ground-water flow model*", USGS, Open File Report 83-875, 576 p.
- Pollock, D.W. (1989): "*Documentation of computer programs to compute and display pathlines using results from the U.S. Geological Survey modular three-dimensional finite-difference ground-water model*", USGS, Open File Report 89-38, 81 p.
- Schäfer, W. (1992): "*Numerische Modellierung mikrobiell beeinflusster Stofftransportvorgänge im Grundwasser*", R. Oldenburg Verlag, München.
- Schäfer, W. and Therrien, R. (1995): "*Simulating transport and removal of xylene during remediation of a sandy aquifer*", Journal of Contaminant Hydrology 19, p. 205-236.
- Wangen, L.E., Stallings, E.A. and Walker, R.D. (1982), "*The transport of contaminants from energy Process Waste Leachates Through Subsurface Soils and Soil Components*", Los Alamos National Laboratory, New Mexico.

## **RØRTRYKKING I LEIRE. EKSEMPLER PÅ ET MISLYKKET OG ET VELLYKKET PROSJEKT I BÆRUM**

### **Pipe jacking in clay. Examples of a failed and a successful project in Bærum**

Siv.ing. Per Nyberg, Berdal Strømme a.s.

#### **SAMMENDRAG**

I forbindelse med utbyggingen av et omfattende avløpsanlegg i Bærum skulle to korte delstrekninger utføres som rørtrykking. De to delprosjektene endte med uvanlige resultater, henholdsvis i negativ og positiv forstand.

I det første prosjektet, hvor grunnforholdene ikke var spesielt vanskelige, viste det seg tidlig i utførelsen at rørtrykkingsentreprenøren, til tross for gode referanser, ikke var skikket til å utføre jobben. Dette fikk fatale konsekvenser for gjennomføringen. Det andre prosjektet ble derimot gjennomført av en annen spesialentreprenør til meget stor tilfredshet for alle parter. Det var da nedlagt et stort forarbeid i anbudsbeskrivelse samt dokumentasjon av grunnforholdene, som i dette tilfellet faktisk var mer uoversiktlige og syntes å kunne innebære større risiko og besvær for trykkingen enn i det første prosjektet.

Artikkelen fokuserer hovedsakelig på forutsetninger, hendelsesforløp og årsaksforhold i de to prosjektene, og lite på detaljer omkring metoder, utstyr, rør og kostnader for rørtrykking.

#### **SUMMARY**

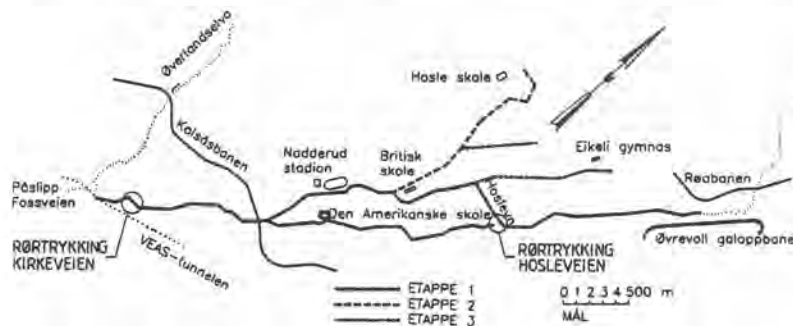
During the years 1991 - 1994 the construction of an extensive sewerage system in the municipality of Bærum was planned and carried out. The new pipes were mainly placed in braced trenches, but two of the parcels were planned for pipe jacking. These jacking projects, whose conclusions were both unusual and completely different, are described and discussed. The jacked pipes have an inner diameter of 1000 mm.

The first project, included two pipes placed side by side in a stretch 45 m, failed because of a subcontractor who obviously did not have the necessary qualifications for jacking in the present clay. The second jacking project, which was 65 m long, gave on the other hand a very satisfactory result despite more complicated and risky ground conditions. This is explained by very carefully prepared tender documents based on thorough site investigations in general, and unusually detailed investigations at one location where the distance to bedrock was very short.

## INNLEDNING OG BAKGRUNN

I tidrommet 1991 - 1994 gjennomførte Utbyggingsetaten i Bærum kommune et omfattende saneringsprosjekt av gamle avløpsledninger. Anleggene omfattet nylegging og utskifting av ca. 7 km traséer med separerte spillvanns- og overvannsledninger. Konsulentfirmaet Berdal Strømme bidro til prosjektet vedrørende saneringsplaner, forprosjekter, anbudsdokumenter, byggeplaner og oppfølging for fagområdene vann-/avløpsteknikk, geoteknikk og ingeniørgeologi.

Ledninger og kummer ble hovedsakelig lagt ned i grøfter, tildels dypt og i bløt leirgrunn som betinget avstivning med spunt eller grøftkasser. På et par korte delstrekninger fant man det imidlertid formålstjenlig å heller trykke rørledningene, med dimensjoner  $\varnothing 1000$  mm, gjennom massene mellom groper etablert på forhånd. Det er disse rørtrykkingsprosjektene som skal omtales i det etterfølgende.



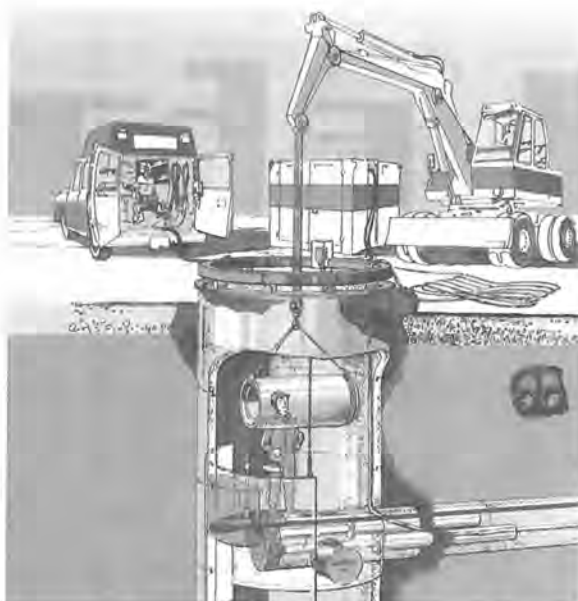
Figur 1 Oversikt over ledningsanleggene i Bærum med lokaliteter for rørtrykking

## HVORFOR RØRTRYKKING ?

Rørtrykking er en avansert og relativt kostbar teknikk. Den er vanligvis ikke konkurransedyktig med konvensjonelt avstivet grøftegraving. Men ved spesielt vanskelige grunnforhold og dyptliggende ledninger blir grøfter uforholdsmessig kostbare fordi kraftig og omfattende avstivning av grøfta må benyttes. Rørtrykkingsmetoden blir da aktualisert ut fra en økonomisk og tidsmessig vurdering.

Rørtrykking krever i utgangspunktet ikke annet terrenginngrep enn utgraving i hver ende av ledningen for å etablere en trykkegrop (startgrop) og en mottaksgrop. Den er også en skånsom metode for omgivelsene ved at støy fra graving og spuntramming reduseres. Dette gjør trykking fordelaktig i områder hvor man i anleggsperioden må ta estetiske og miljømessige hensyn og kan avgjøre valget mellom graving eller trykking.

For etablering av start- og trykkegroper kan man bruke spunt, men ofte har entreprenørene standardiserte utførelser etter senkebrønn-prinsippet. Dette innebærer at kraftige betongringer trinnvis plasseres/støpes i terrengnivå og suksessivt senkes ned til prosjektert nivå ved innvendig graving i ringene, eventuelt med vertikalt press. Et slikt prinsipp er vist i figur 2. Der det ikke stilles spesielle VA-tekniske krav til utforming av kummen får man således med på kjøpet en permanent betongkum som ellers måtte vært støpt innenfor de midlertidige spuntveggene. Dette er et konkurransefortrinn for rørtrykking.



*Figur 2 Startgrop for rørtrykking etablert som senkebrønn av betong*

## RØRTRYKKING I LEIRE. NOEN HOVEDMOMENTER

Det er mulig å trykke rør i de fleste typer løsmasser – fra bløt kvikkleire til faste og steinete friksjonsmasser. Massenes beskaffenhet og rørets diameter og lengde bestemmer utforming av frontskjoldet og metode for trykkingen. For dette er det utviklet et mangfold av innretninger.

### Litt om metoder og utstyr

Trykking av betongrør eller stålrør er mest vanlig. Rørene trykkes frem i massene ved hydrauliske jekker i startgropa og innpressede masser tas ut ved for eksempel spyling, transportbånd eller en vinsjoperert skuffe. Rørene kan “styres” kontrollert mot et målpunkt ved at det i fronten påsettes et bevegelig styrehode med fastmonterte sikteskiver for laserstråler. På denne måten kan man kontinuerlig korrigere for forhold i grunnen som vil forsøke å bringe rørfronten ut av kurs. Ledningen kan imidlertid ikke krummes mer enn det rørskjøtene tåler av avvinkling og konsentrerte jekkekrefter. Et typisk styrbart frontskjold er vist i figur 3.

For lange trykkestrekninger med strenge toleransekrav er det som regel en fordel å bruke betongrør med styrehode. Dette ble gjort for de to aktuelle prosjektene i Bærum. Benyttes riktig utstyr etter forholdene og en kvalifisert entreprenør samt at massene ikke er for inhomogene, skal det ikke være noe problem å trykke rør med meget stor nøyaktighet.

Stålrør kan derimot være mer aktuelt for korte trykkestrekninger hvor større avvik aksepteres. Da trykker man lange og stive rørseksjoner uten styrehode. Dette gjør slik trykking enkel og billig. Siden ubeskyttede stålrør vil korrodere, blir de mange ganger benyttet kun som varerør. I slike tilfeller legges da betong- eller plastrør inni stålrøret etter at trykkingen og masseuttaket er ferdig og det fores ut mellom rørveggene med et bestandig materiale (f. eks. skumbetong).



*Figur 3 Eksempel på styrbart frontskjold. Det vridbare skjæret (nederst) opereres hydraulisk*

### **Forundersøkelser**

Som regel må man for et rørtrykkingsprosjekt utføre grundigere undersøkelser av grunnen enn det som er vanlig forut for grøftegraving/spunting. Et gjennomsnittsbilde av grunnforholdene i området er som regel ikke tilfredsstillende. Man bør også tilstrebe kartlagt eventuelle lokalt avvikende forhold langs traséen, som vil kunne påvirke valg av trasé og metoder. Mulige punkthindringer i traséen (blokk, tømmer, fundamentrester o.l.) avdekkes vanskelig selv med systematiske grunnboringer, og man bør gjøre en historisk undersøkelse av tidligere industri-, bygge- og anleggsvirksomhet i området.

Mangelfulle grunnundersøkelser kan gi store overraskelser under trykkingen dersom man først da oppdager problemområder. Det bør utføres grunnundersøkelser av et omfang som på planleggingsstadiet gir muligheten til å gjøre forsvarlige vurderinger av risiko ved prosjektet og kalkulere nødvendige tiltak som det måtte synes behov for.

### **De viktigste aktører i et rørtrykkingsprosjekt**

Planlegging og gjennomføring av rørtrykking forutsetter spisskompetanse både hos den prosjekterende og den utførende. Det kreves spesiell innsikt i metoder og utstyr og deres funksjonsdyktighet ved forskjellige typer grunnforhold, herunder forskjellige egenskaper av leire (kvikkleire, tørrskorpeleire, osv.).

*Spesialentreprenør for rørtrykking* besitter kunnskap og erfaringer om den praktiske utførelsen. Han har ansvar for valg av trykkemethode og utstyr tilpasset de beskrevne grunnforhold og krav til utførelse eller ferdig produkt. Entreprenøren har plikt til å underrette byggherren på forhånd dersom

han mener at rørtrykking ikke vil være gjennomførbart med de forutsetninger som ligger til grunn i anbudet.

*Byggherre* (som regel en offentlig etat i vann- og avløpsprosjekter) ønsker ofte å være sterkt delaktig i prosjekteringen og kan ha tilegnet seg gode kunnskaper på området. Han tar endelig stilling til om det skal benyttes rørtrykking i prosjektet, av økonomiske eller andre årsaker.

*Konsulent* gir byggherren faglige råd for VA-tekniske og geotekniske sider ved trykkeprosjektet. Han må være istand til å vurdere om trykkingen er gjennomførbart under de rådende forhold. Graden av medvirkning og ansvar i rørtrykkingsdelen av prosjektet kan variere en del avhengig av byggherrens egenkompetanse.

## DET MISLYKKEDE RØRTRYKKINGS-PROSJEKTET

Planlegging og forhåndsvurderinger ble gjennomført med tilfredsstillende kvalitet, men det praktiske resultatet ble katastrofalt. De fleste feil som kan gjøres under rørtrykking ble gjort i dette prosjektet. Etterat halve strekningen for den første ledningen var trykket hadde rørfrenten kommet 1 m ut av kurs både i høyde- og sideretning. Tillatte avvik var  $\pm 30$  mm.

### Om prosjektet

Det var prosjektert trykking av to ledninger,  $\varnothing 1000$  mm overvannsledning og  $\varnothing 500$  mm spillvannsledning, med sideavstand (lysåpning) mellom rørene på ca. 0,5 m. Trykkelengden skulle være 45 m for hver ledning. Toleransekravene var satt strengt da dette er selvfallsledninger og høydeforskjellen mellom endepunktene var marginal for å få tilfredsstillende fall. Ledningene lå i dybde 3 - 6 m under terreng og med de stedlige grunnforholdene betydde dette at rørtrykkingen ville skjære gjennom overgangssonen mellom den faste tørrskorpeleira og underliggende middels fast leire. Figur 4 viser situasjonsplan for prosjektet.

Ledningstraséen gikk gjennom hagen til en enebolig i Hosleveien, Bærum. Dette var en av grunnene til at rørtrykking ble foretrukket istedet for spuntet grøft - man ville etter huseierens sterke anmodning skåne eiendommen mest mulig for inngrep og forstyrrelser. Ved graving av grøft ned til 6 m dybde ville det også være en viss risiko for deformasjonsskader på huset fordi det lå så nært som 6-7 m fra traséen. Siden startgropen for rørtrykking ble kombinert med en spuntet påboringsgrop for en fjelltunnel for forlengelsen av de samme ledningene, fant byggherren det derfor regningssvarende totalt sett å utføre rørtrykking på denne strekningen.

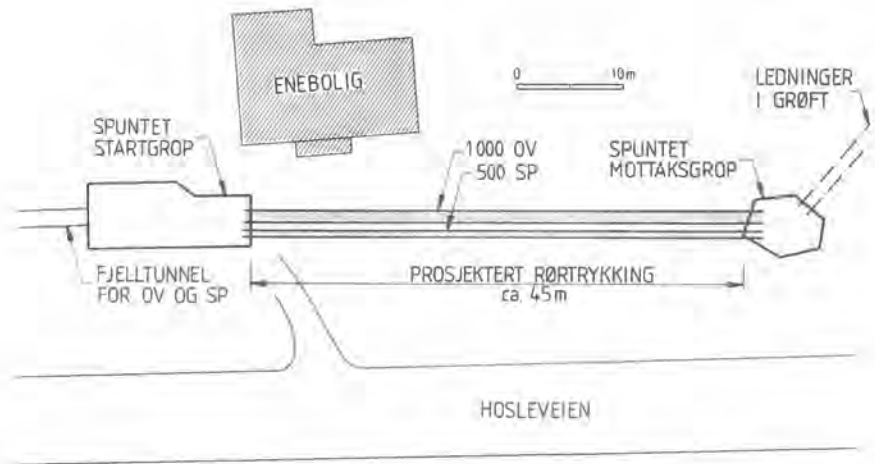
### Anbud og entreprenører

I anbudet ble valg av metode og utstyr overlatt til entreprenøren. I tillegg til en beskrivelse av grunnforholdene inneholdt anbudsteksten viktige krav til arbeidets utførelse og resultat. Der heter det blant annet følgende:

"Trykkerørene og trykkeutstyret skal være tilpasset grunnforholdene. Rørtrykkingen skal utføres på en slik måte at det ikke oppstår massefortrengning rundt røret, dvs. at løsmassene hele tiden skal tas inn i røret og fjernes når nødvendig."

I de aktuelle massene som var beskrevet, der overkant av trykkerøret kan ligge i hard tørrskorpe og underkant i bløtere leire, er det en vesentlig forutsetning for god kontroll på rørbevegelsene at innpresset masse i rørfronten kontinuerlig fjernes og at entreprenøren til enhver tid kjenner eksakt posisjon av styringsenheten (rørfronten). Hvis massene ikke fjernes kan røret proppes med leire, noe som medfører fortrengning og ukontrollert bevegelse av massene foran røret.

Siden rørtrykkingen bare utgjorde en mindre del av ledningsparsellen i denne anbudsrunden, ble trykkingen utført som en underentreprise administrert av en hovedentreprenør. Etter at anlegget var igangsatt ønsket hovedentreprenøren å bytte underentreprenør. Den tidligere godkjente underentreprenøren, som var en kjent og pålitelig bedrift, skulle skiftes ut med et lite og ukjent firma. Byggherren forsøkte å motsette seg skifte av underentreprenør, men en juridisk avklaring konkluderte med at byggherren ikke hadde kontraktmessig rett til å gjøre dette ettersom underentreprenøren kunne dokumentere sin kompetanse gjennom referanser. Dessverre viste det seg kort tid etterpå at referansene ikke var relevante - entreprenøren hadde tidligere ikke trykket rør i tilsvarende leirtype og dokumenterte heller til de grader at han var inkompetent til å gjøre jobben.



Figur 4 Plan for rørtrykking ved Hosleveien

### Hendelsesforløp

Etter 5 dager med trykking hadde man kommet omtrent halvveis med den første ledningen (1000 OV). Da byggherrens representant utpå dagen ankom tomten så han at det eneste treet i hagen, en bjørk, påfallende helte omlag 30 ° ut av lodd. Bjørka sto på siden av en markert kul i bakken rett over ledningstraséen. Da han ikke husket å ha sett dette tidligere forstod han at noe ved rørtrykkingen måtte ha gått dramatisk galt - til tross for at spesialentreprenørens fortløpende rapportering hadde tilsagt noe annet. Arbeidene ble stanset og hovedentreprenøren varslet. Etter innmåling og befaring av ledningen fikk man oppsummert følgende status for prosjektet:

*Styreenheten lå i posisjon ca. 1 m utenfor teoretisk linje både i side og i høyde. Det vil si at virkelig rørtverrsnitt lå i helhet utenfor prosjektert beliggenhet og var dertil kommet inn i traséen for den planlagte etterfølgende trykking av spillvannsledningen (ø500). Det viste seg også at man hadde startet trykkingen med 5 - 10 cm avvik.*

*Innpresst masse i rørene var ikke blitt fjernet i tilstrekkelig grad. Friksjonen mellom innpresst masse og rørveggene ble etterhvert så stor at leira dannet en propp i ledningen. Fortsatt trykking medførte fortregning av massene, som søkte minste motstands vei - nemlig oppover. Derfor kulen på bakken. På det verste hadde det pågått trykking med mer enn 8 m rør fylt med leire.*

*Laserne som ble brukt for retningskontroll, var montert på motholdsystemet for trykkingen. Dette besto av stålbjelker fastsveiset til spuntveggene i startgrova. Hver gang man trykket på rørene sviktet stållrammen noe og laserstrålene fikk gal retning. Kontroll av rørenes retning var tilslutt heller ikke mulig fordi laserstrålene, som skulle avleses på sikteskiver i rørfrenten, endte i leira langt bak i ledningen. Det var da styrefrenten virkelig tok av i retning opp av bakken.*

Trykkeentreprenøren fraskrev seg alt ansvar og fremholdt at massene var for faste og dårligere egnet for rørtrykking enn det som var forutsatt i kontrakten. Tidligere erfaringer viser imidlertid at det er fullt mulig å trykke i de beskrevne massene og det ble senere også enighet om at de beskrevne forhold stemte med virkeligheten.

De faktiske forhold var heller at entreprenøren ikke hadde erfaring med den faste tørrskorpa og valgte feil utstyr for masseuttaket. Da dette viste seg ikke å fungere og massene ellers var plundrete å få ut, fortsatte han bare trykkingen og leirproppen dannet seg.

Trykkeentreprenøren gjorde altså etterhvert ingen ting for å observere forløpet og korrigere avviket ved trykkingen, som han måtte ha skjønnet ville gå galt. Det ble vist total uansvarlighet, for eksempel ved at hans muntlige rapporter var usanne og beskrev en tilfredsstillende situasjon mens den i virkeligheten var ute av kontroll.

Det er betegnende for de tilfeldigheter som rådet under trykkingen at bjørka rett over traséen - tomtens eneste tre - skulle gi det nødvendige faresignal !

## **Konklusjoner**

Det var umulig å fullføre trykkingen etter planene fordi dette ville ha ført til en uakseptabel avvinkling i rørskjøtene. Etter tidkrevende forhandlinger med grunneieren fikk man tilslutt adgang til å etablere en 30 m lang spuntet grøft, 5 m bred og 5 m dyp, gjennom hagen hans for fullføring av rørtrykkingsprosjektet. Frontskjoldet ble gravd opp sammen med de rørene som lå altfor mye ute av posisjon. Kun 15 m av den trykkede strekningen (1000 OV) viste seg å kunne benyttes.

Det hadde nå ingen hensikt å trykke naboledningen (500 SP) i full lengde. Men for å slippe å spunte seg helt tilbake til startgroven, ble et varerør av stål trykket (av en ny entreprenør) 15 m frem til den nye spuntgrøfta. Også dette ble utilfredsstillende utført: Avviket var her 40-50 cm i begge retninger (entreprenøren hadde garantert maksimalt 10 cm). Avviket ble kompensert for ved å justere fallet og avvinkle rørskjøtene for betongledningen, hvoretter det ble foret ut med skumbetong mellom stålrør og betongrør.



På de siste 30 m av ledningene (av totalt 45 m) ble altså de bestilte trykkerørene lagt ned i felles spuntet grøft. Her måtte også 1000 OV krummes for å treffe prosjektert plassering i mottakskummen.

Avslutningsvis for dette prosjektet kan man oppsummere følgende:

- Underentreprenøren ble stilt til juridisk/økonomisk ansvar for sin udugelighet og måtte betale ekstrakostnadene for å fullføre rørtrykkingstraséene, inklusive kostnader til omprosjektering. Byggherren ble således ikke økonomisk eller fremdriftsmessig skadelidende.
- Byggherren fikk imidlertid dårligere kvalitet på begge ledninger ved at rørskjøter er avvinklet, noe som gjør ledningsstrekket ekstra sårbart for eventuelle fremtidige setninger.
- Byggherren/byggeledelsen kunne ha vært mer observant og pågående selv om trykkingen begynte under sommerferieavviklingen. Også hovedentreprenøren kunne vært mer våken. Skriftlige rapporteringsrutiner var utarbeidet, men ble ikke fulgt opp godt nok da man baserte seg for mye på tillit til trykkeentreprenøren. Hadde byggherren hatt tettere oppfølging og kontroll ville mye administrativt plunder og heft vært unngått, i tillegg til et etterhvert anstrengt forhold til tomteeieren.



*Figur 5 Fullførelse av et rørtrykkingsprosjekt som har vært ute av kontroll*

## DET VELLYKKEDE RØRTRYKKINGS-PROSJEKTET

Ca. 2 år etter avslutningen av det feilslåtte trykkeprosjektet skulle man igangsette trykkingen av en annen strekning. Ved detaljprosjekteringen og anbudsutarbeidelsen for denne tok byggherren lærdom av de dårlige erfaringene fra entreprenørfasesen i forrige prosjekt. Dessuten lå rørtrykkingen denne gangen på fremdriftskritisk linje. Man tok derfor som siktepunkt å lage et skjerpet anbudsgrunnlag for rørtrykkingen i forhold til forrige gang.

### Strengt krav i anbudsokumentene

Det ble for det første forlangt grundig dokumentasjon av spesialentreprenørens kompetanse, både referanseprosjekter fra tilsvarende forhold og CV'er til mannskapene. Det ble beskrevet konkrete krav til kontinuerlig uttransport av masser fra røret samt til regelmessig innmåling/dokumentasjon av rørfrentens posisjon. Det ble også presisert hvilke konsekvenser det ville få for entreprenøren om toleranser ble overskredet og om det ble valgt uegnet metode/utstyr. Byggherren tok forbehold om blant annet kontraktsbrudd dersom trykkingen ble mislykket og måtte avbrytes med mindre forutsetningene (grunnforholdene) i anbudet var vesentlig endret. Det ble også tatt inn i anbudet regler for hvordan man skulle forholde seg til fjerning av eventuelle punkthindringer (fjell eller gjenstander) fra trykkesonen.

Samtidig måtte man gi anbyderne et best mulig grunnlag til å vurdere rørtrykkingens gjennomførbarhet da grunnforholdene her viste seg ikke å være like enkle å forholde seg til på prosjekteringsstadiet som for den forrige trykkestrekningen. Dette ble gjort ved svært omhyggelig dokumentasjon og beskrivelse av grunnforholdene.

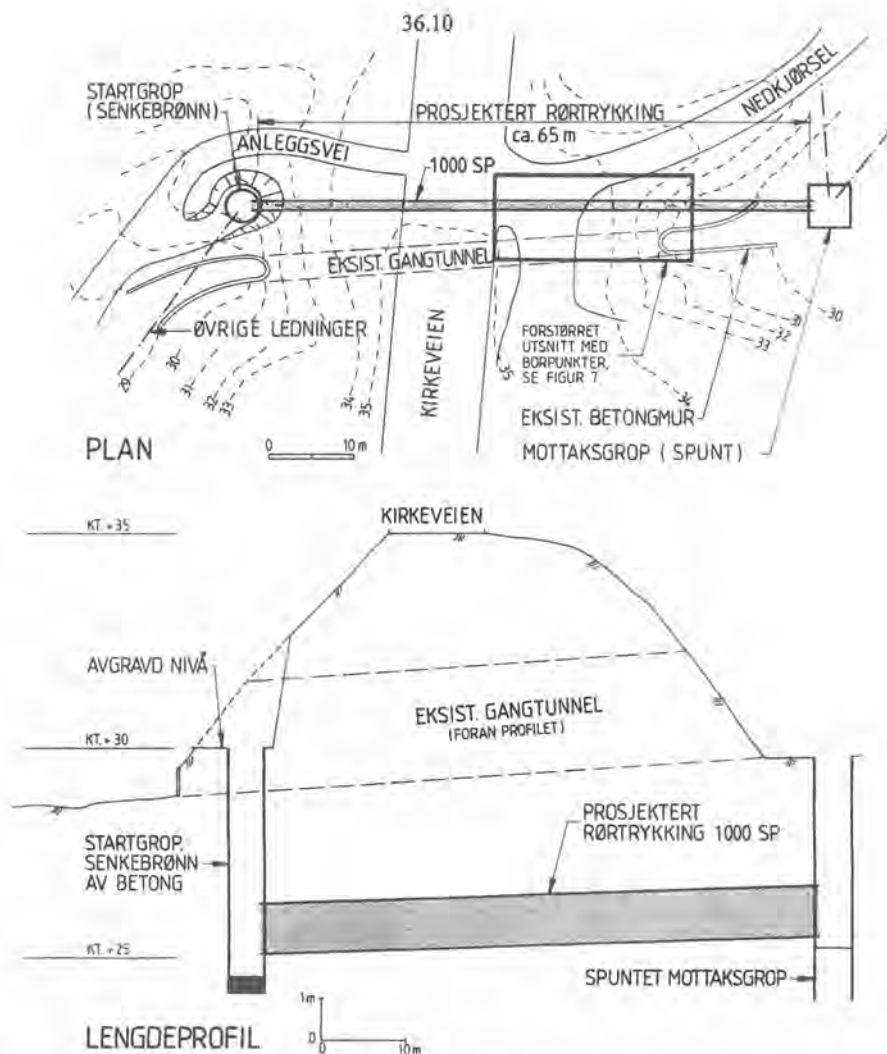
### Ugunstige forutsetninger

Denne gangen skulle en 65 m lang spillvannsledning, ø1000 mm, krysse under Kirkeveien, som er en av Bærums mest trafikkerte veier. Kirkeveien er på det aktuelle stedet lagt opp på en opptil 7 m tykk fylling over en gammel bekkedal, og ledningen måtte legges på inntil 10 m dyp under veien for å kunne knyttes til de forutsatte ledningshøyder i hver ende. Veifyllinga inneholder mye stein, grus og annen lite spuntbar masse slik at en spuntgrøft, etappevis fremført av hensyn til trafikken, ville være anleggsteknisk besværlig, kreve lang byggetid, bli meget kostbar og dessuten føre til trafikkulempere. Figur 6 viser situasjonen ved Kirkeveien, hvor startgropa ble utført som senkebrønn til ca. 6 m dybde fra avgravid terreng.

I forprosjektet, hvor det var konkludert med at rørtrykking ville være regningssvarende og egnet i dette tilfellet, var det utført noen spredte innledende grunnboringer for foreløpig plassering av traséen. Disse påviste fjell høyere enn trasébunn noe tilside for valgt trasé slik at man måtte supplere med nye boringer for grundigere kartlegging av fjellet. På traséens andre side var det imidlertid bekymringsløst dypt til fjell i borpunktene.

### Omfattende og detaljerte grunnundersøkelser viste seg påkrevet

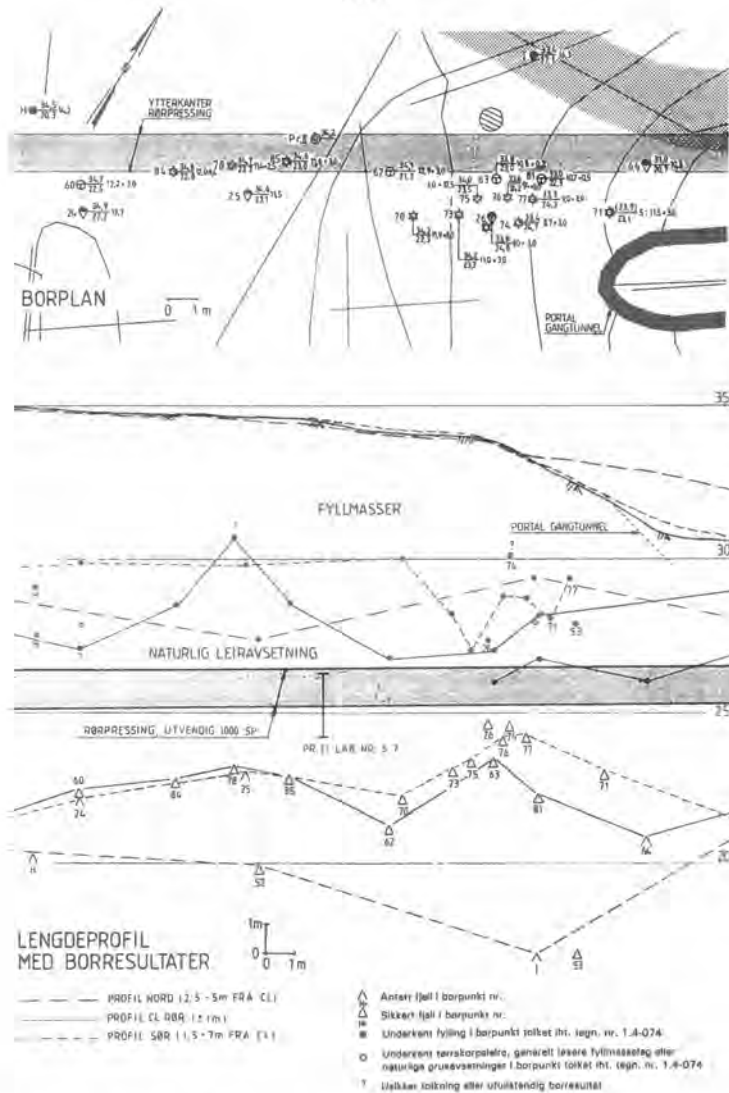
Utførelsen av et første borprogram med 5 - 10 m mellom punktene tilsa at man i ett område måtte bore enda tettere fordi resultatene her avslørte at fjellet trolig var mer uoversiktlig og kupert og kunne ligge mer ugunstig an for rørtrykking enn tidligere antatt. Ledningen syntes å bli liggende for nær inntil en steil fjelloverflate. Hvordan forløp denne seg? Interpolasjon mellom borpunktene var ikke godt nok når man for all del må unngå at rørtrykkingen stopper i en fjellknaus.



**Figur 6** Plan og lengdeprofil for rørtrykking under Kirkeveien  
(Merk forskjellig målestokk i høyde og lengde på profilet)

Grunnundersøkelsen ble derfor utvidet i dette området med mellomliggende punkter med 2-3 m avstand, og ut fra disse kunne man skissere et lokalt fremspring hvor et borpunkt påviste fjell bare 0,5 m under prosjektert rørvegg. Dette innebar for stor risiko og flere boringer ble gjort for en forskøvet trasé. Tilslutt hadde man lokalisert et kritisk område på 2 x 5 m hvor man boret med avstand ned til 0,75 m mellom borpunktene (se figur 7). Antatt boreavvik mellom innmålt borpunkt på terreng og virkelig plassering av borspissen ved fjell ca. 10 m under tilsa at dette måtte være den praktiske grense for hvor tett det var hensiktsmessig å bore i dette tilfellet. Om det var gjenstående usikkerheter måtte disse tas hensyn til ved endelig fastleggelse av trykkerørets trasé.

Grunnundersøkelsen krevde nøysom oppfølging av feltarbeid og koordinatbestemmelse av punktene for å eliminere feilkilder og sammenblanding av borpunkter, også tatt i betraktning at boringene/innmålingene ble utført vinterstid med stor snødybde i deler av området. Man ønsket å føle seg overveiende trygg på at fjellforløpet kunne skisseres med den nødvendige nøyaktighet forbi det kritiske punkt for rørtrykkingen.



Figur 7 Detaljert borplan og lengdeprofil i det kritiske området for trykking

Sonderingene ga også holdepunkter for å tolke tykkelsen av fyllmasselaget under Kirkeveien. Figur 7 viser også lengdeprofiler forbi det kritiske parti av fjell sammen med en sannsynlig overgang mellom opprinnelig leirgrunn og utfylte masser, bestående av stein og annen tilfeldig fyllmasse som det ikke var ønskelig å ha i trykke-traséen. Under fyllmassene forventet man en viss tørrskorpeetykkelse og denne tykkelsen samt de øvrige egenskapene til leira ble funnet ved opptak av to prøveserier i traséen. Det så ut til at trykkerøret kun i begrenset grad ville bli berørt av fyllmasser eller tørrskorpeleire. Leira under tørrskorpa har i trykkesonen følgende parametre (målt på opptatte prøver): Udreneret skjærstyrke:  $S_u = 22-46$  (5-12)  $\text{kN/m}^2$  (omrørt i parentes)

Sensitivitet:

$St = 3-7$

Vanninnhold:

$w = 30-45 \%$

Plastisitetsindeks:

$I_p = 19 - 27 \%$

Total romvekt:

$\gamma = 18 - 19 \text{ kN/m}^3$

Slik leire er "nydelig" å trykke rør i og gjør metode- og utstyrsvalget enkelt.

### **Kompliserte trasévurderinger med små marginer**

Ved å forskyve rørtraséen sideveis bort fra det kritiske fjellpartiet (lenger fra gangtunnelen) reduserte man risikoen for konflikt med fjellet under trykkingen (rørets beliggenhet i høyde var styrt av høyder på eksisterende ledningsanlegg i nærheten og kunne ikke justeres). Det oppsto imidlertid da et nytt problem som man måtte ta hensyn til, nemlig muligheten for i fremtiden å kunne trykke en større overvannsledning,  $\varnothing 1800$  mm, under Kirkeveien og like forbi en eksisterende kum som ikke kan rives.

Det gjaldt å finne en utvei av dette dilemmaet. Etter grundige vurderinger av risiko ved trykking like forbi det kritiske fjellpartiet, nøyaktighet av boringer, mulige trykktoleranser, akseptable ledningsfall og innbyrdes plassering av ledningene kom man tilslutt frem til optimale og akseptable plasseringer av ledningene. Dette innebar lysåpning mellom ledningene på 1 m. Mellom spillvannsledningen og fjellet ble prosjektert mellomrom 1,5 m valgt og mellom den fremtidige overvannsledningen og eksisterende kumfundament ville lysåpningen bli 0,5 m.

### **Rørtrykkingen gikk glatt**

Forutsetningene var nå lagt tilrette for et rimelig godt resultat hvis man ikke støtte på noen uforutsette hindringer i grunnen. Avstanden fra rørkanten til det kritiske fjellpunktet, funnet ved sonderingene, ble vurdert og prosjektert slik at det var overveiende sannsynlig at helt lokale utspring i fjellet var hensyntatt. Den erfarne og anerkjente spesialentreprenøren hadde gjort sine nødvendige vurderinger og forberedelser. Tillatte avvik var  $\pm 50$  mm vertikalt og  $\pm 100$  mm horisontalt.

I løpet av 4 dager ble det til byggherrens store tilfredshet trykket 65 m med  $\varnothing 1000$  mm betongrør praktisk talt uten sluttavvik. Maksimale avvik under trykkingen av ledningen fremgår av figur 8. Man har stort sett holdt seg innenfor  $\pm 5$  mm i begge retninger, noe som er langt innenfor toleransekravene og må anses som usedvanlig bra.

Det eneste å bemerke i protokollen var en stor stein som hadde ligget i traséen, men denne lå heldigvis like innenfor rørdiameteren og gled inn i styrerøret sammen med leirmassene etter at mannskaper hadde vært fremme ved stoffen og gravd den fri for hånd.

### **Konklusjoner**

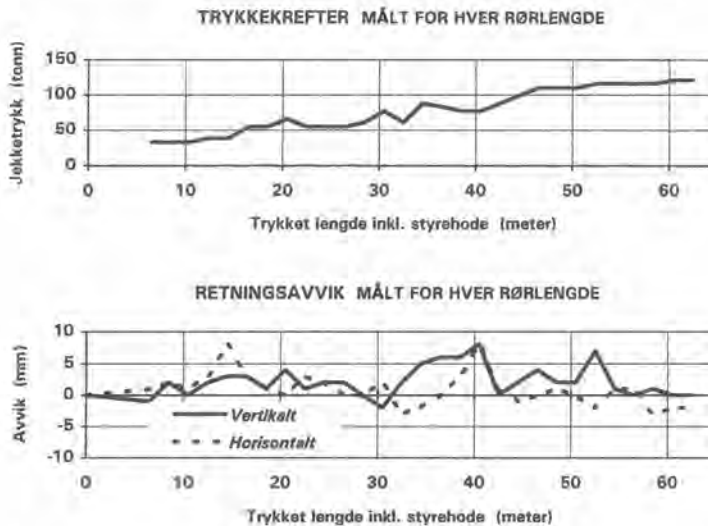
Forklaringene til det suksessfulle resultatet for dette prosjektet kan sammenfatningsvis tilskrives følgende forhold:

- Byggherrens ønske om større egenkompetanse. Bærum kommune fikk således overført en del nyttige byggherre-erfaringer og kunnskaper fra kolleger i Drammen kommune som for fremføring av kloakkrammeplanen i Drammen hadde benyttet seg av rørtrykkingsmetoder på en rekke strekninger.
- Byggherrens store medvirkning og styring når det gjaldt omfang av grunnundersøkelser, vurdering av trykkmeter og utforming av krav i anbudet delvis basert på erfaringene fra forrige prosjekt.

- Byggherrens villighet til å bruke tid og penger på å gjøre en grundig planlegging, spesielt vedrørende grunnundersøkelsene. Dette kom ham til nytte etterpå ved at entreprenørene kunne prise arbeidet uten for store "risikotillegg" og at gjennomføringen gikk knirkefritt.

- Entreprenør med solid erfaring og som hadde et datastyrt overvåkingssystem av hele trykkeprosessen. Rørfrontens beliggenhet kunne kontinuerlig observeres på en monitor plassert oppe på terreng slik at også byggherren hadde god kontrollmulighet. Avansert teknikk gjorde at man kunne korrigere retningen på rørfronten umiddelbart.

- Og tilslutt: Grunnforholdene i den aktuelle trykkesonen var heldigvis meget godt egnet for rørpressing. Det gjaldt bare å dokumentere det og deretter detaljtilpasse traséen.



*Figur 8 Diagramfremstilling av trykkeloggen for Kirkeveien*

## AVSLUTNING OG OPPSUMMERING

De to prosjektene som er beskrevet ovenfor er ekstrene eksempler på at forskjellige forutsetninger med hensyn til planlegging, gjennomføring og kompetanse hos de involverte gir ulike resultater. Selv om det ikke er normalt å forvente så store forskjeller som her, er det åpenbart at kompetanse og erfaring gjennom hele prosessen øker sjansene betraktelig for et vellykket resultat. Samtidig viser de hvor viktig det er å fremskaffe de riktige bakgrunnsopplysninger for at kunnskapene og erfaringene kan komme til anvendelse.

Det første eksemplet viste at til tross for kurante grunnforhold og en tilsynelatende kompetent spesialentreprenør, ble utgangen på prosjektet sørgelig.

I det andre eksemplet lå forholdene i utgangspunktet dårligere tilrette for rørtrykking, men innsatsen under planlegging viste at prosjektet var gjennomførbart. Dette prosjektet ble grundig tilrettelagt, styrt og gjennomført slik at resultatet denne gangen ble meget tilfredsstillende for alle parter.

**NYE JERNBANEBRUER OVER DRAMMENSELVA, EN PELETEKNISK UTFORDRING**  
**Construction of two Railway Bridges across Drammen river.**  
**Piling and related Challenges.**

Bjørn A. Faistad og Håkon Heyerdahl, NSB Bane Ingeniørtjenesten

**SAMMENDRAG**

To jernbanebruer over Drammenselva er nå under bygging. Bruene fundamenteres i det alt vesentlige på svevende peler av betong. Pelene er rammet fra flåte eller fra terreng/oppfylt elvebunn, og er tildels relativt korte peler med spiss i sand, tildels lange peler med spiss i leire. Den geotekniske prosjekteringen har bl.a. omfattet grunnundersøkelser, prøvepeling og prøvebelastninger. Fundamenteringsarbeidene har vært omfattende. Beliggenhet av bruene og hensynet til eksisterende konstruksjoner har medført en rekke anleggstekniske problemer, bl.a. knyttet til deformasjoner. Peleramming i dypt vann har også vært en utfordring.

**SUMMARY**

Two railway bridges across Drammen river are now being constructed. Foundations are placed on short concrete piles in sand, but also on long piles penetrating through the sand layer and into a thick layer of clay. In this article, problems connected to piling in deep water is discussed extensively. In addition, deformations produced by piling and the effect on existing bridges are focused.

**INNLEDNING**

*...bruene står der, som vinger av stein,  
...resten er sangen om Drammen i regn...*

Dette foredraget gir en orientering om peletekniske utfordringer ved bygging av to nye jernbanebruer over Drammenselva. Bruene er fundamentert på svevende peler.

Her tas også med en god del bakgrunnsstoff om prosjektet og prosjekteringsarbeidet forøvrig, som leseren forhåpentligvis vil finne interessant.

## BAKGRUNN

Jernbane fra Oslo til Drammen har det vært praktisk talt helt fra jernbanens spedre barndom her i landet. Lenge var det enkeltspor på mye av strekningen. Etterhvert har trafikkøkning skapt behov for dobbeltspor på denne meget trafikkerte banen. Dobbeltsporet fra Oslo i retning Drammen er blitt gradvis forlenget fra 1930-tallet og frem til i dag. På 1930-tallet ble det bygget dobbeltspor frem til Sandvika. På 1950-tallet ble dobbeltspor bygget mellom Asker og Sandvika. Samtidig ble det gjort utrettinger og linjusteringer på strekningene. Det foreløpig siste, store prosjektet i dette arbeidet var bygging av Liertunnelen (som fremdeles er landets lengste jernbanetunnel med sine 10.4 km) og framføring av dobbeltspor til Brakerøya stasjon (1972).

På Brakerøya, på østre bredd av Drammenselvas utløp, ender foreløpig dobbeltsporet. Her krysser banen på to bruer over de to elveløpene, først Bragernesløpet, og deretter Strømsløpet. Så nær Drammen stasjon, bare snaue to kilometer unna, måtte man altså foreløpig gi seg, og fremdeles klare seg med enkeltspor på den siste strekningen frem til Drammen.

Med den store satsingen på jernbane tidlig i 1990-årene var det naturlig å gjøre noe med denne situasjonen. Skulle en satsing på Vestfoldbanen føre frem, kunne en heller ikke la bruene over Drammenselva forbli en slik flaskehals. Det er oppunder 200 togpasseringer i døgnet på denne strekningen. En forsinkelse på ett enkelt tog vil her forplante seg, og forsinkelser oppstår ofte.

## PROSJEKTET DOBBELTSPORET BRAKERØYA - DRAMMEN STASJON

Planlegging av prosjektet "Dobbeltsporet Brakerøya - Drammen stasjon" startet sommeren 1991. Etter innledende planlegging og et forprosjekt høsten 1992 ble byggeplanarbeidet igangsatt. Byggherren, NSB Bane Region Sør, engasjerte NSB Bane Ingeniørtjenesten som geoteknisk rådgiver, og som konsulent for overbygningen ble valgt Olaf Abel Engh AS. Begge rådgiverne hadde også deltatt i forprosjektet. O. A. Engh AS ble nå i tillegg støttet av DNV Industry AS. Som arkitekt ble engasjert Knut Selberg AS.

Prosjektet har stram fremdrift. Planlegging startet sommeren 1991. Et forprosjekt ble utarbeidet høsten 1992, og la grunnlaget for valgt bruløsning og fundamentering. Grunnundersøkelser ble utført i perioden desember 1992 / februar 1993. Byggeplan ble utarbeidet våren 1993, og byggearbeidene ble påbegynt sent samme høst. Den ene av de to bruene er åpnet tidlig høsten 1995, og begge bruer skal etter planen offisielt åpnes og tas i bruk mai 1996.

Inkludert fyllinger, spesielle jernbanetekniske arbeider (spor /signal/strømforsyning etc.), riving av gammel bru over Bragernesløpet og rehabilitering av den gamle Strømsøbrua er prosjektet beregnet å koste 280 millioner 1993-kroner. Prosjektet er beregnet å gi klar samfunnsøkonomisk gevinst.

Figur 1 og 2 viser i plan og oppriss de nye bruene, samt eksisterende bruer.







## EKSISTERENDE BRUER

Fra 1872 har det vært jernbanebruer over Drammenselva. De tidligste bruene var av tre, og ble byttet ut da man bygget ut banen for normalspor. Det var de elektriske lokomotivene som var så tunge at nye bruer var nødvendig.

De nåværende bruene over Drammenselva ble bygget fra 1922 og med åpning 10. mai 1930. Den gamle brua over Bragemesløpet er 546 m lang, og er pr. i dag Norges lengste jernbanebru. Brua er en stålfagverksbru, og består av to hovedbuespenn, samt av en rekke kortere fritt opplagte bjelkespenn.

Brua over Strømsløpet er kortere med sine 451 m, men har til nylig like fullt vært landets nest lengste jernbanebru. Denne brua er en svingbru, av en type som det bare er bevart to av i Norge. Brua er derfor et teknisk kulturminne av nasjonalt format. Svingspennet er ikke lenger i bruk, men er låst fast. Svingmaskineriet er imidlertid fremdeles nærmest intakt.

Begge bruene er fundamentert på et høyt antall korte, spissbærende trepeler, med lengde ca. 10-14 m.

Samme fundamenteringsmåte, evt. betongpeler eller skjøtte tre-/betongpeler er benyttet for vegbruer i området, både for vegbru fra Strømsø til Holmen, vegbru fra Holmen til Bragemes og for motorvegbrua. Denne er imidlertid fundamentert på fjell innover land i begge ender.

## VALG AV BRULØSNINGER

Valg av bruløsninger har vært påvirket av en rekke ytre forhold, bl.a.:

- For NSB er det selvsagt ønskelig med en god kurvatur for jernbanen, dvs. med stor kurveradius, som gir stor tillatt kjørehastighet for togene.
- For Drammens befolkning er det andre forhold som kanskje er vel så viktige: Drammen er en by som mange vil assosiere med et stort antall bruer. Det har derfor vært av stor betydning at nye bruer skulle belaste det visuelle inntrykket minst mulig.
- Problematikk knyttet til erosjon rundt fundamenter har vært vurdert, og selvsagt også fundamenteringsmessige forhold.
- Det er i tillegg før nevnt at eksisterende Strømsøbru er bevaringsverdig, og det var derved uaktuelt å rive denne.
- Høyder er begrenset av kryssende veier og bruer.

Alle disse forhold har selvsagt lagt vesentlige føringer på prosjekteringsarbeidet.

### *Strømsøbrua*

Det var tidlig klart at den nye Strømsøbrua måtte plasseres mellom eksisterende jernbanebru og vegbru. I og med at eksisterende bru skulle bestå, ble det her planlagt en enkeltsporet bru.

Det ble vurdert to forskjellige løsningsalternativer for den nye brua:

- Bygge ny, frittstående bru
- Benytte løsning med å "henge seg på" eksisterende brufundamenter.

Den gamle brua er forberedt for en "påhengt" løsning, i det man allerede på 1920-tallet tenkte på at det kunne bli behov for dobbeltspor i fremtiden.

Vurderingene vedrørende "påhengt løsning" eller ikke dreide seg bl.a om rystelser ved fundamenteringsarbeidene og hensynet til eksisterende konstruksjoner, tilstand på eksisterende fundamenter og bæreevne på trepelene under eksisterende jernbanebru, erosjonsproblematikk og anleggstekniske problemer.

Det ble konkludert med at ny bru skulle være frittstående.

Etter at SINTEF -NHL hadde vurdert plassering av nye brufundamenter mhp. erosjon og oppstuvning av elva, ble det bestemt at nye fundamenter skulle plasseres slik:

- Fundamentene burde plasseres i strømskyggen fra eksisterende fundamenter.
- Det var av estetiske hensyn ønskelig å plassere nye fundamenter rett ut for de eksisterende. Dette ble bestemt, og impliserte selvsagt at de tekniske problemene ville bli mange.

Strømsøbrua ble ut fra dette planlagt som en kontinuerlig stålplatebærer over 12 spenn. Største spennvidde ble 48.5 m. Lengden ble 454 m.

#### *Bragernesbrua*

For denne brua var man mer fristilt. Det var av hensyn til kurvaturen ønskelig å legge ny bru et stykke unna eksisterende bru, og dette ga samtidig gode forhold for anleggsarbeidene. Størstedelen av vannføringen i Drammenselva går dessuten i Strømsøløpet, ca. 85 %, og strømkrefter og erosjonsproblematikk spiller derfor en langt mindre rolle for denne brua.

Det ble her bestemt at en skulle bygge ny, frittstående og dobbeltsporet bru, og rive eksisterende bru. Brua fikk 8 spenn, og, som eksisterende bru, 2 hovedspenn. Hovedspennene fikk spennvidde 68 m, og ble konstruert som buformede røfagverk. Sidespennene ble kontinuerlige platebærere, og total lengden ble 340 m.

Begge bruene ble planlagt med mellomliggende betongdekke mellom bæreme, og bruene skal utstyres med vanlig ballastpukk og støyskjerming.

## GRUNNFORHOLD

Det ble foretatt grunnundersøkelser på land og i elveløpet langs hele brutraséen. Grunnundersøkelser på land ble utført av NSB Bane Ingeniørtjenesten, mens NOTEBY AS utførte grunnundersøkelser fra flåte i elveløpet.

Det ble utført dreietrykk-, total- og CPT-sonderinger, samt utført vingeboringer og opphentet prøveserier. Det ble boret i de fleste planlagte fundamentakser. På laboratoriet ble det utført rutineundersøkelser, kornfordeling, triaksial- og ødometerforsøk. I alt:

<u>I felt</u>	17 dreietrykkssonderinger	<u>På lab.</u>	16 ødometerforsøk
	21 totalsonderinger		8 triaksialforsøk
	8 CPT-sonderinger		31 kornfordelingsanalyser
	1 vingeboring		
	8 prøveserier		

Grunnen består generelt av et topplag av finsand, sand og grus over leire. Sandavsetningen er på sitt mektigste over Holmen, nærmere 40 m, og på det tynneste, bare få meter, innover Brakerøya. Sandlagets tykkelse øker fra begge sider jevnt i tykkelse utover mot Holmen. Innover land på Strømsø, Holmen og Brakerøya ligger generelt et topplag av fyllmasse med varierende sammensetning og tykkelse.

Underliggende leiravsetning er av stor mektighet. Det ble ikke påtruffet fjell noen steder fra landkar på Strømsø og fram til Brakerøya stasjon, selv med boreriger ned til 50 m. På land på Brakerøya har det endog vært boret til 60 m uten å treffe fjell. Dybden til fjell er derfor ikke kjent, og har tidligere heller ikke vært mulig å bestemme nøyaktig ved seismiske undersøkelser utført for Statens Vegvesen i forbindelse med motorvegbrua. Ut fra antatt fjellprofil kan det dreie seg om dybder på nærmere 100 m.

Ute i elva ligger det en del plastringsstein, særlig rundt og nær brufundamentene. Forøvrig består elvebunnen overveiende av lett eroderbare, ensgraderte sandmasser.

Sandlaget består vesentlig av løst lagret finsand med noe silt, og med økende lagringstetthet i dybden. Mot Brakerøya er det innslag av noe grus i sandlaget. Det ble også påvist noe trematerialer og flis i sandprøver.

Leira er generelt middels fast til fast i dybden, og vanninnholdet er fra 35-40% på toppen og avtagende mot ca. 25% i dybden. Udrenert skjærstyrke  $s_u$  er målt fra 10 til 60 kPa. Lavest verdi, som er målt på dype prøver, skyldes sannsynligvis prøveforstyrrelse.

Friksjonsvinkler er målt i leire med verdier  $\tan\phi_k$  i området 0.57 - 0.70; normale verdier for middels leire og silt. Tilsvarende attraksjon  $a$  er bestemt i området 0 - 10 kN/m<sup>2</sup>

Kornfordelingskurver viser at leira er siltig. Leira er meget plastisk høyt oppe i leirlaget, og blir mindre plastisk i dybden.

Modultall i leira er hovedsaklig målt i området 10-20 (middels fast leire), og med enkelte verdier >20 (fast leire), og med  $c_v$  i området 4-22 m<sup>2</sup>/år.

I sand er modultall rundt 100-150 påvist, dvs. i kategori "løs, fin", og med  $c_v$  > 120-350 m<sup>2</sup>/år. Friksjonsvinkel er målt til  $\tan\phi_k = 0.80$  for en prøve, med  $a = 0$ .

Tildels vanskelige prøvetakingsforhold, med dype prøvehull gjennom sand og faste lag ned til leire, antas å ha ført til prøveforstyrrelse, med tildels betydelige variasjoner i prøveresultatene for enkelte serier. Store bruddeformasjoner ved enaksialtest sammen med meget lav skjærstyrke har indikert prøveforstyrrelse. Ved sammenligning med sonderinger tatt under enklere forhold, og også en vurdering av plastisitet, tilsier at det ikke alltid har vært reelle verdier. F.eks. er skjærstyrke for prøver fra 20 m dybde målt så lav som 10 - 15 kN/m<sup>2</sup>, mens  $s_u/p'_v$ -forholdet snarere tilsier en skjærstyrke på 40 - 50 kN/m<sup>2</sup>. Beregning av skjærstyrke ut fra CPT-sonderingene bekrefter også disse forhold.

Her er medtatt noen sonderingsresultater. Spesielt var det nyttig å kunne gjøre bruk av CPT-sonderinger for å få mest mulig sikker kjennskap til overgang mellom sand og leire. Denne grensen kom meget klart og tydelig frem i disse sonderingene, se fig. 3.

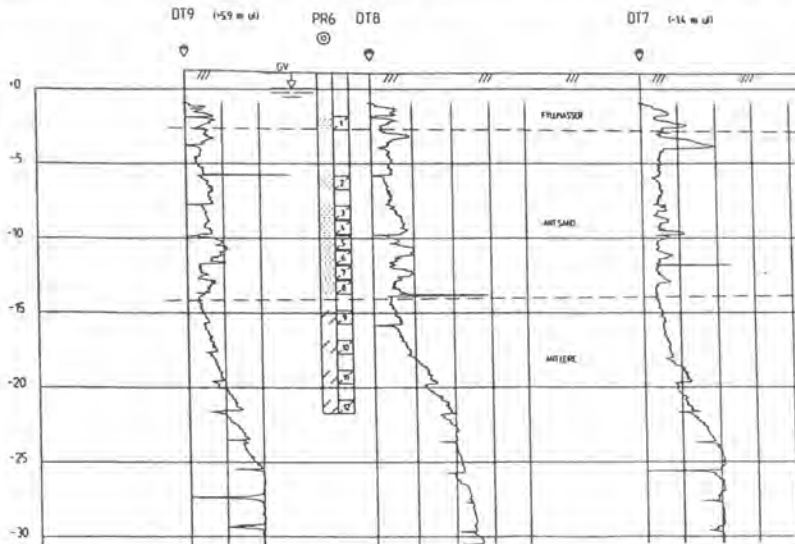
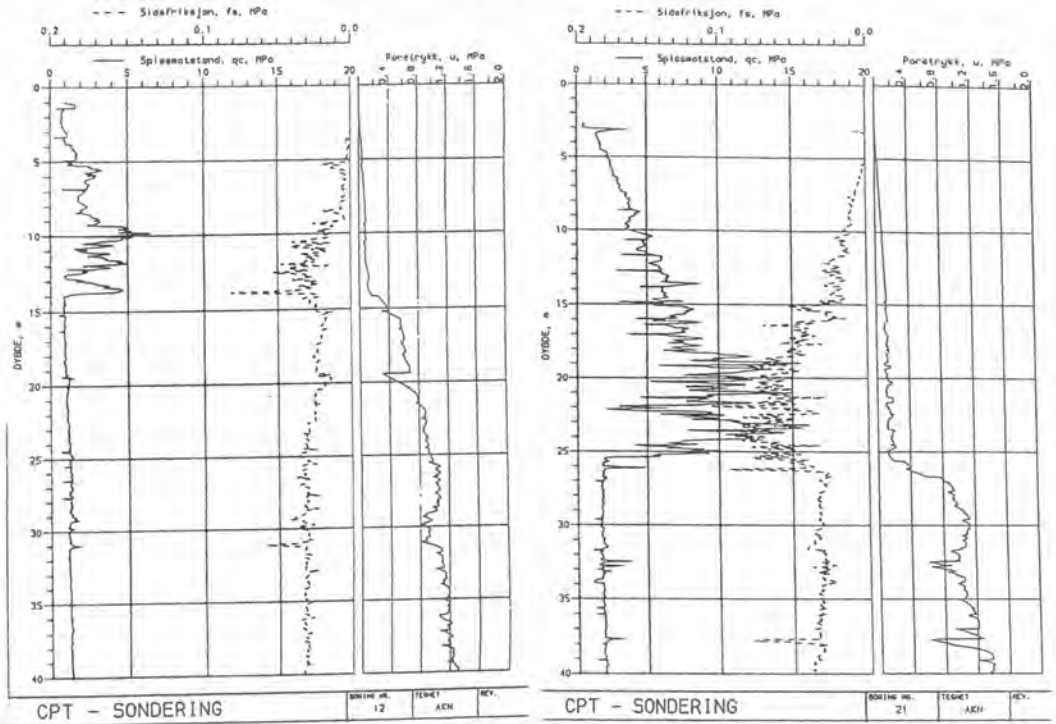


Fig. 3: Eksempler på grunnboringer / overgang mellom sand og leire.

## FUNDAMENTERING

### *Fundamenteringsmåte*

Det var tidlig klart at en ikke kunne påregne å fundamenterer noen brufundamenter på fjell. Eksisterende bruer er fundamenterert på friksjonspeler i sand og/eller leire, og det var naturlig å vurdere dette som et av alternativene. Et alternativ med cellespunt ble vurdert, og forkastet, grunnet fare for erosjon, korrosjon og setninger, samt komplisert geometri i Strømsløpet. Fundamentering på borede pilarer ble også vurdert, men forkastet.

Alternativet med friksjonspeler i en eller annen form pekte seg etter hvert naturlig ut som mest realistisk. Diskusjonen dreide seg om hvorvidt valg av ordinære betongpeler eller stålørspeler var mest hensiktsmessig.

En fant etterhvert ut at en måtte påregne å fundamenterer på lange peler, opptil 50 m, i begge ender av brutraséen, dvs. nær Brakerøya og Strømsø. Mellomliggende fundamenter ville sannsynligvis kunne fundamenteres i sand, men ut fra sonderingene var det noe usikkert akkurat hvor grensen ville gå. Det ble for Strømsøbrua antatt at skillet gikk mellom akse S7 og S8, mens det for Bragernesløpet ble antatt å ligge mellom akse B4 og B5.

### *Prøvepeling*

En bestemte seg etter innledende beregninger av bæreevne for å gjennomføre en prøvepeling, og også statisk og dynamisk prøvebelastning. Det var ønskelig å dokumentere bæreevne for pelene, men også å finne ut om det var mulig å løse ramming av peler anleggsteknisk med vanddyp og svært liten plass tilgjengelig. Dessuten var en interessert i å finne ut effekt på eksisterende bruer ved deformasjonsmålinger før/etter rammingen. Et vesentlig poeng var også at man fryktet at pelene ville bli rammet gjennom sandlaget og bryte ned i underliggende leire uten å oppnå tilstrekkelig bæreevne. Dette måtte også avklares så tidlig som mulig.

Samtidig ble fundamentplassering og utforming diskutert mer i detalj, da spesielt i Strømsløpet. Grunnet de eksisterende fundamentene med tilhørende "skog" av trepeler, ble løsningen for flere fundamenter å satse på et H-formet fundament, som ikke ville komme i konflikt med eksisterende konstruksjoner, se figur 1.

Prøvepeling ble utført februar-april 1993, og det ble rammet peler i landkar akse B1 på Brakerøya, samt i akse S3, S8, og S11 i Strømsløpet. Prøvepeler ble plassert innenfor planlagte fundamenter. Entreprenørservice AS ble engasjert til oppdraget. I akse S11 ble det rammet 2 åpne stålørspeler, i de øvrige akser betongpeler, P270NA. Rammingen av prøvepeler gikk overraskende greit. Ingen peler knakk under selve nedrammingen, men to peler knakk under vannflaten ved sluttramming / ramming gjennom sandlaget etter ca. 3 uker. PDA-målinger ble utført for å måle bæreevne og virkningsgrad på falloddet, og det ble verifisert at tilstrekkelig bæreevne kunne oppnås både for betongpeler og stålør. Peler i akse S8 lot seg ramme gjennom sandlaget, men hadde da allerede nådd mer enn tilstrekkelig bæreevne med spiss i sandlaget.

Deformasjonsmålingene på eksisterende bruer antydte at en kunne forvente setninger på 20-30 mm ved fullskala ramming av peler. Det ble forøvrig også registrert noe heving (grunnet fortrenghing av leire).

På Brakerøya ble det gjennomført både statisk og dynamisk vertikal prøvebelastning av to peler, og i tillegg horisontal statisk prøvebelastning. Pelene stod ned i leira, og prøvebelastning med noen måneders mellomrom viste at fastgroing av pelene var

betydelig, se figur 4. Horisontalkapasitet som beregnet for 270-pel kunne også oppnås.

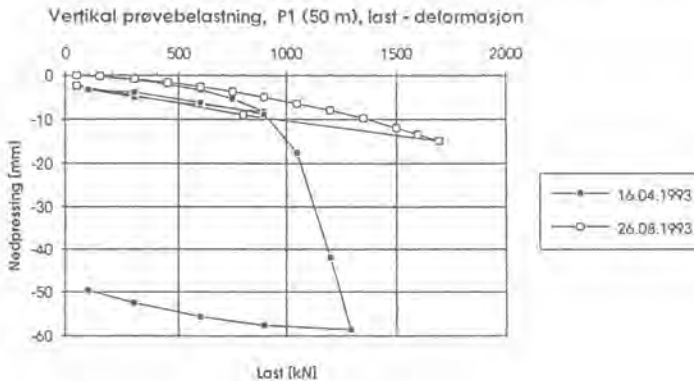


Fig. 4: Vertikal prøvebelastning

Prøvepelingen viste at det var mulig å oppnå bæreevne både med stålrør og betongpeler, og det ble et økonomisk regnestykke hva som var mest gunstig. Hovedkonsulenten for bruoverbygningen beregnet at betongpeler kom klart best ut, og dette ble derfor valgt.

Figur 5 under viser fundamentering av bru over Bragernesløpet i prinsipp, med lange peler i 4 akser (stopp i leire), og med peler med stopp i sand for øvrige akser.

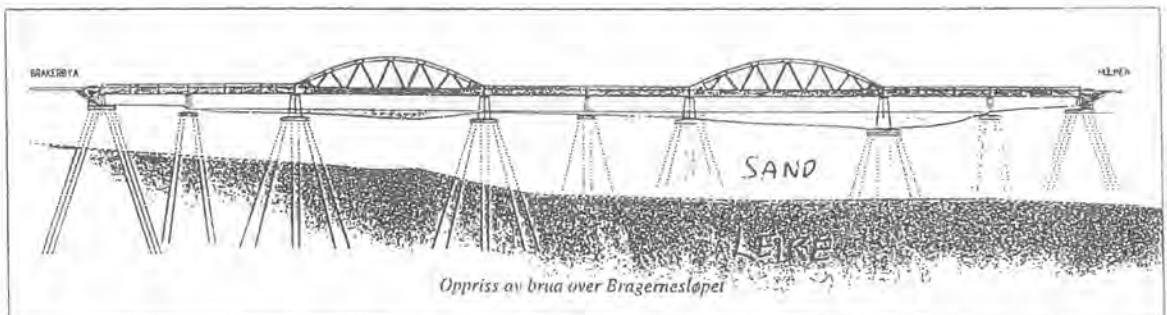


Fig. 5: Fundamentering av Bragernesbrua på svevende peler i sand og leire

#### Prosjektering av pelegrupper

Pelegrupperberegninger ble utført av O.A. Engh AS med SINTEF-programmet "GROUP". Inndata til beregningene i form av jordparametre ble gitt av NSB Bane Ingeniørtjenesten.

Det ble etterhvert noe komplisert for brukonsulenten å finne fram til pelegrupper som tok opp alle kreftene som beregningsmessig oppstår. Vertikalkreftene fra de relativt høye toglastene og svære konstruksjonene var i hovedsak ikke noe problem å ta opp med de planlagte peløsninger, det var horisontalkreftene og de relaterte momentene som skapte visse problemer.



For Strømsøbrua var slingrekrefter grunnet kurvaturen hovedproblemet. Bremskreftene ble ført gjennom brua og tatt opp i forankringsplater ved landkarene. Tverrbelastningene og den meget begrensede plassen mellom bruene i Strømsøløpet, førte likevel til at en lang rekke peler ble skråpeler på tvers av bruas lengdeakse, normalt 5:1 til 4:1 (vertikal:horisontal). En måtte gjennomføre en lang rekke beregninger for å finne frem til løsninger som klarte å ta opp samtlige lastkombinasjoner.

For Bragemesbrua var det de store bremskreftene, som etter reglene måtte tas opp på hvert enkelt fundament, som var problematisk å ta opp. Skråpeler på langs av bruaksen (så skrått som 3:1 ble benyttet i utstrakt grad) var ikke tilstrekkelig for å oppta bremskreftene. Egentlig var effekten av skråpeler overraskende liten, og nesten hele horisontalbelastningen ble påført pelene som sidebelastning. Horisontalkapasiteten til pelene ble overskredet, og det var etterhvert begrenset hvor mange peler en kunne plassere i fundamentene bare for å ta opp sidekrefter. Derfor ble det valgt å benytte en 8 m lang toppel med kvadrat 345 mm over 270-pelene. Horisontalbelastningen ble beregningsmessig tatt opp i de øvre 8 m, og denne lengden var derfor tilstrekkelig.

I tillegg til brukonsulenten var også NOTEBY AS inne for å verifisere beregning av enkelte pelegupper, og en kom i hovedsak til en og samme konklusjon: Beregningsmessig effekt av skråpeler var liten, og horisontalkrefter måtte i stor grad tas opp som sidekrefter på pelene.

## PELEARBEIDER

### *Generelt*

Byggearbeidene tok til senhøstes 1993. Som hovedentreprenør for underbygning for begge bruene ble valgt Eeg Henriksen Anlegg AS, og med Entreprenørservice AS som underentreprenør for pelearbeidene. Anbudssummen var totalt på drøyt 60 millioner kroner.

I henhold til anbudsbeskrivelsen skulle entreprenøren ramme betongpeler i samtlige akser både i Bragemesløpet og Strømsøløpet, bortsett fra i akse 11 i Strømsøløpet. Her skulle det rammes åpne stålrør med stopp i sand et stykke over underliggende leire. Valg av betongpeler var gjort etter en teknisk/økonomisk vurdering, og med støtte i tidligere utført prøvelling og prøvebelastninger. Ved all peling skulle benyttes rammeutstyr med hydraulisk fallodd, loddvekt 50-80 kN, det tyngste for stålrør. Av hensyn til flere mulige usikre faktorer knyttet til ramming nær eksisterende konstruksjoner, ble det bestemt at i alle fall ett stålrørfundament skulle gjennomføres. I akse 11 var det jo fra før allerede rammet to rør som kunne inngå i det endelige fundamentet. Vedrørende pelingen i Strømsøløpet, hvor utfordringene i utgangspunktet ble antatt å være størst, var det i beskrivelsen for arbeidene presisert at det var viktig å legge opp arbeidene slik at eventuelle kritiske sider ved gjennomføringen ble avdekket så tidlig som mulig. Det ble lagt spesielt vekt på å få sjekket betongpeler opp mot stålrør. I verste fall var det lagt opp til en omprosjektering til f.eks. mer bruk av stålrør, hvis dette alternativet viste seg spesielt fordelaktig eller nødvendig. Det lå derfor i kortene at det prosjekterte stålrørfundamentet burde tas tidlig. Slik skulle det imidlertid ikke gå.

De peletekniske utfordringer i Strømsøløpet var utvilsomt store, men ikke større enn at vi mente at arbeidene forsvarlig kunne gjennomføres som beskrevet og i hht. hovedalternativet.

Følgende forhold ble sterkt poengtert i beskrivelsen:

- at det var liten plass for manøvrering av flåte og rigg, med spesielt knapp klaring til eksisterende bruer, når ramming av skråpeler skulle utføres,
- at det var strenge krav til stabilitet av flåte og rigg, både av sikkerhetsmessige og peletekniske grunner,
- at det ville kreves relativt stor rammeenergi og tungt utstyr for å kunne dokumentere tilstrekkelig bæreevne,
- at ramming inntil eksisterende fundamenter kunne føre til deformasjoner med mulige skader på både jernbanebru og vegbru; og at det skulle utføres hyppige presisjonsmålinger for oppfølging av dette,
- at det var krav til nøyaktighet ved utsetting og ansett av pelene for å innfri gitte toleranser.

Akse nr.	Antall peler			Vrak-peler	Pel-meter	Dato rammet	Merknader
	Betong	Stål	Kombi				
<b>Strømsløpet</b>							
S-1	24				1224	18/11-6/1	Rigg flyttet fra S-16. Lange peler.
S-3	31				1460	6/1-28/1	Rigg flyttet fra S-5. Lange peler.
S-5	13	5 HE	20	8	1553	6/12-6/6	Peling midl. stanset des.93. Rigg flyttet til S-3. Peling gjenopptatt mai 94. Lange peler i leire.
S-7	32	1 HE	6	4	1591	19/5-4/7	4 testpeler i mars. Lange peler i leire.
S-8	37			7	1148	9/2-10/3	Korte peler i sand.
S-9	33	12 HE		6	1014	11/3-18/4	Korte peler i sand.
S-10	3	36 HE		6	918	21/4-19/5	Korte peler i sand.
S-11		6 rør ø1200			132	19/4-20/6	4 nye rør. Pelingen midlertidig stanset pga. deformasjoner.
S-12	35	4 HE		1	575	20/5-22/6	Peling stoppet ca. 14 d pga. deformasjoner. Korte peler i sand.
S-13	33	1 HE		1	728	21/4-19/5	korte peler i sand.
S-16	29				684	4/11-14/1	Peling stanset 19/11 pga. deform. da 2 peler gjenstod. Rigg til akse S-1. Korte peler.
S-17	28				511	14/1-21/1	Korte peler i sand.
S-19	22				412	22/11-4/1	Korte peler i sand.
<b>Bragemesløpet</b>							
B-1	62				2943	29/11-4/1	For alle akser gjelder at det er benyttet toppel 345MA. Forøvrig 270MA. Lange peler i leire.
B-2	50				2400	10/1-7/2	Lange peler i leire.
B-3	68				3253	25/1-5/4	lange peler i leire.
B-4	68				2455	4/3-27/4	Lange peler i leire; enkelte kortere.
B-5	44			1	807	24/3-21/4	Korte peler i sand.
B-6	68				972	27/4-7/6	Korte peler i sand.
B-7	78				938	28/6-15/8	Korte peler i sand. 345MA i en lengde.
B-8	40				688	3/7-18/8	Korte peler.
B-9	52				846	26/4-18/5	Korte peler i sand.

Tabell 1: Oversikt over pelearbeidene

I Bragernesløpet var ikke utfordringene i forbindelse med pelingen vurdert som særlig store, bl.a. etter som det er relativt god avstand til eksisterende konstruksjoner og gjennomgående moderate vanndybder (bortsett fra i akse 7). Det var også lagt opp til som et alternativ, å ramme fra oppfylt grunn i alle akser, bortsett fra denne ene. Stort sett slo dette til, men pelearbeidene skulle likevel på sitt vis bli tøffe nok. I tillegg må nevnes som en viktig faktor at det vesentligste av pelearbeidene skulle utføres vinterstid. Og vinteren 93/94 var til tider meget kald, med mye frostrøyk og is i Drammenselva. Peleentreprenøren kunne sikkert ha tenkt seg en mer behagelig årstid.

I tabell 1 og 2 er gjengitt statistisk oppgave over utført peling for begge bruene. Her fremgår type peler rammet, antall av hver kategori, og total mengde pelmeter i hver akse, samt for begge bruene samlet. Dessuten er tidsrommet for ramming i de enkelte akser angitt. Det fremgår av tabellen at det har skjedd uforutsette ting i Strømsløpet; bl.a. er det rammet en god del stålpeler (HE-profiler) og såkalte kombipeler (betongpeler med stål bunnpel). Pelingen foregikk i tidsrommet nov. '93 til aug. '94.

	Betongpeler (270 + 345 MA)	Stål HE280	Stålrør	Antall
Strømsløpet	9866 m	1994 m	132 m	406 stk.
Bragernesløpet	15302 m			530 stk.
SUM	25168 m (kombipelene er fordelt)	1994 m	132 m	936 stk.

Tabell 2: Peler, totale mengder

## DEFORMASJONER / FREMDRIFT

Problematikken med setninger og forskyvninger som følge av pelerammingen, er avgrenset til bru over Strømsløpet, inkludert bruspenne inn på Holmen.

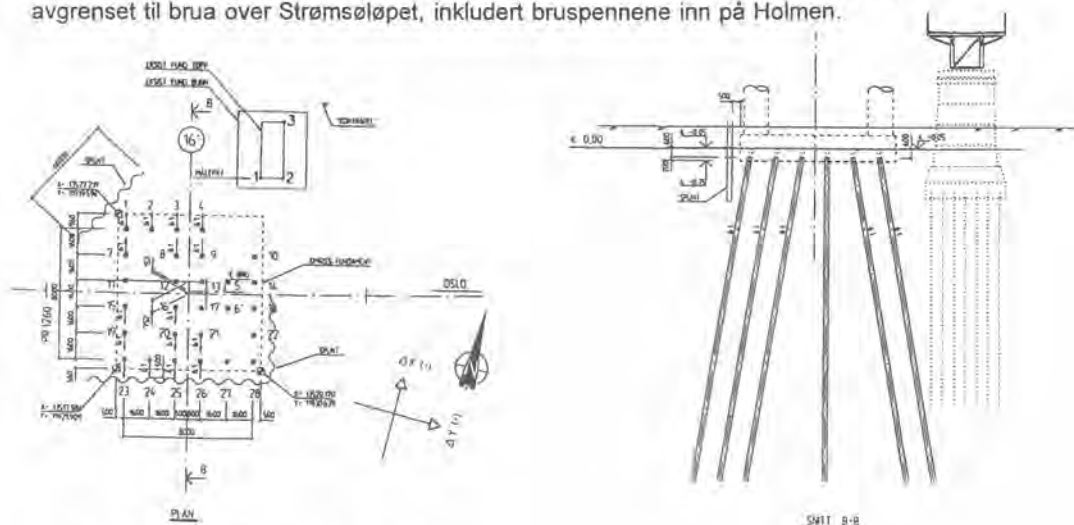


Fig. 6: Fundament S-16, plan og snitt

Entreprenøren valgte å starte pelingen "pent" med et fundament inne på land den 4/11-93, i akse 16 på Holmen. Dette ble et testfundament, hvor vi besluttet å kjøre relativt friskt med PDA for å bestemme virkningsgrad, bæreevne og diverse andre rammeeffekter. På forhånd var det satt inn flere bolter i eksisterende pilarfundament beliggende like ved, noe skjevt i forhold til det nye, se figur 6.

At starten ble noe vaklende pga. at entreprenøren meget sent hadde introdusert en ny type peleskjøt, uten at tilfredsstillende dokumentasjon forelå, er en sak for seg. En rekke peler ble derfor rammet på entreprenørens eget ansvar uten at godkjennelse forelå fra byggherrens side. Mer om peleskjøten "Lock Safe" senere.

Det viste seg ikke uventet at rammeforholdene var gunstige for friksjonspeler av betong, når hovedhensikten var å oppnå forutsatt bæreevne i rimelig dybde etter gitte kriterier. Her var det bare å dunke pelene ned til rammemotstanden ble stor nok; og fremdeles var det mye sand mellom pelespiss og leire. Nødvendig pelelengde ble noe kortere enn opprinnelig antatt. Alt virket bra, inntil urovekkende måleresultater begynte å tikke inn. Ganske fort var setningen vertikalt kommet opp i ca. 30 mm, like mye som vi etter prøvepelingen ute i elva hadde antydning som forventet størrelsesorden på setninger, direkte forårsaket av pelerammingen. Samtidig var det en horisontal forskyvning av brupilaren i retning pelegruppen, av omtrent samme størrelse. Da ca. 40 mm var nådd, og det fortsatt gjenstod 8 peler, ble møtene på byggeplassen mer og mer intense. Sideforskyvningen av pilaren kom etter hvert til syne som åpenbar dreining / skjevstilling av brulagrene. Da gikk det opp for de fleste (også entreprenøren) at det å bygge nye jernbanebruer over Drammenselva, slettes ikke ville bli ren plankekjøring. På dette stadium ble det nærmest som et eksperiment rammet en "kontrapel" eller "stabiliseringspel" diagonalt på motsatt side av det gamle pilarfundamentet. Resultatet kom umiddelbart, og viste seg som en overraskende stor tilbakedreining av pilaren. Dette fremkommer av diagram, se figur 7. Delta x tilsvarer her praktisk talt en forskyvning på tvers av sporet, og Delta y på langs av sporet, se figur 6.

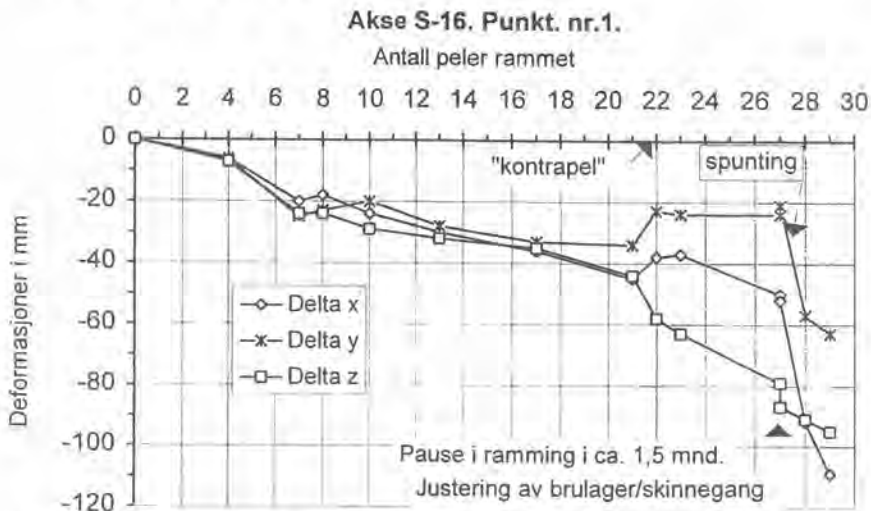


Fig. 7: Deformasjoner under rammearbeidene, akse S-16

Tilbakeforskyvningen var gunstig for lagerstillingen og også for vindskjevheten i sporet, og man fant det forvarlig å fortsette rammingen, forutsatt tett oppfølging med målinger.

Grensen for vertikaldeformasjon i sporet ble satt til 80 mm. Som man ser av diagrammet for Delta z ble denne grensen nådd da det gjenstod 2 peler. Rammingen ble derfor stanset, og kunne ikke gjenopptas før spor og lager var justert opp. Det tok ca. 1,5 mnd. før riggen igjen var tilbake og fullførte rammingen 14/1-95.

På dette tidspunkt var entreprenøren snar til å minne om sin anbefaling om å ramme åpne stålrør i stedet for betongpeler, noe han mente seg å være ekspert på og ha meget gode erfaringer med. Fra byggherrens side ble det minnet om forutsatt tidlig utprøving av dette i akse 11.

I mellomtiden ble det rammet ferdig i akse 1 og akse 19 uten at større deformasjoner oppstod. Mest interessant i denne sammenheng var akse 19 hvor grunnforholdene var temmelig nær de samme som ved akse 16. Det samme skjedde senere i akse 17, nærmeste nabo til 16. Deformasjonene ble vesentlig mindre, og dette til tross for at totalt tilført rammeenergi var større her enn i akse 16, se figur 8. Dette var vanskelig å forklare.

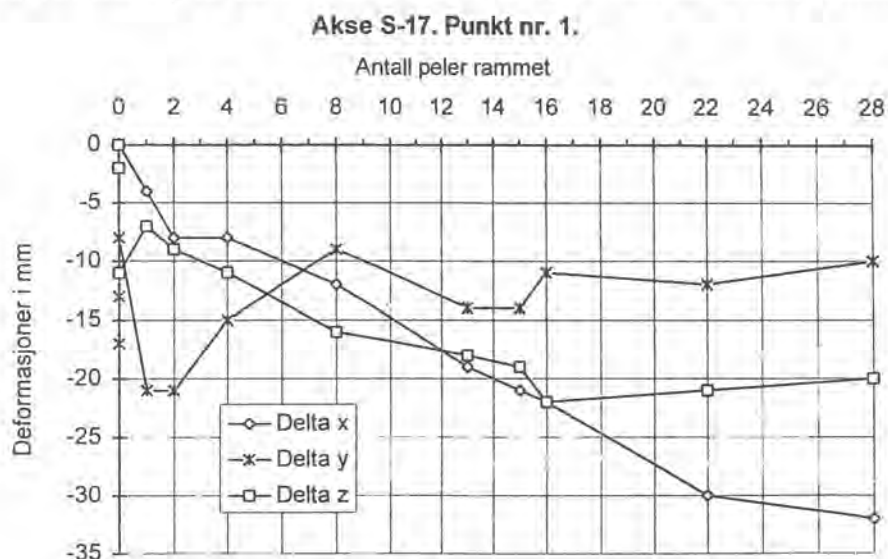


Fig. 8: Deformasjoner under rammearbeidene, akse S-17

Mens peling pågikk i akse 1, ble den såkalte sjøriggen satt inn for første gang i akse 5. Forholdene her var noe spesielle. Under graving nær eksisterende brufundament, bl. a. for å fjerne plastringsstein, ble det påtruffet diverse avfall av betong som viste seg nærmest umulig å få opp. Som følge av dette, ble eksisterende fundament betydelig undergravet. Det ble raskt besluttet å fylle opp igjen med rambare steinmasser for å sikre fundamentet, og det ble også bestemt at pelingen skulle foretas gjennom denne fyllingen. Vanndybden under pelingen ble derfor bare 3-4 m i denne aksen. På grunn av de urene forholdene som var påtruffet og som fremdeles lå der i ukjent omfang, var det med heller bange anelser pelingen ble påbegynt. Problemene oppstod umiddelbart. Det var spesielt vanskelig å komme ned nær eksisterende fundament. I denne aksen var det forutsatt å ramme pelene gjennom sandlaget, som her var 12-15 m, og dypt ned i leiren. Det viste seg imidlertid at forholdene var meget ujevne. Noen peler gikk lett igjennom og ble rammet 50 m ned, mens andre stoppet eller ble vrak høyt oppe etter at pelen "trakk" seg.



## Akse S-11. Punkt nr. 1.

Stålrør

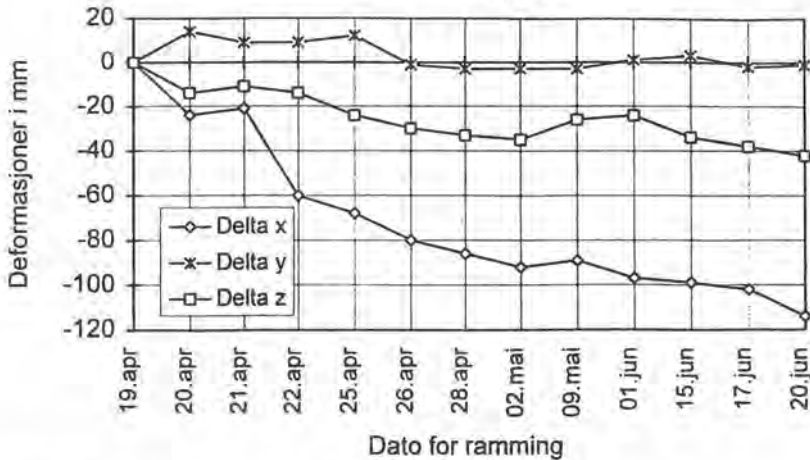


Fig. 10: Deformasjoner under rammearbeidene, akse S-11

Sideforskyvningen var spesielt kritisk på dette sted etter som dette var enden av den stive brudelen som i ett stykke ligger over den gamle "svingpilaren" i akse 10. Brudelen er kontinuerlig fra akse 9 i den ene enden og til akse 11 i den andre. Pelingen ble derfor forsert i akse 10 for om mulig å provosere sideforskyvning også her, for derved å lette på trykket mot brukonstruksjonen. De fleste stilte seg tvilende til om rammingen her ville føre til særlig store deformasjoner pga. at den gamle pilar 10 er et meget tungt fundament som står på en "skog" av trepeler. Men sideforskyvningen ble likevel også her ganske betydelig, noe større enn i naboaksen 9, men mindre enn i akse 11. Samtidig ble det også rammet peler i akse 12. I likhet med akse 11 ble det også her mot slutten av rammingen kritiske forskyvninger av nærmeste brupilar. Brulagrene i begge disse aksene måtte justeres før rammingen kunne avsluttes.

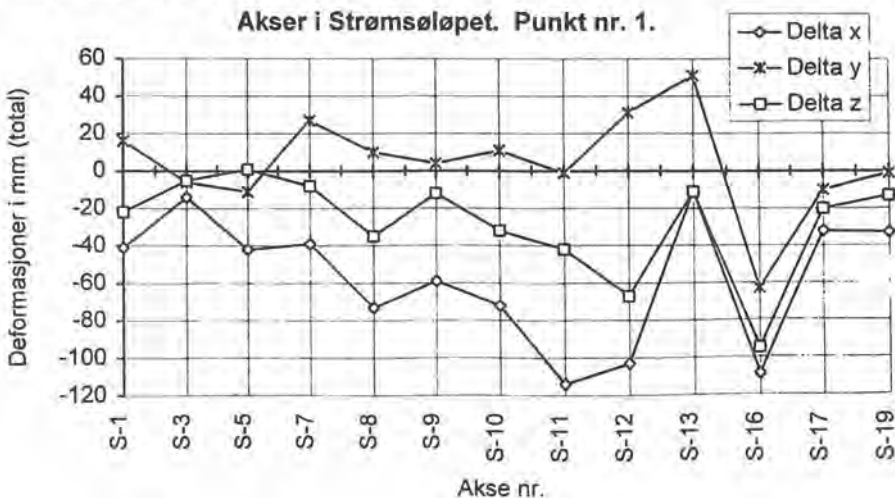


Fig. 10: Deformasjoner under rammearbeidene, akse S-11

Figur 11 gir en samlet fremstilling av deformasjonene på de gamle brupilarene etter endt ramming. Dette er vel å merke maksimalverdier på det ugunstigste (nærmeste) målepunkt. Utslagene på spor og brukonstruksjon var en god del mindre enn dette. Tilsvarende diagrammer kan lages også for en rekke andre målepunkter, slik at man fikk et mer totalt bilde av forløpet, men er ikke gjort ved denne anledning. Det fremgår at den største sideforskyvningen, på nær 11 cm, oppstod i akse 11 (stålørersfundamentet), noe mindre i akse 16 og 12. Største setning, nær 10 cm vertikalt, kom i akse 16. I 10 av i alt 13 akser ble det setninger av størrelse 30 mm eller mindre. I de øvrige 3 (akse 16, 12 og 11) ble det setningene større enn anslått på forhånd.

#### Vegbrua.

I det foregående er det ikke sagt noe om deformasjonsforløpet på nærliggende vegbru. Her var det noe større avstand til de nye pelegruppene, og det var forventet mindre setninger. Det var imidlertid klart at denne brua på langt nær heller ikke ville tåle like store bevegelser som jernbanebrua. Det var derfor minst like tett måleoppfølging på denne brua som på jernbanebrua. Det ble også utført inngående analyser av brua for å finne ut hvor grensen gikk. Alle pelearbeider ble imidlertid gjennomført uten at skader oppstod. Deformasjonene var av størrelsesorden 5-20 mm.

### **PELEBREKKASJER / PELESKJØT / RAMMING FRA FLÅTE**

#### Brekkasjer/Vrakpeler.

Det fremgår av tabell 1 at antallet vrakpeler ble relativt stort i Strømsølopet (33 stk. av totalt 406 peler), mens det i Bragermesløpet ble usedvanlig lavt (1 av 530). Dette til tross for at totalt tilført rammeenergi, etter mye hard ramming på pelene, her var gjennomgående større. Årsaken til dette må søkes i de ytre rammebetingelser og prosedyrer for utførelsen. Den vesentlige forskjellen er åpenbar: *ramming fra flåte/dypt vann i Strømsølopet og ramming fra land/oppfylt grunn i Bragermesløpet*. Dette har vært helt utslagsgivende.

Standardmeldinger fra entreprenøren om årsaken etter at pelebrudd var innrapportert, var som regel "forhold i grunnen". I peleprotokollene var det nærmest kopiert inn anmerkninger som pelen "trekker seg", "dro seg" eller "legger seg". Som det fremgår av statistikken var det flest brekkasjer i akse 5, 8, 9 og 10. Pelingen i akse 5 er allerede omtalt, og det er liten tvil om at forholdene i grunnen her var spesielle, bl.a. pga. av gjennliggende fremmedelementer på bunnen, samt harde lag i grunnen nærmest eksisterende pilarfundament. Erstatningspeler for 6 av de 8 vrakpelene ble her bekostet av byggherren. I de øvrige aksene var det klare indikasjoner på at mange av bruddene oppstod som følge av dårlig/vanskelig styring av pel og tårn. De aller fleste brekkasjene, sikkert over 90 %, oppstod ved at betongen ble "slått ut" like under og/eller over skjøten, på den ene siden av pelen. Ofte skjedde dette når skjøten var på veg gjennom vannet eller like over eller under bunnen. Det skjedde også flere brudd under jomfrurammingen, etter at peletoppen forsvant av syne under vann.

#### Peleskjøt.

Det ble rikelig anledning til å studere pelebrudd, etter som en del bruddstykker ble fisket opp og lagt på flåten eller på land. Til vår (og kanskje også andres) overraskelse oppdaget vi at lengden på forankringsjernene for skjøteplatene var vesentlig kortere enn beregnet i den fremlagte dokumentasjon på peleskjøten. Det tok imidlertid ikke lang tid før en ny dokumentasjon med kortere skjøtejern lå på bordet. Dette var foranledningen til at skjøten ble prøvebelastet på pelefabrikken for å verifisere momentkapasitet i hht. standard. Dette falt positivt ut, men forsøkene viste også at spalteåpningen ved brudd var



oppe i 8-10 mm, og det ble reist spørsmål om skjøtestivheten er god nok under ramming når styringen av pelen er ute av kontroll. Stort oppstyr ble det noe senere da entreprenøren etter ramming av 2 peler i akse 9, svært alarmerende varslet om utrolig dårlig grunn med svært liten sidestøtte; hvilket lett ble demonstrert ved at peletoppen med håndkraft kunne skyves fra side til side. Rekvirert dykker kunne fort avsløre og dokumentere med foto at årsaken til elendigheten var at kilene som låser skjøten, hadde vandret ca. 10-12 cm ut av sporene. Heldigvis var dette like ved elvebunnen, slik at det var godt synlig. Samtidig ble det konstatert at grunnen bestod av fast pakket sand inntil pelene, så sidestøtten fra jorden var det ingen fare med. Etter at byggherren under de rådende forhold sa nei til bruk av peleskjøten, ble kilene senere punktviset under all ramming fra flåte. Det ble fra byggherrens side også hentet inn en god del peler med bajonett-skjøt. Situasjonen var en tid noe tilspisset.

#### Ramming fra flåte.

Selv om mange fra entreprenørens side snakket mye om vannsprengning som den altoverskyggende årsak til pelebruddene, var ikke vi i særlig tvil om at det meste dreide seg om å overvinne problemene med å oppnå tilfredsstillende styring av pel og rammetårn. Flåten ble etter hvert stabilisert ved nedsetting av støttebein (spuds) ned på bunnen; først i ett hjørne, deretter i to. I dette tilfelle, med vanddyp på ca. 8 m og samtidig sterk strøm i elva, kunne man heller ikke se bort fra at strømkreftene slo negativt ut med hensyn på retthet og styring av pelen.

Det tok tid før entreprenøren foreslo å prøve med ramming i rør. I mellomtiden var det satt en god del erstatningspeler av stålprofiler (HEB/A 280), og i akse 10 ble det stort sett bare rammet stålpeler. Erfaringene med bruk av rør var i starten meget oppløftende, men etter hvert oppstod problemer med at røret fulgte med et stykke ned og det pakket seg med sand mellom pel og rørvegg. Resultatet var at det nesten ikke lot seg gjøre å få røret opp igjen. "Gutta på riggen" var ikke glad for metoden. Røret ble imidlertid forsøkt forbedret med større støttekrave mot bunnen, men problemet kom igjen. Som siste løsning ble fundamentarealet dekket med et lag steinmasser som underlag for rørenden. Dette problemet var dermed løst, men da var det heller ikke mye peling som gjenstod.

Av peler som ble rammet i rør, var det ingen som knakk pga. selve rammingen, men problemet med at røret satte seg fast, førte likevel til et par vrakpeler. Inspeksjon av pelene etter at byggegruben var lenset og før pelene var kappet, viste lite riss og skader på disse pelene, i motsetning til en del andre stygge eksempler. I så henseende var erfaringene med rør meget gode. Selve teknikken/metoden må imidlertid forbedres, i hvert fall i forhold til det som ble gjort i dette tilfelle. Det er viktig for fremdriften av pelingen at røret på en rasjonell måte kan manøvreres og holdes fast under rammingen. Røret bør være sirkulært (ikke kvadratisk som tilfellet var her) og ha romslig mål i forhold til pelen, slik at pelen ikke kommer i beknipt hvis den roterer (det var imidlertid umulig å skaffe runde rør, de lages ikke lenger!).

Erfaringene har vist at det er åpenbare vanskeligheter knyttet til det å ramme betongpeler fra flåte, når vanddybdene er store og det må rammes relativt hardt. Mye er imidlertid overvunnet hvis man først mestrer teknikken med å ramme peler i rør. Kanskje må metoden rendyrkes, og spesielt den maskinelle håndteringen av røret forbedres.

#### Rammemotstand / Tillegg for hard ramming/ Komprimeringseffekter.

I flere akser var det til dels hard og tidkrevende ramming. Dette gjaldt spesielt i akse 1, 2, 3 og 4 i Bragemesløpet, hvor pelene ble rammet gjennom topplaget av sand og dypt ned i leiren. Pelelengdene lå her jevnt over på 45-48 m, og tykkelsen på sandlaget var 15-20 m. Tøffest ramming var det i akse 4, hvor motstanden i enkelte pelepunkter var så stor at

22 peler ble stoppet etter hard ramming i fast lag i ca. 16 meters dybde under fundamentnivå. Bortsett fra noen få, ble dette gjort som planlagt og med foreskrevet P 345 MA toppel. De fleste pelene i Bragemesløpet, bortsett fra enkelte som er PDA-målt og andre som har stoppet uforberedt i høyere lag, har en 8 m lang toppel P345 MA, forøvrig P 270 MA. All peling i disse aksene ble rammet fra oppfylt terreng, og samtlige ble sluttrammet med jomfru, ca. 1m i akse 1 og 4-5 m i akse 4. Av fremdriftsmessige årsaker var det her flere pelemaskiner i gang samtidig. Av praktiske (maskinelle, tekniske?) grunner var det nesten umulig å få slått pelen kontinuerlig helt ned uten unødig opphold. Det kunne gå dager og uker før sluttrammingen med jomfru ble utført. I mellomtiden hadde pelene grodd fast, og sluttrammingen ble svært tidkrevende. For å illustrere dette er det tatt med en grafisk fremstilling av en rammeprotokoll, se fig. 12, som viser at rammemotstanden hadde øket voldsomt i ventetiden. Entreprenøren skulle etter kontrakt få betalt for hard ramming når rammemotstanden var større eller lik 250 slag pr. m (4 mm pr. slag), forutsatt maks. tilførsel av rammeenergi. Det var ikke til å unngå at gapet mellom entreprenørens tall og våre under avregningen, her ble svært stort. Vi syntes det bl.a. faktisk var urimelig å gi tillegg fullt ut (eller i det hele tatt) for jomfruramming ihht. disse protokollene. Uansett ble det vesentlig mer tilleggsserier ved rammingen i Bragemesløpet enn estimert i anbudet. På den annen side ble det mindre i Strømsløpet.

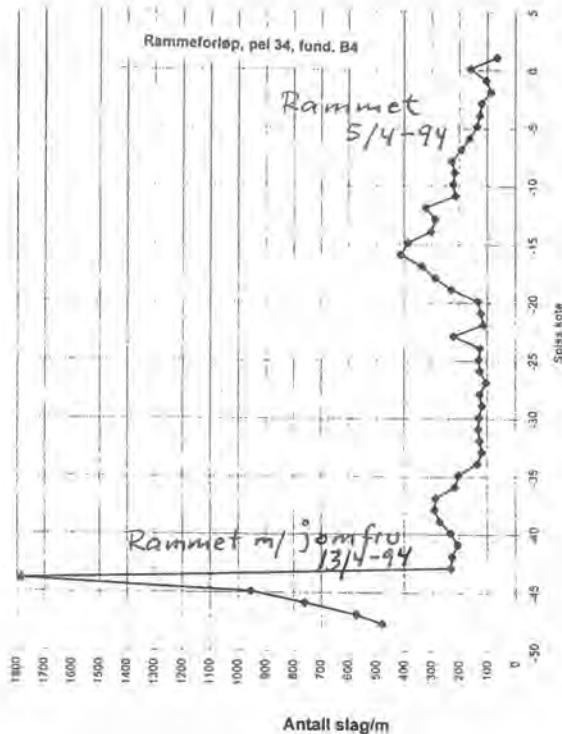


Fig. 12: Rammemotstand

Det kan også være interessant å sammenligne f.eks. akse B-3 i Bragernesløpet med akse S-3 i Strømsløpet. Grunnboringsresultatene (CPT-boringer) viser relativt like forhold på disse stedene, med en sandavsetning av tykkelse ca. 14-15 m og herunder leire. Faktisk er spissmotstand og sidefriksjon gjennom sandlaget mindre i B-3 enn i S-3. Noe overraskende var det da å konstatere at rammemotstanden under pelingen var betydelig større her, stikk i strid med med den registrerte bormotstand, se fig. 14 (neste side). Av og til er det ikke like enkelt å være geotekniker og skulle forklare saker og ting! Et moment her kan kanskje være at det det i Bragernesløpet er rammet gjennom utlagt fylling av tykkelse 3-4 m. Denne ble lagt ut etter at grunnboringene var utført.

I en del akser i Bragernesløpet ble det også foretatt sonderinger etter at pelerammingen var utført. Selv om disse boringene ikke er utført spesielt for å sjekke rambarheten for peler, er det bl.a. i akse 5 tatt dreietrykk både utenfor og innenfor pelegruppen. Fig. 13 viser at sandmassene som ventet er betydelig komprimert mellom pelene, men denne komprimeringseffekten synes ikke å gjøre seg gjeldende særlig langt ut til sidene og heller ikke særlig dypere enn pelespiss.

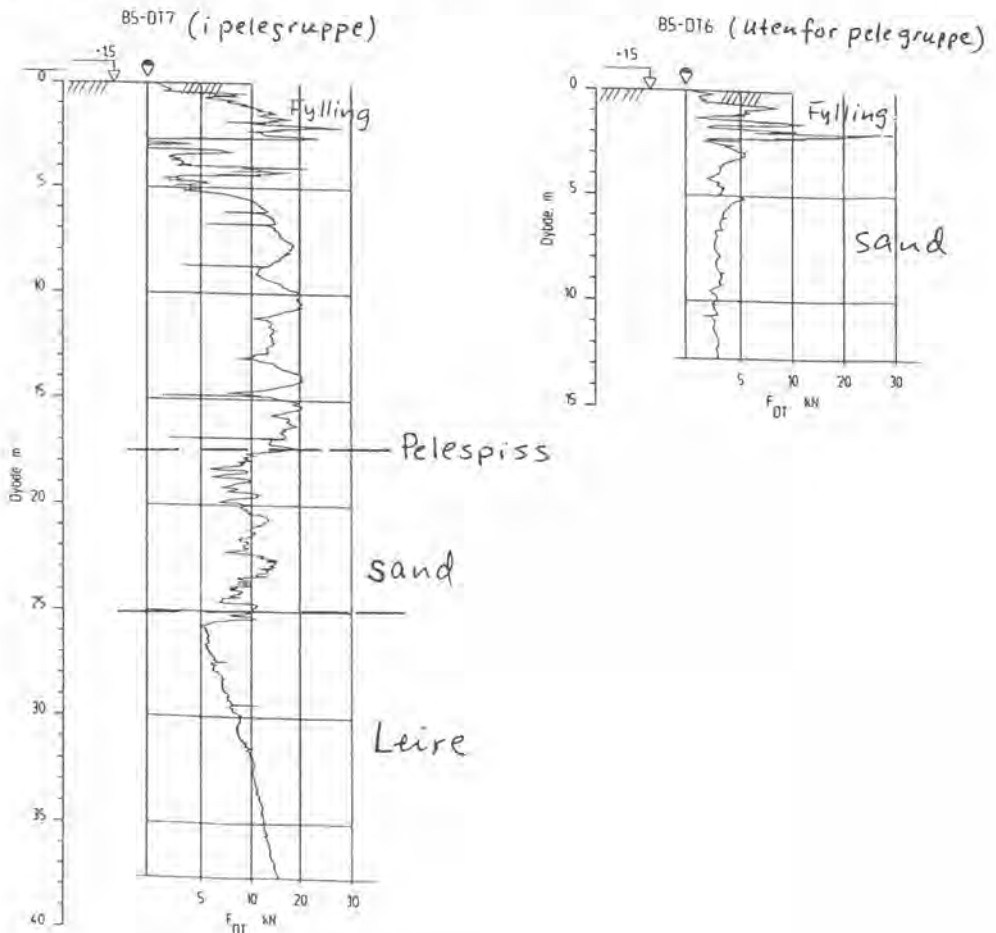


Fig. 13: Komprimeringseffekt ved ramming i sand

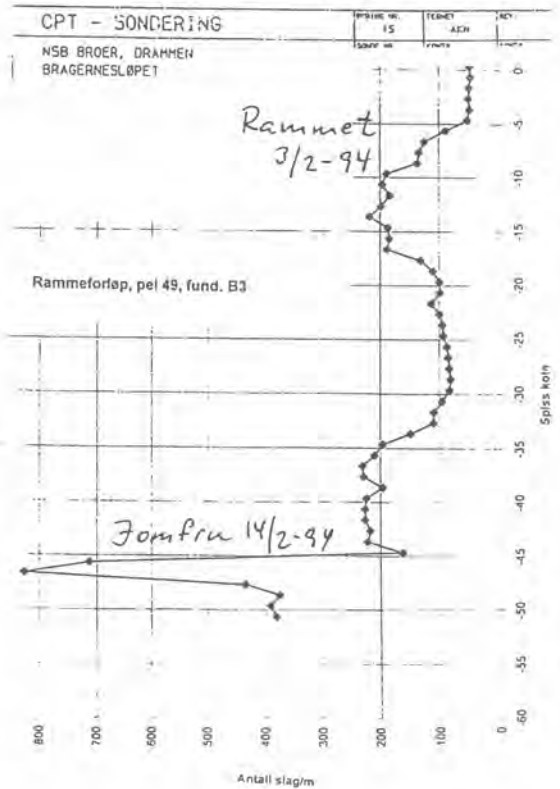
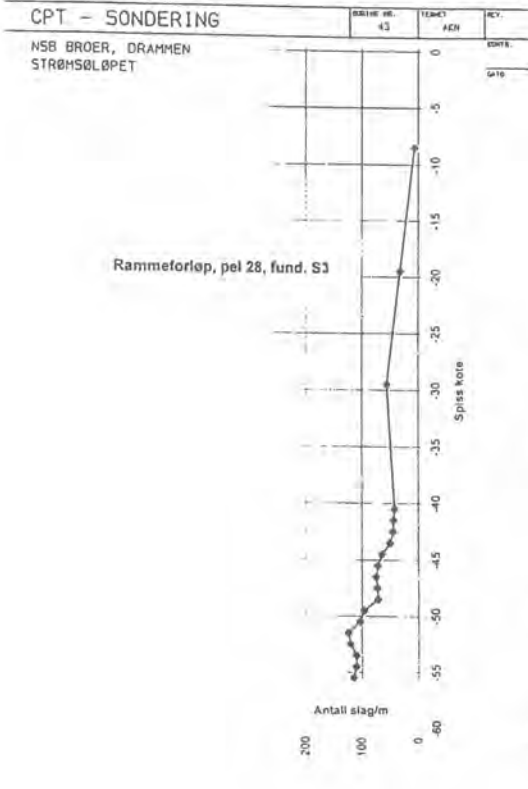
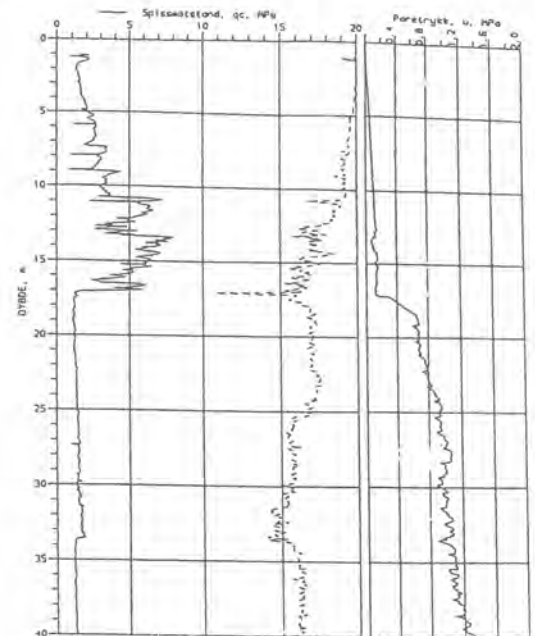
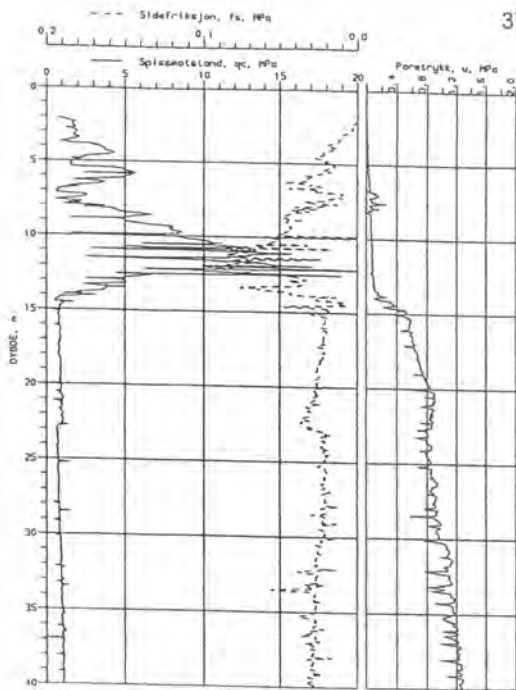


Fig. 14: Sonderinger og rammeforløp

Sluttkommentarer.

Mange pustet lettet ut da siste pel ble rammet i Bragernesløpet, akse 7, den 15/8-95. Pelearbeidet hadde da pågått i ca. 7 måneder. Til tross for flere peletekniske problemer underveis, klarte entreprenøren å komme i land i tide, før selve bruarbeidene med overbygning og det hele skulle begynne. Men det måtte settes inn store ressurser av pelerigger og mannskap. I lange perioder foregikk peleramming i begge løp samtidig. Selv om noen av de riggene var gamle og skrantete (ofte stod stille og slapp olje), var det et imponerende oppbud av rigger og maskiner på en gang.

Alle brufundamenter står nå trygt på friksjonspeler, stort sett som planlagt, selv om en del spesialpeler er tatt i bruk. Nærmest for sammenligningens skyld, er det også ett fundament som står på utstøpte stålørspeler. Man fikk ikke utnyttet erfaringene med stålør versus betongpeler i særlig grad, etter som stålørerne ble utført i en sen fase av pelingen. Dette hadde antakelig heller ingen større betydning for beslutningene, etter som det likevel til slutt viste seg at stålørrammingen i dette tilfelle ikke var mer skånsom for omgivelsene enn den øvrige rammingen.

Det var mange avvik med hensyn til endelig posisjon og høyde på pelene. Mye av dette skyldtes unøyaktighet og/eller diverse vanskeligheter under rammingen. I alle fall førte dette til at brukonsulentene en rekke ganger måtte etterberegne pelegruppene og gjøre korreksjoner og diverse lure knep for å løse den konstruktive delen.

All støping skulle utføres i tørr byggegrop. Pelene ble derfor innstøpt i armert bunnpropp innenfor spunkassen, og det var like spennende hver gang en spunkasse skulle lenses for vann. Relativt store oppdriftskrefter måtte da tas opp som strekk i pelene. I enkelte fundamenter ble opptrekkskapasiteten på pelene beregningsmessig for liten, og entreprenøren valgte i slike tilfelle å benytte injiserte løsmassestag for å øke forankringskapasiteten.

Fundamenteringen på svevende friksjonspeler vil ikke være setningsfri. Det er beregnet setninger over lang tid i størrelsesorden fra 2-4 cm i de antatt minst utsatte aksene på Holmen, til 10-15 cm i aksene nærmest Drammen i Strømsløpet og nærmest Brakerøya i Bragernesløpet. Setningsdifferanser mellom aksene er beregnet å kunne bli inntil 4 cm. Hvis større differansesetninger likevel skulle oppstå, er det lagt inn muligheter for å justere brulagrene ved jekking.

Til sist må nevnes at grunnundersøkelsene var av stor betydning for gjennomføringen. Dette til tross for at vi underveis mottok en del klager på "uforutsette grunnforhold" (stort sett stein, "dritt", tømmer osv.). Spesielt var CPT-sonderinger i kombinasjon med andre sonderinger, svært anvendelige for bestemmelse av overgangen sand/leire, noe som igjen absolutt var nødvendig å kjenne til når pellingder, bæreevne osv. skulle beregnes/avgjøres. Erfaringene på dette punkt var svært gode.

## **BLOKKPRØVETAKING I KOMBINASJON MED CPTU GIR NYE MULIGHETER**

Block sampling in combination with CPTU gives new possibilities

Avdelingsleder Kjell Karlsrud  
Norges Geotekniske Institutt (NGI)

### **SAMMENDRAG**

På to steder i de siltige leiravsetningen langs den nye Gardermobanen, har NGI tatt opp blokkprøver med et spesielt kanadisk utstyr. Resultat av treaks- og ødometerforsøk viser at blokkprøvene var av uvanlig god kvalitet, noe NGI også har erfart ved tidligere bruk av dette prøvetakingsutstyret. Dette i motsetning til prøver tatt med vanlig 54 mm stempelprøvetager, som viser betydelig effekt av prøveforstyrrelse, og gir et tvilsomt og usikker i prosjekteringsgrunnlag.

Laboratorieforsøk på blokkprøvene viser god korrelasjon mellom målt aktiv udrenert styrke ( $s_{uA}$ ) og overkonsolideringsgrad (OCR). Trykksonderinger med poretrykksmåling (CPTU) ble også utført der det ble tatt blokkprøver. Bearbeiding av disse forsøkene viser klare sammenhenger mellom forskjellig trykksonderingsparametre og  $s_{uA}$  og OCR bestemt for blokkprøvene.

Ved å supplere opp med tilsvarende CPTU- og blokkprøvedata fra andre typer leiravsetninger, vil CPTU-sonderinger i fremtiden i langt større grad kunne anvendes som direkte dimensjoneringsgrunnlag.

Dette vil føre til reduserte kostnader både i form av totalt sett rimelige grunnundersøkelser og prosjekterte løsninger.

### **SUMMARY**

NGI has carried out block sampling with a special Canadian equipment at two sites with silty clays along the Gardermoen railway. Triaxial and oedometer tests on the block samples showed that they were of extraordinary good quality especially when compared to test results on ordinary 54 mm piston samples.

Piezocone tests (CPTU) were also carried out where the block samples were taken. Various piezocone parameters show very good and promising correlations to undrained strengths and overconsolidation ratio determined on the high quality block samples. If this data base can be extended to cover a wider range of clay deposits, CPTU data can in the future be used with greater confidence as a direct basis for geotechnical design, and reduce the need for more expensive soil sampling and laboratory testing.

## 1 INNLEDNING

Trykksonderinger med poretrykksmåling (CPTU) har i over 20 år vært rutinemessig benyttet i forbindelse med grunnundersøkelser på Nordsjøen. På land i Norge har det vært en del sporadiske forskningsbetonte anvendelser siden 70-årene, men metoden kom først for alvor til anvendelse i forbindelse med grunnundersøkelsene for Gardermoen utbyggingen i 1990. Siden den tid har metoden funnet stadig økende anvendelse og mange firmaer i Norge disponerer slikt utstyr i dag.

CPTU resultater kan benyttes for tolking av jordartstyper samt en rekke jordparametre relatert styrke, permeabilitet og deformasjonsegenskaper. Slik tolking er basert på semi-empiriske korrelasjoner til resultater av laboratorieforsøk (kfr. blant annet Aas et al 1984, Lunne et al 1985 og 1989, Senneset et al 1989).

Et vesentlig poeng ved utledning av jordparametre fra CPTU resultater er å etablere korrelasjoner mot resultater av laboratorieforsøk av tilstrekkelig god og udiskutabel kvalitet. For norske leirjordarter, som denne artikkelen dreier seg om, har erfaringene vist at vi har store problemer ved vanlig 54 mm stempelprøvetaking å få opp prøver av tilstrekkelig god kvalitet. Problemet øker med økende prøvedybde og er størst for de relativt magre siltige leirene som vi finner i det sentrale Østlandsområdet og i Trøndelag. Det vil si leirer med vanninnhold under ca. 35-40% og plastisitetssindeks under 15-20%. Det refereres i denne sammenheng til Karlsrud (1991), som har oppsummert en del erfaringer og tidligere studier relatert prøve kvalitet og relasjon til leirtype og ulike prøvetakingsmetoder.

Tabell 1 gir en grov sammenstilling av disse erfaringene. Det kan her kort bemerkes at blokkprøvetaking som referert til i tabell 1 var noe NGI først utførte i 1984. Blokkprøvetakingsutstyret var utviklet ved University of Sherbrooke i Kanada (Lefebvre og Poulin, 1979) og ble innleid av NGI. Blokkprøvene som taes opp har en diameter på ca. 250 mm og høyde på inntil 350 mm. Det ble tatt prøver i tre ulike leiravsetninger:

- Mager kvikkleire på Ellingsrud
- Plastisk kvikkleire på Emmerstad
- Plastisk leire i Onsøy

Resultater av laboratorieforsøk på blokkprøvene viste at de var av usedvanlig høy kvalitet, og bar lite eller ingen spor av prøveforstyrrelseseffekter, selv på prøver ned til 13m dybde i kvikkleira på Ellingsrud , kfr. Lacasse et al (1985).

Når det gjelder stempelprøvetaking gir generelt 95 mm prøver bedre kvalitet enn 54 mm. Det kan også være interessant å merke seg at kvaliteten på prøver tatt med stempelprøvetaking kan i mange tilfeller forbedres vesentlig hvis prøvene skyves ut og bygges inn for testing nærmest umiddelbart etter at de er brakt opp av bakken (e.g Schjetne 1971, Karlsrud 1991).

I forbindelse med engasjementer tilknyttet NSBs Gardermobane, er det utført et omfattende undersøkelsesprogram. NGI ble tidlig oppmerksom på at kvaliteten på opptatte 54 mm prøver var generelt meget dårlig. Det gjaldt undersøkelser utført i regi av alle involverte firmaer, selv om det var en del variasjoner.

NGI foreslo derfor for Gardermobanen at det ble opptatt blokkprøver på noen utvalgte steder for å kunne kalibrere slike resultater til blant annet CPTU-sonderinger. Dette fikk man etterhvert gehør for, og blokkprøvetaking ble utført i to hull både ved Hvalsdalen og Eidsvoll og ett ved Leirsund. På disse prøvene er det utført både ødometer- og udrenerte treaksforsøk. Det etterfølgende konsentrerer seg om å presenterer hovedtrekkene ved disse resultatene og se dem i forhold til resultater fra vanlig prøvetaking og CPTU-sonderinger på de samme steder.

## 2 EKSEMPLER PÅ RESULTATER FRA BLOKKPRØVER

Tabell 2 viser typiske egenskaper av leira der det ble tatt blokkprøver. Det er som det fremgår magre siltige leirer. Ved Eidsvoll lå det ene hullet oppe på det flate marine platået ved Prestegården, det andre i bunnen av en tilgrensende ca. 15 m dyp ravine. Ved Hvalsdalen lå ett hull i bunnen av dalen, ca. 25 m under omkringliggende marint platånivå, og ett ca. 12 m oppe i tilgrensende skråning. Ved Leirsund lå hullet i bunnen av en ravine. Det innebærer at prøvene dekker et vidt spekter av naturlig overkonsolideringsgrad (OCR).



Figur 1 viser resultat av et typisk ødometerforsøk på en av blokkprøvene, og det er sammenliknet mot et helt typisk resultat av en 54 mm prøve fra samme sted (men det er også typisk for majoriteten av slike prøver vi har sett langs Gardermobanen).

Forskjellene skulle være åpenbare, men følgende generelle observasjoner kan fremheves:

- Modulforløpet for blokkprøven gir en meget skarp og klar definisjon av forkonsolideringstrykket,  $p'_c$ , mens 54 mm prøven ikke viser noen klar  $p'_c$ .
- Blokkprøvene viser vesentlig høyere modul under  $p'_c$  enn 54 mm prøvene, mens den faktisk er en god del lavere ved spenninger like over  $p'_c$ . Ved relativt store spenninger nærmer kurvene seg.

Disse effektene har sammenheng med at leiras struktur dominerer oppførselen ved lave spenninger mens poretallet eller vanninnholdet er av større betydning ved store spenninger. 54 mm prøvene har fått ødelagt sin opprinnelige struktur pga. prøveforstyrrelse, og får derfor større vannutpressing og lavere poretall enn blokkprøvene.

Figur 2 viser forkonsolideringstrykk i relasjon til kotenivå for prøvene fra Eidsvoll. Det er åpenbart god sammenheng mellom prøvene tatt fra platået og i bunn av ravinen. I de vel 8000 år som er gått siden leirene var avsatt ville man på grunn av sekundærsetninger eller kryp ventet at leira viste et tilsynelatende forkonsolideringstrykk som er fra 25-35% større enn dagens effektivspenning. De målte forkonsolideringstrykk er imidlertid en god del større enn dette. Dataene i fig. 2 kan enten forklares ved at det marine platået har blitt nederodert fra et høyere nivå, eventuelt blitt forbelastet av isbre.

På blokkprøvene er det også utført aktive og passive anisotrop konsoliderte udrenerte treaksforsøk. Figur 3 viser et helt typisk resultat sammenliknet mot tilsvarende resultat fra 54 mm prøver. Igjen ser man åpenbare forskjeller og den store betydningen prøve-kvaliteten har for forsøksresultatene, karakterisert ved:

- Blokkprøvene viser en klart definert bruddverdi ved liten tøyning (generelt under 2%), mens 54 mm prøvene knapt når noe bruddtak selv ved tøyning på 20%.
- Blokkprøvene viser en kontraktant nærmest sprøbruddoppførsel etter at maksimal skjærspenning (brudd) er nådd. Dette til tross for betydelig overkonsolideringsgrad (opp mot OCR = 10). 54 mm-prøvene viser i motsetning sterkt dilaterende oppførsel mot brudd og selv for prøvene med moderat forkonsolideringstrykk.

At 54 mm prøvene viser mindre skjærspenninger ved små tøyninger og generelt større skjærspenninger ved store tøyninger enn blokkprøvene har den samme forklaring som for ødometerforsøkene. Dvs. leiras struktur dominerer oppførselen ved små tøyninger mens vanninnholdet eller poretrykket dominerer oppførselen ved store tøyninger (kfr. Berre, 1979).

Det sier seg nesten selv at den betydelige forskjellen som er påvist mellom 54 mm prøver og blokkprøver som følge av prøveforstyrrelseeffekter har betydelige konsekvenser for geoteknisk prosjektering relatert både stabilitetsvurderinger og beregning av setninger og deformasjoner. Dette aspektet vil imidlertid ikke bli behandlet videre her.

Et interessant aspekt ved treacks forsøkene på blokkprøvene var om- eller i hvilken grad, de ville utvise vanlige sammenhenger mellom udrenert styrke og overkonsolideringsgrad, OCR, gitt ved:

$$\begin{aligned} s_u &= \sigma'_{vo} \cdot \alpha \cdot \text{OCR}^m \\ \sigma'_{vo} &= \text{vertikal effektivspenning} \\ \alpha &= \left( s_u / \sigma'_{vo} \right)_{\text{OCR}=1} \end{aligned}$$

Her uttrykker  $\alpha$  normalisert styrke for en ung helt normalkonsolidert leire.

For aktive udrenerte CAUA-forsøk har tidligere forsøk på norske leirer typisk vist  $\alpha = 0,28-0,32$  og  $m = 0,85$ . Som det fremgår av fig. 4 ligger blokkprøvene stort sett innen dette området av  $\alpha$ - og  $m$ -verdier. Det er imidlertid en tendens til at  $\alpha$  og  $m$  er forskjellig for prøvene fra Eidsvoll og Hvalsdalen, hvilket tyder på at leirtypen (vanninnhold, plastisitet etc.) har en viss betydning for  $s_u / \sigma'_{vo}$ -OCR korrelasjonene.

Figur 5 viser at udrenert styrke for de passive forsøkene på blokkprøvene tilsvarer typisk 40% (fra 35-55%) av de aktive. Her er også lagt inn tilsvarende forhold mellom passive og aktive forsøk for 54 mm prøver fra flere partier av Gardermobanen. Som det fremgår viser 54 mm prøvene gjennomgående noe mindre anisotropi forhold, med passiv styrke ca. 50% av aktiv.

I begge tilfeller synes anisotropi forholdet å være lite avhengig av OCR, hvilket var noe overraskende.

### 3 SAMMENHENG MELLOM CPTU- OG BLOKKPRØVERESULTATER

Ved samtlige steder det er tatt blokkprøver er det også utført CPTU sonderinger med en standard type Memocone. Basert grunnundersøkelsesresultater vesentlig fra Nordsjøen har Lunne et al (1985, 1989) etablert korrelasjoner mellom ulike faktorer som kan utledes fra CPTU-sonderinger og udrenert styrke og OCR fra laboratorieforsøk. Aktuelle parametre fra trykksonderinger er definert i fig. 6, mens fig. 7–10 viser ulike korrelasjoner etablert på grunnlag av blokkprøvene og CPTU-sonderingene. De viktigste generelle observasjoner som kan gjøres på dette grunnlag er:

- Det synes å være en klar sammenheng mellom poretrykksparemeteren,  $B_q$ , og OCR (fig. 7). Ved Hvalsdalen, hvor en prøve var kvikkleire, ser man at  $B_q = 1,1$ . At  $B_q$  er større enn 1,0 synes å være typisk for kvikkleirer.
- Poretrykksfaktoren,  $N_{\Delta u}$ , varierer fra 5,1 til 8,3, med typisk gjennomsnitt på 6,6, og synes relativt uavhengig av OCR (fig. 8). Det sistnevnte må betegnes som noe overraskende. Det hadde vært forventet en viss avtagende tendens med OCR. Det gjør imidlertid at  $s_u$  kan bestemmes med ganske stor pålitelighet fra målt poretrykk alene. På samme måte som  $B_q$  synes  $N_{\Delta u}$  å være større for kvikkleireprøven enn de mindre sensitive prøvene.
- Den korrigerste spissfaktoren,  $N_{KT}$ , viser klart økende tendens med økende OCR, fra ca. 6–8 ved OCR = 1,5 til 11–16 for OCR = 5 (fig. 9). Det innebærer at  $s_u$  ikke kan bestemmes direkte fra korrigerst spissmotstand uten annen tilleggsinformasjon om OCR. OCR kan imidlertid først anslås fra  $B_q$ -korrelasjonen i fig. 7.
- Den effektive spissfaktoren  $N_{KE}$ , viser god korrelasjon mot  $B_q$  (fig. 10). Det innebærer at  $s_u$  kan bestemmes direkte fra disse to faktorene.

Korrelasjonene mellom CPTU-faktorene og  $s_u$  og OCR fra blokkprøvene synes å være lovende, og har allerede vært benyttet av NGI som grunnlag for prosjektering langs Gardermobanen på partier der man har hatt CPTU-resultater.

Den spredningen som er i dataene kan reflektere en avhengighet av leirtype i tillegg til OCR, og det synes allerede klart indikert en forskjell på kvikkleire og mindre sensitive leire. Spredningen kan imidlertid også til en viss grad skyldes unøyaktigheter i målte poretrykk og spissmotstand. Kvaliteten eller påliteligheten av CPTU-sonderinger er et aspekt som krever fortsatt oppmerksomhet både m.h.t. selve utstyret og at kalibreringsrutiner og utførelsesprosedyrer etterleves.

#### 4 AVSLUTTENDE BEMERKNINGER

Den store forskjellen som her er påvist mellom forsøksresultatater på vanlige 54 mm prøver og blokkprøver av meget høy kvalitet, har betydelige konsekvenser for det som prosjekteres på disse grunnlag. Det gjelder spesielt lav-plastiske leirer. Dermed er det ikke sagt at relativt kostbar blokkprøvetaking lar seg forsvare i et hvert prosjekt, men det har betydelig potensiale i kombinasjon med CPTU-sonderinger.

For å etablere mest mulig pålitelige CPTU-faktorer for tolking av  $s_u$  og OCR, er det sterkt ønskelig å kunne utvide databasen presentert i denne artikkelen.. Noe er allerede på gang ved at NGI har gått tilbake og utført CPTU-sonderinger på de steder det tidligere er tatt blokkprøver (Ellingsrud, Emmerstad, Onsøy, Drammen). Det er imidlertid også ønskelig med blokkprøvetaking og CPTU på en del nye steder.

NGI håper potensielle byggherrer ser de store mulighetene dette kan gi for i fremtiden i langt større grad å kunne bestemme dimensjoneringsparametre direkte på grunnlag av CPTU-sonderinger og i langt mindre grad på mer kostbar prøvetaking og laboratorieforsøk med ofte tvilsomme resultater.

NGI har også som målsetting å bearbeide og systematisere videre kunnskaper om prøveforstyrrelseseffekter i ulike leirtyper ved vanlig prøvetaking, belyst ved sammenlikninger mot resultater fra de nærmest perfekte uforstyrrede blokkprøvene vi så langt har tatt opp eller vil ta opp. I denne sammenheng vil man også prøve å etablere prosedyrer for hvordan effekten av prøveforstyrrelse eventuelt kan korrigeres for hvis man også har CPTU-data å forholde seg.

En rekke medarbeidere ved NGI har bidratt til det arbeidet som her er presentert. Spesielt kan nevnes Reidar Otter, Kjetil Brattlien og Stein Strandvik som har stått for feltarbeidene med blokkprøvetakingen og bistått med bearbeiding og systematisering av dataene fra forsøkene. En takk går også til NSB Gardermobanen for deres støtte til blokkprøvetakingen, og at de så de muligheter dette kunne gi i form av sikrere dimensjoneringsparametre og rimeligere prosjekterte løsninger.

## REFERANSER

- Berre, T. (1979).  
Sources of error for undrained triaxial tests on soft and medium stiff clay.  
Norska Geoteknikermötet. Finland 1979. Föredrag och artiklar, pp. 597-608.
- Karlsrud, K. (1991).  
Sammenstilling av noen erfaringer med prøvetaking og effekt av prøveforstyrrelse i norske marine leirer.  
NGI Intern Rapport 521500-6.
- Lacasse, S., T. Berre, G. Lefebvre, (1985).  
Block sampling of sensitive clays.  
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 11. San Francisco 1985. Proceedings, Vol. 2, pp. 887-892. Also publ. in: Norwegian Geotechnical Institute, Oslo. Publication, 163, 1986.
- Lefebvre, G. and C. Poulin (1979).  
A new method of sampling in sensitive clay.  
Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16, pp. 226-233.
- Lunne, T., H.P. Christophersen, and T.I. Tjelta (1985).  
Engineering use of piezocone data in North Sea clays.  
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 11. San Francisco, Cal. 1985. Proceedings, Vol. 2, pp. 907-912. Also publ. in Norwegian Geotechnical Institute, Oslo. Publication, 163, 1986.
- Lunne, T.S., S. Lacasse and N.S. Rad (1989).  
SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments on in situ testing of soils.  
General Report. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 12. Rio de Janeiro 1989. Proceedings, Vol. 4.
- Schjetne, K. (1971).  
The measurement of pore-pressure during sampling.  
Proc. Symp. Quality in Soil Sampling, Bangkok, 1:12-16 (Also: NGI Publication, No. 74, 1972).
- Senneset, K., R. Sandven and N. Janbu (1989).  
The evaluation of soil parameters from piezocone tests. In Situ Testing of Soil Properties for Transportation Facilities. National Research Council, Washington DC. Transportation Research Record 1235, 24-37.
- Aas, G., S. Lacasse, T. Lunne and C. Madshus (1984).  
In situ testing: new developments.  
Nordiska Geoteknikermötet, Linköping 1984. Proc., Vol. 2, pp. 705-716.

Tabell 1 Grov sammenstilling av prøve kvalitet ved ulike prøvetakingsmetoder (foreløpig klassifisering)

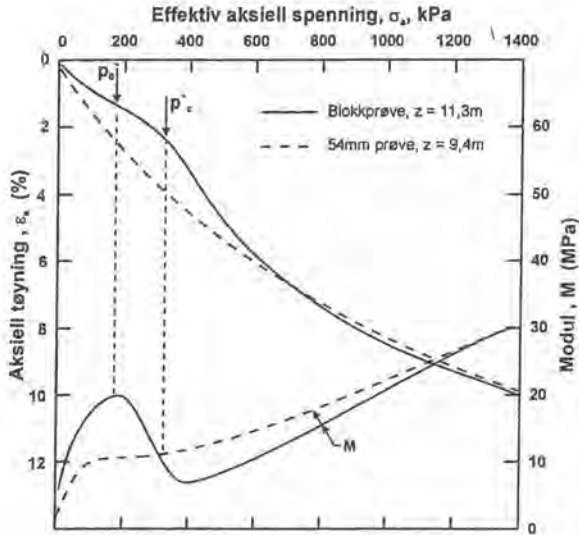
Leirtype	Vanlig 54 mm	Vanlig 95 mm	95 mm med direkte utskyving og innbygging	Kanadisk <sup>a</sup> blokkprøvetaker
Plastisk, lite sensitiv (w > 40%)	3, z ≤ 10 m 2, z = 10–20 m 1, z > 20 m	3, z ≤ 20 m 2, z ≤ 20–40 m 1, z > 40 m	3–4, z ≤ 20 m 2–3, z 20–40 m 1–2, z ≥ 40 m	4, z ≤ 10 m
Plastisk, kvikk (w > 40%)	3, z ≤ 6 m 2, z = 6–10 m 1, z > 10 m	3, z ≤ 10 m 2, z = 10–20 m 1, z > 20 m	3–4, z ≤ 10 m 2, z = 10–20 m 1, z > 20 m	4, z ≤ 10 m
Mager, lite sensitiv (w < 35%)	2, z ≤ 10 m 1, z = 10–20 m 1, z > 20 m	2–3, z ≤ 10 m 1–2, z = 10–20 m 0–1, z > 20 m	3, z ≤ 10 m 2, z = 10–20 m 1, z > 20 m	3–4, z ≤ 22 m
Mager, kvikk (w < 35%)	1, z ≤ 10 m 0, z > 10 m	1–2, z ≤ 10 m 0–1, z 10–20 m 0, z > 20 m	3, z ≤ 10 m 1–2, z = 10–20 m 0–1, z > 20 m	3–4, z ≤ 15 m

Prøvekvalitet: 4: Meget god  
 3: God/tilfredsstillende  
 2: Dårlig/tvilsom  
 1: Meget dårlig  
 0: Ubrukelig

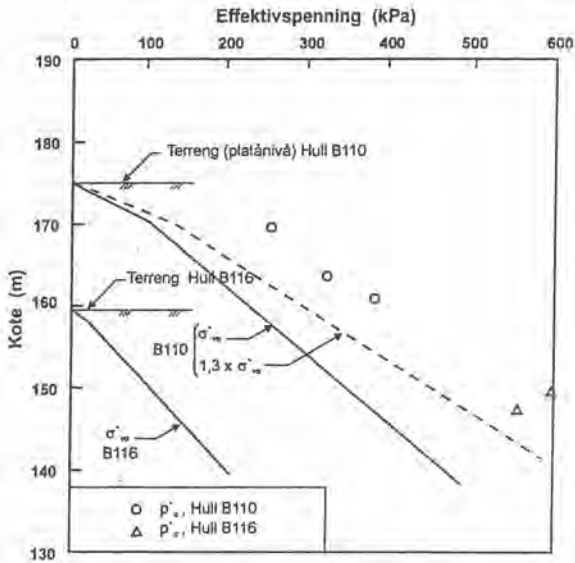
\*Forløpig ingen erfaring over de viste dybder.

Tabell 2 Indexparametre for blokkprøver tatt langs Gardermobanen

Sted	Hull nr.	Sylinder Del	Dybde m	$p_{0v}$ kPa	$w_l$ %	$w_l$ %	$w_p$ %	$I_p$ %	St
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
EIDSVOLL	B110	BL2	5,7	106,0	30,0	34,5	21,7	12,8	4
		BL4	11,4	238,0	33,3	42,3	23,6	18,7	2
		BL5	14,7	301,0	27,9	33,7	19,9	13,8	5
	B116	BL2	10,5	210,1	26,4	35,0	21,0	14,0	4
		BL3	13,1	255,0	24,9	30,7	17,8	12,9	2
HVALSDALEN	B325	BL1	7,2	144,0	31,1	37,7	19,9	17,8	5
		BL2	12,3	254,0	39,2	39,8	22,5	17,3	?
		BL3	15,2	330,0	38,7	30,8	21,5	9,3	240
	B344	BL1	4,2	96,9	33,6	33,6	19,8	13,8	13
		BL2	7,2	110,0	36,5	32,3	20,4	11,9	20
		BL3	12,4	218,9	37,4	36,5	24,2	12,3	15
LEIRSUND	B151	BL1	7,6	148,2	31,0	34,0	22,0	12,0	9
		BL2	12,0	233,6	33,8	37,0	22,5	14,5	10
		BL3	16,0	311,1	30,7	34,0	20,5	13,5	7

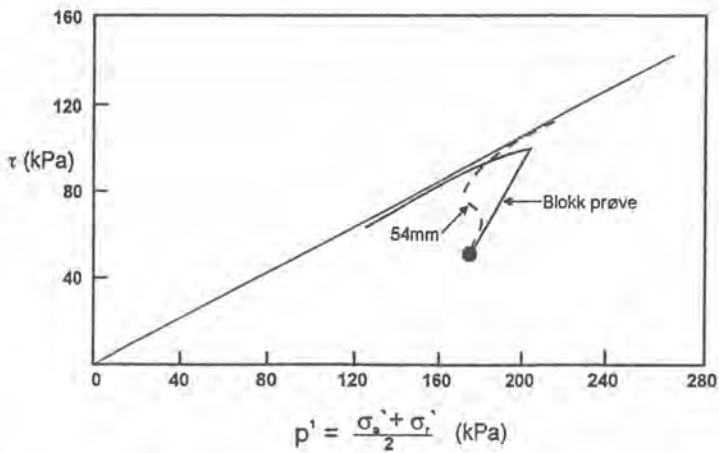
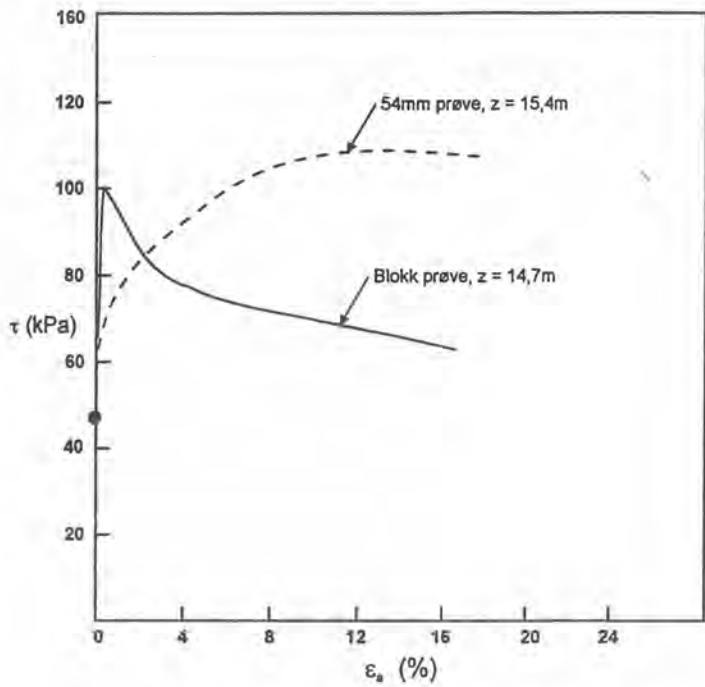


Figur 1 Resultat av ødometerforsøk Eidsvoll (Hull B110)

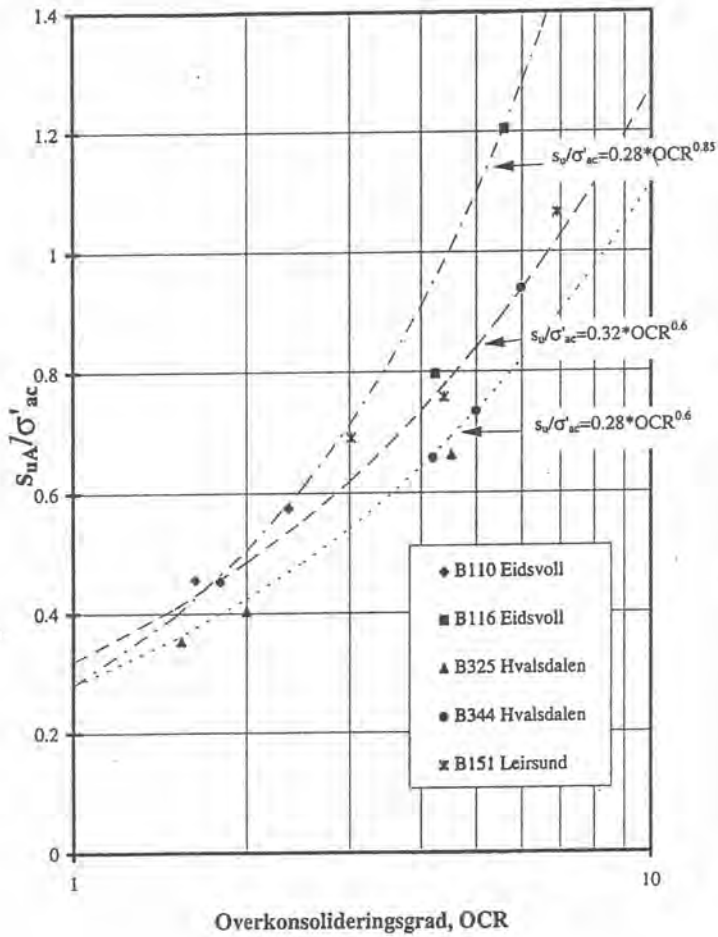


Figur 2 Forkonsolideringstrykk,  $p'_c$ , besemt på blokkprøver fra Eidsvoll

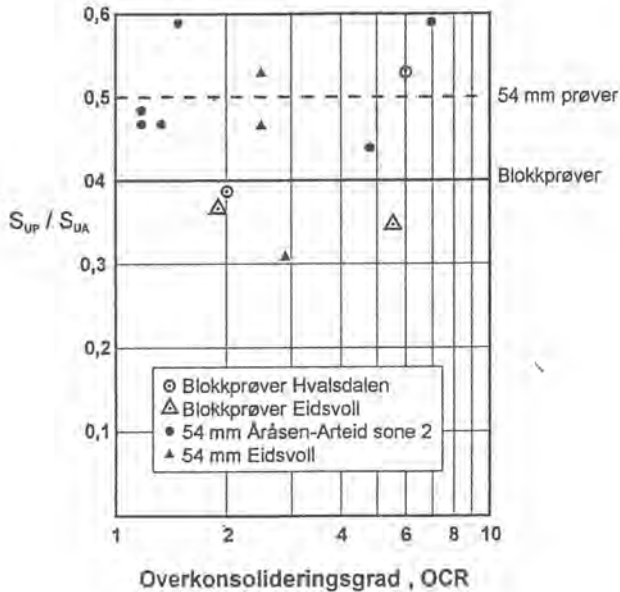




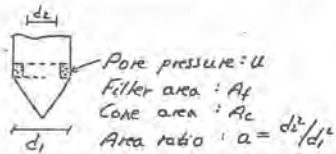
Figur 3 Resultat av treksforsøk Eidsvoll



Figur 4 Normalisert aktiv udrenet styrke,  $s_{uA}/\sigma'_{v0}$ , mot OCR



Figur 5 Forhold mellom passiv og aktiv udrenert styrke,  $S_{UP}/S_{UA}$



$$\text{Total cone resistance} : q_c = \frac{Q_c}{A_c}$$

$$\text{Corrected tip resistance} : q_T = q_c + (1-a)u$$

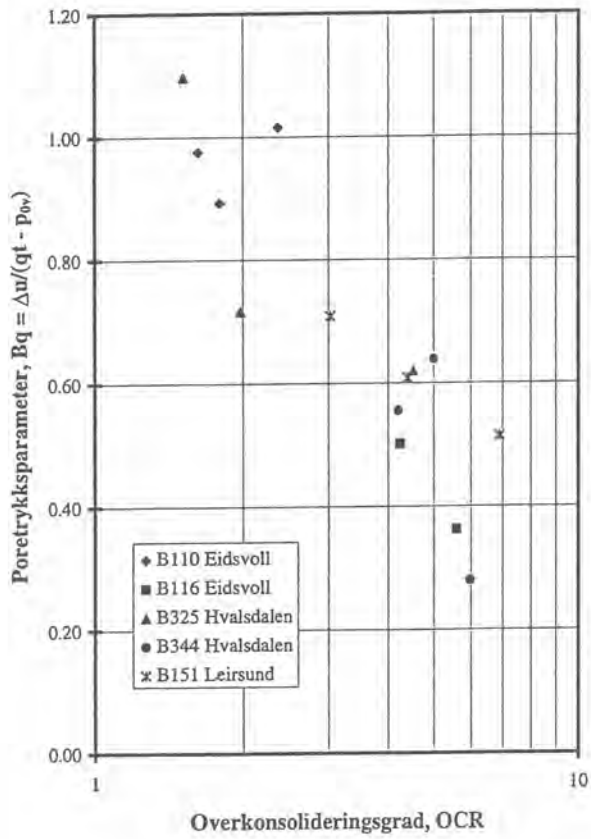
$$\text{Cone factor} : N_{KT} = \frac{q_T - \sigma_{vo}}{S_u}$$

$$\text{Pore pressure factor} : N_{du} = \frac{\Delta u}{S_u}$$

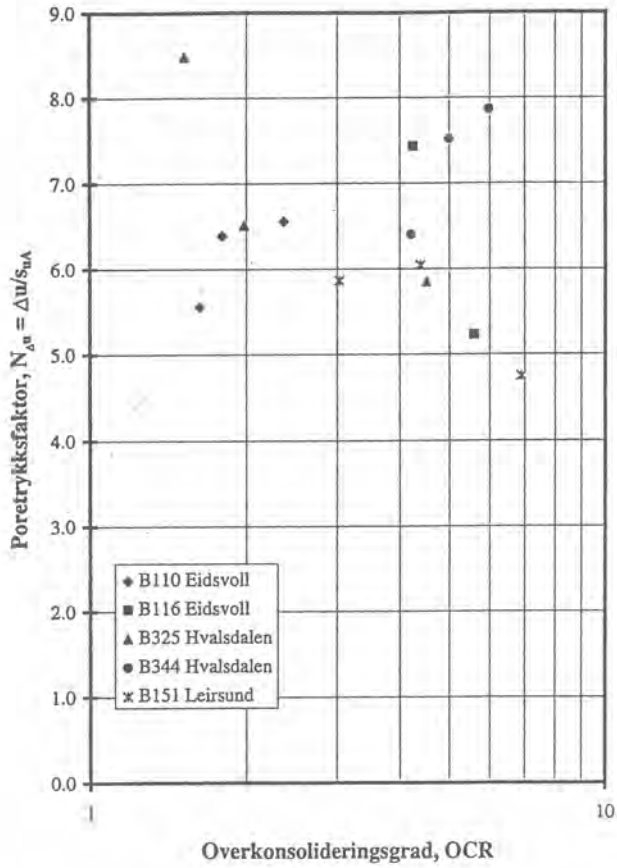
$$\text{Effective cone factor} : N_{KE} = \frac{q_T - u}{S_u}$$

$$\text{Pore pressure parameter} : B_q = \frac{\Delta u}{q_T - \sigma_{vo}} = \frac{N_{du}}{N_{KT}}$$

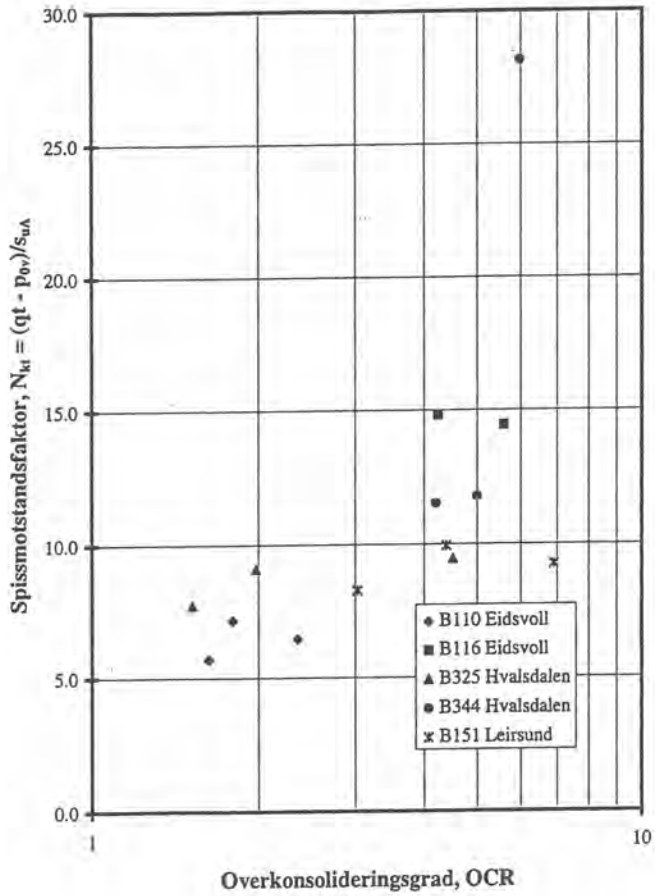
Figur 6 Definisjon av parametre fra CPTU-sonderingen



Figur 7 Korrelasjon mellom poretrykksparemeteren,  $B_q$  og OCR

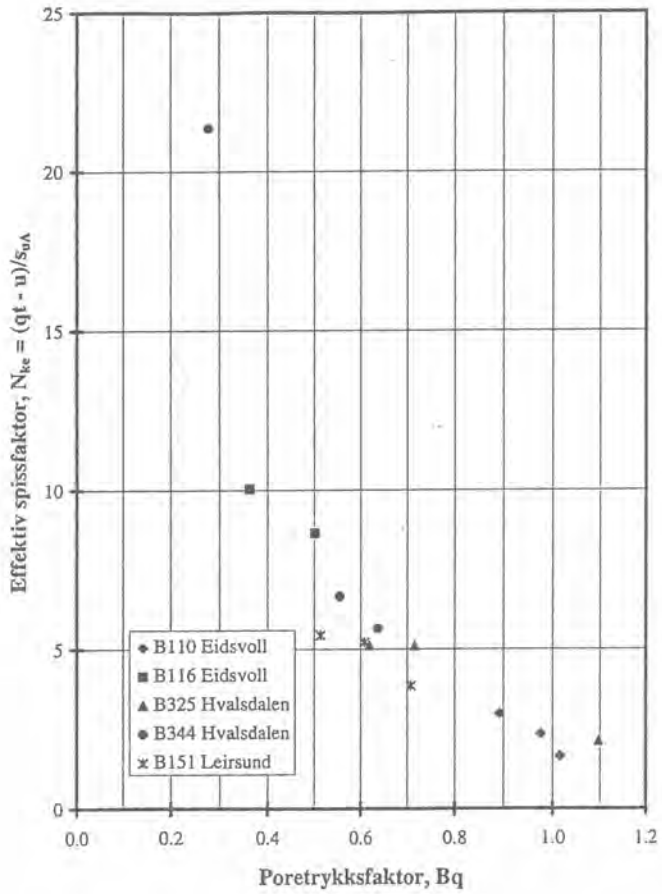


Figur 8 Korrelasjon mellom poretrykksfaktoren,  $N_{\Delta u}$  og OCR



Figur 9

Korrelasjon mellom korrigert spissmotstandsfaktor,  $N_{KT}$  og OCR



Figur 10 Korrelasjon mellom effektiv spissmotstandsfaktor,  $N_{KE}$ , og poretrykksparameteren,  $B_q$

## Flom 95

### Geotekniske bygningsskader

---

Sivilingeniør Svein Jørve, NOTEBY A/S

---

Kort tid etter flommen i juni 1995 fikk NOTEBY i oppdrag av Norsk Naturskadepool THG A/S (Thomas Howell Group Norway) å foreta en kartlegging av geotekniske flomskader på fast eiendom (bygninger).

Oppdraget omfattet i første omgang en kartlegging av problemområder i Gudbrandsdalen nord for Lillehammer, i Østerdalen nord for Elverum og langs Trysilvassdraget. Senere har det vært kartlegging og vurdering av enkelt saker fra Tretten og Rena i nord til Fetsund i syd.

Arbeidet er utført i nært samarbeid med tekniske etater i kommunene, lensmanns etater, takstmenn og representanter for forsikringsselskapene.

Det er innrapportert ca. 2800 bygningsskader til Naturskadepoolen, langt færre enn først antatt. Av disse er det anslagsvis et par hundre skader som kan tilbakeføres på forhold i grunnen. Kartleggingen startet kort tid etter flommen, og vannstanden stod fortsatt høyt flere steder. Antall geotekniske skader har derfor økt som følge av langtidssetninger. Øvrige bygningsskader skyldes i alt vesentlig fukt. Det har tegnet seg en rekke typiske skademønstre:

I Gudbrandsdalen er erosjonsskadene langs sideelvene mer omfattene enn langs Lågen. Her står elven Moksa og Tretten sentrum i fokus. I alt ca. 15 hus ble mer eller mindre rasert som følge av erosjon da vannføringen økte fra en normal flom på ca. 25-30 m<sup>3</sup> / sek til ca. 90 m<sup>3</sup> /sek, og elven skiftet løp. Forøvrig er det forholdsvis få geotekniske bygningsskader i dalføret.

I Østerdalen er det forholdsvis omfattende skader som følge av erosjon, utvasking og grunnvannstrykk i Stor-Elvdal hvor det er store områder med finkornige sedimenter. Forøvrig lite geo. skader.

Langs Trysilvassdraget er det skader på forretningsbygg i Innbygda. Finkornige masser medfører langtidssetninger.



#### Det har tegnet seg en rekke generelle skademønstre:

- Terrenget synker på steder hvor det er gravet og tilbakefylt tidligere. Det være seg i ledningsgrøfter, rundt kummer og inntil kjellervegger. Årsaker kan være utvasking av finstoff ved stigende flom da vannet følger ledningsanlegg og bygningsdrenasje, samt tillegskomprimering når flommen går tilbake.
- Hulrom under gulv på grunnen som følge av utvasking og setninger, spesielt hvor det er oppfylte masser. Man har stedvis pumpet ut flomvann fra kjellere. Dette har medført vannstrømmer og innvasking av finstoff gjennom utette kjellervegger. Det er eksempler på at denne utvasking av finstoff har gitt fundamentsetninger.
- Løfting av kjellergulv som følge av oppadrettet vanntrykk.
- Hus med tette kjellere flyter opp. Innvasking av masser under fundamentene hindrer nedsynkning når vannet går tilbake. Resultatet er som regel totalhavari.
- Strømningsgroper ved hushjørner undergraver grunnmurer og fundamenter.
- Brønner tilsiltes.

#### Registreringer

Samtlige skadesteder er besiktiget og det er utarbeidet geotekniske skadevurderinger basert på visuelle inntrykk.

Det er flere steder igangsatt bygningsnivellement. Det registreres langtidssetninger som følge av sen tilbaketrekking av vannstanden i finkornige masser.

Det er satt ned peilerør og piezometre for registrering av vannstanden.

Det er stedvis utført grunnundersøkelser.

Hulrom under gulv kontrolleres ved gjennomboringer.

#### Flommen i 1995 ble i hovedsak forårsaket av:

- Store snøfall senvinters og vår i nedslagsfeltet.
- Ubetydelig avsmelting i høyreliggendeområder i kjølig april og mai.
- Kombinasjon av varme og mye regn i juni.

Området Solør ble hardt rammet, og gis derfor en nærmere omtale, referanse JORDFORSK ved Geir Goffeng.

#### Hovedtrekk i terreng og løsmassefordeling langs Glomma

Solør er et meget flatt dalføre. Glomma og sideelver meandrerer over tid mellom dalsidene og langs dalbunnen. Det betyr at elvesletter etterhvert eroderes til elveløp, mens nye elvesletter bygges opp av flomsedimenter. Solør-dalføret var like etter istidsavsmeltingen en fjord fylt av sedimenter til en grunn bunnflate. En finner fortsatt rester av denne flaten, blandt annet Flisa sentrum. Mens terrassen ved Flisa sentrum ligger på nivå ca. 185 moh., ligger de laveste elveslettene mellom ca. 153 og 157 moh. i nærområdet til Flisa.

#### Beskrivelse av brudd i flomverk

Verken på Flisa vestsida ligger parallelt med og snaut 100 m fra Glomma der bruddet skjedde. Stort «oppfyllingsmagasin» bak verken førte til sterk og vedvarende innstrømning gjennom det ukontrollerte bruddet.

Massene i verken og naturlige silt-og finsandmasser under og til begge sider for vollen ble raskt gravd ut. Det dannet seg en dyp strømgrop. Straks innenfor verken rev vannstrømmen med seg sedimenter ned til ganske stort dyp i et vifteligende krater.

Bruddet skjedde tilsynelatende på tvers av elveløpsspor parallelt med dagens løp av Glomma. Det kan gi den forenkla konklusjon at bruddet skjedde på et tilfeldig sted i forhold til geologisk system. Imidlertid ligger bruddet sentralt i innløpsområdet til en avsnørt elvebue. Lag av naturlig elvesedimentpakke har størst utstrekning i strømningsretningen de er dannet i, og i samme retning som elvebuen. Vannstrømning i grunnen går lettere langs enn på tvers av slike former og lag. Dette tilsier at flomforbygning må utføres særlig omhyggelig og mer omfattende på tvers av innløpsområder til avsnørte elvebuer enn der forbygningene følger samme retning som elvefurer og lag i grunnen.

#### Sår i terrenget og skader på hus og anlegg

Det lå flere hus i og nær gjennombruddsområdet. Disse ble revet vekk eller ødelagt mer eller mindre fullstendig. Lokale strømningsforhold i kombinasjon med menneskepåvirkede forhold kan ha ført til overflateerosjon omkring hus. Svekket markzone inntil hus og anlegg ved mengdefull tilbakefylling, oppbygging og vegetasjonskledning. Sammen med strømvirvler kan slike forhold føre til utgravninger og undergraving.

Arealer og deler av hus omkring Flisa stasjon har i varierende grad blitt berørt av flommen. Et bolighus ved et gartneri ble totalskadet som følge av undervasking da flommen kom oppover sideelven Flisa. Hvis hus blir løftet pga ytre vanntrykk vil de lett eroderbare masser fylles under huset på en skjevt fordelt måte. I neste omgang kan det oppstå en vridning etter at det igjen senkes etter oppdriften, men nå på et ujevnt underlag.

Tilbakefylling omkring og under ulike anlegg/bygg på og i grunnen kan ved feil utførelse bli transportbaner for vann og angrepssteder for erosjon. Naturlige masser med liten egenbinding som finsand og silt ligger til rette for slike skadeforløp.

Et problem ved skaderegistrering og utbedring under slike forhold kan være at grunnlaget for skader finnes som skjulte hulrom i undergrunnen, og at skader først oppstår i fullt omfang etter noen tid. Der hvor det er mistanke om slike forhold bør det foretas nøye nivellement for senere dokumentasjon. Det bør utføres grunnundersøkelser for de aktuelle anlegg.

Det er et tankekors at bønder i området kan fortelle at de fra tid til annen kjører fast traktoren i hull i grunnen!

### Konklusjon

Ukontrollerte brudd i flomverker har skjedd i områder der vollene ligger på tvers av strømningsretning til sideløp, både innløp til avsnørte elvebuer og parallelle flomløp. For fremtidig flomforbygning og ved utbedring av oppståtte skader bør de naturgitte kritiske områder registreres. Flomverker formes og dimensjoneres med tanke på at de skal bryte naturgitte strømningsveier. Det bør bygges særskilte anlegg for kontrollert vanntilstrømning.

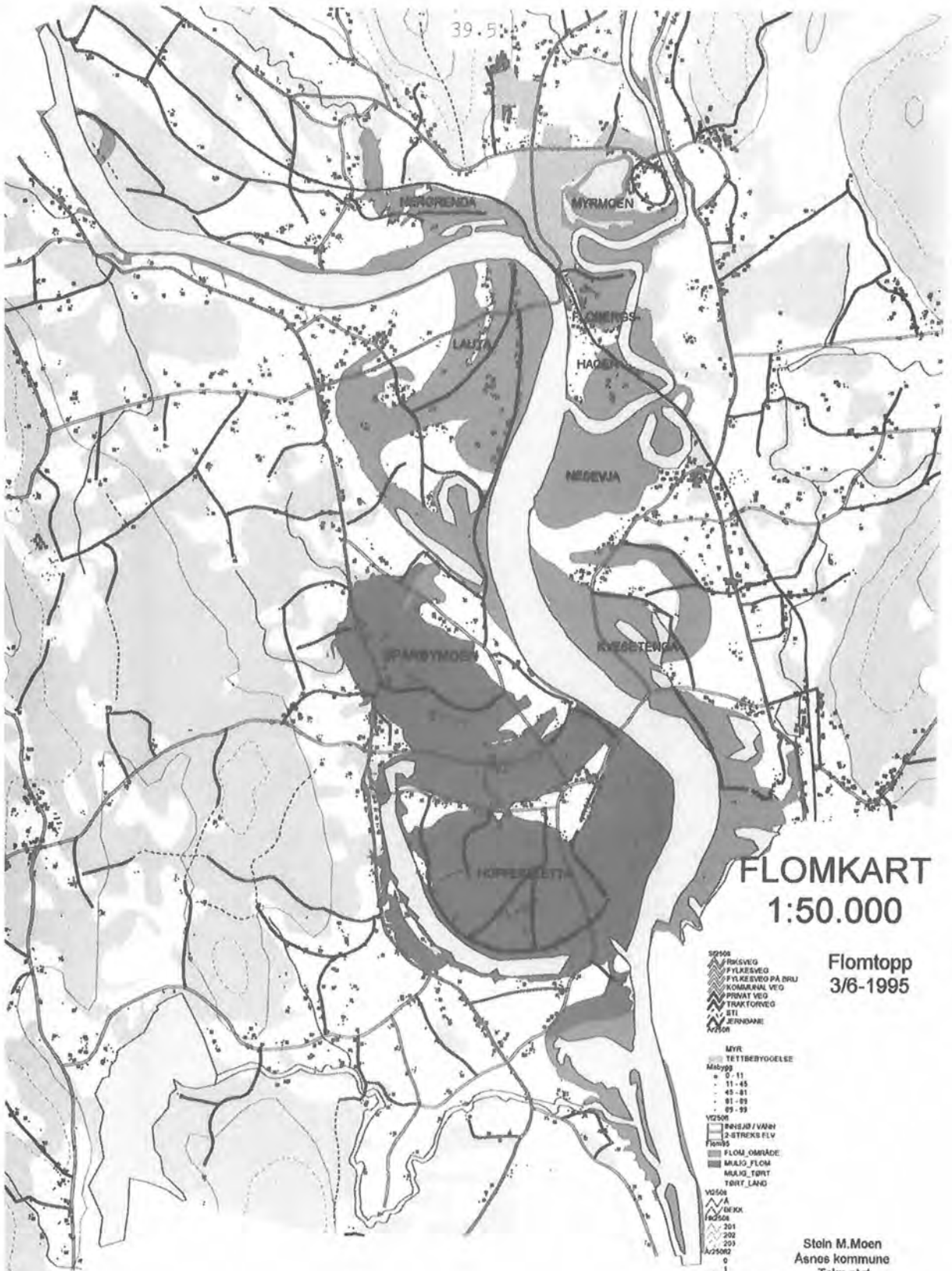
Ny bebyggelse bør så langt det er mulig plasseres utenfor flomområder. Hvis hus allikevel skal bygges på kritiske tomter, bør det tas forhåndsregulerer som reduserer risikoen for skader. I Åsnes kommune er det gitt råd om kjellerløse hus, peler som rammes til fast grunn under grunnvannstanden og frittstående dekke i flomsikkert nivå. Man bør være særlig aktpågiven med komprimering av tilbakefyllinger rundt hus.

Erosjon kan medføre underjordiske kanaldannelser. Der hvor slike forhold kan forventes vil det være nødvendig med særskilte grunnundersøkelser for å kunne fastslå om nye skader kan oppstå.

Oslo, 16.10.1995

Svein Jørve

39.5



# FLOMkart 1:50.000

Flomtopp  
3/6-1995

- 50500
- ▲ FYLKESVEG
- ▲ FYLKESVEG
- ▲ FYLKESVEG PÅ BRU
- ▲ KOMMUNAL VEG
- ▲ PRIVAT VEG
- ▲ TRAKTORVEG
- ▲ STI
- ▲ FJERNBANE
- ▲ KJØR
  
- MYR
- TETTBEBYGGELSE
  
- Måbygg
- 0-11
- 11-45
- 45-81
- 81-89
- 89-99
  
- VGS00
- BRU / VARN
- STREKES FLV
  
- Flom
- FLOM\_OMRÅDE
- MÅLIG\_FLOM
- MÅLIG\_TØRT
- TØRT\_LAND
  
- VGS00
- ▲ BEKK
- ▲ 200
- ▲ 201
- ▲ 202
- ▲ 203
- ▲ 204
- ▲ 205
- ▲ 206
- ▲ 207
- ▲ 208
- ▲ 209
- ▲ 210
- ▲ 211
- ▲ 212
- ▲ 213
- ▲ 214
- ▲ 215
- ▲ 216
- ▲ 217
- ▲ 218
- ▲ 219
- ▲ 220
- ▲ 221
- ▲ 222
- ▲ 223
- ▲ 224
- ▲ 225
- ▲ 226
- ▲ 227
- ▲ 228
- ▲ 229
- ▲ 230
- ▲ 231
- ▲ 232
- ▲ 233
- ▲ 234
- ▲ 235
- ▲ 236
- ▲ 237
- ▲ 238
- ▲ 239
- ▲ 240
- ▲ 241
- ▲ 242
- ▲ 243
- ▲ 244
- ▲ 245
- ▲ 246
- ▲ 247
- ▲ 248
- ▲ 249
- ▲ 250
- ▲ 251
- ▲ 252
- ▲ 253
- ▲ 254
- ▲ 255
- ▲ 256
- ▲ 257
- ▲ 258
- ▲ 259
- ▲ 260
- ▲ 261
- ▲ 262
- ▲ 263
- ▲ 264
- ▲ 265
- ▲ 266
- ▲ 267
- ▲ 268
- ▲ 269
- ▲ 270
- ▲ 271
- ▲ 272
- ▲ 273
- ▲ 274
- ▲ 275
- ▲ 276
- ▲ 277
- ▲ 278
- ▲ 279
- ▲ 280
- ▲ 281
- ▲ 282
- ▲ 283
- ▲ 284
- ▲ 285
- ▲ 286
- ▲ 287
- ▲ 288
- ▲ 289
- ▲ 290
- ▲ 291
- ▲ 292
- ▲ 293
- ▲ 294
- ▲ 295
- ▲ 296
- ▲ 297
- ▲ 298
- ▲ 299
- ▲ 300
- ▲ 301
- ▲ 302
- ▲ 303
- ▲ 304
- ▲ 305
- ▲ 306
- ▲ 307
- ▲ 308
- ▲ 309
- ▲ 310
- ▲ 311
- ▲ 312
- ▲ 313
- ▲ 314
- ▲ 315
- ▲ 316
- ▲ 317
- ▲ 318
- ▲ 319
- ▲ 320
- ▲ 321
- ▲ 322
- ▲ 323
- ▲ 324
- ▲ 325
- ▲ 326
- ▲ 327
- ▲ 328
- ▲ 329
- ▲ 330
- ▲ 331
- ▲ 332
- ▲ 333
- ▲ 334
- ▲ 335
- ▲ 336
- ▲ 337
- ▲ 338
- ▲ 339
- ▲ 340
- ▲ 341
- ▲ 342
- ▲ 343
- ▲ 344
- ▲ 345
- ▲ 346
- ▲ 347
- ▲ 348
- ▲ 349
- ▲ 350
- ▲ 351
- ▲ 352
- ▲ 353
- ▲ 354
- ▲ 355
- ▲ 356
- ▲ 357
- ▲ 358
- ▲ 359
- ▲ 360
- ▲ 361
- ▲ 362
- ▲ 363
- ▲ 364
- ▲ 365
- ▲ 366
- ▲ 367
- ▲ 368
- ▲ 369
- ▲ 370
- ▲ 371
- ▲ 372
- ▲ 373
- ▲ 374
- ▲ 375
- ▲ 376
- ▲ 377
- ▲ 378
- ▲ 379
- ▲ 380
- ▲ 381
- ▲ 382
- ▲ 383
- ▲ 384
- ▲ 385
- ▲ 386
- ▲ 387
- ▲ 388
- ▲ 389
- ▲ 390
- ▲ 391
- ▲ 392
- ▲ 393
- ▲ 394
- ▲ 395
- ▲ 396
- ▲ 397
- ▲ 398
- ▲ 399
- ▲ 400
- ▲ 401
- ▲ 402
- ▲ 403
- ▲ 404
- ▲ 405
- ▲ 406
- ▲ 407
- ▲ 408
- ▲ 409
- ▲ 410
- ▲ 411
- ▲ 412
- ▲ 413
- ▲ 414
- ▲ 415
- ▲ 416
- ▲ 417
- ▲ 418
- ▲ 419
- ▲ 420
- ▲ 421
- ▲ 422
- ▲ 423
- ▲ 424
- ▲ 425
- ▲ 426
- ▲ 427
- ▲ 428
- ▲ 429
- ▲ 430
- ▲ 431
- ▲ 432
- ▲ 433
- ▲ 434
- ▲ 435
- ▲ 436
- ▲ 437
- ▲ 438
- ▲ 439
- ▲ 440
- ▲ 441
- ▲ 442
- ▲ 443
- ▲ 444
- ▲ 445
- ▲ 446
- ▲ 447
- ▲ 448
- ▲ 449
- ▲ 450
- ▲ 451
- ▲ 452
- ▲ 453
- ▲ 454
- ▲ 455
- ▲ 456
- ▲ 457
- ▲ 458
- ▲ 459
- ▲ 460
- ▲ 461
- ▲ 462
- ▲ 463
- ▲ 464
- ▲ 465
- ▲ 466
- ▲ 467
- ▲ 468
- ▲ 469
- ▲ 470
- ▲ 471
- ▲ 472
- ▲ 473
- ▲ 474
- ▲ 475
- ▲ 476
- ▲ 477
- ▲ 478
- ▲ 479
- ▲ 480
- ▲ 481
- ▲ 482
- ▲ 483
- ▲ 484
- ▲ 485
- ▲ 486
- ▲ 487
- ▲ 488
- ▲ 489
- ▲ 490
- ▲ 491
- ▲ 492
- ▲ 493
- ▲ 494
- ▲ 495
- ▲ 496
- ▲ 497
- ▲ 498
- ▲ 499
- ▲ 500
- ▲ 501
- ▲ 502
- ▲ 503
- ▲ 504
- ▲ 505
- ▲ 506
- ▲ 507
- ▲ 508
- ▲ 509
- ▲ 510
- ▲ 511
- ▲ 512
- ▲ 513
- ▲ 514
- ▲ 515
- ▲ 516
- ▲ 517
- ▲ 518
- ▲ 519
- ▲ 520
- ▲ 521
- ▲ 522
- ▲ 523
- ▲ 524
- ▲ 525
- ▲ 526
- ▲ 527
- ▲ 528
- ▲ 529
- ▲ 530
- ▲ 531
- ▲ 532
- ▲ 533
- ▲ 534
- ▲ 535
- ▲ 536
- ▲ 537
- ▲ 538
- ▲ 539
- ▲ 540
- ▲ 541
- ▲ 542
- ▲ 543
- ▲ 544
- ▲ 545
- ▲ 546
- ▲ 547
- ▲ 548
- ▲ 549
- ▲ 550
- ▲ 551
- ▲ 552
- ▲ 553
- ▲ 554
- ▲ 555
- ▲ 556
- ▲ 557
- ▲ 558
- ▲ 559
- ▲ 560
- ▲ 561
- ▲ 562
- ▲ 563
- ▲ 564
- ▲ 565
- ▲ 566
- ▲ 567
- ▲ 568
- ▲ 569
- ▲ 570
- ▲ 571
- ▲ 572
- ▲ 573
- ▲ 574
- ▲ 575
- ▲ 576
- ▲ 577
- ▲ 578
- ▲ 579
- ▲ 580
- ▲ 581
- ▲ 582
- ▲ 583
- ▲ 584
- ▲ 585
- ▲ 586
- ▲ 587
- ▲ 588
- ▲ 589
- ▲ 590
- ▲ 591
- ▲ 592
- ▲ 593
- ▲ 594
- ▲ 595
- ▲ 596
- ▲ 597
- ▲ 598
- ▲ 599
- ▲ 600
- ▲ 601
- ▲ 602
- ▲ 603
- ▲ 604
- ▲ 605
- ▲ 606
- ▲ 607
- ▲ 608
- ▲ 609
- ▲ 610
- ▲ 611
- ▲ 612
- ▲ 613
- ▲ 614
- ▲ 615
- ▲ 616
- ▲ 617
- ▲ 618
- ▲ 619
- ▲ 620
- ▲ 621
- ▲ 622
- ▲ 623
- ▲ 624
- ▲ 625
- ▲ 626
- ▲ 627
- ▲ 628
- ▲ 629
- ▲ 630
- ▲ 631
- ▲ 632
- ▲ 633
- ▲ 634
- ▲ 635
- ▲ 636
- ▲ 637
- ▲ 638
- ▲ 639
- ▲ 640
- ▲ 641
- ▲ 642
- ▲ 643
- ▲ 644
- ▲ 645
- ▲ 646
- ▲ 647
- ▲ 648
- ▲ 649
- ▲ 650
- ▲ 651
- ▲ 652
- ▲ 653
- ▲ 654
- ▲ 655
- ▲ 656
- ▲ 657
- ▲ 658
- ▲ 659
- ▲ 660
- ▲ 661
- ▲ 662
- ▲ 663
- ▲ 664
- ▲ 665
- ▲ 666
- ▲ 667
- ▲ 668
- ▲ 669
- ▲ 670
- ▲ 671
- ▲ 672
- ▲ 673
- ▲ 674
- ▲ 675
- ▲ 676
- ▲ 677
- ▲ 678
- ▲ 679
- ▲ 680
- ▲ 681
- ▲ 682
- ▲ 683
- ▲ 684
- ▲ 685
- ▲ 686
- ▲ 687
- ▲ 688
- ▲ 689
- ▲ 690
- ▲ 691
- ▲ 692
- ▲ 693
- ▲ 694
- ▲ 695
- ▲ 696
- ▲ 697
- ▲ 698
- ▲ 699
- ▲ 700
- ▲ 701
- ▲ 702
- ▲ 703
- ▲ 704
- ▲ 705
- ▲ 706
- ▲ 707
- ▲ 708
- ▲ 709
- ▲ 710
- ▲ 711
- ▲ 712
- ▲ 713
- ▲ 714
- ▲ 715
- ▲ 716
- ▲ 717
- ▲ 718
- ▲ 719
- ▲ 720
- ▲ 721
- ▲ 722
- ▲ 723
- ▲ 724
- ▲ 725
- ▲ 726
- ▲ 727
- ▲ 728
- ▲ 729
- ▲ 730
- ▲ 731
- ▲ 732
- ▲ 733
- ▲ 734
- ▲ 735
- ▲ 736
- ▲ 737
- ▲ 738
- ▲ 739
- ▲ 740
- ▲ 741
- ▲ 742
- ▲ 743
- ▲ 744
- ▲ 745
- ▲ 746
- ▲ 747
- ▲ 748
- ▲ 749
- ▲ 750
- ▲ 751
- ▲ 752
- ▲ 753
- ▲ 754
- ▲ 755
- ▲ 756
- ▲ 757
- ▲ 758
- ▲ 759
- ▲ 760
- ▲ 761
- ▲ 762
- ▲ 763
- ▲ 764
- ▲ 765
- ▲ 766
- ▲ 767
- ▲ 768
- ▲ 769
- ▲ 770
- ▲ 771
- ▲ 772
- ▲ 773
- ▲ 774
- ▲ 775
- ▲ 776
- ▲ 777
- ▲ 778
- ▲ 779
- ▲ 780
- ▲ 781
- ▲ 782
- ▲ 783
- ▲ 784
- ▲ 785
- ▲ 786
- ▲ 787
- ▲ 788
- ▲ 789
- ▲ 790
- ▲ 791
- ▲ 792
- ▲ 793
- ▲ 794
- ▲ 795
- ▲ 796
- ▲ 797
- ▲ 798
- ▲ 799
- ▲ 800
- ▲ 801
- ▲ 802
- ▲ 803
- ▲ 804
- ▲ 805
- ▲ 806
- ▲ 807
- ▲ 808
- ▲ 809
- ▲ 810
- ▲ 811
- ▲ 812
- ▲ 813
- ▲ 814
- ▲ 815
- ▲ 816
- ▲ 817
- ▲ 818
- ▲ 819
- ▲ 820
- ▲ 821
- ▲ 822
- ▲ 823
- ▲ 824
- ▲ 825
- ▲ 826
- ▲ 827
- ▲ 828
- ▲ 829
- ▲ 830
- ▲ 831
- ▲ 832
- ▲ 833
- ▲ 834
- ▲ 835
- ▲ 836
- ▲ 837
- ▲ 838
- ▲ 839
- ▲ 840
- ▲ 841
- ▲ 842
- ▲ 843
- ▲ 844
- ▲ 845
- ▲ 846
- ▲ 847
- ▲ 848
- ▲ 849
- ▲ 850
- ▲ 851
- ▲ 852
- ▲ 853
- ▲ 854
- ▲ 855
- ▲ 856
- ▲ 857
- ▲ 858
- ▲ 859
- ▲ 860
- ▲ 861
- ▲ 862
- ▲ 863
- ▲ 864
- ▲ 865
- ▲ 866
- ▲ 867
- ▲ 868
- ▲ 869
- ▲ 870
- ▲ 871
- ▲ 872
- ▲ 873
- ▲ 874
- ▲ 875
- ▲ 876
- ▲ 877
- ▲ 878
- ▲ 879
- ▲ 880
- ▲ 881
- ▲ 882
- ▲ 883
- ▲ 884
- ▲ 885
- ▲ 886
- ▲ 887
- ▲ 888
- ▲ 889
- ▲ 890
- ▲ 891
- ▲ 892
- ▲ 893
- ▲ 894
- ▲ 895
- ▲ 896
- ▲ 897
- ▲ 898
- ▲ 899
- ▲ 900
- ▲ 901
- ▲ 902
- ▲ 903
- ▲ 904
- ▲ 905
- ▲ 906
- ▲ 907
- ▲ 908
- ▲ 909
- ▲ 910
- ▲ 911
- ▲ 912
- ▲ 913
- ▲ 914
- ▲ 915
- ▲ 916
- ▲ 917
- ▲ 918
- ▲ 919
- ▲ 920
- ▲ 921
- ▲ 922
- ▲ 923
- ▲ 924
- ▲ 925
- ▲ 926
- ▲ 927
- ▲ 928
- ▲ 929
- ▲ 930
- ▲ 931
- ▲ 932
- ▲ 933
- ▲ 934
- ▲ 935
- ▲ 936
- ▲ 937
- ▲ 938
- ▲ 939
- ▲ 940
- ▲ 941
- ▲ 942
- ▲ 943
- ▲ 944
- ▲ 945
- ▲ 946
- ▲ 947
- ▲ 948
- ▲ 949
- ▲ 950
- ▲ 951
- ▲ 952
- ▲ 953
- ▲ 954
- ▲ 955
- ▲ 956
- ▲ 957
- ▲ 958
- ▲ 959
- ▲ 960
- ▲ 961
- ▲ 962
- ▲ 963
- ▲ 964
- ▲ 965
- ▲ 966
- ▲ 967
- ▲ 968
- ▲ 969
- ▲ 970
- ▲ 971
- ▲ 972
- ▲ 973
- ▲ 974
- ▲ 975
- ▲ 976
- ▲ 977
- ▲ 978
- ▲ 979
- ▲ 980
- ▲ 981
- ▲ 982
- ▲ 983
- ▲ 984
- ▲ 985
- ▲ 986
- ▲ 987
- ▲ 988
- ▲ 989
- ▲ 990
- ▲ 991
- ▲ 992
- ▲ 993
- ▲ 994
- ▲ 995
- ▲ 996
- ▲ 997
- ▲ 998
- ▲ 999
- ▲ 1000

Stein M.Moen  
Asnos kommune  
Tekn.etat  
100R

**ÅRHUNDRETS FLOM - KONSEKVENSER FOR FRAMTIDIG PLANLEGGING /  
PROSJEKTERING / INFRASTRUKTUR**

Frode Oset,	Veglaboratoriet
Geir Refsdal,	"
Åsmund Knutson,	"
Jan Vaslestad,	"

**1. INNLEDNING**

I månedsskiftet mai / juni i år var nyhetsbildet her til lands sterkt preget av flommen i østlandsområdet. Det var til tider svært dramatisk med gjennomrudd i flomverk og elver som tok nye løp, og påfølgende ødeleggelse av hus og eiendom.

Flommen hadde sitt utspring i en snørik vinter, sen snøsmelting og høy temperatur kombinert med regnvær når snøsmeltinga først kom i gang.

For Statens vegvesen medførte flommen stengning av veger på grunn av oversvømmelse og en del steder også ødeleggelse eller skade på vegen. Det ble opprettet beredskapsgrupper ved de berørte vegkontorene, og disse hadde mer enn nok med å legge opp planer for omkjøringsruter og skilte disse, samt få i gang opprydding og tilstandsvurdering etter hvert som vannet trakk seg tilbake. Det var særlig Oppland og Hedmark som ble rammet, og i noen grad også Akershus og Østfold.

Flommen medførte blant annet stengning av både E6 og riksveg 3, og dermed ble det tildels lange og problematiske omkjøringer for tungtrafikken gjennom Gudbrandsdalen og Østerdalen / Glåmdalen. I forbindelse med vegstengningene ble det fra flere hold stilt spørsmålsteget ved det flomnivået vegene var dimensjonert for.

Vegvesenets kostnader i forbindelse med flommen er beregnet til ca. 76 millioner kroner.

	Riksveger (mill. kr)	Fylkesveger (mill. kr)	Sum (mill. kr)
Reparasjoner, infrastruktur	43.5	23.5	67.0
Forebyggende tiltak	5.5	2.0	7.5
Annet	0.7	0.3	1.0

Figur 1. Vegvesenets kostnader til reparasjoner og forebyggende tiltak

Til sammenlikning kan det nevnes at det årlige vedlikeholdsbudsjettet for riksveger ligger på ca. 3.6 milliarder kroner.

## 2. FLOMMENS PÅVIRKNING PÅ VEGNETTET OG VEGTRAFIKKEN

### Vegstengninger og omkjøringer

Som nevnt var hovedvegforbindelsene nordover gjennom Gudbrandsdalen og Glåmdalen / Østerdalen brutt i en periode. I tillegg var flere andre riks- og fylkesvegforbindelser stengt.

I Elverum og Kongsvinger ble to store betongkulverter (Leiret bru og Vinger tunnel) fylt med vann. Disse var bygget slik at de skulle fylles med vann for å begrense oppdriften når flommen gikk over et visst nivå.

Vegstengninger, omskilting og etterhvert opprydding og reparasjoner stilte Vegvesenets driftsberedskap på en hard prøve. I ettertid synes det å være enighet om at vegkontorene taklet denne kraftanstrengelsen bra. Informasjonsbehovet var enormt, og informasjonssentralene fikk også tildels god hjelp av lokale radiostasjoner.

### Redusert bæreevne

Når en vegoverbygning settes under vann reduseres bæreevnen. En veg som er tillatt for 10 tonn aksellast tåler imidlertid normalt dette med gode marginer. På en kortere strekning og for en kortere tid behøver det derfor ikke å innebære noen vesentlig reduksjon i dekkelevetiden om man opprettholder tillatt aksellast. I en flomsituasjon der vannet er på retur, vil det ofte være behov for å redusere tillatt aksellast fordi vegkantene er svake. Nedsetning av tillatt aksellast og/eller innsnevring av kjørebanelen ble derfor hyppig benyttet i kortere perioder under flommen. Redusert aksellast helt ned til 1 tonn ble benyttet, det vil si at disse strekningene i praksis kun var åpne for personbiler.

De vegene vi har i dag, i alle fall på riksvegnettet, har stort sett så gode overbygninger at de skal kunne tåle en flom. Vegskuldrene får redusert innspenning ved oppbløting, eller svake vegkanter kan oppstå på grunn av erosjon og undergraving. I områder med mulig flom er derfor beskyttelsen av vegoverbygningen vesentlig.

En god overbygning betyr i flomsammenheng gjerne en oppbygning med stein i forsterkningslaget, og et pukk bærelag eller et bærelag av stabiliserte materialer. Et grusbærelag er det som kan ha størst problemer. Når det likevel ofte går bra også med slike bærelag, kan det tildels skyldes at stadige dekkefornyelser har øket lastfordelingen over grusbærelaget,

Det ble enkelte steder benyttet dreietrykksondering for raskest mulig å få et mål på fastheten i vegkroppen. DCP-måler (Dynamic Cone Penetration) ble også benyttet for å få et mål på fasthet i bærelag og forsterkningslag.

Bæreevnmålinger med fallodd og/eller Dynaflect viste seg å ikke være pålitelige nok på mange av de bløte vegstrekningene. Metoden baserer seg på at slag eller dynamisk belastning påføres vegdekket og tilsvarende vertikaldeformasjoner måles. Dette har noe til felles med å ta mageplask ved stuping; En god del av slagenergien går i vannfasen, idet vannet ikke har tid til å vike unna.

Benkelman-metoden egnet seg bedre. Her blir målebjelken stillet på plass under hjulet på målebilen, og når bilen kjøres bort ser man hvor mye asfalten hever seg. Fordi dette foregår saktere, vil deformasjonen gi klarere beskjed om den virkelige bæreevnen. Slike målinger ble gjort langs en del strekninger der man løpende vurderte hvor tung trafikk som skulle settes på.

### Erosjonsskader

Skadene på vegene som følge av erosjon varierte fra mindre kantskader og utrasing av rekkverk til større utvaskinger. Enkelte steder var det oppstått fullstendig brudd i vegbanen ved at hele eller deler av vegen var vasket bort ved erosjon, men de fleste skadene var mindre dramatiske.

Utvasking i selve vegkroppen (vanligvis i underbygningen) kunne vise seg i form av svanker og hull i vegbanen. Det var hull med diameter 0.5 - 2 m og varierende dybde. Dette var skader som i noen grad utviklet seg over tid ved at utvaskingen kunne ha skjedd opptil 3 - 4 meter under asfalten, og at hulrommet "å" seg oppover til man brått fikk en synlig skade på vegbanen. Vi må være forberedt på at en del av disse skaden først blir synlige etter en tid, kanskje først etter neste års teleløsning.

Ved bruene er det typisk at tilløpsfyllingene inn mot landkarene har fått skader, mens selve brukonstruksjonene er uten skader.

Rent generelt var hovedinntrykket at de nyere vegene klarte seg bra, og at erosjonsskadene i størst grad oppsto på eldre deler av vegnettet.

I det følgende er det gitt en beskrivelse av en del typiske skader på vegger i Oppland og Hedmark, observert ved befaringer i tidsrommet 5. - 21. juni.

*Rv 210 ved Nesa bru i Hedmark*

Figur 2. Typisk hull i vegbanen ved landkar som følge av utvasking. Fra rv. 210 ved Nesa bru i Hedmark.

*Fv 206 ved Sandstad bru i Hedmark*

Figur 3. Erosjon i skråning (overflateglidning) på grunn av høy vannstand og vannstrømning. Fra fv. 206 ved Sandstad bru i Hedmark



### *E6 ved Hunderfossen*

Her skjedde det en utrasing i en 10 - 15 m høy vegfylling ut mot Lågen, forårsaket av erosjon i fyllingsfoten. Vannmassene fra Hunderfossen sto på det verste over den etablerte erosjonssikringen, og erosjonen førte til en utrasing i overflaten på fyllingen, ned til ca. 2 m dybde.

E6 ble innsnevret forbi stedet inntil fyllingsfot og erosjonssikring var gjenoppbygget.



Figur 4. Erosjonsskade på E6 ved Hunderfossen

### *E6 ved Mageli*

Her krysser elva Rolla under E6 i en betongkulvert. Kulverten ble for trang i flommen, og elva tok nytt løp langs E6 et stykke, før den gikk over veggen og ut i Lågen litt lenger nord.

Massetransporten i elva var voldsom, og den la igjen et par tusen kubikkmeter masse (hovedsakelig stein og blokk) langs E6. Grunnmuren under et nærliggende bolighus ble også delvis ødelagt.



Figur 5. Elva Rolla tok nytt løp langs E6 ved Mageli

Ved opprydding på stedet oppsto det plutselig et krater på 0.5 - 0.7 m diameter midt i vegbanen. Krateret var trolig en utløper av en kanal som var vasket ut gjennom vegkroppen. Utbedring skjedde ved oppgraving og tilbakefylling med stein.



Figur 6. Et hull oppsto plutselig ved utbedring av E6 ved Mageli

***Fv 434 ved Arneberg bru i Hedmark***

Her var det utvasking i begge tilløpsfyllingene slik at det oppsto svanker og kratere i vegbanen bak begge landkarene. Skadene utbederes ved oppgraving og tilbakefylling med stein.



Figur 7. Hull i vegbanen på tilløpsfylling ved Arneberg bru, fv 434 i Hedmark.

200 meter fra brua hadde flommen brutt igjennom vegfyllingen og gravd ut et parti på nærmere 80 m lengde. Høyden på fyllingen var 13 - 14 meter, og 25 - 30000 m<sup>3</sup> masse forsvant.



Figur 8. Gjennombrudd i vegfylling på fv. 434 ved Arneberg bru i Hedmark.

### *E6 ved Tingberg i Gudbrandsdalen*

Her var det erosjonsskader i kanten av vegfyllinga ut mot Lågen. Vegskulderen var delvis vasket bort, og på enkelte partier hadde rekkverket rast ut.



Figur 9. Kantskade på E6 ved Tingberg i Gudbrandsdalen.

### **3. KONSEKVENSER FOR FRAMTIDIG PLANLEGGING**

#### **Vegens høyde (nivå)**

Ved fastlegging av vegens høyde i potensielle flomområder tas utgangspunkt i en vurdering av hvilket sikkerhetsnivå som bør legges til grunn. Noe avhengig av vegtype, ÅDT og omkjøringsmuligheter vil en normalt prøve å sikre seg mot en hundreårsflom; Dvs. den flom som statistisk sett opptrer en gang i løpet av en 100-års periode. Dette må i størst grad sees i forhold til omkjøringsmulighetene i det enkelte tilfellet.

Vegplanleggeren bør imidlertid i dag ikke være fornøyd med bare å fastlegge høyden ut fra hundreårsflommen. Forutsetningene kan også endres over tid. Et eksempel kan illustrere dette:

På Gamle Strømsvei ved Sentralsykehuset i Akershus ble den aller første vegfylling av skumplast (EPS) bygget i 1972 over et myrområde der setningene var ca.10 cm årlig. En flom som går for høyt over en skumplastfylling kan gi oppdrift som ødelegger vegen totalt. Hundreårsflommen ble derfor benyttet som utgangspunkt for dimensjonerende høyde, selv om denne vegen var midlertidig.

Da hundreårsflommen likevel kom ca. 15 år etterpå skyldtes dette ikke at den da statistisk sett hadde inntruffet, men at avrenningsforholdene i mellomtiden hadde endret seg så mye pga. utbygging, og at utløpet for området også var innsnevret så mye at dimensjoneringsforutsetningene ikke lenger var til stede. (Stedet het forresten Flom bru.)

Vegplanleggeren i dag står derfor overfor den oppgave, ikke bare å fastlegge hva som er en hundreårsflom, femtiårsflom e.l. i dag, men også i en tenkt situasjon om 20 - 50 år.

Vegens nivå vil ellers måtte ta hensyn til mange andre randbetingelser, bl.a. landskapsestetiske hensyn, kryssing av jernbane og andre veger m.v.

### **Vegens oppbygging**

I mange tilfeller bør det ved et samarbeid mellom Vegvesenet og vassdragsmyndighetene være mulig å bygge opp vegfyllinger med en tetningskjerne/membran som et ledd i et flomsikringsprogram. Dette ble gjort på Fåvang i midten av 80-årene, og det er planer om et tilsvarende tiltak i Lillestrøm-området på rv. 159. Hovedpoenget er da å sikre vegens skuldre og skråninger mot erosjon og undergraving, og å dimensjonere den som damkonstruksjon.

### **4. Oppsummering**

- Vegvesenets kostnader i forbindelse med flommen er hittil beregnet til ca. 76 mill. kr.
- Skadene oppsto i hovedsak på eldre deler av vegnettet
- Hundreårsflommen kan være et usikkert begrep
- Ved nyanlegg betyr omkjøringsmulighetene svært mye i valg av nivå for flomsikring
- Vegoverbygningen tåler flom - dens "innpakning" må sikres

Sivilingeniør Rune Holt  
Inst. for petroleumsteknikk, NTH / IKU

**Formannens 5 minutter**

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

## **Virkning av poretrykksøkning på innspent kalkmateriale**

**Rasmus Risnes og Henning Grosaa, Høgskolen i Stavanger.**

### **Sammendrag**

For en høy porøs dagbruddskalk har det vært utført tester hvor prøvene har blitt innspent i en stiv oedometer type celle slik at volumet blir holdt konstant, samtidig som prøven blir utsatt for en poretrykkssyklus. Deretter ble prøvene testet for mekaniske egenskaper ved at strekkstyrken ble målt ved Brazilianertest. Resultatene viser at materialet får en betydelig grad av svekkelse ved økende poretrykk. Analyse av testmetoden viser at et forsøk med en poretrykkssyklus er en test med konstant effektivspenning over prøven.

### **Summary**

Tests have been run on high porosity outcrop chalk in which the samples have been confined in a rigid oedometer type cell at constant volume and subjected to pore pressure increase. The samples were then tested for mechanical properties by measuring the tensile strength by the Brazilian test. The results show a considerable degree of weakening by increasing pore pressure. Analysis of the test method show that an experiment with a pore pressure cycle is a test at constant effective stress.

### **1. Innledning**

De forsøkene som beskrives i det følgende bærer på mange måter preg av å være basert på en strøtanke. I korthet gikk eksperimentene ut på å spenne inn en kalkprøve i en stiv stålcelle og så la prøven undergå en poretrykkssyklus.

Utgangspunktet for å ta opp en slik problemstilling var i første rekke knyttet til den ustabiliteten som har vært observert i en rekke av brønnene på Valhall-feltet (1). I mange tilfeller har en fått en innstrømning av flere kubikkmeter kalk i brønnen slik at den har kvait seg selv. Det er nærliggende å tenke seg at en mulig basismekanisme er plastisk flytning av kalkmaterialet omkring brønnen.

For brønner i kalkreservoarer er det normalt å stimulere brønnen enten med syrebehandling eller ved hydraulisk frakturering. I begge tilfeller pumpes store mengder væske inn i formasjonen. Nå skulle en ikke vente noen negativ effekt på mekaniske egenskaper ved en slik operasjon. Ved å øke poretrykket, reduseres effektivspenningene slik at en får en avlastning av formasjonen.

En gjennomgang av en rekke ustabile brønner på Valhallfeltet (2) etterlot likevel det inntrykk at man lett får produksjon av finpartikler etter en slik operasjon. Da er det nærliggende å spørre om en slik operasjon likevel vil kunne bidra til å svekke kalkmaterialet.

Plastisk flytning i den forstand at materialet lar seg presse gjennom rør og åpninger har vært observert i forskjellige typer tester. Ved ekstrusjonstester (3) har en fått til utpressing av kalk under tilnærmet drenerte forhold, og ved udrenerte triaksialtester har Leddra og Jones (4) vist at en kan få en fullstendig fluidisering av materialet. I det siste tilfellet er effekten knyttet til en sterk økning i pore- trykket. Dermed kan materialet deformeres og bindingene brytes samtidig som porevæsken bærer en større og større del av lasten. Resultatet blir en suspensjonslignende tilstand.

Ved slike udrenerte tester er det den ytre pålagte lasten som driver deformasjonen og dermed oppbrytningen av materialet. Poretrykket vil være en avhengig variabel. Spørsmålet om poretrykksøkning i seg selv kan ha noen virkning står ubesvart.

De første forsøkene på å studere virkningen av poretrykksøkning i innspent kalkmateriale (5) tydet på en viss effekt. En serie på 48 prøver ble gitt en deformasjon på 2% i en stiv oedometercelle. For halvparten av prøvene ble det foretatt en trykkoppbyggingssyklus på 1 MPa. For å få en indikasjon på endringer i mekaniske egenskaper ble strekkstyrken målt med Brazilianertest. Resultatene viste at strekkstyrken ble redusert fra ca 200 kPa uten - til ca 150 kPa med trykksyklus. Dette tyder på at en trykkoppbygging kan ha en nedbrytende virkning på kalkmaterialet.

Dette var utgangspunktet for å gjennomføre en serie med tester hvor poretrykksyklusen ble vesentlig øket, for på den måten å kartlegge effekten.

## 2. Testprosedyre.

Det kalkmaterialet som ble benyttet i dette arbeidet var en høyporøs dagbruddskalk fra Lixhe nær Liege i Belgia. Dette er en kalkbergart som er velegnet til denne type generelle studier, siden den er rimelig homogen og isotrop og kan fremskaffes i store mengder. Denne kalken har også vært gjenstand for omfattende studier slik at egenskapene på mange måter er vel kjent. Når det gjelder mekaniske egenskaper er de rimelig like det man finner i tilsvarende høyporøse reservoarbergarter, for eksempel i Valhall eller Ekofisk.



Geologisk sett er kalken fra Liege dannet i samme tidsperiode som kalkbergartene i Nordsjøen. Typiske egenskaper er:

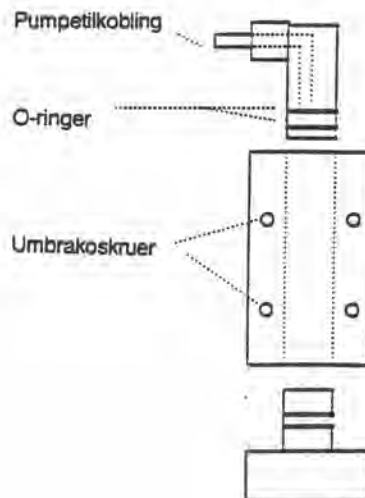
Porøsitet	ca 40%
Kvartsinnhold	< 2%
Permeabilitet	1 - 2 mD

Sylindriske prøver ble boret ut av større blokker. Etter utboring ble prøvene dreiet i dreiebenk for å få riktig diameter i forhold til prøvecellen. Prøvene ble deretter kappet i lengder, tilsvarende diameteren. Dimensjonen var:

Diameter	37,9 mm
Lengde	ca 38 mm

Prøvene ble deretter tørket i varmeskap i ett døgn (105°C) før de ble mettet med kalkmettet vann. Trykket i vakuumkammeret før metning var i alle tilfeller 2-3 Pa. Porøsiteten ble bestemt ved måling av dimensjoner og ved veiing før og etter metning. For de 54 prøvene som ble preparert lå porøsitetsverdiene mellom 38 og 42% med en sterk konsentrasjon omkring middelveidien 40%.

Oedometercellen for innspenning av kalkprøven hadde form som et tykkvegget stålrør. Cellen var splittet på langs for å lette innmontering og uttagning av prøven. De to halvdelene ble skrudd sammen med 4 umbrakoskruer. Ved sammenskruing ble det brukt gjengetape på anleggsflatene. I topp og bunn hadde cellen stempler med o-ringer. Det øvre stemplet var laget med løp for drenering og for innpumping av porevæske, som vist på figur 1.



Figur 1. Oedometercelle til komprimering av prøvene.

Når cellen ble brukt til komprimering ble den operert med stålsylinderen flytende, det vil si uten anlegg mot bunnplaten. På den måten ble forskyvning og dermed friksjon mellom kalkprøve og stål redusert til et minimum. I tillegg ble sylinderen smørt innvendig med vakuumsfett og prøven ble omviklet med et lag bred gjengetape.

For alle prøvene var første fase av forsøket en enaksial kompresjon på omkring 2% målt på stemplene på utsiden av cellen. Denne deformasjonen var tilstrekkelig til å belaste prøven ut over det elastiske området og sikre at prøven var fast innspent mot celleveggene. Deformasjonen ble gitt ved at cellen ble plassert i en stor presse (type Wolpert) som ble kjørt til ønsket deformasjon og deretter stanset. Pressen ble i de fleste tilfellene kjørt med en hastighet på 0,15 mm pr. minutt, slik at det tok omkring 5 minutter å nå en deformasjon på 2%. Aksialspenningen var da typisk omkring 8 MPa.

For de prøvene som skulle gjennomgå en poretrykksyklus ble kalkvann pumpet inn gjennom det øvre stempelet. Vanligvis skjedde trykkoppbyggingen over 5 minutter og deretter ble trykket holdt konstant i 10 minutter. Trykket ble så tatt av, og cellen tatt ut av pressen.

Som indikator på mekanisk styrke ble det valgt å teste for strekkstyrke ved hjelp av Brazilianertesten. Dette er en enkel og rask test å gjennomføre, men som oftest får en ganske stor spredning i resultatene slik at en må teste et rimelig stort antall plugger for å få en brukbar statistikk.

### 3. Resultater.

Det var planlagt å kjøre serier med poretrykksøkninger på henholdsvis

0, 1, 2 og 3 MPa

Det var lagt opp til å ta med minst 10 prøver i hver serie. Men enkelte prøver viste atypisk brudd ved Brazilianertesten. Disse prøvene har en sett bort fra. Det har likevel blitt igjen 8-10 prøver i hver serie.

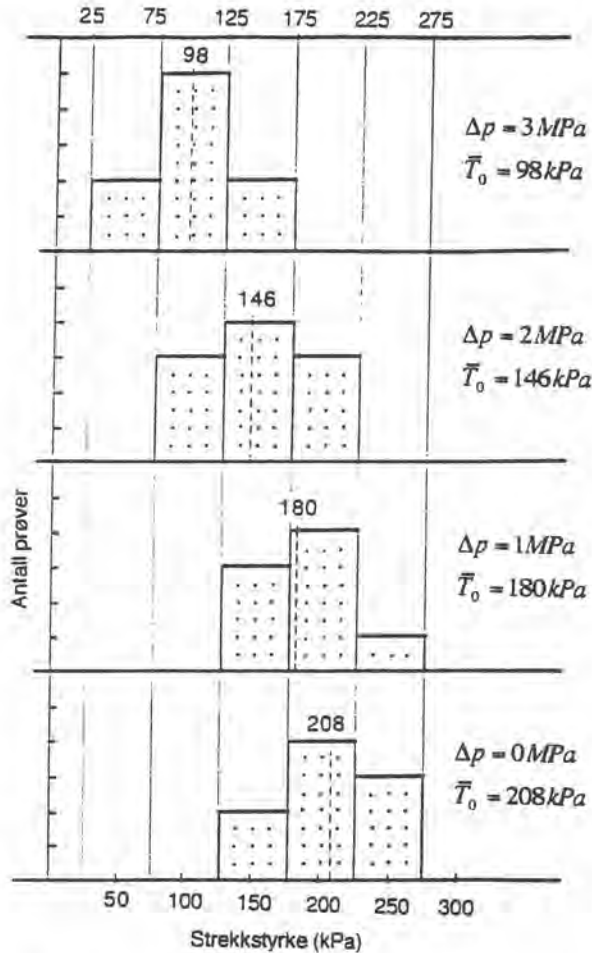
Resultatene fra forsøkene er gjengitt grafisk i figur 2. Ved å plote strekk - styrkemålingene i histogrammer får en et inntrykk av spredningen i resultatene, samtidig som en ser en rimelig konsentrasjon omkring en middelvei.

Tar vi middelveier, kan resultatene angis slik:

Strekkstyrke	$T_0(\Delta p = 0 \text{ MPa}) = (208 \pm 12) \text{ kPa}$
"	$T_0(\Delta p = 1 \text{ MPa}) = (180 \pm 16) \text{ kPa}$
"	$T_0(\Delta p = 2 \text{ MPa}) = (146 \pm 13) \text{ kPa}$
"	$T_0(\Delta p = 3 \text{ MPa}) = (98 \pm 10) \text{ kPa}$

Resultatene viser helt klart en sammenheng mellom poretrykkssyklus og strekkstyrke. Med en poretrykksøkning på 3 MPa er strekkstyrken halvert.

Med unntak av 2 prøver har alle prøvene blitt behandlet på samme måte. Den eneste forskjellen er poretrykksnivået under testen. De to prøvene som er unntaket ble begge kjørt gjennom prosedyren med 3 MPa på dobbel tid. Men resultatene var helt sammenfallende med de øvrige.



Figur 2. Strekkstyrkemålingene fremstilt i histogrammer.

#### 4. Diskusjon

Det som er karakteristisk for de testene som her er gjennomført er at kalkprøven er innspent i en tilnærmet stiv celle. Ved at prøven er belastet ut over elasticitetsgrensen, vil den være i kontakt med celleveggene.

Ser en på en slik test ut fra poroelastisk teori må sammenhengen mellom spenning og volumendring være gitt ved

$$\Delta \bar{\sigma} - \alpha \Delta p = K_{fr} \cdot \varepsilon_v \quad (1)$$

der

$\bar{\sigma}$  = middelspenning

$p$  = poretrykk

$\varepsilon_v$  = relativ volumforandring

$\alpha$  = Biot konstant, = 1 for høyporøs kalk

$K_{fr}$  = K modul for kornskjelettet

Midlere effektivspenning  $\bar{\sigma}'$  er gitt ved

$$\bar{\sigma}' = \bar{\sigma} - \alpha p \quad (2)$$

I et forsøk hvor materialet ikke kan bevege seg må  $\varepsilon_v$  være null.

Det betyr at en endring i poretrykket blir balansert av en tilsvarende økning i totalspenningen, her fra celleveggene på prøven, slik at midlere effektivspenning forblir konstant.

Dette betyr at en slik poreoppbyggingstest er karakterisert som en test med konstant effektiv spenning.

Resonnementet ovenfor er basert på elastisk teori. I vårt tilfelle er prøvene innspent ved å være belastet ut over det elastiske området. Hvis vi tenker oss den stive cellen erstattet med en celle med bevegelige vegger, vil en poretrykksøkning føre til en utvidelse av materialet. Dette svarer til en avlastning som kan beskrives med en elastisk modul. Når så spenningen på celleveggen økes for å bringe materialet tilbake til opprinnelig dimensjon er det en pålastning som ikke går ut over det opprinnelige deformasjonsnivået. En slik av og pålastningssyklus kan beskrives elastisk, men med en modul som kan være forskjellig fra den materialet opprinnelig hadde. Ligning (1) vil fremdeles være gyldig, men eventuelt med en annen verdi for  $K_{fr}$ . Konklusjonen blir derfor at dette er en test med konstant effektivspenning.

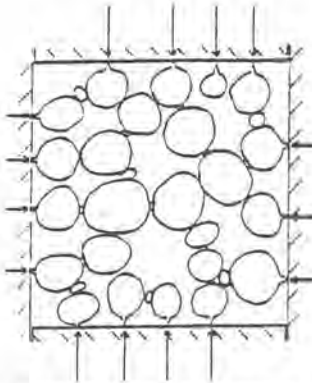
Det hører med i bildet at dersom prøven ikke er innspent, men ligger fritt i cellen, vil en poretrykksøkning føre til en kompresjon av kornene og dermed av hele kornskjelettet. Dette vil være en ren hydrostatisk kompresjon både på makro og mikronivå, beskrevet med en modul  $K_S$  for det faste kornmaterialet

$$\Delta p = K_S \cdot \varepsilon_v \quad (3)$$

I dette siste tilfellet er det klart at en poretrykksoppbygging ikke kan introdusere noen skade i materialet. Ikke i noe punkt vil det bli generert skjær- eller strekkspenninger.

Men rent umiddelbart skulle en tro at en prosess med konstant effektivspenning heller ikke skulle kunne skade materialet. Effektivspenningen er et uttrykk for kreftene som overføres gjennom kornskjelettet og når disse er konstante skulle en vente at materialet er intakt. I stedet observerer vi at strekkstyrken blir mer enn halvert ved en syklus på 3 MPa.

Forklaringen må ligge i hva som skjer i prøven på mikronivå. Som en idealisert modell kan vi tenke oss at det mellom prøven og stålveggen bare er punktkontakter, slik som antydnet i figur 3.



Figur 3. Innspent prøve der kontaktene med celleveggen skjer punktvis. Pilene markerer kontaktkreftene.

Innspenningskreftene kan vi beskrive som en spenning  $\sigma_k$ . Denne kan variere med hvor en er på celleveggen. I de aktuelle testene må vi anta at aksialspenningen har vært større enn spenningene i sideretningen.

Dersom prøven ikke hadde vært innspent ville en poretrykksøkning gitt en hydrostatisk kompresjon

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta p}{K_s}$$

I og med at prøven er innspent vil effekten i stedet bli at innspenningskreftene blir tilsvarende redusert.

$$\Delta \sigma_k = K_{fr} \cdot \varepsilon_v = K_{fr} \frac{\Delta p}{K_s}$$

Denne reduksjonen vil være den samme over hele cellen. Dersom en også tar med ekspansjon av stålcellen ville en få en ytterligere reduksjon av innspenningskreftene.

Ser vi bort fra bevegelse av celleveggen, vil totalspenningen på celleveggen etter en poretrykksøkning være

eller

$$\sigma = \sigma_k - \Delta \sigma_k + \Delta p$$

$$\sigma = \sigma_k + \left(1 - \frac{K_{fr}}{K_s}\right) \Delta p = \sigma_k + \alpha \Delta p$$

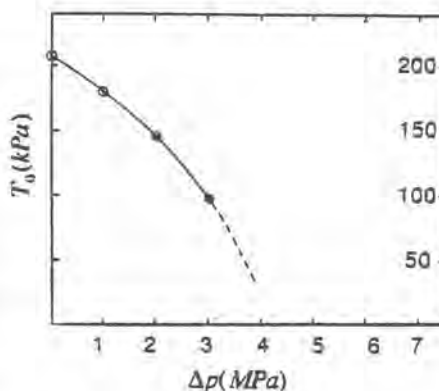
Det følger av dette at effektivspenningen på prøven er den samme før og etter poretrykksøkningen slik som vi skulle vente etter det generelle resonnetet. Men samtidig er det klart at kontaktkreftene og dermed også kreftene i kornskjelettet er endret.

Det er lett å tenke seg at når prøven må følge celleveggen samtidig som kornmaterialet blir komprimert, vil dette kunne resultere i skjær- og eller strekkspenninger ved kornkontaktene i materialet. Er disse spenningene store nok vil bindinger kunne brytes. Men i og med at prøven er fast innspent, kan slike brudd ikke utvikle seg til annet enn hårfine sprekker. Denne typebruddmekanisme vil kunne finne sted både ved trykkøkning, men også ved den påfølgende trykkreduksjon.

Ved at porevannet settes under trykk vil vannet lettere kunne trenge inn i eksisterende og induserte sprekker og dermed forsterke bruddvirkningen. En kan også tenke seg at dette er hovedmekanismen på den måten at svekkingen stort sett skjer ved at vann presses inn i allerede eksisterende sprekker og åpninger. Hvis det er tilfelle, kan det tyde på at fenomenet bare er en laboratorieeffekt som kan påvises på materialer som har gjennomgått en tørkeoperasjon. Det ville være interessant å gjennomføre tilsvarende forsøk med pluggar fra konserverte kjerneprøver hvor porevæskene ikke er fjernet. Hvis en også da ville finne en tilsvarende svekkings-effekt, vil det være en sterk indikasjon på at en må regne med en slik effekt også i felt-sammenheng.

Dersom det viser seg at svekkingsfenomenet også opptrer i feltsammenheng, vil det være noe som bør tas i betraktning ved gjennomføring av stimuleringsoperasjoner. Ved syrevasking kan det være aktuelt å arbeide med så lave trykk som mulig, og ved fraktureringsoperasjoner kan det være at væsketap til formasjonen bør begrenses i størst mulig grad.

Effekten vil også kunne opptre ved innstengning og åpning av brønner. I brønner som produserer fra dårlig konsoliderte sandreservoarer har det i en del tilfeller vært observert at det synes å være antall ganger brønnen har vært stengt inn, som er den avgjørende parameter for når sandproduksjon starter. En slik oppførsel finner en naturlig forklaring ved at materialet blir svekket for hver trykksyklus. Også sand eller kalkproduksjon ved tilbakeflømming av injeksjonsbrønner vil kunne forklares ved denne mekanismen.



Figur 4. Strekkstyrke  $\bar{T}_0$  som funksjon av poretrykksyklus  $\Delta p$

Dersom en plotter strekkstyrken som funksjon av størrelsen på poretrykkssyklusen får en et bilde som presentert i figur 4. Det er nærliggende å spekulere på om prøven kan bringes til fullstendig fluidisering bare ved økning av poretrykket. Men dette og andre spørsmål får foreløpig stå ubesvart, inntil effekten er kartlagt mer i detalj.

## 5. Konklusjon.

Eksperimentene viser at en poretrykkssyklus alene kan gi en betydelig svekkelse av et fast innspent kalkmateriale.

For å fastslå om en slik effekt også finner sted i feltsammenheng bør det i tillegg utføres tester med prøver av kjernemateriale fra aktuelle reservoarer.

## Referanser.

1. York, S.D., Peng, C.P. og Joslin, T.H. 1992  
Reservoir Management of Valhallfield, Norway.  
JPT, August: 918 - 923.
2. Risnes R., 1990 Solids Productions in Different Fields Third North
3. Risnes R., 1990, A Laboratory Study of Chalk Extrusion, Third North Sea Chalk Symposium, Juni 11-12, København.
4. Leddra M.J. og Jones M.E., 1989 Steady-state flow during undrained loading of chalk. Paper no 18 Int. Chalk Symposium. Thomas Telford, London.
5. Risnes R., Gjesdal S.A., Landaas T.L og Madland I., 1994 Changes in mechanical properties of chalk caused by deformation and by pore pressure, EUROCK 94, August 29-31, Delft.

## Fracture Flow and Fracture Cross Flow as Applied to Structurally Complicated Hydrocarbon Reservoirs

Axel Makurat, Marte Gutierrez  
Norwegian Geotechnical Institute (NGI)

### Abstract

Based on experimental work conducted at NGI, the following major factors controlling the permeability of single fractures and fracture cross-flow have been identified: the stress dependent fracture aperture ( $e$ ), the fracture internal flow paths (tortuosity), the fracture surface properties such as roughness (JRC), fracture wall strength (JCS) and the intact rock uniaxial compressive strength ( $\sigma_c$ ), the fracture normal stress ( $\sigma_n$ ) and shear displacement ( $\delta_s$ ) related dilation ( $\delta_n$ ) and gouge formation.

Fracture asperity damage (crushing, gouge formation and pore size reduction) depends strongly on the ratio of the fracture wall compression strength (or intact rock uniaxial compressive strength if the fracture surface is not altered) to the normal stress level ( $JCS/\sigma_n$ ), the ratio of JCS to shear displacement ( $JCS/\delta_s$ ) and the fracture surface morphology, expressed by the joint roughness coefficient (JRC).

### 1. Introduction

Fractures and fractured zones require special attention in reservoir development. They may both help or hinder production. Conductive fracture systems may provide the necessary permeability to drain an oil saturated low permeability rock matrix, but they may also act as flow barriers resulting in compartmentalization of the reservoir. Important factors influencing flow across fractures are capillary pressure, which accounts for the imbibition process, gravity forces, and pressure gradients. Whether fractures act as barriers/seals or conduits will depend mostly on their surface properties (e.g., roughness, mineralogy, strength, infilling), their spatial distribution (including parameters such as length, width, continuity, spacing, orientation and dip) and the state of stress. Fracture sealing can be due to several mechanisms. One of the most common sealing mechanisms is the formation of gouge zones due to shearing.

The understanding and prediction of the fluid flow properties (parallel and perpendicular to the fracture plane) of individual fractures and complex fracture systems, and the fluid interaction between fractures and the matrix (and vice versa), requires a constitutive law that describes these properties as a function of stress and strain.

NGI's fracture model is formulated as a fully coupled flow and nonlinear deformation fracture behaviour law. The advantages of this law (easily determinable and physically meaningful parameters) are maintained by the phenomenological modelling of the stress-



dependent flow across fractures. An approach similar to the original formulation is used. The fracture cross-flow, for instance, is controlled by the pore structure variation near the fracture surface. This effect is described by the same set of parameters (fracture wall compression strength, the normal stress level and shear displacement) which control fracture asperity damage, grain crushing and gouge formation in the original model.

## 2. NGI's Fracture Behaviour Model

In the Barton-Bandis BB-model, the two components of fracture deformation, namely normal and shear displacement, are both based on the scale dependent index properties JRC (joint roughness coefficient) and JCS (joint compressive strength). The principal shear strength-displacement-dilation behaviour is described by the following two generalized equations:

$$\phi_{mob} = JRC_{mob} \log \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_n'} \right) + \phi_r \quad (1)$$

$$d_{n(mob)} = \frac{1}{2} JRC_{mob} \log \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_n'} \right) \quad (2)$$

where

$\phi_{mob}$	=	the mobilized friction angle
$JRC_{n(mob)}$	=	the full-scale mobilized fracture roughness coefficient at any given displacement
$(\sigma_1 - \sigma_3)$	=	the confined asperity strength
$\phi_r$	=	residual friction angle
$\sigma_n'$	=	effective normal stress
$d_{n(mob)}$	=	full-scale mobilized dilation angle at any given displacement

The mobilized friction angle gives the shear strength of the fracture at any given shear displacement. The key aspects of this formulation are:

- i) Friction is mobilized when shearing begins.
- ii) Dilation begins when roughness is mobilized.
- iii) Peak strength is reached at  
 $JRC_{(mob)}/JRC_{(peak)} = 1$ ,  $\delta/\delta_{(peak)} = 1.0$   
 $(\delta_{(peak)}$  - peak shear displacement).
- iv) Dilation declines as roughness reduces.
- v) Residual strength is finally reached.

Details are given in Barton et al. (1985).

The Bandis closure model incorporates hyperbolic loading and unloading curves, relating

effective normal stress and fracture closure as follows:

$$\frac{\Delta V_j}{\sigma_n} = a - b\Delta V_j \quad (3)$$

where		
$\Delta V_j$	=	fracture closure
$a$	=	$1/K_{ni}$
$K_{ni}$	=	initial fracture stiffness
$a/b$	=	$V_m$
$V_m$	=	maximum possible closure
$a, b$	=	constants

The initial stiffness is equal to the inverse of  $a$ , and the maximum possible closure defines the asymptote  $a/b$ . Empirical relations defining the magnitude of  $K_{ni}$  and  $V_m$  for each normal loading cycle were derived from experimental data. The parallel plate model is used to calculate flow through the fractures:

$$k = \frac{e^2}{12} \quad (4)$$

where		
$k$	=	fracture permeability
$e$	=	hydraulic fracture aperture

Experiments have however shown that the real mechanical aperture ( $E$ ) and the hydraulic conducting aperture ( $e$ ) are not equal. The cubic law ( $e=E$ ) is only valid for very open fractures and/or for fractures with smooth fracture surfaces (low JRC). The BB-model therefore tracks the variation of the mechanical fracture aperture  $E$ , and converts it into the hydraulic conducting aperture  $e$  according to equation 5:

$$e = \frac{JRC^{2.5}}{(E/e)^2} \quad (\mu m) \quad (5)$$

where		
$E$	=	mechanical fracture aperture

### 3. Fracture Flow and Cross Flow Measurements

Results from three different laboratory tests have been chosen to demonstrate the effect of normal deformation and shear displacement on fracture flow and fracture cross flow. These tests simulate the in situ (stressed, "closed") state of critical single fractures and their alteration by increasing or decreasing normal and shear stresses. Closure, opening or shear-induced-dilation of the fracture can be caused by these stress changes. Normal/shear displacements and flow are recorded continuously. The flow tests are conducted at different levels of normal stress and at different amounts of fracture shear displacements. The

identification of mechanisms responsible for gouge formation, local pore size reduction and their influence on flow along/across fractures are the main goals of the tests. In the following, the term fracture flow refers to the flow along the fracture alone, whereas bulk-flow refers to the flow through the intact rock and across the fracture.

### 3.1 TCSFT - Triaxial coupled shear flow tests on a cylindrical (200mm x 100mm) Yellow Brumundal Sandstone specimen

The Yellow Brumunddal Sandstone is a Triassic, predominantly aeolian sandstone, with pronounced anisotropic properties, and with feldspar that has been weathered to clay. The average porosity is 14%, and the matrix permeability varies between 3.8 md (perpendicular to bedding planes) and 35 md (parallel to bedding planes). The average uniaxial compressive strength is 19 MPa. The fractured sample is placed in a modified triaxial cell, as illustrated by Figure 1.

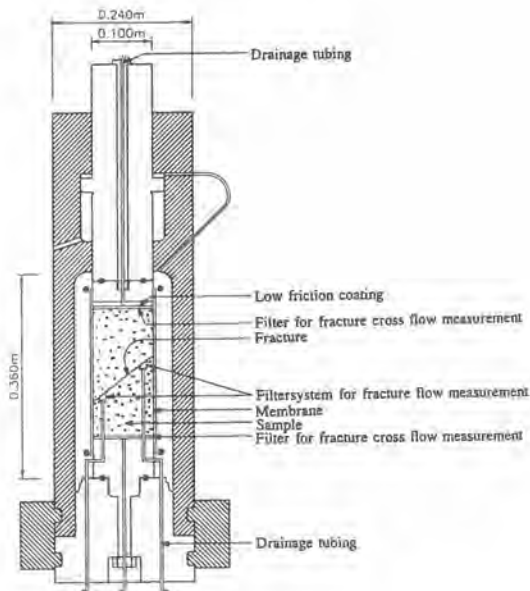
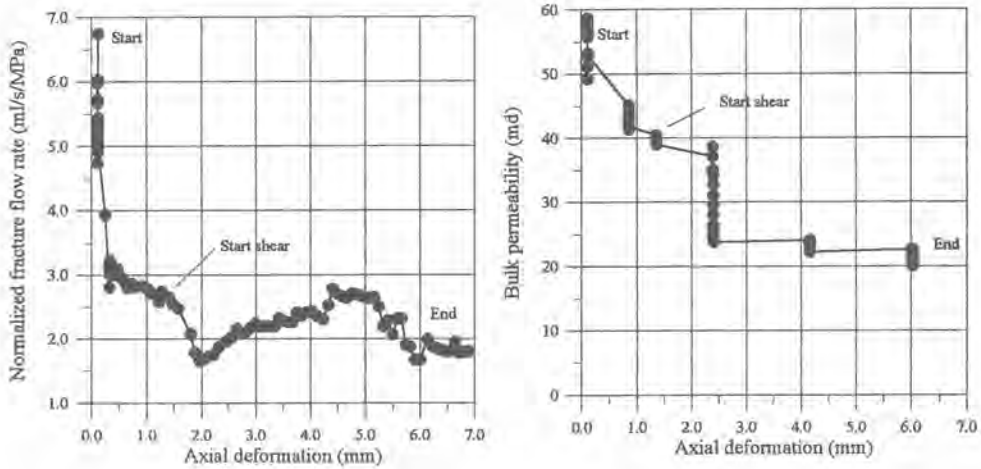


Figure 1 NGI's TCSFT - Triaxial coupled shear flow cell

The test was performed with an artificial fracture dipping at approximately  $52.5^\circ$  with respect to a horizontal reference line, and a confining pressure of 12 MPa. Total axial deformation was 6.8 mm with associated 9 mm shear displacement along the fracture. The sample did not shear significantly until 1.5 mm vertical deformation, and the fracture flow rate decreased due to an increase of the normal stress across the fracture from 0 to 35 MPa (see Figure 2 left). The onset of shear and associated gouge production reduced the fracture flow between 1.5 and 2 mm axial deformation from 3 ml/s/MPa to about 0.8 ml/s/MPa (milliliter per second normalized with respect to the applied fluid pressure).



**Figure 2** *Yellow Brummundal Sandstone*  
 Left: *Normalized fracture flow rate vs axial deformation*  
 Right: *Bulk permeability vs axial deformation*

Continuous shear under a normal stress close to the unconfined compressive strength of the intact rock ( $\sigma_n/\sigma_c \approx 1$ ) at first increased the fracture flow rate to 2 ml/s/MPa and then decreased it to 0.9 ml/s/MPa. These variations can be linked to the combined effect of fracture dilation (increase of fracture flow) and fracture surface degradation (decrease of fracture flow). Fracture surface degradation results in a reduced fracture surface roughness JRC, which reduces the fracture dilation angle, and gouge production, which reduces the fracture volume and increases the tortuosity inside the fracture.

Figure 2 (right) shows how the bulk permeability decreases throughout the test from about 60 md to 20 md. The bulk permeability decreases, similar to the fracture flow, due to the increase of normal stress at the beginning of the test. A marked decrease in bulk permeability is measured after 2.5 mm axial deformation. This corresponds well to the onset of shear at 1.5 mm axial deformation and the following substantial gouge production.

### 3.2 CSFT - Coupled shear flow testing on a rectangular (140mm x 120mm 40mm) Red Wildmoor sample

The Red Wildmoor sandstone is a Lower-Triassic, fine-grained and well-sorted sandstone. The mineralogy is dominated by 74% quartz with some feldspar (14%) and 12% clay minerals. The average porosity is 28.1%; matrix permeability is 0.29 D, and the average uniaxial compressive strength is 4.7 MPa.

A horizontal cross section through NGI's biaxial CSFT apparatus is shown in Figure 3. After consolidation at 3 MPa normal stress, the sample was subjected to 6 mm forward and 6 mm reverse shear displacement under 3 and 4 MPa normal stress. Reverse shearing can

only be conducted in the CSFT apparatus, and is done to simulate larger shear displacements and thereby enhance gouge formation.

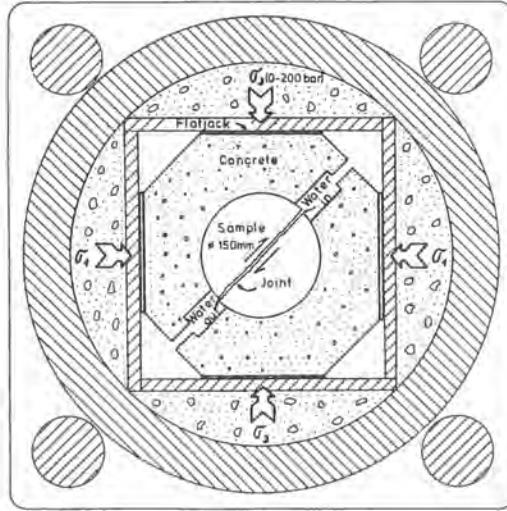


Figure 3 NGI's CSFT - Coupled shear flow temperature cell

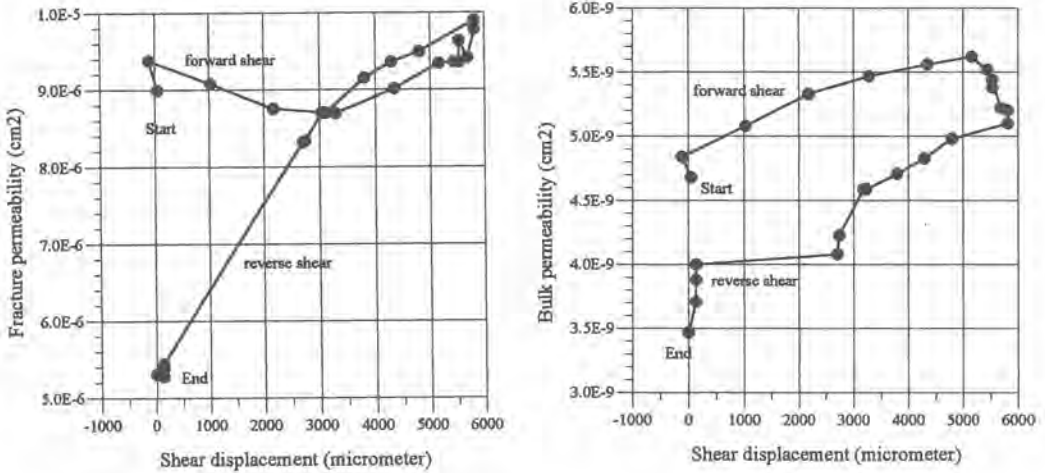


Figure 4 Red Wildmoor Sandstone  
 Left: Fracture permeability vs shear displacement  
 Right: Bulk permeability vs shear displacement

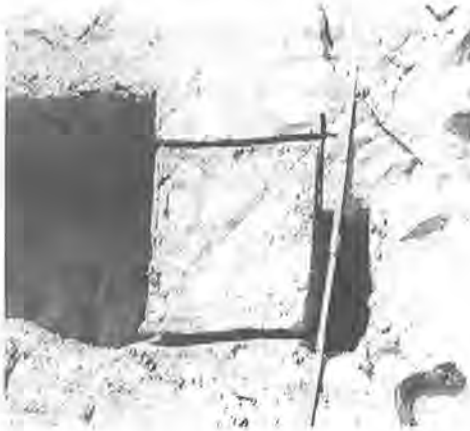
Fracture permeability decreases between 0 and 3 mm shear displacement, and then increases again (see Figure 4 left). The 50% decrease in fracture permeability during

reverse shear can be clearly related to the extended shear displacement and the increase of normal stress from 3 to 4 MPa. The bulk permeability increases somewhat during forward shear, and decreases to 23% below its start value during reverse shear (see Figure 4 right).

The smaller reduction in bulk permeability (23%) in the Red Wildmoor Sandstone, compared to the 67% reduction for the Yellow Brummundal Sandstone, can be related to the greater effect of gouge production on rocks with lower permeability and higher clay content (Yellow Brummundal 3.8-35 md) compared to rocks with higher permeability (Red Wildmoor Sandstone 290 md).

### 3.3 Polyaxial tests on a rectangular (400mm x 300mm x 300mm) Lägerdorf Chalk specimen

The chalks of Lägerdorf are of Upper Cretaceous age, highly bioturbated and with 90-98% carbonate content. The chalks have been pushed upwards by an underlying salt ridge, causing brittle fracturing of the chalk and conjugated fault zones. This allows the sampling of suitable natural fractures (see Figure 5).



*Figure 5 Sampling of Lägerdorf Chalk*

Lägerdorf chalk has about 44.4% porosity, 5.1 md matrix permeability, and 2.1 MPa uniaxial compressive strength at 22% water content. The block, with a 45° inclined natural fracture, was sealed, instrumented and placed in NGI's pressure tank (see Figure 6).

The test was conducted in two stages with effective confining stresses of 0.2 MPa and 0.5 MPa. Shear stresses were applied by flatjacks. The initial decrease in fracture flow rate from 60 to 15 ml/s/MPa is caused by the application of the 0.2 MPa effective confining stress and 0.5 mm shear displacement.

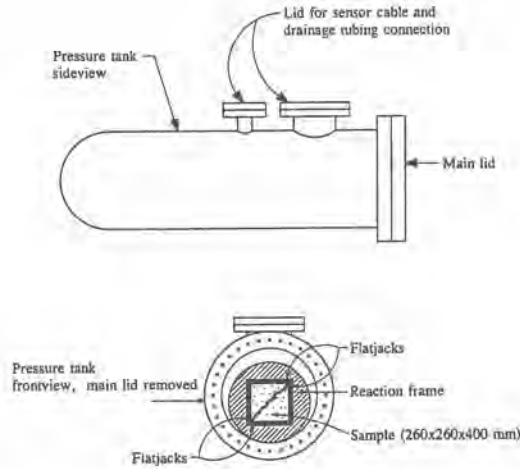


Figure 6 NGI's high pressure tank

The block was then sheared about 2 mm under 0.2 MPa confining stress. The measured 0.2 mm fracture dilation compensates somewhat for the gouge production related decrease in fracture flow between 0 and 0.5 mm shear displacement. This results in constant fracture flow between 0.5 and 1 mm shear displacement (see Figure 7 left). The following decrease in fracture flow between 0.5 and 2 mm shear displacement is caused by the onset of fracture surface degradation. After increasing the effective confining stress to 0.5 MPa (and by that increasing the fracture normal stress) and introducing 6 mm shear displacement, the fracture flow rate decreased by a factor of about ten.

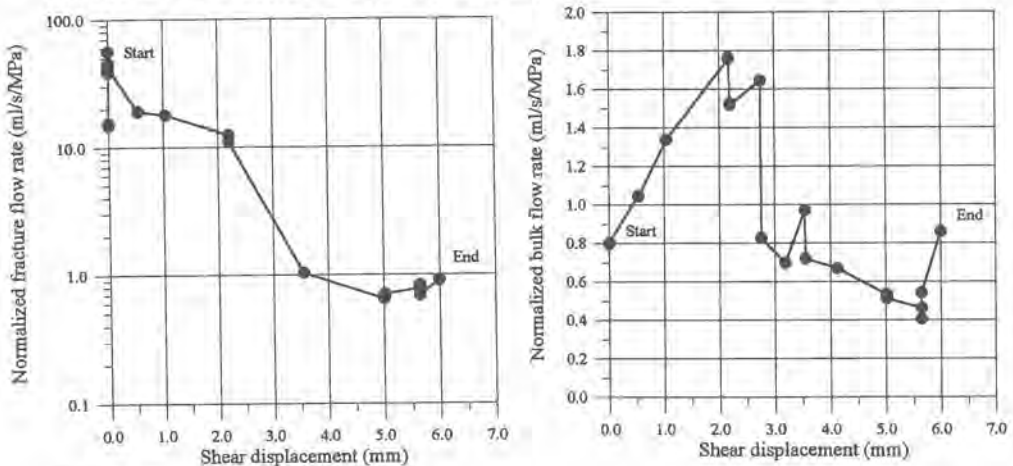


Figure 7 Lagerdorf Chalk  
 Left: Normalized fracture flow rate vs shear displacement.  
 Right: Normalized bulk flow rate vs shear displacement

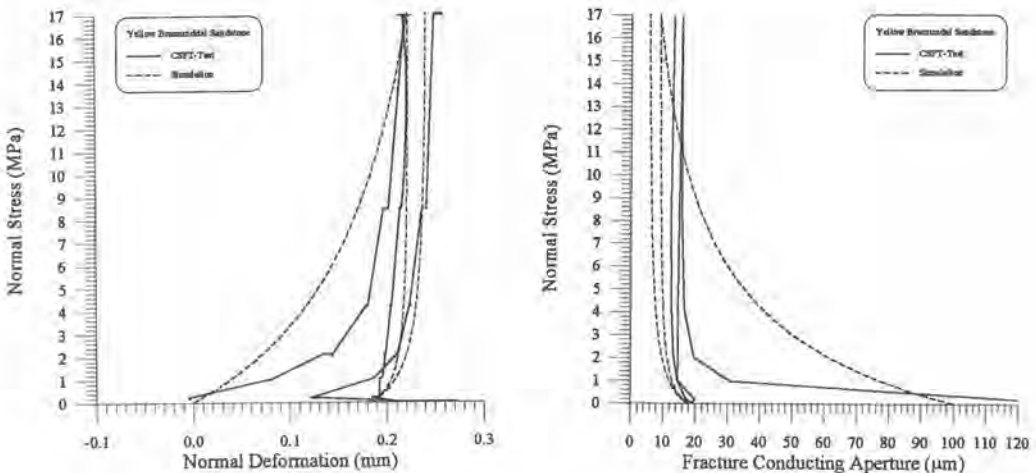
The pronounced initial increase of the bulk flow rate between 0 and 2.5 mm shear displacement, was followed by a decrease between 2.5 and 4 mm, similar to the fracture flow rate (see Figure 7 right).

Extensive generation of gouge material in the fracture plane was concentrated at the contact points, whereas other parts of the original fracture surface were still intact. The initial increase in bulk flow rate is explained with fracturing of the block, whereas the drop in bulk flow rate after 2.5 mm shear displacement is related to the increase in confining stress, which increases the fracture normal stress on all fractures in the block, and the effect of gouge production along the natural fractures.

#### 4. Modelling of Fracture Flow and Fracture Cross Flow

##### 4.1 Fracture Flow

The normal deformation behaviour and associated variation in the fracture conducting aperture of a Yellow Brumunddal Sandstone fracture, and the variation of the fracture conducting aperture of a Red Wildmoor Sandstone fracture during shear displacement have been simulated with NGI's fracture model and compared with laboratory data (see Figures 8 to 9).



**Figure 8** *Yellow Brumunddal Sandstone*  
*Left: Normal stress vs normal deformation*  
*Right: Normal stress vs fracture conducting aperture*

Among other parameters, the simulations require  $JRC_0$  and  $E_0$  as input parameter.  $JRC_0$  was estimated from the asperity amplitudes, and  $E_0$  was then calculated from  $JRC_0$  (Eq. 5). Figure 13 gives an example of  $JRC$  estimated from asperity amplitudes for a Red Wildmoor sample. Note the reduction of  $JRC$  due to shearing.



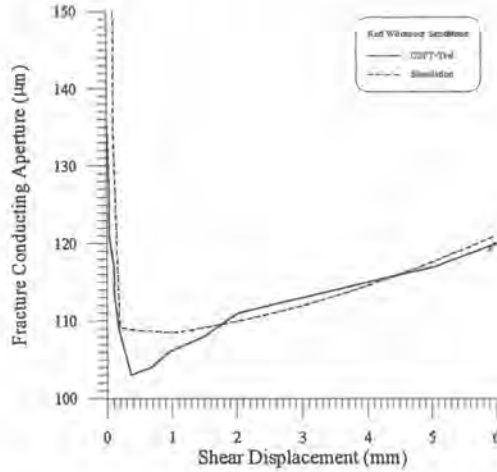


Figure 9 *Red Wildmoor Sandstone*  
Fracture conducting aperture vs shear displacement

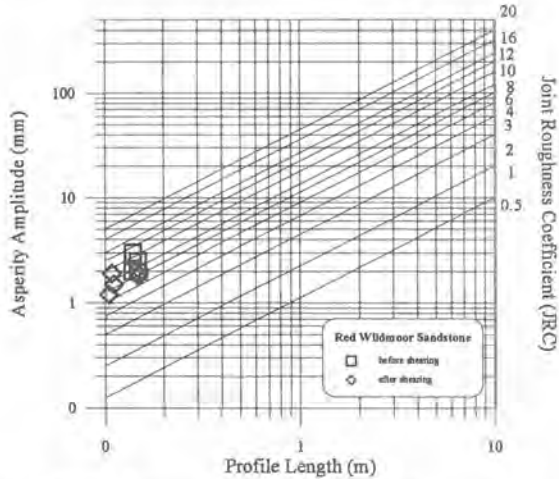


Figure 10 *JRC Estimate From Asperity Amplitude Measurements*

Considering the complexity of the laboratory tests and the simulations [measuring and simulating deformations in the 1-10  $\mu\text{m}$  range and calculating permeabilities which are related to these deformations cubed ( $k=e^2/12$ )] and the uncertainties related to the initial conditions (specifically  $E_0$ ), the agreement between test results and simulations is rather good.

## 4.2 Fracture Cross Flow

NGI's fracture model has been extended to model stress-dependent flow across fractures. For a perfectly matched and unfilled fracture, flow across a fracture is assumed unhindered and dominated by the intact rock permeability  $k_r$ . However, when the fracture becomes mismatched after shearing, damage of the fracture surface is induced. Such damage may occur at asperity contacts due to stress concentration and may be due to gouge formation and grinding of the asperity contacts. Evidence of asperity damage and modification of the flow potential across fractures is provided by NGI's laboratory data. The normal stress acting across a tested fracture during shear has been normalized with the uniaxial compression strength of the intact rock, under the assumption that  $\sigma_c = JCS$ . The (current) bulk permeability ( $K_c$ ) at any given shear displacement has been normalized with the initial bulk permeability prior to shear. According to the above assumption, this initial bulk permeability should be identical with the intact rock permeability.

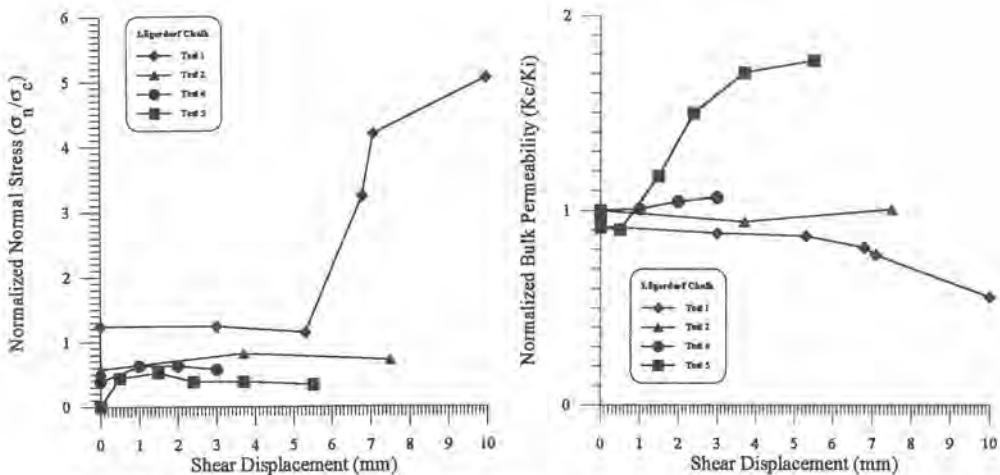


Figure 11 Fracture cross flow - Lägerdorf Chalk  
 Left: Normalized normal stress vs shear displacement  
 Right: Normalized bulk permeability vs shear displacement

Figures 11 and 12 demonstrate the two major parameters that control the flow potential across fractures:

- i The ratio of normal stress  $\sigma_n$  to the fracture wall strength  $JCS_n$ . The higher the ratio  $\sigma_n / JCS_n$ , the larger the reduction in permeability across the fracture.
- ii The magnitude of shear displacement  $u_s$ , specifically after the shear displacement at peak  $u_{speak}$  has been reached. The higher the ratio  $u_s / u_{speak}$ , the larger the reduction in permeability across the fracture.

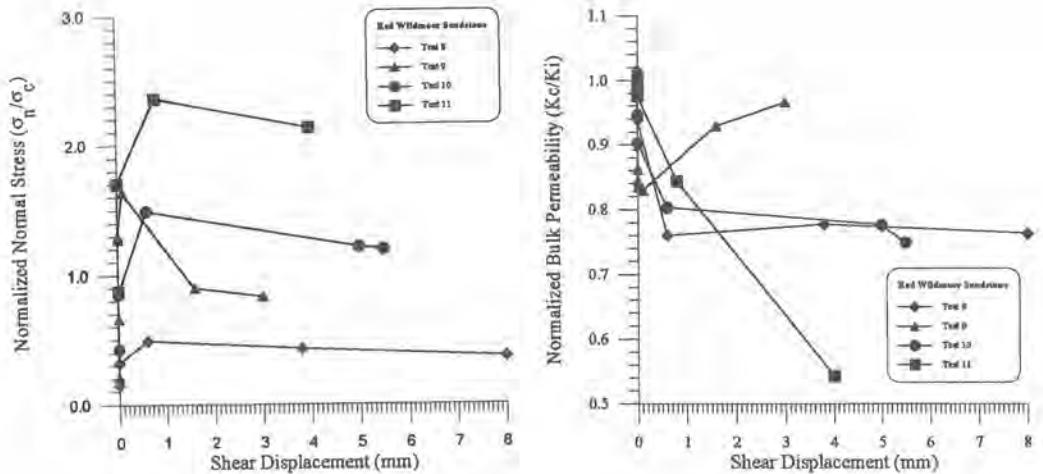


Figure 12 Fracture cross flow - Red Wildmoor Sandstone  
 Left: Normalized normal stress vs shear displacement  
 Right: Normalized bulk permeability vs shear displacement

These two ratios were found to be the most important parameters controlling the amount of flow reduction across fractures. The higher the  $\sigma_n/JCS$  (or  $\sigma_c$ ) ratio with ongoing shear, the lower the  $K_c/K_i$  ratio for the same shear increment.

The fracture surface morphology (JRC) is expected to be another important factor, beside the previously mentioned normal stress, fracture wall strength, intact rock strength and shear displacement.

## 5. Multi-Laminate Modelling of Fractured Rock Behaviour

To estimate the deformability and permeability variation of a typical element of a fractured rock mass subjected to varying stress and/or strain conditions, a two-dimensional equivalent continuum model based on NGI's fracture model was developed. A typical element may, for instance, be a grid element used in a finite difference reservoir simulation. The development of the model assumes that the rock mass can be represented by an element with the following properties :

- i The size of the representative element must be much larger than the fracture spacing.
- ii The element must contain representative and regular fracture patterns, and each fracture set must be characterized by the mean values of spacing, orientation and length.

- iii Stresses and strains are uniform within the element (no fracture tip effects, no fracture-to-fracture interaction, no block rotations, no stress relief, and no stress concentrations).

In essence, the representative rock mass is assumed to be an assemblage of perfectly fitting polyhedral blocks. The representative element is characterized by:

- i The number of fracture sets,  $N$
- ii The average fracture orientation in each set,  $\alpha$
- iii The average fracture spacing in each set,  $S_i$
- iv The average fracture length in each set,  $L_i$

Similar to the deformations, the permeability of the fractured rock mass is assumed to be composed of the intact rock and fracture permeability contributions. The intact rock permeability  $k_r$  is assumed to be isotropic. For each fracture set  $i$ , average permeabilities along and across fractures are calculated.

The required input data for the multilaminate model are:

Intact rock properties:

- Young's modulus,  $E$  (MPa)
- Poisson's ratio,  $\nu$

Fracture geometry:

- Number of fracture sets,  $N$  ( $\leq 2$ )
- Fracture spacing for each set,  $S_i$
- Fracture orientation for each set,  $\alpha_i$
- Fracture length for each set,  $L_i$

Fracture properties for each fracture set:

- Joint roughness coefficient,  $JRC_o$
- Joint compressive strength,  $JCS_o$
- Fracture residual friction angle,  $\phi_b$
- Intact rock unconfined compressive strength,  $\sigma_c$
- Laboratory scale fracture length,  $L_o$
- In situ scale fracture length,  $L_n$
- Initial mechanical fracture aperture,  $E_o$

Boundary loads:

- Stresses:  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  and  $\sigma_{xy}$
- or
- Strains:  $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_y$  and  $\epsilon_{xy}$

Figure 13 shows an example of a horizontally fractured block exposed to isotropic loading followed by shear loading. The block is sheared at constant confining stress of 4 MPa until the peak shear stress is reached. The results show the effects of fracture dilation:

- 1) Expansion in the y-direction (decrease in vertical strain  $\epsilon_y$  since compression is positive by convention).
- 2) Sudden increase in horizontal permeability  $K_x$  of the rock mass. Note that the dilation occurs only after a certain stress level has been reached (i.e., only after fracture roughness has been mobilized).

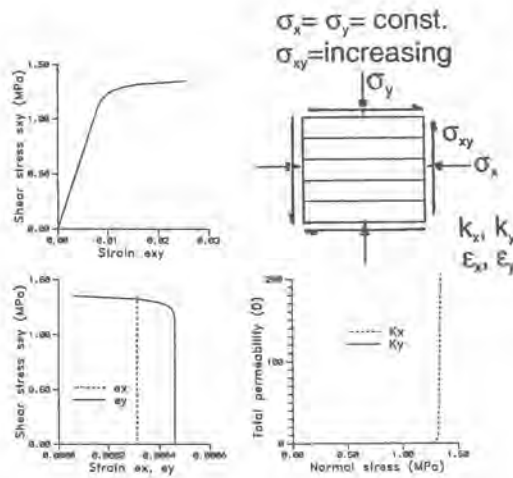


Figure 13 Multilaminar model with one horizontal fracture *stress controlled, isotropic loading followed by shear loading*

## 6. Conclusions

Stress dependent fracture flow experiments on various rock types and different sample sizes have illustrated the effect of shear displacement and normal stress on fracture flow and fracture cross-flow. The examples show the negative effect of gouge production and fracture surface degradation on fracture flow and fracture cross flow. In general, flow decreases if fracture normal stress ( $\sigma_n$ ) and shear displacement ( $\delta_s$ ) increase for a specific fracture (JRC, JCS,  $\phi_t$ ) in a specific rock mass ( $\sigma_c$ ).

Based on NGI's research activities, the following major parameters that control flow along and across fractures, have been identified :

- i) The uniaxial compressive strength of the intact rock,  $\sigma_c$
- ii) The intact rock permeability and porosity,  $k, \phi$
- iii) The ratio between fracture wall compressive strength and fracture effective normal stress,  $JCS/\sigma_n'$
- iv) The ratio between fracture wall compressive strength and intact rock strength,  $JCS/\sigma_c$
- v) The fracture roughness coefficient, JRC
- vi) The fracture shear displacement,  $\delta_s$

## 7. References

Bandis, S.C., Lumsden, A.C. and Barton, N.R. (1980), "Fundamentals of Rock Joint Deformation," *Int. J. of Rock Mech. Min. Sci.* vol. 20, pp. 249-268.

Barenblatt, G.I., Zheltov, I.P. and Kochina, I.N. (1960), "Basic Concepts in the Theory of Seepage of Homogenous Liquids in Fissured Rocks," *Prikl. Mat. Mekh.*, vol. 24, pp. 852-864 (also *J. Appl. Math. Mech.*, vol. 24, 1286-1303).

Barton, N. (1982), "Modelling Rock Joint Behaviour From In situ Block Tests, Implications for Nuclear Waste Repository Design," ONWI-308, ONWI, Columbus, Ohio.

Barton, N., Bandis, S. and Bakhtar, K. (1985), "Strength, Deformation and Conductivity Coupling of Rock Fractures," *Int. J. of Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 22, pp. 121-140.

Barton, N. and Choubey, V. (1977), "The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice," *Rock Mechanics*, vol. 10, no. 1, pp. 1-54.

Gutierrez, M. and Hansteen, H. (1994), "Fully-Coupled Analysis of Reservoir Compaction and Subsidence," SPE 28900, Proc. EUROPEC'94, London.

Gutierrez, M., L. Tunbridge, H. Hansteen, A. Makurat, N. Barton and G.H. Landa (1994), "Modelling of the Compaction Behaviour of Fractured Chalk", EUROCK \*94, Rock Mechanics in Petroleum Engineering, 29-31 August 1994, Delft, The Netherlands, pp. 803-810.

Gutierrez, M., A. Makurat, F. Cuisiat, L. Tunbridge and H.P. Jostad (1995), "In-situ Stress Variation in Fractured Reservoirs", Project Summary Reports, Norwegian Petroleum Directorate, Stavanger, Norway, pp. 231-245.

Heffer, K., N.C. Last, N.C. Koutsabeloulis, H.C.M. Chan, M. Gutierrez and A. Makurat (1992), "The Influence of Natural Fractures, Faults and Earth Stresses on Reservoir Performance - Geomechanical Analysis by Numerical Modelling", 3rd Int. Conf. on North Sea Oil and Gas Reservoirs, Trondheim, November 30 - December 2, 1992, pp. 201-211.

Makurat, A. (1985), "The effect of shear displacement on the permeability of natural rough fractures," *Hydrogeology of rocks of low permeability*, Proc. 17th Int. Congr. Hydrogeol., Tucson, Ariz., pp. 99-106

Makurat, A., Barton, N. and Rad, N.S. (1990), "Fracture conductivity variation due to normal and shear deformation," Proc. Int. Symp. on Rock Fractures, Loen, Norway, pp. 535-540

Makurat, A., M. Gurierrez, L. Backer, L. Tunbridge and S. Vangbæk (1995), "Laboratory Investigation of Fault Sealing Mechanisms", Project Summary Reports, Norwegian Petroleum Directorate, Stavanger, Norway, pp. 59-67.

Makurat, A., M. Gutierrez, B. Knapstad, J.H. Johnsen and A. Koestler (1995), "Discrete Element Simulation of Faulted Reservoir Behaviour", SPE Formation Evaluation, September 1995.

Settari, A. and Mourits, F.M. (1994), "Coupling of Geomechanics and Reservoir Simulation Models," Proc. 8th IACMAG, West Virginia, pp. 2151-2158.

Tortike, W.S. and Farouq Ali, S.M. (1993), "Reservoir Simulation Integrated with Geomechanics," JCPT, vol. 32, no. 5, pp. 28-37.

Sivilingeniør Geir Helge Landa  
Phillips Petroleum Company, Norway

### **Innsynking på Ekofisk**

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.



## Kalkproduksjon, reservoar kompaksjon, innsynking, foringsrørdeformasjoner og kompletteringsmetoder på Valhall

Tron Golder Kristiansen, Amoco Norway Oil Company

Artikkelen ble laget for å presenteres på Norsk Jord og Fjellteknisk Forbunds Høstkonferanse 1995, Bergmekanikkdagen, Petroleumsdag, 24 November 1995.

### Sammendrag

Allerede under testingen av letebrønnene på Valhall ble det klart at kalken i den øverste reservoar formasjonen, Tor, ville by på kompletteringsmessige utfordringer for operatøren Amoco Norway. Tre av letebrønnene pådro seg foringsrørkollaps i Tor formasjonen under innledende testing. Tor formasjonen har et initielt høyt overtrykk, er oppsprukket i den sentrale delen av strukturen, har høy porositet (opptil 50%), har en matrix permeabilitet på 1 til 10 mD og har en tendens til å strømme med hydrokarbonene under produksjon. Den andre produktive kalkformasjonen på Valhall, Hod 4, har ikke bydd på de samme tekniske utfordringene under produksjon. Denne artikkelen dekker Valhall historien så langt fra en bergmekanisk synsvinkel. Gir et overblikk over hele historien og viser hvordan den bergmekaniske responsen av dette kalkreservoaret har påvirket feltets økonomi og de tekniske løsninger som har blitt valgt. Artikkelen prøver også å gi et inntrykk av de utfordringer som fortsatt finnes på Valhall fra en bergmekanisk synsvinkel og hvordan operatøren planlegger å løse disse gjennom en prosess som inkluderer flere fagdisipliner og hvor bergmekaniske analyser vil spille en avgjørende rolle for viktige fremtidige avgjørelser.

### Innledning

Valhall feltet ble funnet i 1975 etter nesten 10 års leting i området. Feltet ble erklært kommersielt driverdig i 1977/78, plattformene ble bygget i 1981 og kom i produksjon i 1982. Feltet nådde sin foreløpige topp produksjon i 1989/90 med opp imot 120 000 fat olje per dag. Valhall ble initielt bygget ut med plass til 24 brønner. Dette ble senere utvidet til 30 brønner i begynnelsen av 90-årene og i 1995 ble det besluttet å bygge en brønnhode plattform til på Valhall med plass til 15-20 brønner. Dette var et resultat av en kontinuerlig oppgradring av reservene i feltet. Amoco Norway Oil Company er operatør på feltet på vegne av lisens eierne

av lisensene 006 og 032, Amerada Hess Norge A/S, Elf Petroleum Norge AS og Enterprise Norge Ltd.

### Geologi

Den spesielle Tor formasjonen består av ren kalk (90-98%) de resterende mineralene er hovedsakelig kvarts med spor av leirmineraler. Kalken er bygget opp av coccolitter, som danner coccosfærer som opprinnelig er et alge skjellet. En coccosfære kan være rundt 30  $\mu\text{m}$  i diameter. Coccolittene som danner disse sfærene er bygd av små kalk plater av 0.5 til 2.5  $\mu\text{m}$  lengde. Disse kalkplatene former klaser med form av ringer og rosetter med



var da en fylte opp 450 m av teststrengen med kalk.

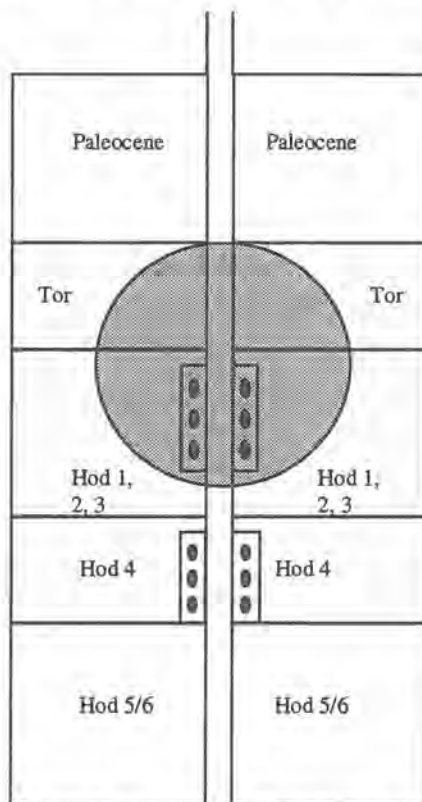
Laboratorie tester og numeriske simuleringer viste at å produsere Tor formasjonen ved hjelp av direkte perforeringer i Tor ville føre til tapt produktivitet og kalkproduksjon ved relativt lave trykkforskjeller mellom reservoaret og brønnen. En så også at kalken hadde så stor kompressibilitet at reservoar kompaksjon ville være et resultat av produksjonen. Havbunns innsynking ble sett bort ifra på grunn av tykkelsen på reservoaret erfaringsmessig ikke ble sett på som tilstrekkelig nok til å skape problemer med havbunn innsynking. Det knyttet seg også usikkerhet i bølgehøyde design kriteriet på den tiden. Basert på en bølgehøyde på 23.8 m ble 3 plattformer med 4-5 m klaring bygget og innstalert på feltet. Utfra eksisterende bergmekaniske beregninger basert på de nåværende beregnede volumer og reserver ser dette ut til å være tilstrekkelig.

#### 1980-1985

Første steg i felt utviklingen var å benytte seg av oppsprekkingsteknikker med sand uten å perforere direkte i den svake Tor formasjonen. En perforerte i en mer kompetent og sterkere formasjon (Hod) rett under Tor. Deretter sprakk man opp kalken hydraulisk og på grunn av spenningsprofilen vokste denne sprekken inn i Tor. Under operasjonen ble sprekken fylt med sand for å holde den åpen og sikre seg høyest mulig produktivitet. Teknikken ble kalt for "opp og under oppsprekking". Denne teknikken var en suksess og produksjonsraten fra Valhall steg relativt raskt inntil midten av 1985. Da ble en hel del av disse brønnene ødelagt over en kort periode. Samtidig viste det seg at det ble vanskeligere å designe disse oppsprekingsjobbene etter at formasjonstrykket i Tor hadde sunket.

Reduksjonen i formasjonstrykket førte til at den minste horisontale hovedspenningen sank i Tor mens den fortsatt var relativt uforandret i den mer tette formasjonen rett under Tor. Denne spenningsforskjellen

mellom de to formasjonene førte til at en måtte avbryte oppsprekingsjobbene tidligere enn det som var nødvendig for å få en fin sprekk med god konduktivitet fra den tette formasjonen og opp i Tor. To av de eksisterende brønnene på Valhall har overlevd fra denne perioden og er fortsatt noen av de beste produsentene på feltet.



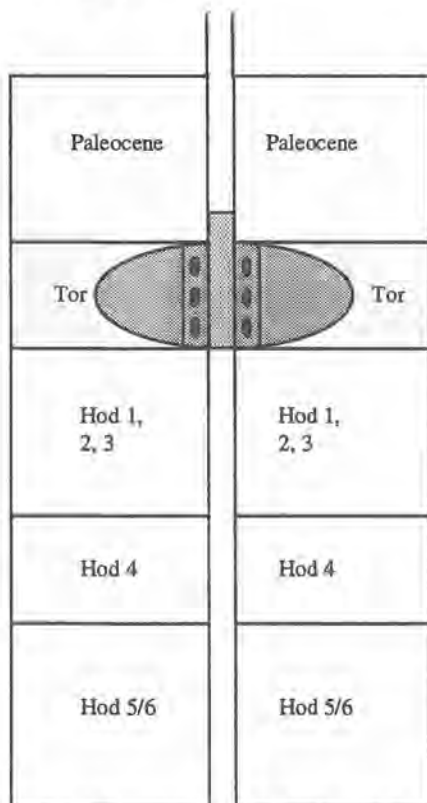
Figur 2: En skisse av den såkalte "opp og under oppsprekking" kompletteringen.

#### 1985-1990

Etter den uheldige utviklingen med opp og under designet besluttet man å benytte seg av direkte oppsprekking i Tor kombinert med en innvendig gruspakning. Gruspakningen ble ikke innført for å filtrere kalkpartiklene, noe som er vanlig med slike operasjoner i sandsteins reservoar. Isteden ble gruspakningen designet for å holde den injiserte sanden i sprekken tilbake, samtidig som den injiserte sanden i sprekken støttet opp den svake kalken over et større areal.

Denne teknikken var vellykket i å holde tilbake de store mengdene av kalk som ofte ble produsert tidligere. Designet var veldig stabilt så lenge gruspakningen var inntakt. I 1990 ble derimot flere problemer med de gruspakkede brønnene identifisert:

1. Et relativt høyt trykkfall over kompletteringen som begrenset produksjonen.
2. En høy kompletteringskostnad (7-9 mill. NOK for Tor formasjonen alene).
3. Vanskeligheter med brønnoverhaling på grunn av de små gruspakke skjermene.
4. Fortsatt ustabile brønner selv med gruspakning.



Figur 3: En skisse av den såkalte gruspakkede sandsprekk kompletteringen.

Det siste punktet var svært vanskelig å undersøke grunnen til på grunn av punkt 3,

men en meget sannsynlig årsak er at reservoar kompaksjonen påførte bøyekrefter på foringsrør og gruspakke skjerm. Denne type gruspakkeskjerm er veldig svak for slike typer belastninger og kan sprekke. Dette vil føre til en ustabil gruspakke og direkte kommunikasjon med den svake kalken i nærbrønnområdet.

I løpet av denne perioden hadde man også forsøkt direkte sandsprekker i Tor med limstoff på sanden, men uten gruspakning inni brønnen. Dette så ut til å virke bra og ble valgt som kompletteringsmetode i tykke reservoar soner.

Syre stimuleringer var generelt unngått i begynnelsen av feltets historie på grunn v de følgende grunner:

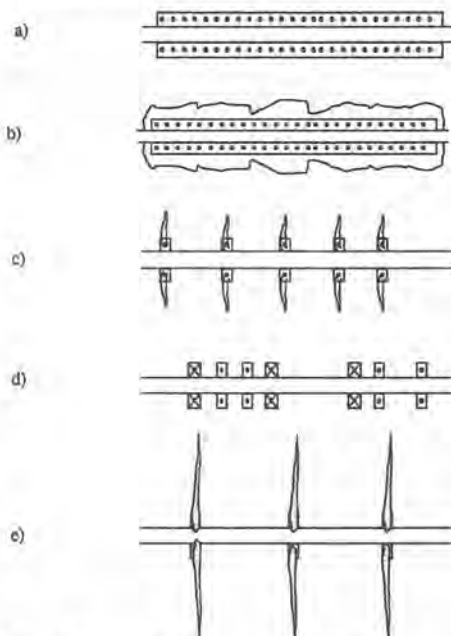
1. Siden kalken består av 98% ren kalsitt vil en reaksjon med HCl potensielt lage svære hullrom som fører til punktbelastning på foringsrøret og kollaps.
2. Vann baserte væsker ble unngått på grunn av tidlige laboratorie tester viste en svekkelse av kalken p.g.a. kontakt med vann.
3. Syre sprekker i den bløte, høyporøse, oppsprukne kalken i senter av formasjonen ville være åpne i relativt kort tid.

Syre sprekker ble prøvd ut i et par flanke brønner i 1989 med relativt brukbart resultat.

#### 1990-1995

Det ble foretatt en del reservoar studier i denne tiden som viste muligheter for økte reserver i flankene på Valhall. Samtidig hadde horisontalbrønn teknologien skutt fart og utfra et reservoardrenerings og reserve synspunkt var horisontale brønner den optimale måte for å utvinne disse reservene. I 1991 ble den første horisontale brønnen boret på Valhall.

Selv om en utfra spenningsanalyser av et horisontalt hull sammenlignet med et avvikshull vil se at horisontal hullet er mer utsatt for høye skjær spenninger, gjorde det økte innstrømningsarealet i de horisontale brønnene at en oppnådde noe som ikke var mulig i de gamle avvikshullene, nemlig å produsere Tor formasjonen kun med direkte perforeringer. På grunn av stabilitets problemer som følge av brønnenes følsomhet overfor ventil justeringer, ble flere kompletteringsmetoder forsøkt for å øke stabiliteten ved å stimulere brønnene med syre. Noen ble forsøkt stimulert ved hjelp av matrix stimuleringer andre ved hjelp av syre oppsprekking av opptil 20 en fots intervaller langs den horisontale delen av brønnene. Noen brønner ble komplettert kun med foringsrør og pakningselementer fordelt utover i flere soner, i kombinasjon med et kjemikalie for å løse opp filterkaken på brønnveggen dannet av borevæsken. Til slutt ble også sandoppsprekking benyttet i horisontal brønnene med godt resultat.



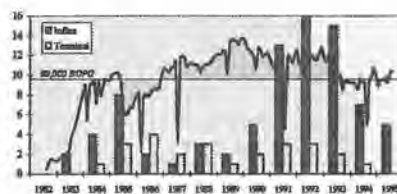
Figur 4: En generell skisse over de benyttede kompletteringsdesign i horisontale brønner på Valahall fra 1991 til 1995. Direkte perforert og ustimulert (a), direkte perforert og matrix syrestimulert (b), stimulert ved hjelp av syreoppsprekking (c), isolert ved hjelp av

pakningselementer i åpent hull (d) og sandoppsprekking (e).

Kompleteringsalternativene i dag på Valhall er:

1. Sandoppsprekking med limgrus fra avviksbrønner for reservoar lokasjoner med tykkelse over 30 meter.
2. Horizontal brønner med syreoppsprekking i flere intervaller i den mer kompetente Hod 4 formasjonen og på flankene i Tor med tynn kalk.
3. Horizontal brønner med sandoppsprekking i flere intervaller i mer svakere og tykkere områder av Tor.

Valget mellom de to siste kompletteringsmetodene avhenger også av en del andre ytre elementer som økonomi og beregnet brønn liv (adgang til brønnen p.g.a. foringsrør deformasjoner). Begge metodene har potensial for å bli optimalisert i fremtiden når en ser på operasjonell utførelse, design og brønnbehandling under produksjon.



Figur 5: Effekten av kalkproduksjon, og de forskjellige typene komplettering, er tydelig på produksjonskurven for Valhall. De mørke søylene er kvelningstilfeller (influx) og de lyse er tilfeller der det ikke har vært mulig å få brønnen tilbake (terminal).

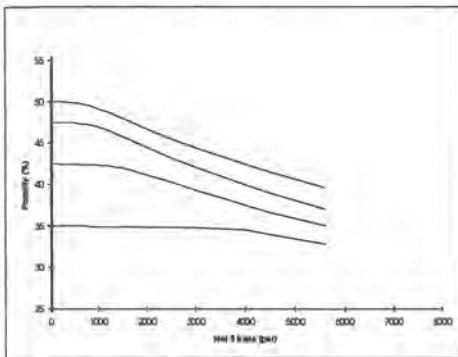
Forklaringen på den oppgangen man ser i produksjon i løpet av det siste halvannet året med det samme antall brønner kan forklares utfa:

- Man fokuserte enda kraftigere på å brønnbehandling ved å la ingeniører være offshore for å gi kontinuerlig teknisk støtte.

- Man begynte å anvende mer bergmekaniske konsepter i tillegg til erfaringsmodeller.
- Man begynte å implementere bedre hjelpemidler for å optimalisere produksjonen sånn som nedihulls trykk og temperaturmålere og automatiske strupe ventiler.

### Styrke og deformasjons parametre

Kalkens styrke og deformasjons parametre er en veldig sterk funksjon av porositet og kvarts innhold. Det vil si at dess høyere porositet dess svakere kalk og likeledes dess lavere kvarts innhold, dess lavere styrke. Ut fra kjernematerialet så langt har det ikke vært mulig å finne noen andre sammenhenger mellom målbare størrelser og styrke på kalken. Disse to styrkeparametrene henger ofte isammen. Dette har ført til at det har blitt utviklet såkalte kompaksjonskurver og andre bergmekaniske styrkeparametre som funksjon av kerne og logg porositet som illustrert under i figur 6.



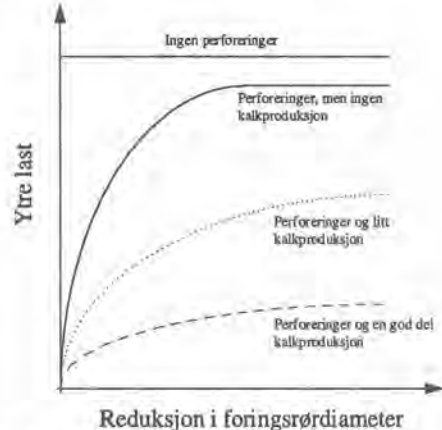
Figur 6: Eksempel på typekurver for porositetesreduksjon som funksjon av økt effektiv spenning (poretrykksreduksjon).

### Bergmekaniske styrke og deformasjons beregninger i flytende kalk.

Som illustrert ovenfor var kalken i Tor formasjonen nær flytgrensen allerede før produksjonen på Valhall startet opp. For ingeniør beregninger førte dette til en heller vanskelig utfordring. Utfra det begrensede

kjernematerialet man hadde, Tor er også veldig vanskelig å kjernebore på grunn av dens svake natur, gjorde man tidlig på 80-tallet en mengde laboratorie forsøk som viste hvordan produksjon av Tor (økning i effektivspenningene) ville føre til tapt produktivitet p.g.a. lukking av naturlige sprekkesystemer og trykkavhengig permeabilitet. Disse forsøkene ble også modellert ved hjelp av element metoden. Disse element modellene ble så brukt til å vise hvordan kalkproduksjon fra Tor ville føre til foringsrør deformasjoner.

Den manglende detalj kunnskap om kalkens bergmekaniske respons i nærheten av brønner førte til at man valgte å benytte seg av kjent Amoco teknologi på Valhall, sandoppsprekking. Dette førte til et begrenset behov for å øke forståelsen av kalken i nærbrønnområdet i perioden fra begynnelsen av 80-årene og frem til begynnelsen av 90-årene. Man konsentrerte seg mer om reservoar kompaksjon og innsynking.



Figur 7: Sammenheng mellom ytre belastning og deformasjon av foringsrør i reservoaret som funksjon av kalkproduksjon.

Etter å ha benyttet seg av en del forskjellige modeller for innsynkings beregninger, (elastisk superposisjons modeller og eksterne element studier) ble det bestemt å bygge sin egen innsynkings modell ved hjelp av Amoco's forskningscenter i Tulsa. I den forbindelse ble det utarbeidet

bergmekaniske sammenhenger for kalken basert på porositet. Alle kjernedata fra bergmekanisk testing på kalk fra Valhall og fra Kalkforskningsprosjektet, som har foregått i samarbeid med operatører i Nordsjøområdet, ble benyttet.

Den generelle element koden ABAQUS ble valgt som programvare. En variant av Drücker-Prager kriteriet med cap ble valgt for å simulere kalkens oppførsel før og etter flyt. Spesielle prosedyrer for å tilpasse denne material modellen til kjernerresultatene ble utviklet. Da innsynings modellen var brukt, ble det også bestemt at en skulle bygge en element modell for å se på kalken i nærbrønnumrådet og dens innvirkning på foringsrørs deformasjonene man så i reservoaret og spesielt i de horisontale brønnene.

I løpet av en 15 måneders periode i produksjon, har man eksempler på at en mister adgang til over 80% av den horisontale seksjonen på horisontal brønnene i Tor formasjonen på Valhall.

#### **Hvordan minimalisere kalkproduksjon ved hjelp av bergmekanisk analyse**

Selv ved hjelp av enkle elastiske løsninger av spenninger rundt et hull i en bergart, kan man se at spenningene rundt hullet varierer med posisjon på hullveggen og som funksjon av de spenningene som er pålagt bergarten og hullets retning i forhold til disse spenningene. En del av spørsmålene som knyttet seg til brønnene på Valhall var: hvordan ser så spenningsbildet ut rundt en horisontal brønn i en flytende kalk?

Etter å ha brukt alle tilgjengelige styrke og deformasjons data for kalken i Nordsjøen til å tilpasse en Drücker-Prager material modell med cap i det generelle element programmet ABAQUS, med de observerte data, ble en horisontal brønn på Valhall modellert. Først ble en tilstrekkelig stor del av reservoaret modellert, 32 meter tykkelse og 50 meter fra brønnens senter til hver av sidene. Deretter ble formasjonen drenert fra nærliggende

brønner. Denne produksjonen fra omkringliggende brønner førte til en reduksjon i porositet på brønn lokasjonen, som følge av pore kollaps, fra 47% til rundt 43%. Dette førte til en del problemer med å simulere boringen av hullet, men dette ble løst etter hvert. Deretter ble introduksjon av foringsrør og sementering av dette simulert.

Forskjellige produksjons scenarier simulert. Det viste seg ganske snart at selv uten kalkproduksjon ville spenningen i det horisontale foringsrøret være så nært flytgrensen til stålet at selv begrenset kalkproduksjon (tap av oppstøting) ville være tilstrekkelig til å deformere foringsrøret. Dette resultatet førte til at en først prøvde et konsentrisk design med et 5 tomers stålrør inni et 7 tomers stålrør med sement både mellom 5 og 7 tommeren og rundt 7 tommeren. En var klar over at dersom en liten del av mellomrommet mellom 5 og 7 tommeren ikke ble sementert tilstrekkelig, så ville dette designet miste mye av sin funksjon. Da det etter en tid ble funnet en deformasjon i denne brønnen, ble det bestemt i 1994 å gå for et tykkvegget 6 5/8 tomers 65.8 pund per fot foringsrør. Dette foringsrøret byr på praktiske problemer å håndtere, men i det nåværende brønndesignet på Valhall går det greit å bruke. Så langt har man ikke funnet noen deformasjoner i disse foringsrørene. Basert på tidligere erfaring fra Valhall er det ennå for tidlig å si om dette problemet er løst ved hjelp av det nye designet.

En annen effekt av den svake kalken på Valhall har er at den blir så mye deformert og utsatt for så høye spenninger at den flyter med hydrokarbonene inn i brønnen og i store konsentrasjoner fører den til en så tung hydrostatisk søyle i brønnene at reservoar trykket ikke er stort nok til å transportere denne blandingen ut av brønnen og den kveles. For å få brønnen tilbake i produksjon må man dermed gå ned med f. eks. kveilerør å vaske ut kalken før brønnen kan settes på produksjon igjen.

Basert på studier har man kommet frem til at det er to typer belastninger som fører til denne responsen i brønnene:

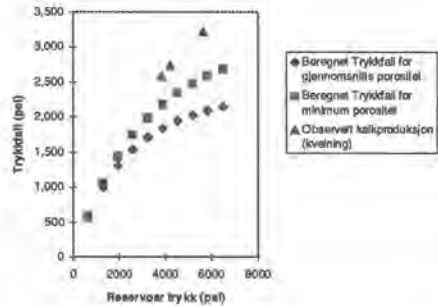
1. For stor justering på strupeventil fører til at en stor trykkgradient dannes i nærbrønnområdet i den lav permeable kalken og at de strekk-kreftene som dannes river kalken opp i mindre fragmenter som blir dratt med hydrokarbonene inn i brønnen (70 til 80% av tilfellene der brønnene kvæler seg selv).
2. Den mer klassiske partikkel produksjon mekanismen der kalken begynner å strømme når en viss grense for skjærspenning og deformasjon er oversteget under mer stabil produksjon (20-30% av tilfellene).

For å kontrollere den første effekten har man enda ikke utviklet noe teoretisk redskap til å beregne maksimum trykkreduksjon i brønnene ved oppstart. Man baserer seg for det meste på erfaringsdata. Man jobber derimot med å se på hvordan man kan optimalisere produksjonen ved å forstå denne effekten bedre.

Allerede under innledende tester ble det påvist i laboratoriet at kalken oppførte seg annerledes under hurtig pålasting sammenlignet med mer langsom pålasting. En Tor kjerne med poretrykk på 1300 psi (8.96 Mpa) og et omslutningsstrykk på 6000 psi (41.37 Mpa), ble blødd av direkte til atmosfære trykk. Resultatet ble at kjernen ble totalt oppløst i små biter. Den samme testen ble utført på materiale fra Hod 4, uten at kjernen tok synlig skade av det.

En del prediksjonsmetoder har blitt benyttet for å predikere partikkelproduksjon på Valhall. Det som skiller estimering av partikkel produksjon på Valhall og de fleste andre oljefelt er at litt kalkproduksjon ikke er direkte skadelig verken for brønnen eller overflateutstyr. Erfaringen så langt viser at beregningsmodellene som er brukt i industrien er generelt for konservative til å

bruke til å beregne det trykkfallet hvor brønnen begynner å produsere kalk.



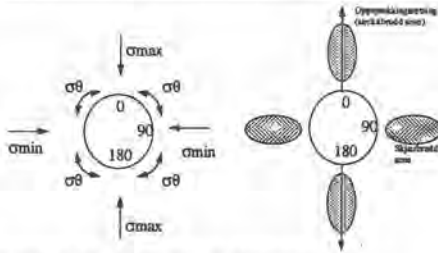
Figur 8: Sammenligning mellom beregnede verdier for kritisk trykkfall mellom brønn og reservoar fra en analytisk prediksjonsmodell og observerte felt data (for når brønnen har kvælt seg).

Modellene som er blitt brukt på Valhall er både logbaserte og basert på kjernerresultater. Man benytter seg mest av erfaringsbaserte modeller, men jobber også med å utvikle nye forbedrede prediksjons modeller. Noen av de egenskapene en god prediksjons modell må ha basert på erfaring fra Valhall er:

- Effekt av flerfase væskestrøm i lav permeable formasjoner.
- Effekt av væskens kompressibilitet.
- Effekt av spenninger som funksjon av brønntrykk og reservoartrykk.
- Effekt av deformasjon av formasjonen i nærbrønnområdet på styrke og spenninger.
- Være tilpasset den enkelte komplettering (ustimulert eller stimulert og type stimulering, avvik og retning på brønnen, perforeringstetthet og perforerings orientering).

En viktig anbefaling som kom ut av å studere spenningsbildet rundt en horisontal brønn i et flytende kalkreservoar var å orientere perforeringene i det vertikale plan.

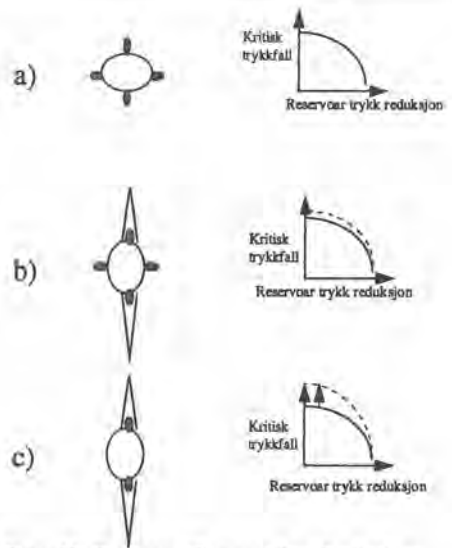




Figur 9: En skisse over de forskjellige spenningsonene som blir dannet rundt en horisontal brønn i flytende kalk.

På denne måten unngår man å plassere perforeringene i det området med de høyeste skjærspenningene og kan dermed produsere brønnene med høyere trykkforskjell imellom brønn og reservoar uten å produsere kalk. Det ble også anbefalt å ikke overstige 1-2 perforeringer per fot for å minimalisere risikoen for at perforeringene vokser isammen og kollapser.

Orienterede perforeringer i ett plan ble aldri prøvd ut i ustimulerte brønner, men blir nå benyttet med stor suksess i forbindelse med sandoppsprekkingsoperasjoner i både vertikale, avviks og horisontale brønner. I dette designet er tanken å minimalisere perforeringer som ikke er nødvendige for å lage sprekken. Det en oppnår med å bruke den mer eller mindre standard perforeringsplasseringen under fraktureringsjobber i avviksbrønner, er at det største antallet av perforeringene befinner seg i det området rundt brønnen med høyest skjærspenning og samtidig ikke i kommunikasjon med sprekken. Dermed har de ingen praktisk funksjon, samtidig som de er med på å svekke brønnens stabilitet.



Figur 10: Figur som illustrerer hvordan bruk av orienterte perforeringer i et plan kan øke det kritiske trykkfallet imellom reservoar og brønn og dermed øke produksjonen uten å produsere partikler.

Ved å fjerne disse vil en kun minimalisere risikoen for å produsere kalk igjennom dem og fjerne risikoen for å redusere styrken på kalken rundt disse perforeringene p.g.a. poretrykksøkningen under stimuleringen. Man vil også kunne forvente å produsere med en høyere trykkforskjell imellom brønn og reservoar og på den måten øke olje produksjonen. Dette er illustrert i figur 10 hvor a) illustrerer plassering av perforeringene med 90 graders mellomrom langs en akse. Figur 10 b) illustrerer det økte trykkfallet man kan benytte i brønnen etter en oppsprekking, i tillegg til den produksjonsstimulerende effekten av sprekken. Figur 10 c) illustrerer det økte trykkfallet man kan benytte i brønnen i tillegg til dette p.g.a. at man eliminerer de perforeringene som ikke er nødvendige for å lage sprekken.

### Design av brønner i et kompakterende reservoar med kalkproduksjon

For å sørge for at man har adgang til brønnene lengst mulig er regel nummer en å unngå kalkproduksjon. Men selv om man unngår kalkproduksjon vil belastningen på foringsrørene p.g.a. kompaksjonen bli så

stor etter en stund at flygrensen på stålet nærmer seg. Da vil selv det minste tap av støtte rundt foringsrøret føre til at det begynner å deformere seg. Derfor har Amoco valgt å maksimalisere tykkelse/diameter ( $t/D$ ) forholdet i foringsrørene i de horisontale delene av brønnene for å motvirke kollaps av kryss seksjonen. Man ser også på en slags forsterking i kombinasjon med et glide konsept for bruk i avviks seksjoner i reservoaret der en frykter kompressjon av foringsrøret. For store avvik som i horisontale brønner anser man ikke dette som noe problem. Det man planlegger for, basert på erfaringer opptil nå med horisontale brønner, er å spare igjen et 100-200 meters intervall i den horisontale delen (sone 2) dersom man mister adgangen til resten av den horisontale delen (sone 1), se figur 11 under.



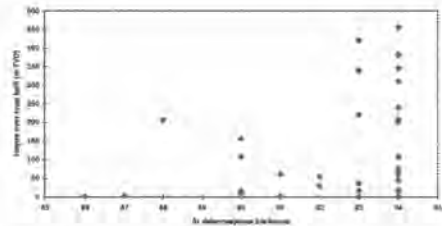
Figur 11: Illustrasjon av hvordan horisontale brønner har blitt utnyttet i 4 forskjellige soner etter hvert som foringsrør kollaps og stabilitetsproblemer har ført til at sonen under må forlates.

Oftest finner man deformasjonene og kollapsen i det øverste perforerte intervall i sone 1. Man sparer også igjen avviks seksjonen, sone 3 og 4, i de horisontale brønnene hvis man mister det nye intervallet etter en stund. Sone 4 blir bare benyttet i enkelte tilfeller der det ikke blir perforert helt opptil skiferen over i sone 3, og der sandsprekken samtidig har blitt ustabil. Da kan man plugge av det man ikke trenger og utføre en sandoppsprekingsoperasjon. En del av de eldre sandoppsprekings operasjonene ble utført uten bruk av perforeringer i et plan. Disse ble da ustabile og en måtte plugge av de eksisterende perforeringene og perforere i et plan. Foreløpig har de brønnene hvor perforeringer i et plan er benyttet ikke vært så lenge i produksjon at en kan konkludere med hvor mye høyere produksjonen fra brønner komplettert med denne teknikken

har sammenlignet med de mer tradisjonelt designete brønnene.

### Foringsrørdeformasjoner i formasjonene over reservoaret

Som følge av reservoar kompaksjonen følger også de overliggende formasjoner med i den relative bevegelsen nedover. Dette blir observert som innsynking av havbunnen, men man ser også at det blir satt igang en del bevegelser i formasjonene over reservoaret. På Valhall har 12 brønner blitt forlatt p.g.a. så store deformasjoner over reservoaret at brønnen begynte å produsere leire og skifer fra formasjonene over reservoaret. Enkelte brønner kunne en ikke renske ut etter at brønnen hadde drept seg selv på grunn av kalkproduksjon. Tilsammen har man kartlagt rundt 30-40 deformasjoner i formasjonene over reservoaret på Valhall igjennom historien. Det ser ut som det er en klar trend imellom dybde for deformasjoner og tid. Det vil si at deformasjonene er knyttet sammen med kompaksjonen i reservoaret og at et større og større område over reservoaret blir påvirket med tid. Dette ser man i figuren under der deformasjonene blir funnet grunnere og grunnere ettersom tiden går.



Figur 12: En oversikt over de deformasjonene som er funnet i skiferen over reservoaret. Deformasjonene er plottet i det året de ble oppdaget og med den høyden de ble funnet over reservoaret.

Det virker som de fleste av disse bruker lang tid på å utvikle seg til kollapser. En del av deformasjonene har man kunnet logge med måleutstyr og funnet at deformasjonen er relativt lokale (1-3 m i utstrekning). Dette har man tolket dit hen at deformasjonene oppstår der brønnen krysser svake plan i

formasjonen, Dette er enten tilnærmet horisontalt langs formasjonsoverflater eller langs eksisterende sprekker og forkastninger. Man har i enkelte brønner hatt åpenhullslogger og VSP data (seismisk brønndata) som viser at forkastninger og store sprekker krysser brønnbanen der deformasjonene finnes. Disse problemene ser ut til å være større på vest flanken og østflanken av feltet. Dette kan være p.g.a. av tettere forkastninger og sprekkesystemer som går i NV-SØ retning her vil være enklere å få til å bevege seg så lenge den største horisontale hovedspenningen går i samme retning i området.

Foreløpig ser en på forskjellige måter å effektivt bore større hull for å flytte formasjonen vekk fra foringsrøret. En ser også på å gjøre denne ekstra hullåpningen så avgrenset som mulig. Foreløpig er deformasjonene funnet i gass skyen med overtrykk som ligger over reservoaret. Gass skyen strekker seg fra reservoaret og 1000 m over reservoaret. Deformasjonene er til nå funnet fra reservoaret og opp til 500 m over reservoaret.

En ser også på mulige løsninger for å optimalisere formasjon/semment/stål oppførselen for å forlenge levetiden på brønnene. Foreløpige økonomiske analyser viser at det er begrensede ressurser man kan bruke på å investere i tiltak for å forhindre kollaps av foringsrør over reservoaret, generelt på feltet. Man må derimot studere hver brønn enkeltvis samtidig som man har en så effektiv metode som mulig for å sette i verk eventuelle tiltak.

### Bergmekaniske analyser er en viktig del av beslutningsprosessen i fremtida

Petroleumsutvinning på Valhall har, er og vil fortsette å være kraftig farget av innvirkningen av bergmekaniske fenomener. Bruk av bergmekaniske analyser er dermed svært viktige.

Bergmekanisk analyse fungerer også som en brobygger mellom de mer tradisjonelle grupperingene i petroleumsindustrien

(ingeniører, geofysikere og geologer). I figuren under er en illustrasjon over en prosess som inneholder bergmekanisk analyse som et bindeledd mellom de tradisjonelle aktivitetene som inngår i en analyse av et felt eller under utbygging og produksjon. Antallet aktiviteter på høyre side av figuren er avhengig av hvor reaktivt reservoaret er. Eksempelet brukt er fra Valhall hvor en har de fleste aspekter av bergmekanisk respons til petroleums utvinning.



Figur13: Illustrasjon over hvordan bergmekanisk analyse bør bli integrert i den tradisjonelle petroleumsvirksomhet og hvordan den vil ha en brobyggende funksjon imellom de andre teknologiske aktivitetene.

For at petroleumsindustrien skal kunne benytte seg fullt ut av de potensielle kostnadsbesparelser og optimal petroleumsutvinning sammenlignet med tradisjonell petroleumsutvinning er en av løsningene å integrere bergmekanisk analyse i den tradisjonelle aktiviteten. Dette vil ha den følgende potensielle innvirkning på den tradisjonelle prosessen:

1. Nødvendig bergmekaniske data blir samlet inn i en så tidlig fase av prosjektet som nødvendig.
2. Problemer med boring av brønner kan bli identifisert før en opplever problemene ute på riggen å må ta avgjørelser ganske hurtig for å begrense store kostnader.

3. Brønnbaner kan bli designet innen rimelighetens grenser før eventuelt en plattform er plassert på feltet.
4. Partikkel produksjon problemer kan bli avdekket så tidlig som mulig og de mest hensiktsmessige løsninger valgt utfra kostnad/nytte/produktivitets forhold.
5. Stimulering av brønnene kan bli gjort på den mest effektive måte utfra allerede eksisterende informasjon, slik at en starter så høyt på lærekurven som mulig.
6. Eventuelle effekter av spenningsavhengig produktivitet kan bli identifisert så tidlig så mulig slik at den rette brønnbane og komplettering kan bli valgt så tidlig så mulig.
7. Sekundære utvinningsmetoder (injeksjon) kan bli valgt og iverksatt på den mest optimale måte i forhold til spenningsretninger og sprekkesystemer på feltet.
8. Eventuelle kompaksjon i reservoaret p.g.a. poretryksreduksjon under produksjon kan bli identifisert så tidlig som mulig og inkludert i brønn design og plattformdesign.
9. Et optimalt foringsrørprogram (minimum antall foringsrør størrelser) kan bli designet utfra nøyaktige data for oppsprekking og kollaps av hullet under boring og ved eventuelt ytre påvirkninger fra sprekker eller svake plan i formasjonene.
10. Skape en brobyggende funksjon imellom de tradisjonelle geologiske, geofysiske og petrofysiske miljøene og de mer tradisjonelle ingeniør miljøene.

Det siste punktet er viktig da modellen ovenfor er basert på at både erfaringer fra operasjoner og mer tradisjonelt langsiktig planlegging bør inkluderes i den bergmekaniske analysen. Samtidig vil den bergmekaniske analysen og informasjonen som går inn i den ha en verdi for det videre

arbeidet med å optimalisere arbeidet i de respektive andre fag miljøer.

### **Fremtidige bergmekaniske utfordringer på Valhall**

Når en ser på Valhall historien er det klart at en del beslutninger kunne vært annerledes dersom en hadde hatt det samme beslutningsgrunnlaget som en har i dag. En annen ting man skal være klar over er at det har skjedd en utrolig teknologisk utvikling siden Valhall feltet ble satt i produksjon. En av de tingene som har utviklet seg mest er anvendt bergmekanikk i petroleumsindustrien. Men enda er det et godt stykke igjen til at man kan si seg sikker på at all erfaring og teori er satt sammen på den mest mulig optimale måte for fremtidig optimal utvinning på Valhall.

Den primære utfordringen blir å få prosessen nevnt over til å fungere optimalt. Det vil medføre at en til en hver tid har den informasjon man trenger for å ta de beste beslutninger som er mulig til en hver tid. For å gjøre dette trenger man et mest mulig komplett bilde av de mulige innvirkninger den aktuelle beslutningen vil ha, både på kort og lang sikt. De følgende områdene kan by på fremtidige utfordringer rent bergmekanisk:

### Boring

Boring av Tor formasjonen der det allerede har vært en kraftig reduksjon i reservoartrykk er en utfordring. Foreløpig er dette primært en operasjonell/geologisk problemstilling, men bergmekanisk analyse kan på sikt være med på å forbedre denne operasjonen.

Reservoarkompaksjonen vil også ha en innvirkning på hull stabilitet over tid over de deler av reservoaret der en har kraftig trykkavlastning. Dette kan skape lokale variasjoner i spenninger rett over reservoaret. Effekter av kompaksjonen kan også ha en innvirkning på problemet med å bore inn i Tor formasjonen etter kraftig trykkavlastning.

Mange av de fremtidige brønnene på Valhall vil være lange og ha et relativt høyt avvik fra vertikalletningen igjennom skiferen over reservoaret (60-70 grader). I noen av de siste lange brønnene (over 7000 meter lengde) har man hatt litt erfaring med hullstabilitets problemer i skiferen. Studier pågår for å se på muligheter for å identifisere de problematiske skiferintervallene for så å se om brønnbane eller slamvekt kan forandres slik at man minimaliserer disse problemene i fremtidige brønner.

#### Produksjon

Brønnbehandling er fremdeles den mest kritiske operasjonelle utfordringen på Valhall. Et fortsatt sterkt fokus på brønnbehandling både operasjonelt og teoretisk er nødvendig for å optimalisere produksjonen fra allerede eksisterende brønner. Det er også viktig å forsikre seg om at all felterfaring og tilgjengelig teori er integrert i nye og forbedret brønndesign på Valhall.

#### Brønnstimulering

Foruten å optimalisere nåværende design er det viktig å benytte seg av bergmekanisk analyse for å forsikre seg om at stimuleringen blir igjennomført på en måte som gir den høyeste produksjonen på lang sikt. Dette oppnås ved å kombinere stabilitetsanalyse av designet med den mer tradisjonelle planlegging av brønnstimuleringen.

#### Reservoarstyring

Forståelsen av hvordan kompaksjonen og spenningsforandringene i reservoaret innvirker på produksjon og injeksjon er viktig når mer detaljerte studier av fremtidig utvinning på Valhall gjennomføres. Dette gjøres ved å integrere bergmekanisk analyse i den tradisjonelle reservoar simuleringen i stor grad. En slik integrering forbedrer de langsiktige produksjonsanslagene og er verdifull når nye brønner skal bores.

#### Kompaksjon og innsynking

En må til enhver tid forsikre seg om at en har den mest mulig nøyaktige prediksjon av

kompaksjon og innsynking som mulig. Dette kan gjøres ved å sammenligne modellens beregninger med mest mulig målbare størrelser fra brønnene. Både informasjon fra reservoaret og skiferen over benyttes.

En nøyaktig modell er også veldig verdifull for arbeidet i en del av de andre fagdisiplinene som boring, komplettering, og brønnesign.

#### Brønnesign

En viktig del av den fremtidige planleggingen på Valhall er å ha kontroll på levetiden av brønnene. Dette fordi en må sørge for at man har adgang til brønnen og at den produserer ved optimale rater for den tiden den er planlagt å være i produksjon.

Utfordringen er å prøve å benytte seg av de tiltak som er nødvendig for hver enkelt brønn for å oppnå den optimale levetid rent utvinningsmessig. For å gjøre dette mulig må en kunne beregne relativt nøyaktig hvor problemene vil oppstå i den spesifikke brønnen igjennom levetiden. En må også se hva en skal gjøre rent operasjonelt og økonomisk for å forsikre seg om at brønnen oppnår den optimale levetid.

\*Forfatteren vil gjøre oppmerksom på at denne tolkningen av Valhall's historie er gjort utfra forfatterens egen tolking av rapporter og data og utfra et bergmekanisk synspunkt, og representerer ikke nødvendigvis Amoco's eller noen av partnerenes syn på dette.

Avd.leder Børge Knapstad  
Norsk Hydro

### **Bergmekanikk og vanninjeksjon**

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

## Praktisk anvendelse av bergmekanikk for vurdering av brønnintegritet

Sivilingeniør Rolf K. Bratli, Saga Petroleum as

### Innledning

Ved utbygging av oljeresursene våre har det nå blitt mer og mer vanlig å bore høyavviks- og horisontale brønner for å få en effektiv utnytting av reservene. Letebrønner har normalt vært boret vertikalt, men i den senere tid har det også for disse blitt mer vanlige med avviksbrønner. Det er i de fleste tilfellene der målinger foreligger registrert ulike (anisotrope) horisontalspenninger *in situ* på norsk sokkel. Med økende grad av avvikshull i et anisotrop spenningsfelt vil en møte følgende utfordringer:

ved boring:

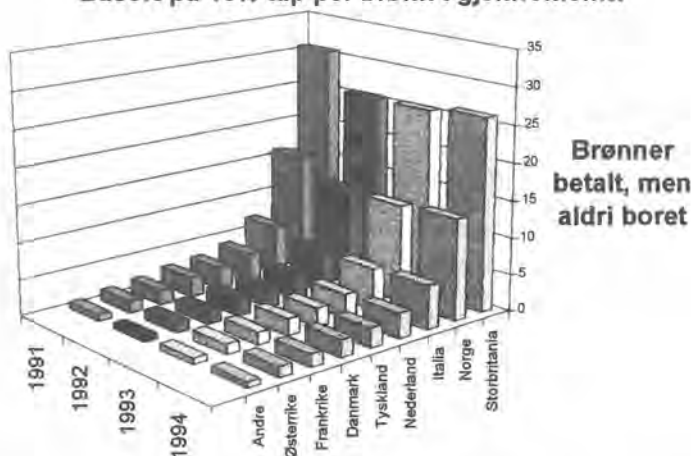
- mekanisk brudd av formasjonen, som kan føre til:
  - fastkjøring av borestrengen
  - utvasking av borehullet, med fare for dårlig sementjobb og redusert kvalitet av loggene
- oppsprekking av formasjonen og tap av sirkulasjonen ==> kan medføre tap av brønnkontroll

og under produksjon:

- stimulering ved oppsprekking; hva er oppsprekkningsstrykket og hvor vil sprekken gå?
- stimulering ved vanninjeksjon; hva er oppsprekkningsstrykket?
- supplerende brønner ved partiell nedtapping; skal det være vertikale eller horisontale brønner?
- reservoarstyring -- er strømningsegenskapene retningsavhengige; dvs. kontrollert av spenning?
- vil det finne sted reservoar kompaktering, og vil dette føre til overflatesetning?

Problemer under boring kan ta fra dager til uker å korrigere, før en kommer tilbake til normale operasjoner. Dette vil således representere store økonomiske utfordringer, noe som er illustrert i Figur 1.

**Øverslag over tap pga integritetsproblemer.  
Basert på 10% tap per brønn i gjennomsnitt**



Figur 1. En oversikt over tap pga av brønnintegritetsproblemer under boring av brønner i Europa. Basert på data fra World Oil 1995.

Figur 1 viser at brønnintegritetsproblemer, basert på et gjennomsnittlig tidstap på 10% per brønn, har ført til at oljeindustrien på norsk sokkel betalte for ca. 13 brønner i året de siste 4 år. Dvs at ca. 40 brønner på norsk sokkel er belastet industrien, men har aldri blitt boret. Med en funnsannsynlighet på 1 felt per 10 brønner betyr dette at 2 felter kunne vært funnet på norsk sokkel i løpet av de siste 4 år, uten at investeringsnivået hadde endret seg, dersom tidstap pga brønnintegritet kunne halveres.

Det er derfor en stor utfordring for industrien å redusere konsekvensene av brønnintegritetsproblemer i årene som kommer. Ved å ta i bruk bergmekanikk, for å utarbeide prognoser for brønnintegritet, kan industrien bli bedre rustet til å takle de operasjonelle utfordringene som er skissert innledningsvis.

I det følgende blir det skissert hvordan bergmekanikk kan anvendes for en praktisk vurdering av brønnintegritet, både under boring og produksjon.

## Bakgrunn

### In situ spenninger og poretrykk

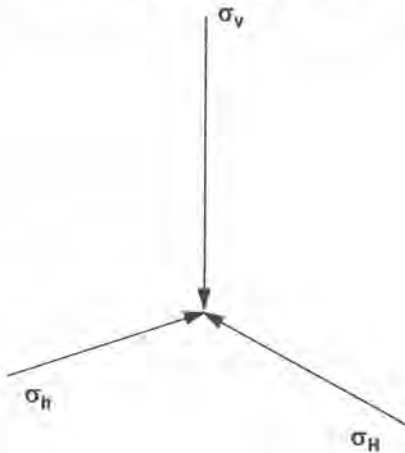
Disse er de mest sentrale parametrene å ha oversikt over, siden de utgjør belastningssituasjonen som materialet må motstå, før det bores noe hull i bakken.

Spenningene i et punkt *in situ* kan defineres med 3 spenningskomponenter som står normalt på hverandre., henholdsvis vertikalspenningen ( $\sigma_v$ ) samt største- ( $\sigma_H$ ) og minste ( $\sigma_h$ ) horisontalspenning. Dette kan illustreres som i Figur 2.

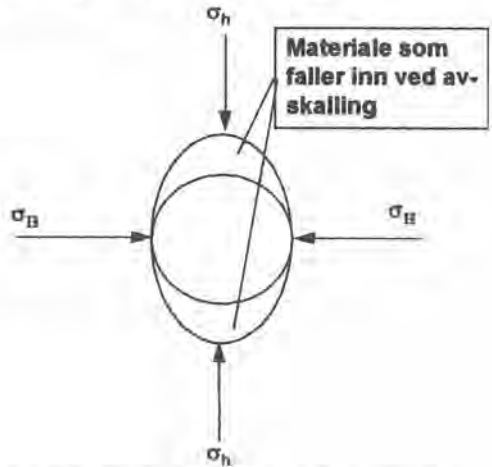


Vertikalspenningens størrelse finnes ved å integrere tetthetsloggen fra topp til det punkt hvor spenningen ønskes fastlagt. Normalt vil det ikke finnes tetthetslogger helt opp til sjøbunnen, slik at en må vurdere tettheten ned til første loggepunkt. Når tettheten er integrert opp til havbunnsnivå må en legge til vekten av sjøvann for å få aktuell spenning.

Dersom horisontalspenningene er forskjellige, slik som illustrert i Figur 2, må en i tillegg til størrelsen også vite retningene. For å vurdere horisontale spenningsretninger kan en f.eks. analysere orienteringene av en 4-armet kaliper logg. Dersom horisontal-spenningene har tilstrekkelig forskjell vil avskalling finne sted, og den lengste akse vil falle langs minste horisontalspenning ( $\sigma_h$ ), mens største horisontalspenning ( $\sigma_H$ ) vil være normal til denne retningen. Dette er illustrert i Figur 3.



Figur 2. Illustrasjon av in situ spenningsvektorer



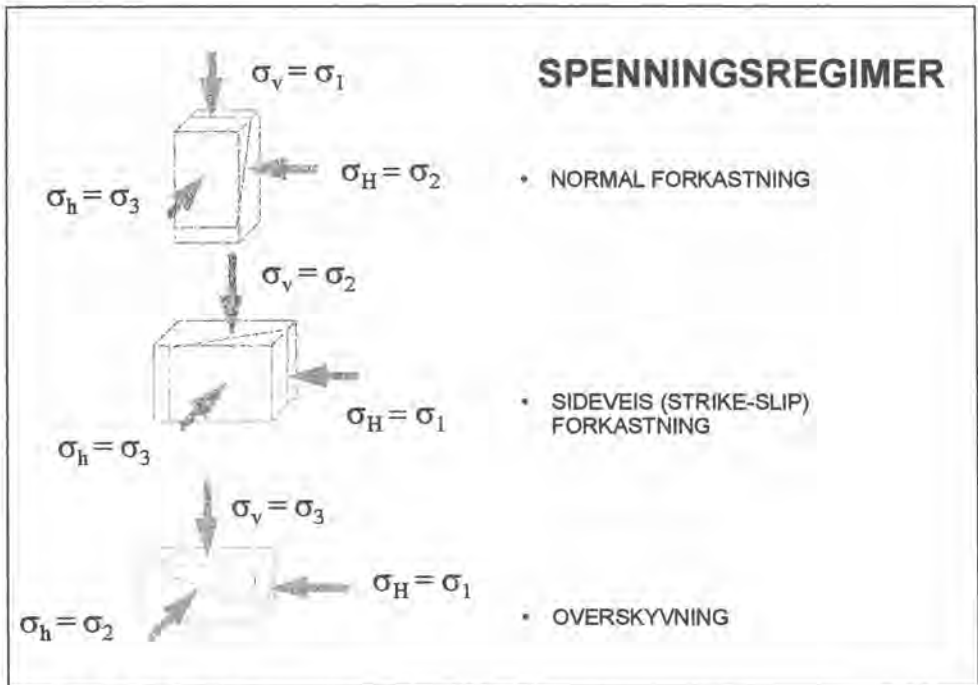
Figur 3. Avskallingsanalyse for å vurdere spenningsretninger.

Normalspenninger som virker på plan uten skjærspenninger betegnes *hovedspenninger*, og de symboliseres vha  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  og  $\sigma_3$  hvor  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ . For sedimentære bergarter vil jordoverflaten betraktes som horisontal. Siden den er en fri flate kan det ikke eksistere skjærspenninger på jordoverflaten. Det betyr at vertikalspenningen er en hovedspenning, siden den er normal til en flate uten skjærspenninger. Men da må også *in situ* horisontalspenningene være hovedspenninger, siden disse står normalt til vertikalspenningen. Ved å skifte rundt på *in situ* hovedspenningene ( $\sigma_v$ ,  $\sigma_H$  og  $\sigma_h$ ) kan vi danne forskjellige spenningsregimer. De 3 viktigste spenningsregimer, og hvilke forkastningsmønstre de resulterer i, er illustrert i Figur 4.

Ved *normalforkastning* vil det dannes et steiltstående forkastningsplan i forhold til horisontalplanet, hvor hengblokken blir nedforkastet. Ved hydraulisk oppsprekking i en brønn i et normalspenningsfelt vil sprekken bli vertikal. Dette er det vanligste spenningsregimet i Nordsjøen.

Ved en *sideveis forkastning* vil det dannes et vertikalt bruddplan som har en høy vinkel i forhold til minste hovedspenning (horisontal). Ved hydraulisk oppsprekking vil sprekken være vertikal.

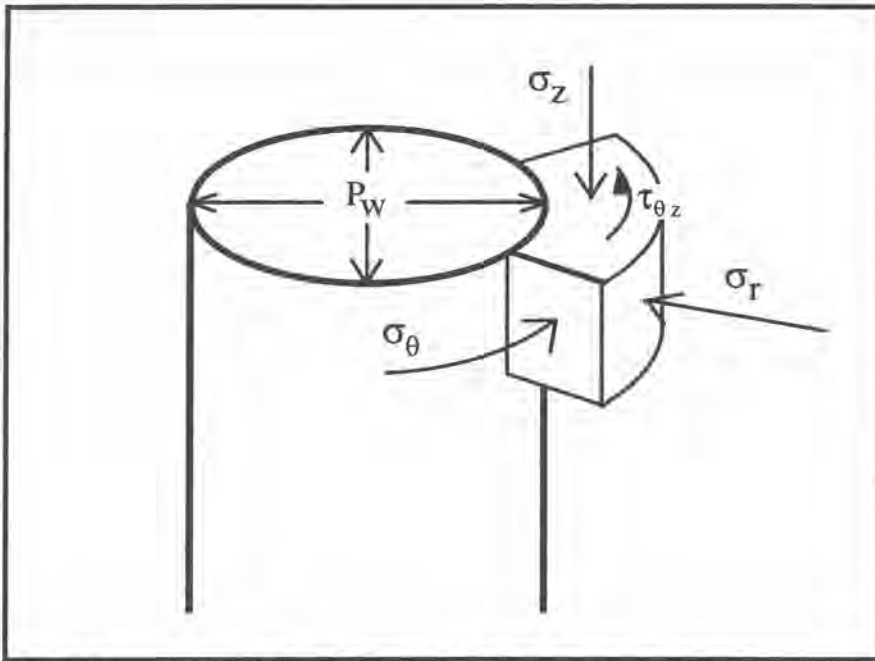
Ved en *overskyvning* vil vertikalspenningen være den minste hovedspenning, og det gir et forkastningsplan med liten vinkel i forhold til horisontalplanet. Hengblokken vil bli skøvet opp dette planet. Ved hydraulisk oppsprekking vil sprekken være horisontal.



Figur 4. De 3 vanligste spenningsregimer

### BRØNNINTEGRITET

Med brønnintegritet menes i denne sammenheng om skjærbrudd eller oppsprekking finner sted. Begge deler kan beregnes v.h.a. enkle overslag basert på tilgjengelig informasjon fra boring, i tillegg til opplysninger om materialeegenskaper, spenninger og poretrykk for de forskjellige lagene. For både strekkbrudd og skjærbrudd er uttrykkene basert på lineært elastiske modeller. Figur 5 viser fordelingen av spenningene på brønnveggen i en brønn med vilkårlig orientering.



Figur 5. Spenninger rundt brønnen i en vilkårlig orientert brønn

For å oppnå strekkbrudd (oppsprekking) må brønntrykket økes slik at minste effektive hovedspenning på brønnveggen blir negativ og overvinner strekkstyrken til materialet:

$$F_{\text{frac}} = \sigma_3' + T_0 = 0 \quad (1)$$

hvor  $T_0$  = bergartens strekkstyrke, normalt  $C_0/12 - C_0/10$ . I denne studien er  $T_0 = C_0/10$  brukt i beregningene.

Skjærbrudd, basert på Mohr-Coulomb bruddkriterium, oppstår når:

$$F_{\text{coll}} = \sigma_1' - \sigma_3' \tan^2 \alpha - C_0 \quad (2)$$

hvor  $\sigma_1'$  = største effektive hovedspenning på brønnveggen.

$\sigma_3'$  = minste effektive hovedspenning på brønnveggen.

$\alpha$  = bruddvinkel til bergarten.

$C_0$  = enaksiell bruddstyrke til bergarten.

Er bruddfunksjonen  $F_{\text{coll}}$  negativ vil hullet være stabilt. Er den positiv vil hullet være ustabilt og hullveggen vil være i brudd, mens  $F_{\text{coll}} = 0$  gir grensebetingelsen for brudd.

Effektivspenningene fås ved å trekke poretrykket fra totalspenningen, eller:

$$\sigma^s = \sigma - P_0 \quad (3)$$

hvor:

$\sigma^*$  = effektivspenningen, MPa

$\sigma$  = totalspenningen, MPa

$P_0$  = poretrykket, MPa

Løses ligning 1 og 2 med hensyn på brønntrykket ( $P_w$ ) kan oppsprekkingstrykk og kollapstrykk finnes som hhv  $P_{frac}$  og  $P_{coll}$ .

Uttrykkene for oppsprekking i ligning (1) og kollaps i ligning (2) er gyldige for alle brønnretninger og avvik, siden de er basert på hovedspenninger. Som det fremgår av Figur 5 er normalspenningene på brønnveggen hovedspenninger kun for en vertikal eller en horisontal brønn parallell med hovedspenningsaksene. For alle andre avvik må hovedspenninger på brønnveggen beregnes, slik at løsninger for brønntrykket kan finnes fra ligning 1 og 2. Beregning av effektive hovedspenninger på brønnveggen for en avviksbrønn er gitt i appendix A.

### Operasjonelt slamvektsvindu. (OPV)

I avviksbrønner endres trykkene for oppsprekking og kollaps som en funksjon av retning og avvik. Analytiske løsninger i tre dimensjoner av disse ligningene er ikke mulig, men må gjøres numerisk. Forskjellen mellom  $P_{frac}$  og  $P_{coll}$  gir det operasjonelle slamvektsvindu som:

$$OPV = P_{frac} - P_{coll} \quad (4)$$

For brønner på et felt i Nordsjøen er det gjort simuleringer hvor oppsprekking og kollaps er uttrykt som funksjon av brønnbane i forhold til spenningsretning.

### Spenninger

Vertikalspenningen er basert på en sammenstilling av tetthetslogg-data, gitt som:

$$\sigma_v = 0,0206(MPa / m) \cdot d - 2,65MPa \quad (5)$$

hvor d er dyp i mTVD.rkb.

Tilbakeregning av in-situ horisontalspenninger ( $\sigma_H$ ,  $\sigma_h$ ) er basert på leak-off data fra alle brønner på feltet. Resultatet fra denne analysen viser at spenningsfeltet gir sideveis forskyvning (strike-slip;  $\sigma_H > \sigma_v > \sigma_h$ ) på dyp under ca 1500 m. En sammenstilling av benyttede spenninger og spenningsretninger er gitt i Tabell 1.

Dyp mTVD	$\sigma_H/\sigma_v$	$\sigma_h/\sigma_v$	Retning (AzH)
1000 - 1500	0.85	0.78	14
>1500 -2000	1.11	0.86	25
>2000 -TD	1.11	0.90	28

Tabell 1. Størrelse og retning til horisontalspenningene i det analyserte feltet.

### Poretrykk

I disse beregningene har vi benyttet den generelle poretrykksprosnosen som er utarbeidet for feltet. Denne baserer seg på normalgradient (1.03 SG) ned til ca. 1500 mTVD, med en jevnt økende gradient ned mot topp av reservoaret på ca. 2200 mTVD, hvor gradienten er 1.61 SG. Poretrykket på topp reservoar faller gjennom reservoaret med en oljegradient på 0.85SG.

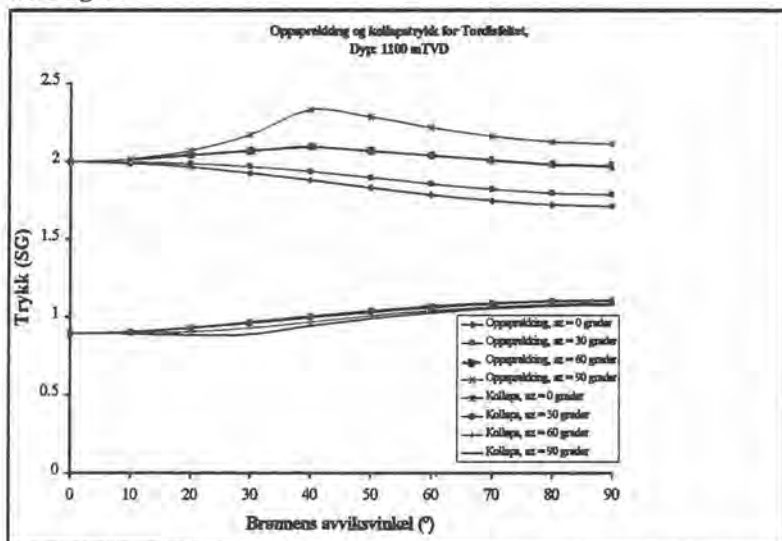
### Styrkedata

I dette området har vi på bakgrunn av triaksial-tester og korrelasjoner med logger fastlagt et styrkeprofil for området. Dette er gjengitt i Tabell 2.

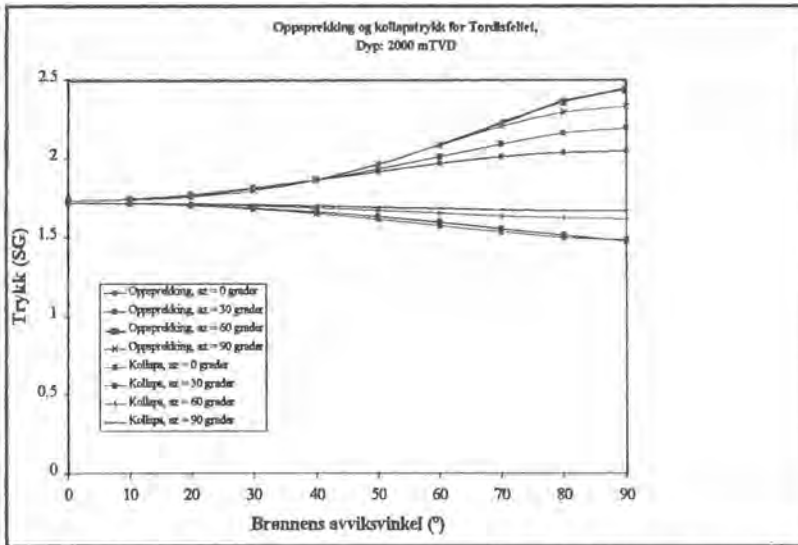
Dyp mTVD	$C_0$ MPa	$\alpha$ °	$T_0$ MPa
1000 - 1400	10	50	0.9
1400 - 1500	4.4	50	0.4
1500 -2000	15	55	1.3
2000 - 2200	20	60	1.8

Tabell 2. Styrkeprofil for området

Som en illustrasjon av det operasjonelle vindu er illustrert  $P_{frac}$  og  $P_{coll}$  for materialet for normalspennings regimet på 1100m, vist i Figur 6, og for sideveis spenningsregimet på 2000mTVD, vist i Figur 7.

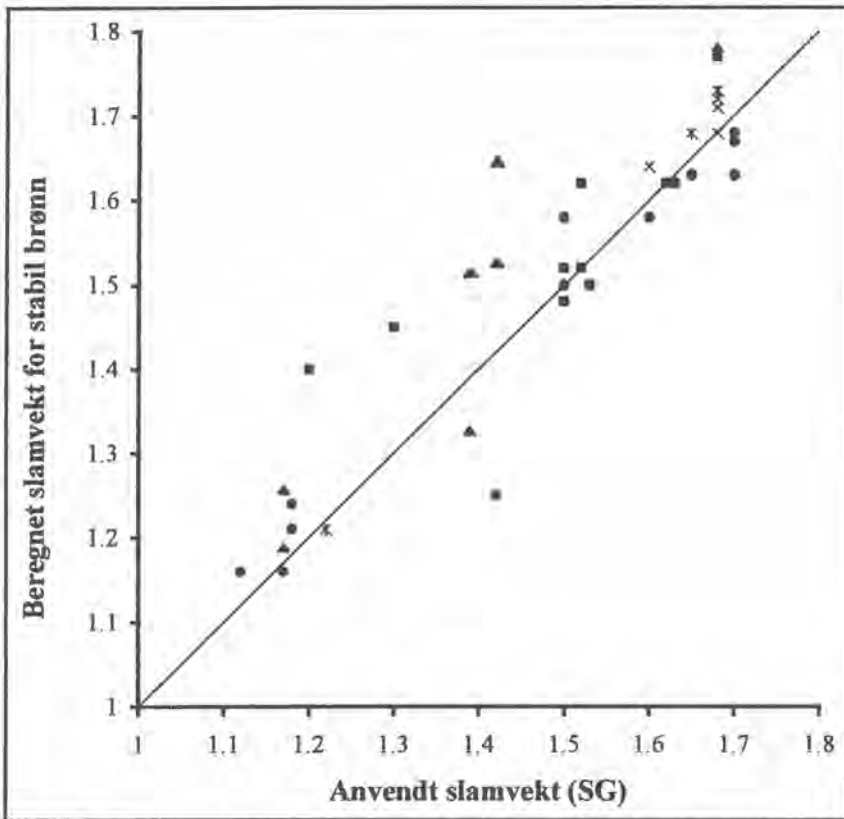


Figur 6. Oppsprekking og kollaps gradienter for normalspenningsregimet på 1100 mTVD. Inngangsparametre:  $\sigma_v = 20.56$  MPa,  $\sigma_H = 17.48$  MPa,  $\sigma_h = 16.04$  MPa,  $P_0 = 11.11$  MPa,  $C_0 = 10.0$  MPa,  $\alpha = 50^\circ$  og  $\nu = 0.30$



Figur 7. Oppsprekking og kollaps gradienter for sideveis spenningsregimet på 2000 mTVD. Inngangsparametre:  $\sigma_v = 20.56$  MPa,  $\sigma_H = 17.48$  MPa,  $\sigma_h = 16.04$  MPa,  $P_0 = 11.11$  MPa,  $C_0 = 20.0$  MPa,  $\alpha = 60^\circ$  og  $\nu = 0.30$

Det laget et samleplott i Figur 8, hvor anvendt slamvekt (x-akse) mot  $P_{coll}$  (y-akse) for alle punktetene hvor det er observert trangt hull eller fastkjøring av borestreng og-/eller foringsrør. Som det fremgår av Figur 8, ligger slamvekten for lavt over nesten alle intervallene hvor problemer er erfart. Dvs at punktene plottes over linjen **anvendt slamvekt =  $P_{coll}$** , hvilket indikerer for lite støtte på brønnveggen. Tallene for slamvekt virker nesten for små til å ha noen betydning, men når det regnes om til trykk (1 MPa  $\approx$  10 bar), sees det at trykket som mangler ofte representerer flere bars oppstøtting. For å illustrere hva dette vil bety i praksis, minner vi om "styrken" til en vakuumpakket kaffepose -- den er utsatt for "oppstøtting" representert med 0,5 atmosfære ( $\sim$  0,5 bar) vakuum.



Figur 8. En sammenligning mellom teoretisk beregnet slamvekt og slamvekt brukt under boring, for alle rapporterte problemer med trangt hull hull og fastkjøring av borestreng eller foringsrør.

Det må til slutt nevnes at slamvekten oftest, pga av det grove måleutstyret som brukes samt praktiske vansker med blanding og homogenisering, sjelden kan holdes innen en bedre margin enn  $\pm 0.02$  SG. I tillegg har vi også usikkerhet i hvilket tillegg som skal gis slamvekten på bunnen av hullet pga friksjonstapet under sirkulasjon. Når en borer på stort dyp gir dette stor usikkerhet på slamtrykket nede i hullet, og dermed på den reelle oppstøttingen som brønnveggen får.

#### **Oppsummering og konklusjon**

Det er påvist at problemer med brønnintegriteten koster industrien store summer hvert år. Av denne grunn er det vurdert å ta i bruk bergmekanikk for å analysere disse problemene. En praktisk gjennomgang av metoden anvendt på et felt i Nordsjøen viser at det er klart samsvar mellom teoretiske beregninger og observerte problemer. Selv om beregningene som er skissert i denne artikkelen var basert på en lineær elastisk analyse, viser resultatene at selv dette gir et godt grunnlag for å ta riktigere beslutninger. Dette er en god indikator på at bergmekanikken kan gi et verdifullt bidrag til en effektiv og økonomisk forsvarlig utnyttning av våre naturressurser på sokkelen, og det er

derfor forfatterens anbefaling at dette hjelpemidlet tas mer systematisk i bruk i oljeindustrien i tiden fremover.

#### REFERANSER

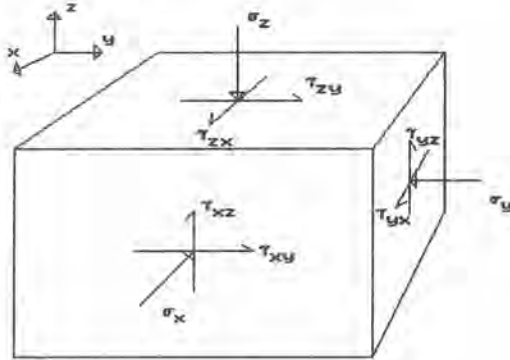
1. Jørgensen, T. og Bratli R.K.: "Spenningsvurdering for feltene på Tampen Utstikkeren", ITC/Saga Februar 1995
2. Bell, J. S. Og Yassir N. A.: "Geomechanics and Stress Regimes in the Norwegian North Sea", Intern Saga-rapport
3. Aadnøy, B.S.: Inversion Technique to Determine the *In Situ* stress field from Fracturing Data", T. Pet. Sci. Eng., 4: 127-141, 1990



## Appendix A: Spenninger rundt borehullet

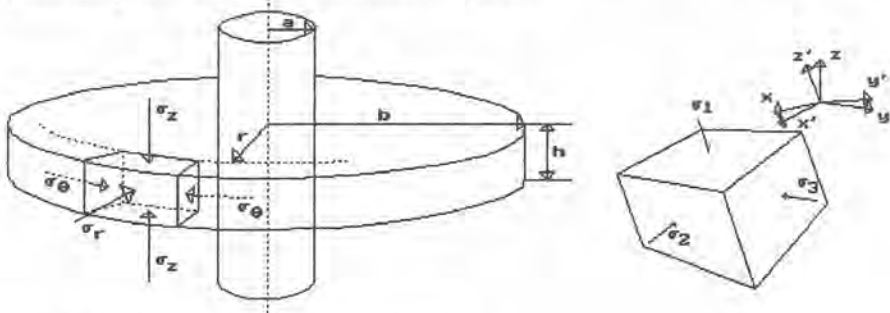
### A1. Transformasjon av spenninger

De tre *in situ* hovedspenningene er gitt som  $\sigma_v$ ,  $\sigma_H$  and  $\sigma_h$ , som er henholdsvis vertikalspenningen og største og minste horisontalspenning. Disse spenningene er parallelle med det kartesiske koordinatsystemet ( $x'$ ,  $y'$ ,  $z'$ ), hvor  $\sigma_H$  er parallel med  $x'$ ,  $\sigma_h$  parallel med  $y'$  and  $\sigma_v$  er parallel med  $z'$  henholdsvis, Se Figur A1.



Figur A-1. Hovedspenningenes aksesystem

Borehullets aksesystem betegnes ( $x, y, z$ ) og en transformasjon fra ( $x'$ ,  $y'$ ,  $z'$ ) til borehullets akse system kan gjøres i to steg, slik som illustrert i Figur A2.



Figur A-2 Transformasjon av hovedspenninger

**Kirsch ligninger i 3 dimensjoner**

Normal- og skjærspenningene på brønnveggen er:

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \sigma_v \sin^2 i + (\sigma_H \cos^2 a + \sigma_h \sin^2 a) \cos^2 i \\ \sigma_y &= \sigma_H \sin^2 a + \sigma_h \cos^2 a \\ \sigma_z &= \sigma_v \cos^2 i + (\sigma_H \cos^2 a + \sigma_h \sin^2 a) \sin^2 i \\ \tau_{yz} &= \frac{1}{2}(\sigma_h - \sigma_H) \sin(2a) \sin i \\ \tau_{xz} &= \frac{1}{2}(\sigma_H \cos^2 a + \sigma_h \sin^2 a - \sigma_v) \sin(2i) \\ \tau_{xy} &= \frac{1}{2}(\sigma_h - \sigma_H) \sin(2a) \cos i\end{aligned}\tag{A-1}$$

hvor

$$\begin{aligned}a &= \text{azimut} \\ i &= \text{inklinasjon}\end{aligned}$$

På brønnveggen er:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= P_w \\ \sigma_\theta &= \sigma'_x + \sigma'_y - 2((\sigma'_x - \sigma'_y) \cos 2\theta - 4\tau_{xy} \sin 2\theta) \\ \sigma_z &= \sigma'_z - \nu \left[ 2(\sigma'_x - \sigma'_y) \cos 2\theta + 4\tau_{xy} \sin 2\theta \right] \\ \tau_{r\theta} &= 0 \\ \tau_{\theta z} &= 2(\tau_{yz} \cos \theta - \tau_{xz} \sin \theta) \\ \tau_{rz} &= 0\end{aligned}\tag{A-2}$$

hvor  $\nu$  betyr oprinnelig formasjonsspenning.

**Beregning av hovedspenninger**

Hovedspenningene kan beregnes basert på følgende uttrykk:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{\sigma_\theta + \sigma_z}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_\theta - \sigma_z)^2 + 4\tau_{\theta z}^2} \\ \sigma_2 &= \frac{\sigma_\theta + \sigma_z}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_\theta - \sigma_z)^2 + 4\tau_{\theta z}^2} \\ \sigma_3 &= P_w\end{aligned}\tag{A-3}$$

Sivilingeniør Jon Håvard Jøranson  
Statoil

**Sandproduksjon - erfaringer fra operasjoner i Nordsjøen**

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

# Logging av mekaniske egenskaper

Erling Fjær

IKU Petroleumsforskning a.s

## Sammendrag

Statisk elastiske moduli og styrke til undergrunns formasjoner kan estimeres ut fra bønnlogger, så som tetthet, porøsitet, lydshastigheter etc.. Tolkninger basert på elementære teorier eller rene korrelasjoner kan gi nyttige, men ofte unøyaktige og ufullstendige resultater. En alternativ metode benytter en konstitutiv modell som beskriver bergartens mekaniske oppførsel ved ulike belastninger. Modellens parametre bestemmes fra log-data. Det er også mulig å estimere de mekaniske egenskapene til formasjonene ved at selve utboringsprosessen betraktes som en bergmekanisk test, og loggene brukes til å "måle" resultatene fra testen.

## 1. Innledning

En rekke operasjoner i tilknytning til petroleumsproduksjon krever kjennskap til formasjonenes mekaniske egenskaper. Selve boreprosessen og stabiliteten til brønnen før casing blir satt avhenger blant annet av disse parametrene. Mulighetene for sandproduksjon avhenger i stor grad av formasjonens styrke, og kunnskap om den er nødvendig for valg av kompletteringsstrategi. Kompaksjon og eventuell innsynkning som følge av redusert poretrykk avhenger av bergartenes stivhet, og kunnskap om denne kan være av betydning for valg av produksjonsstrategi. Spesielt viktig er det å kunne bestemme egenskapene til de svake materialene, da de kan forventes å forårsake størst problemer.

Informasjon om formasjonenes mekaniske egenskaper kan skaffes ved å gjøre bergmekaniske tester på kjernerprøver fra brønner i området. Kjernetaking er imidlertid kostbart, og bergmekaniske tester er normalt destruktive. Slike tester gjøres derfor bare i begrenset omfang, og gir ikke kontinuerlig informasjon med dyp. Derimot blir brønnene vanligvis logget over store intervaller, og slike logger gir kontinuerlig informasjon langs brønnbanen. Brønnloggene gir ikke direkte informasjon om de mekaniske egenskapene som man ønsker seg, men i stedet parametre som lydshastigheter, porøsitet, tetthet,  $\gamma$ -aktivitet og resistivitet, blant andre. "Logging av mekaniske egenskaper" vil derfor si tolkning av ovenfornevnte logger i den hensikt å estimere mekaniske egenskaper.

## 2. Elastiske moduli fra sonisk log

De mekaniske egenskapene man er ute etter er statiske elastiske moduli og styrke - helst kompresjonsstyrke ved ulike omslutningstrykk. Ut fra elementær teori skal det være mulig å estimere elastiske moduli som bulk modulus (K), Young's modulus (E) og Poisson's forhold ( $\nu$ ) ut fra målte verdier for P-bølgehastighet ( $v_p$ ), S-bølgehastighet ( $v_s$ ) og tetthet ( $\rho$ ). For et isotropt materiale er sammenhengene

$$K = \rho \left( V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2 \right)$$

$$E = \rho V_s^2 \frac{3V_p^2 - 4V_s^2}{V_p^2 - V_s^2}$$

$$\nu = \frac{1}{2} \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{V_p^2 - V_s^2}$$

Spørsmålet er imidlertid om de dynamiske moduli som vi på denne måten beregner ut fra lyd hastigheter er de samme som de statiske moduli vi egentlig er ute etter. For homogene, dispersjonsfrie materialer, som f. eks. stål, er dette tilfelle (Ledbetter, 1993), men for porøse bergarter kan det være en betydelig forskjell. Eksperimentelle observasjoner (Simmons and Brace, 1965, King, 1970, Jizba and Nur, 1990, Fjær *et al.*, 1992) viser at det kan være en betydelig forskjell mellom statiske og dynamiske moduli i slike materialer. Forskjellen er dessuten trykkavhengig, og er normalt størst ved lave trykk. Logging av mekaniske egenskaper kun basert på anvendelse av ovenforstående ligninger kan derfor gi svært unøyaktige resultater, spesielt for svake materialer der det er av størst interesse å kartlegge de mekaniske egenskapene.

## 3. Mekaniske egenskaper fra porøsitet

En alternativ metode for bestemmelse av mekaniske egenskaper ut fra tilgjengelige log-data baserer seg på erkjennelsen av at de mekaniske egenskapene til et porøst materiale er direkte knyttet til det faste stoffet (kormaterialet). Mengden av fast stoff - eller alternativt, porøsiteten - vil derfor være en viktig parameter for bestemmelse av de mekaniske egenskapene. Og porøsiteten er tilgjengelig fra logger, selv om nøyaktigheten i porøsitetsbestemmelsen kan variere noe. Generelt er det klare korrelasjoner mellom porøsitet og statiske elastiske moduli, og mellom porøsitet og styrke, men det er stor spredning i data. Spesielt kan materialer med lav porøsitet ha stor spredning i styrke. Porøsiteten vil derfor kunne gi en øvre grense for styrken i et materiale, men ikke noe eksakt estimat ut over det. Dette skyldes at det også er andre parametere som er nesten like viktige for de mekaniske egenskapene, så som de mekaniske egenskapene til selve kormaterialet, og den geometriske fordelingen av kormateriale og porerom. Disse egenskapene får man ikke direkte fra logger. Imidlertid, ut fra litologiske tolkninger kan man få et brukbart estimat av hva kormaterialet er og dermed en kvalifisert formening om kormaterialets styrke og stivhet. Dernest spiller naturen på et begrenset register når

sedimentære bergarter blir skapt, slik at den geometriske fordelingen av porerom og kronmateriale vil til en viss grad også kunne estimeres ut fra en litologisk tolkning. Det viser seg da også at for materialer med uniform sammensetning (så som rene sandsteiner) kan man finne gode korrelasjoner mellom porøsitet og elastiske moduli (Murphy, 1993).

Rene empiriske korrelasjoner mellom log-parametere og mekaniske egenskaper er selvsagt også mulig. Slike korrelasjoner kan gi gode resultater for avgrensede områder der man har god tilgang på kjernemateriale slik at det kan etableres korrelasjoner som er gyldige lokalt. Alene gir slike korrelasjoner imidlertid liten informasjon om årsaks-sammenhenger, og de har derfor begrenset anvendelse i områder med liten tilgang på kjernedata.

#### 4. Integriert beskrivelse av statiske og dynamiske moduli

Med utgangspunkt i behovet for å kunne prediktere mulige sandproduksjon-problemer, har IKU arbeidet med logging av mekaniske egenskaper i flere år. Arbeidet har vært fokusert på svak sandstein, og strategien har vært: Man etablerer en konstitutiv modell som beskriver både statiske og dynamiske moduli, inkludert spenningsavhengighet. Parametrene i modellen bestemmes med bruk av data fra brønnloggene.

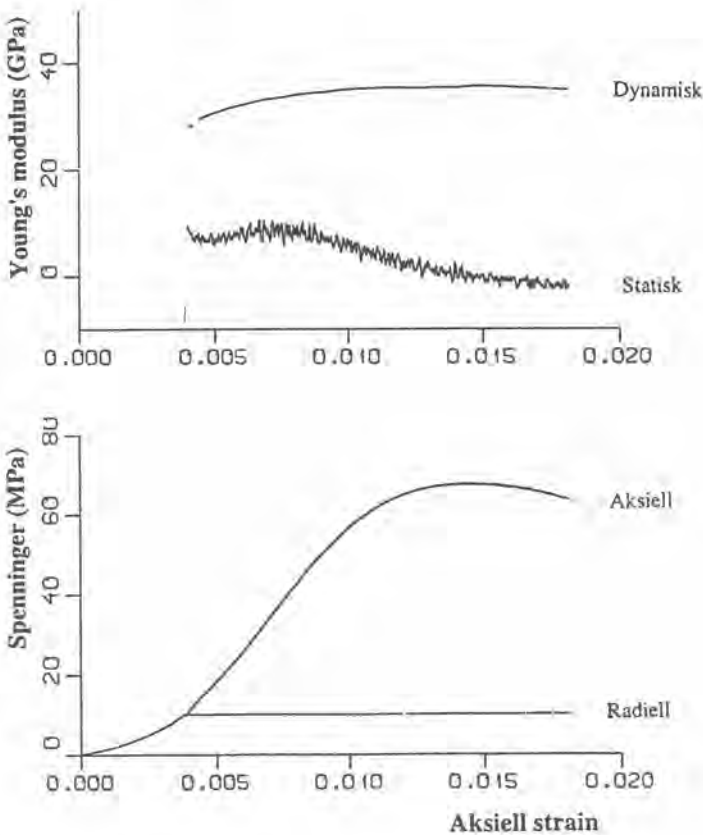
Modellen tar utgangspunkt i de dynamiske elastiske moduli som man kan bestemme fra log-data. De viktigste elementene i modellen er videre en matematisk beskrivelse av relasjonene mellom statiske og dynamiske moduli ved ulike spenningstilstander, en matematisk beskrivelse av hvordan de dynamiske moduli endrer seg med spenning og deformasjon, og en kalibrering av modellen på relevante materialer.

Forskjellen på statiske og dynamiske moduli skyldes delvis porefluiden, som bidrar til å stive opp bergarten når materialet er udrenert (som tilfellet er ved de dynamiske deformasjonene en lydølge representerer). En matematisk beskrivelse av effekten av porefluiden på de mekaniske egenskapene til porøse materialer ble gitt av Gassmann (1951) og Biot (1962). Imidlertid er fluideffekter alene ikke tilstrekkelig til å forklare forskjellene på statiske og dynamiske moduli i svake bergarter. Dette er illustrert i figur 1, som viser statisk og dynamisk Young's modulus i en tørr sandstein under en triaksial-test. Forskjellen er stor, og spesielt dramatisk ved maksimalspenningsnivået, hvor den statiske modulus forsvinner, mens den dynamiske er omtrent uforandret. Dette kan forklares ved at materialet under opplastningen gjennomgår en kontinuerlig prosess der det påføres permanente endringer så som knusing av kornkontakter og friksjons-kontrollerte forskyvninger av interne kontaktflater. Slike effekter reduserer den statiske stivheten til materialet, og medfører til slutt at materialet ikke lenger kan ta spenningsøkninger (man når maksimalspenningsnivået), men effektene påvirker i liten grad de dynamiske egenskapene til materialet.

Endringene i dynamiske moduli ved endringer i spenning og deformasjon kan i stor grad beskrives ved hjelp av mikrosprekker. Dette krever riktignok en noe generøs tolkning av hva en mikrosprekk er, men gir til gjengjeld muligheter for en intuitiv forståelse og en

matematisk beskrivelse av hva som skjer i materialet når spenningene endrer seg (Fjær og Holt, 1994).

Denne konstitutive modellen kan brukes til å estimere den mekaniske oppførselen til bergartene det logges i. Blant annet kan modellen simulere kjernetaking og påfølgende laboratorietesting av en fiktiv kjerne fra brønnen, og dermed gi opplysninger om f. eks. Young's modulus og kompresjonsstyrke på samme måte som en laboratorie-test på en reell kjerne. Til forskjell fra en reell situasjon kan man med modellen gjøre et ubegrenset antall ulike tester på den samme "kjernen", og man kan også direkte modellere f. eks. kompaksjon eller mekanisk stabilitet ved ulike brønntrykk, uten å gå veien om kjernetaking og laboratorietesting.



Figur 1. Triaksial-test på tørr sandstein.  
 a. Statisk og dynamisk Young's modulus.  
 b. Aksiell- og radial-spenning.

## 5. Boreprosessen som bergmekanisk test

En annen metode for bestemmelse av de mekaniske egenskapene til formasjonene rundt en brønn består i å betrakte selve boreprosessen som en bergmekanisk test av materialet nær brønnen. Utboringen medfører at spenningstilstanden til materialet ved brønnveggen endres vesentlig, men denne endringen avtar med avstanden fra brønnveggen. Ved en analyse av visse loggtypen kan man danne seg et bilde av hvordan bergarten har respondert på disse spenningsendringene, og dermed "måle" resultatene fra denne bergmekaniske "testen". Numeriske simuleringer av akustiske logger viser blant annet at skjærbølghestigheten kan endre seg som funksjon av sender/mottager-avstand som følge av at spenningstilstanden nær brønnen er ulik tilstanden lengere unna (Renlie og Raaen, 1993).

## 6. Konklusjoner

Bestemmelse av mekaniske egenskaper fra brønnlogger kan gjøres ved hjelp av elementære teoretiske sammenhenger eller rene korrelasjoner av ulike typer. Slike metoder kan gi nyttig, men ufullstendig informasjon. Dynamiske moduli utledet fra logger kan være vesentlig forskjellige fra statiske moduli på grunn av fluideffekter og bruddprosesser i materialet.

En konstitutiv modell for statiske og dynamiske moduli, inkludert spenningsavhengighet tillater en fullstendig beskrivelse av bergartenes mekaniske egenskaper basert på log-data. Metoden kan blant annet brukes til å simulere bergmekaniske tester på fiktive kjerner fra brønnen, og kan derfor gi samme type data som konvensjonelle tester på kjerner, men i ubegrenset omfang og for alle dyp der log-data er tilgjengelig.

Boring i seg selv representerer en bergmekanisk "test" av formasjonen rundt hullet, og enkelte logger kan være følsomme for resultatene av denne "testen".

## Referanser

- Biot, M.A., 1962: Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media. *J. Appl. Phys.*, **33**, 1482-1498.
- Fjær, E., Holt, R.M., Horsrud, P., Raaen, A.M. og Risnes, R., 1992: *Petroleum related rock mechanics*. Elsevier, Amsterdam.
- Fjær, E. og Holt, R.M., 1994: Rock acoustics and rock mechanics: Their link in petroleum engineering. *The Leading Edge*, April 1994, 255-258.
- Gassmann, F., 1951: Elastic waves through a packing of spheres. *Geophysics*, **16**, 673-685.



Jizba, D. og Nur, A., 1990: Static and dynamic moduli of tight gas sandstones and their relation to formation properties. SPWLA 31st Annual Logging Symposium, paper BB.

King, M.S., 1970: Static and dynamic moduli of rocks under pressure. Proc. 11th US Symposium on Rock Mechanics, 329-351.

Ledbetter, H., 1993: Dynamic vs. static Young's moduli: a case study. Materials science and Engineering, A165, L9-L10.

Murphy, W., Reischer, A. og Hsu, K., 1993: Modulus decomposition of compressional and shear velocities in sand bodies. Geophysics, **58**, 227-239.

Renlie, L. og Raen, A.M., 1993: Acoustic wave propagation in a fluid-filled borehole surrounded by a formation with stress-relief-induced anisotropy. Geophysics, **58**, 1257-1269.

Simmons, G. og Brace, W.F., 1965: Comparison of static and dynamic measurements of compressibility of rocks. J. Geophys. Res., **70**, 5649-5656.