# FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

*Oslo, 20 november 1997*

# BERGMEKANIKK

*Oslo, 21 november 1997*

# GEOTEKNIKK

*Oslo, 21 november 1997*

**Hovedarrangør:**

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, tilknyttet NIF

**Redaksjonen:**

Torjus Alten, Lars Mørk, Anders Beitnes og Knut Berg

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

*Oslo, 20 november 1997*

BERGMEKANIKK

*Oslo, 21 november 1997*

GEOTEKNIKK

*Oslo, 21 november 1997*



**Hovedarrangør:**

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, tilknyttet NIF

**Redaksjonen:**

Torjus Alten, Lars Mørk, Anders Beitnes og Knut Berg

© FORFATTERNE, 1997

Trykk: GCS AS, Oslo
Bind: GCS AS, Oslo
ISBN 82-91341-19-2
ISSN 0802-8028

Fjellsprengningskonferansen
20. november 1997
Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk*

Bergmekanikkdagen
21. november 1997
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen
21. november 1997
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

Hovedarrangør: *Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund*

# FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikk- og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 20 og 21 november 1997.

Årets arrangement er det 35. i rekken og emnene er hentet fra en rekke områder som faller inn under interesseområdet til Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF), Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) og Norsk Geoteknisk Forening (NGF).

Programmet for årets konferanse 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 forelesningene og referater. Den enkelte forfatter er ansvarlig for foredragets innhold, ortografi og billedmateriale.

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

**TORSDAG 20 NOVEMBER**

Møteleder: Adm. direktør Torjus Alten, A/S NOCON

0900 (1) **Åpning. Utedeling av åretst Gullfeisel**
Sivilingeniør Terje Røren, Berdal Strømme A/S
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

0920 (2) **Mot en ny boom i norsk vannkraftbygging ?**
Adm.direktør Erling Diesen, NVE

0950 (3) **Norske Kraftutbyggere i Nepal. Fra Khimti Khola-anlegget**
Direktør Henning Fjeldstad, Statkraft Anlegg A/S

1015 Pause

1035 (4) **Bransjens omdømme og rekrutteringen - hva kan gjøres for å bedre situasjonen ?**
Direktør Anton Dahl

1100 (5) **Hvorfor stemmer ikke terrenget med kartet - er ikke de ingeniørgeologiske undersøkelsene gode nok ?**
Professor, dr.ing. Bjørn Nilsen, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU

1120 (6) **Oslofjordforbindelsen**
Sivilingeniør Ruth Gunlaug Haug, Statens Vegvesen Oslofjordforbindelsen

1140 (7) **Gruvedrift i Oslo-området**
Førstekonservartor, emeritus Johannes Dons, Mineralogisk-geologisk museum

1200 Lunsj

Møteleder: Direktør HSE Arne Rafdal, Dyno Nobel Europe

1300 (8) **Krevende sprengningsarbeider i Oslo sentrum. Fra utvidelsen av Nationaltheatret stasjon**
Sivilingeniør Øyvind Arntsen, Selmer ASA

1325 (9) **Mineralstøv i fokus. Ny kunnskap får betydning for bransjen.**
Professor Tom Myran, SINTEF Bergteknikk

1340 (10) **Nytt driftsopplegg for Svea**
Direktør John Utsi, SNSK

1400 (11) **Forslag til ny EU-forskrift om bergarbeid.**
**Hvilke konsekvenser får dette for driften ?**
Seksjonsleder Lars Håkon Seim, Statens vegvesen Sogn og Fjordane

1420 Pause

1440 (12) **Fullprofilboring i de italienske alper;**
**en utfordring for norsk tunnelteknologi**
Sivilingeniør Karl Gunnar Holter, NOCON AS

1500 (13) **E6 i tunnel gjennom Korgfjellet - Tilpassing til fullprofilboring**
Sivilingeniør Jan Lima, Institutt for bygg-og anleggsteknikk, NTNU

1520 (14) **Endringer i fjellkapittelet i revidert NS 3420**
Sivilingeniør Kjell Ottar Berge, Selmer ASA

1535 Pause

1555 (15) **Sprengning ut - pigging inn ?**
**Fra utvidelsen av E6 gjennom Djupdalen**
Overingeniør Anders Grimnes, Veidekke ASA

1610 (16) **Optimale sprengningstekniske løsninger**
Overingeniør Arve Fauske, Dyno Nobel

1630 (17) **Romeriksporten. Driftserfaringer**
Sivilingeniør Stein Schanke, SRG

1700 Slutt

1945 Middag i Radisson SAS Scandinavia Hotel

## FREDAG 21 NOVEMBER 1997

## FELLESSESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK

Møteleder: Prosjektleder Anders Beitnes, NSB Gardermobanen A/S

**Fellesssesjon - Nye Nationaltheatret stasjon**

0900 (18) **Bakgrunn, konsekvenser og bymessige utfordringer**
**for å løse jernbanens trafikkmessige flaskehals i**
**Oslo sentrum**
Cand. scient Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging

0940 (19) **Dagens miljøkrav og utfordringer ved anleggsvirksomhet i sentrum (støy, støv, vannsøl, vibrasjoner, trafikk, m.v.**
Cand. agric Jan Martin Ståvi, Asplan Viak

1010 (20) **Driving og sikring ved liten fjelloverdekning**
Cand. scient Johan Mykland, Jernbaneverket Utbygging

1030 Pause

1050 (21) **Undersjøisk vegtunnel Hvalfjördur, Island**
**Norsk tunnelkonsept i vulkanske bergmasser**
Sivilingeniør Eivind Grøv, O.T. Blindheim AS

1120 (22) **Undersjøisk vegtunnel Magerøysundet**
**Hva slags berg (eller jord) er dette ?**
Sivilingeniør Jan Erik Buan, Berdal Strømme AS

1140 (23) **Svelleleire-undersøkelse. Forsøk med svelletest som utføres på anlegget**
Sivilingeniør Ingvar Tyssekvam, Statens vegvesen Oslofjordforbindelsen

1200 Lunsj

**SESJON BERGMEKANIKK**

Møteleder: Sivilingeniør Knut Boge, GeoVita as

1300 (24) **Formannens 10 minutter**
Prosjektleder Anders Beitnes, NSB Gardermobanen A/S

1310 (25) **Lærdalstunnelen. Høye bergtrykk. Ønske om ferdig sikring ved stuff - går det ?**
Prosjektleder Jon Kvåle, Statens vegvesen Sogn og Fjordane

1340 (26) **Numerisk modellering av sprøytebetong i tunnel**
Sivilingeniør Panos Chryssanthakis, NGI

1410 (27) **Analyse av vibrasjoner fra sprengning, eks. Romeriksporten**
Sivilingeniør Morten Christiansen, i samarb. m/Dyno og NOTEBY

1430 Spørsmål / diskusjon

1440 Pause

1500 (28) **Injeksjon, sprøytebetong, boltemørtel:**
**Både anvendelse, virkemåte og bruksytelse er avhengig av hjelpestoffer. Er vi oppdatert og utnytter vi mulighetene ?**
Bergingeniør Knut Garshol, MBT
Adm. direktør Geir Tjugum, Rescon A/S
Sivilingeniør Oddny Jørgensen, Elkem ASA Materials

1610 Spørsmål / diskusjon

1630 Slutt

**SESJON GEOTEKNIKK**

Møteleder: Sjefsingeniør Lars Mørk, Jernbaneverket Ingeniørtjenesten

1300 (29) **Formannens 10 minutter**
Sjefsingeniør Lars Mørk, Jernbaneverket Ingeniørtjenesten

1310 **Nye Nationaltheatret stasjon -**
**Utgraving til 15 m dybde i bløt leire inntil en av landets mest kjente bygg:**

(30) **Alternativene som ble vurdert**
Sivilingeniør Arne Simonsen, NOTEBY

(31) **Valgt løsning inkl. jetpeler og HZ-spunt**
Sivilingeniør Anders Bye, NOTEBY

1350 Spørsmål / diskusjon

1410 (32) **Geoteknikk i eksportmarkedet, - muligheter og erfaringer**
Viseadm. direktør Oddvar Kjekstad, NGI

1430 Pause

1450 **Fornebu etter 1998. Hvilke utfordringer skaper 30 års forurensning fra flyaktivitetene ?**

(33) **Miljøgeologiske undersøkelser**
Sivilingeniør Gunnar Brønstad, NOTEBY

( 34) **Risiko- og konsekvensvurdering for etterbruk**
Sivilingeniør Vidar Ellefsen, ENCO Environmental Consultants a.s.

1530 **Rasene fortsetter i Midt- og Nord-Norge, hvorfor ?**

(35) **Ras/utglidninger i Troms på 90-tallet, bare i strandsonen ?**
Seksjonsleder Ole-Andrè Helgaas, Statens vegvesen, Troms

(36) **Ras Nordlandsbanen, Jevika, Steinkjer**
Sivilingeniør Erling Romstad, Kummeneje Steinkjer

1610 Spørsmål / diskusjon

1630 Slutt

## DEL I: FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN

1. **Åpning. Utedeling av åretst Gullfeisel**
   Sivilingeniør Terje Røren, Berdal Strømme A/S
   Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

2. **Mot en ny boom i norsk vannkraftbygging ?**
   Adm.direktør Erling Diesen, NVE

3. **Norske Kraftutbyggere i Nepal. Fra Khimti Khola-anlegget**
   Direktør Henning Fjeldstad, Statkraft Anlegg A/S

4. **Bransjens omdømme og rekrutteringen - hva kan gjøres for å bedre situasjonen ?**
   Direktør Anton Dahl

5. **Hvorfor stemmer ikke terrenget med kartet - er ikke de ingeniørgeologiske undersøkelsene gode nok ?**
   Professor, dr.ing. Bjørn Nilsen, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU

6. **Oslofjordforbindelsen**
   Sivilingeniør Ruth Gunlaug Haug, Statens vegvesen Oslofjordforbindelsen

7. **Gruvedrift i Oslo-området**
   Førstekonservator, emeritus Johannes Dons, Mineralogisk-geologisk museum

8. **Krevende sprengningsarbeider i Oslo sentrum. Fra utvidelsen av Nationaltheatret stasjon**
   Sivilingeniør Øyvind Arntsen, Selmer ASA

9. **Mineralstøv i fokus. Ny kunnskap får betydning for bransjen.**
   Professor Tom Myran, SINTEF Bygg og miljøteknikk, avd. Bergteknikk

10. **Nytt driftsopplegg for Svea**
    Direktør John Utsi, SNSK

11. **Forslag til ny EU-forskrift om bergarbeid. Hvilke konsekvenser får dette for driften ?**
    Seksjonsleder Lars Håkon Seim, Statens vegvesen Sogn og Fjordane

12. **Fullprofilboring i de italienske alper; en utfordring for norsk tunnelteknologi**
    Sivilingeniør Karl Gunnar Holter, NOCON AS
    Sivilingeniør Oddbjørn Kaasa, NOCON AS

13. **E6 i tunnel gjennom Korgfjellet - Tilpassing til fullprofilboring**
    Sivilingeniør Jan Lima, Institutt for bygg-og anleggsteknikk, NTNU

14. **Endringer i fjellkapitlet i revidert NS 3420**
Sivilingeniør Kjell Ottar Berge, Selmer ASA

15. **Sprengning ut - pigging inn ?**
**Fra utvidelsen av E6 gjennom Djupdalen**
Overingeniør Anders Grimnes, Veidekke ASA

16. **Optimale sprengningstekniske løsninger**
Overingeniør Arve Fauske, Dyno Nobel

17. **Romeriksporten. Driftserfaringer**
Sivilingeniør Stein Schanke, SRG
Dr.ing. Pål-Egil Rønn, SRG

## DEL II: BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKKDAGEN

**Fellesssesjon - Nye Nationaltheatret stasjon**

18. **Bakgrunn, konsekvenser og bymessige utfordringer for å løse jernbanens trafikkmessige flaskehals i Oslo sentrum**
Cand. scient Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging

19. **Dagens miljøkrav og utfordringer ved anleggsvirksomhet i sentrum (støy, støv, vannsøl, vibrasjoner, trafikk, m.v.)**
Cand. agric Jan Martin Ståvi, Asplan Viak

20. **Driving og sikring ved liten fjelloverdekning**
Cand. scient Johan Mykland, Jernbaneverket Utbygging

21. **Undersjøisk vegtunnel Hvalfjördur, Island**
**Norsk tunnelkonsept i vulkanske bergmasser**
Sivilingeniør Eivind Grøv, O.T. Blindheim AS

22. **Undersjøisk vegtunnel Magerøysundet -**
**Hva slags berg (eller jord) er dette ?**
Sivilingeniør Jan Erik Buan, Berdal Strømme AS
Sivilingeniør Per Bollingmo, NOTEBY

23. **Svelleleire-undersøkelse. Forsøk med svelletest som utføres på anlegget**
Sivilingeniør Ingvar Tyssekvam, Statens vegvesen Oslofjordforbindelsen

**Bergmekanikkdagen:**

24. **Formannens 10 minutter**
Prosjektleder Anders Beitnes, NSB Gardermobanen A/S

25. **Lærdalstunnelen. Høye bergtrykk. Ønske om ferdig sikring ved stuff - går det ?**
Prosjektleder Jon Kvåle, Statens vegvesen Sogn og Fjordane

26. **Numerisk modellering av sprøytebetong i tunnel**
Sivilingeniør Panos Chryssanthakis, NGI

27. **Analyse av vibrasjoner fra sprengning, eks. Romeriksporten**
Sivilingeniør Morten Christiansen, i samarb. m/Dyno og NOTEBY

28. **Injeksjon, sprøytebetong, boltemørtel:**
**Både anvendelse, virkemåte og bruksytelse er avhengig av hjelpestoffer.**
**Er vi oppdatert og utnytter vi mulighetene ?**
Bergingeniør Knut Garshol, MBT
Adm. direktør Geir Tjugum, Rescon A/S
Sivilingeniør Oddny Jørgensen, Elkem ASA Materials
Sivilingeniør Per Fidjestøl, Elkem ASA Materials

**Geoteknikkdagen:**

29. **Formannens 10 minutter**
Sjefsingeniør Lars Mørk, Jernbaneverket Ingeniørtjenesten

**Nye Nationaltheatret stasjon -**
**Utgraving til 15 m dybde i bløt leire inntil en av landets mest kjente bygg:**

30. **Alternativene som ble vurdert**
Sivilingeniør Arne Simonsen, NOTEBY

31. **Valgt løsning inkl. jetpeler og HZ-spunt**
Sivilingeniør Anders Bye, NOTEBY

32. **Geoteknikk i eksportmarkedet, - muligheter og erfaringer**
Viseadm. direktør Oddvar Kjekstad, NGI

**Fornebu etter 1998. Hvilke utfordringer skaper**
**30 års forurensning fra flyaktivitetene ?**

33. **Miljøgeologiske undersøkelser**
Sivilingeniør Gunnar Brønstad, NOTEBY

34. **Risiko- og konsekvensvurdering for etterbruk**
Sivilingeniør Vidar Ellefsen
Sivilingeniør Jens Laugesen
ENCO Environmental Consultants a.s.

**Rasene fortsetter i Midt- og Nord-Norge, hvorfor ?**

35. **Ras/utglidninger i Troms på 90-tallet, bare i strandsonen ?**
Seksjonsleder Ole-André Helgaas, Statens vegvesen Troms

36. **Ras Nordlandsbanen, Jevika, Steinkjer**
Sivilingeniør Erling Romstad, Kummeneje Steinkjer

Sivilingeniør Terje Røren
Berdal Strømme A/S
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

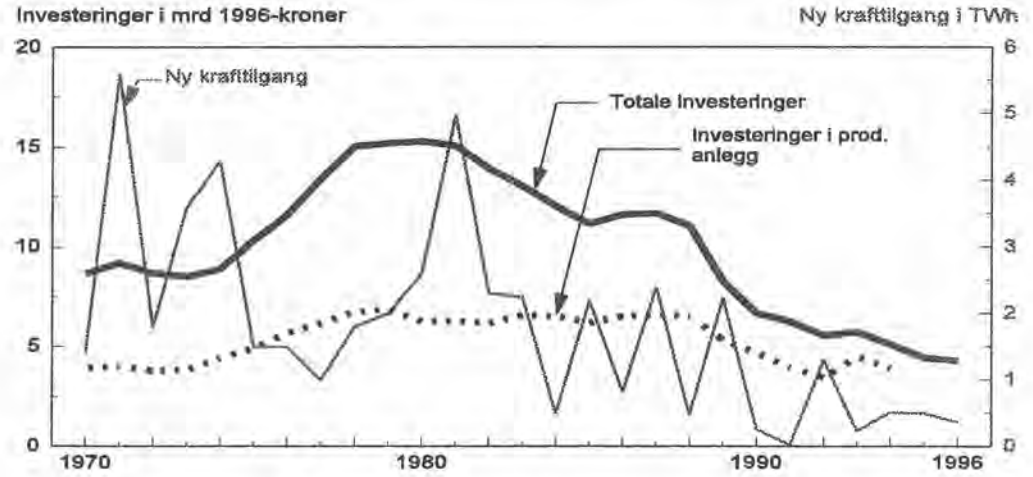
# ÅPNING

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

# MOT EN NY BOOM I NORSK VANNKRAFTBYGGING?

**Vassdrags- og energidirektør Erling Diesen**
**Norges vassdrags- og energiverk**

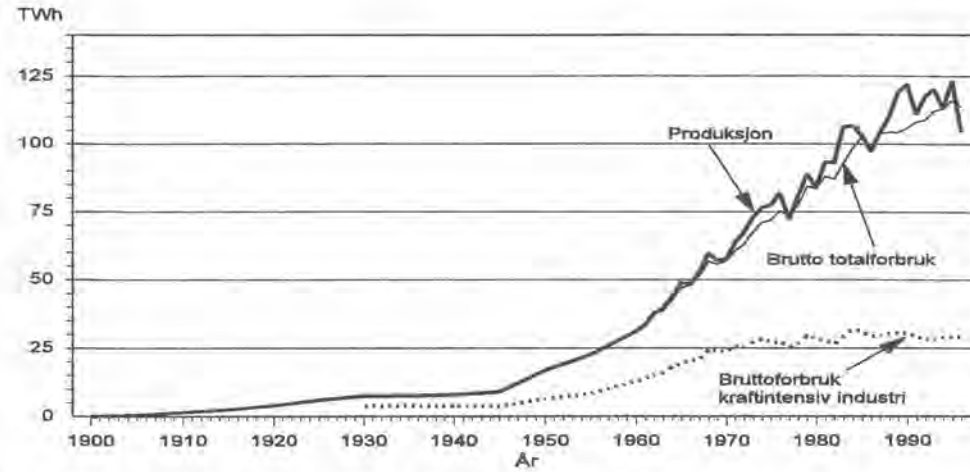
Av arrangørene av denne konferansen er jeg bedt om å snakke over temaet **mot en ny boom i norsk vannkraftbygging?** Jeg aner at det blant mange av dere også ligger et element av forventning i spørsmålsstillingen. Det er det da også lett å ha forståelse for. Kraftsektoren har ikke vært den store oppdragsgiveren for dere i senere tid. I de snart syv årene som er gått siden energiloven trådte i kraft 1. januar 1991, har vi nemlig opplevd en nær stillstand på utbyggingsfronten for vannkraft i Norge. Til sammen er det bare kommet inn ca 3 TWh ny kraft, eller under 0,5 TWh pr år.




**Figur 1:** Investeringer i kraftsektoren og ny krafttilgang 1970-1996.

Dette fremkommer i Figur 1, der ny krafttilgang for hvert år siden 1970 er inntegnet sammen med totale investeringer og investeringer i produksjonsanlegg separat. Innføring av energiloven med deregulering av elektrisitetssektoren og økte krav til effektivitet og kostnadsbevissthet har utvilsomt vært en sterkt medvirkende årsak til stagnasjonen i kraftutbyggingen. Men ettersom investeringer i kraftutbygging først begynner å påløpe inntil flere år etter at beslutning om utbygging er fattet, må vi også kunne konstatere at kraftselskapenes vilje til utbygging var stagget allerede flere år før energiloven kom. Men når hadde vi så sist noen boom i norsk vannkraftutbygging? Figuren her viser noen toppår for ny kraft i 1971, 1975 og 1981 med i størrelsesorden 5 TWh ny kraft på nettet hvert av

årene. Men med flere års byggetid for vannkraftprosjektene gir selve idriftssettelsesåret ikke noe godt uttrykk for utbyggingsaktiviteten. Den må ses over en lengre tidsperiode. Og da er jeg fristet til å si at vi hadde en sammenhengende utbyggingsboom som varte like fra krigens slutt og frem til i alle fall midten av 1980-årene.




**Figur 2**: Elektrisitetsproduksjon og forbruk i Norge, 1900-96.

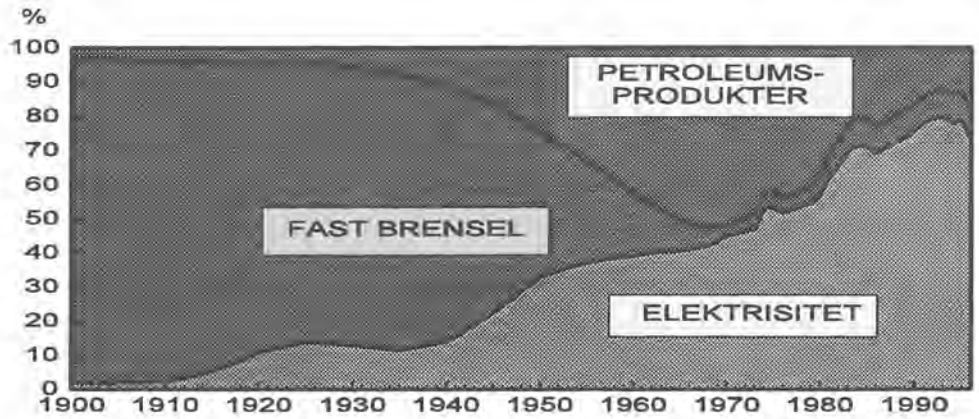
Figur 2 illustrerer dette. Fra en produksjon på beskjedne 0,6 TWh i år 1900, økte produksjonsevnen langsomt mot 1945 til 11 TWh pr år. Først deretter ble det virkelig fart over kraftutbyggingen. I 1945 var det fortsatt over 650 000 personer i Norge uten organisert elektrisitetsforsyning, landet stod foran en aktiv gjenreisingsperiode, og det var sterke industripolitiske målsettinger om oppbygging av en betydelig kraftintensiv industri. Mange ser på etterkrigstiden frem mot begynnelsen av 1970-årene som gullalderen for norsk kraftutbygging. Kraftutbyggerne nøt høy anseelse i samfunnet - de hadde nærmest heltestatus - og protestene mot kraftutbygging var ikke så høylydte. I ettertid og med dagens kunnskap og verdsetting av miljøkvaliteter, kan vi nok se at mye ved utbyggingene kunne ha vært gjort annerledes. Men selv om motstanden mot videre vannkraftutbygging etter hvert ble sterkere - Mardøla-aksjonen i 1970 representerer her et tidsskille - fortsatte vannkraftutbyggingen omtrent i samme tempo frem mot 1985. Da var produksjonssystemet bygget ut til en midlere årsproduksjon på 102 TWh. Over en førtiårsperiode siden 1945 var det da kommet til 91 TWh eller nær 2,3 TWh pr år i gjennomsnitt. Dette tilsvarte også forbruksutviklingen i samme tidsrom.

Selv om kraftutbyggingen har avtatt sterkt de senere år, har likevel forbruksutviklingen fortsatt omtrent i samme spor som tidligere. Dette har ledet til at det mange har oppfattet som overkapasitet i produksjonssystemet nå er innhentet av forbruksutviklingen. Vi har i dag et produksjonssystem som i normale vannår er i rimelig god mengdemessig balanse med det innenlandske markedet. At kraftproduksjonen i de enkelte år avviker fra den beregnede midlere produksjonsevne, er noe vi må forvente. Et kraftoverskudd finner avsetning i eksport og elektrokjelmarkedet, og kraftunderskudd dekkes ved import og forbruksreduksjoner, som vi for øvrig erfarte i fjor. Det er de sterkere forbindelsene mot utlandet samt utviklingen mot et friere kraftmarked som også strekker seg over

landegrensene, som gjør at vi i energibalansene for Norge nå mer tar utgangspunkt i kraftsystemets midlere årsproduksjon. Tidligere, det vil si frem mot slutten av 1980-årene, var tankegangen mer i retning av at vi skulle produsere nok kraft for egne behov også i år med mindre vanntilsig enn normalt. Og det ledet til et rikelig dimensjonert system der vi i de aller fleste årene var nettoeksportør av billig kraft til Danmark og Sverige.

Før energiloven trådte i kraft fra årsskiftet 1990/91, utarbeidet myndighetene prognoser for utviklingen i elektrisitetsforbruket, som ga måltall for den videre kraftutbygging. Og staten brukte sitt eget kraftselskap, Statskraftverkene, aktivt som virkemiddel for at utbyggingsmålene ble nådd. Men med innføringen av et markedsbasert kraftsystem har myndighetene, inklusive NVE, vært tilbakeholdne med å fremlegge sterke syn på den fremtidige forbruksutviklingen for elkraft. Vi snakker nå helst i denne forbindelse om mulige utviklingstrekk for kraftforsyningen i Norge, og unngår i egne fremstillinger bruken av ordet prognose. Og måltall for kraftutbyggingen vokter vi oss vel for å angi. Nå er det markedet som skal bestemme. Så når jeg i det etterfølgende skal presentere noen mulige utviklingstrekk, må de heller ikke oppfattes som noe mer enn nettopp det.

Jeg starter med forbrukssiden. Utgangspunktet for en fremskriving av det alminnelige elektrisitetsforbruket, dvs fastkraftforbruket utenom kraftintensiv industri, er at vi i det stasjonære energiforbruket nå er nær fullelektrifisert.




**Figur 3**: Nyttiggjort energi til stasjonære formål utenom kraftintensiv industri.

Figur 3 viser den relative utviklingen i nyttiggjort energi til stasjonære formål utenom kraftintensiv industri fra århundreskiftet. Elektrisiteten har gradvis økt sin andel i sluttforbruket, og står nå for nesten 80 % av nyttiggjort energi. Den markerte nedgangen i 1996 skyldes den spesielle situasjonen på elmarkedet det året, med rekordlav magasinfylling, høye elpriser og oppfordringer om sparing. Hvordan utviklingen i den relative sammensetningen vil forløpe videre er selvsagt vanskelig å si, men selv har jeg liten tro på at elandelen vil kunne øke noe særlig. Økt bruk av biobrensler og senere muligens også naturgass vil motvirke en økt elandel. Dessuten vil olje for mange brukere og prosesser fortsatt være gunstigste energivalg. Så mens vi fra slutten av 1960-årene har kunnet forklare deler av veksten i elforbruket med overgang fra fyringsoljer, vil det videre forløp for elforbruket mer i sin helhet bestemmes av den økonomiske og tekniske

utviklingen i samfunnet.

En utviklingsbane for det alminnelige elektrisitetsforbruket som synes å kunne harmonere med de makroøkonomiske hovedforutsetningene i regjeringens siste langtidsprogram - blant annet ca 2 prosent årlig vekst i bruttonasjonalproduktet - er som vist i øverste linje i Figur 4.

| År | 2000 | 2005 | 2010 |
|---|---|---|---|
| Alminnelig forsyning | 85,0 | 91,6 | 98,6 |
| Kraftintensiv industri | 29,9 | 29,9 | 29,9 |
| Troll-terminalen | 1,6 | 1,6 | 3,2 |
| Innenlandsk fastkraftetterspørsel | 116,5 | 123,1 | 131,7 |
| Lettoljekjelmarked, inkl 7% tap | 5,3 | 5,3 | 5,3 |
| Tungoljekjelmarked, inkl 3% tap | 5,2 | 5,2 | 5,2 |
| SUM, totalt | 127,0 | 133,6 | 142,2 |

**Figur 4**: Utviklingen i innenlandsk eletterspørsel. Alle tall i TWh og referert kraftstasjon.

Forbruket øker med 1,5 prosent pr år med utgangspunkt i det temperaturkorrigerte forbruket i 1995. Fjoråret var så turbulent med prisøkninger, sparekampanjer og frykt for senere rasjonering at det ikke er egnet som basisår. Det er i fremskrivningene forutsatt en elpris som tilsvarer antatt balansepris i kraftmarkedet, i størrelsesorden 20-25 øre/kWh på sentralt nivå som et gjennomsnitt for året. Dette prisnivået kan sannsynliggjøres ved simuleringsberegninger for det nordiske kraftmarkedet, forutsatt dagens energi- og miljøavgifter. Forbruksutviklingen i alminnelig forsyning antas likevel relativt robust for endringer i kraftmarkedsprisen. For selve kraftprisen utgjør bare en av tre hoveddeler av totalprisen til sluttbruker. De to andre komponentene er overføringskostnader eller nettleie som vi helst sier, og offentlige avgifter. NVE vil arbeide hardt for at nettleietariffene skal reduseres, og forventer å lykkes med dette i samarbeid med nettselskapene. Offentlige avgifter derimot representerer et større usikkerhetsmoment når tidshorisonten er lang.

Kraftintensiv industri forutsettes her å forbruke omtrent som på dagens nivå, 29 TWh netto eller 29,9 TWh referert kraftstasjon pr år i alle år frem til år 2010. Troll-terminalen kom i drift høsten 1996 med et energibehov etter hvert på 1,6 TWh pr år. I 2006 øker forbruket til 3,2 TWh.

Elektrokjelmarkedet antas i dag å være 9 TWh referert bruker, og er omtrent likelig fordelt mellom kjeler som har henholdsvis lettolje og tungolje som fyringsalternativ. Markedet forventes å øke noe frem mot år 2000 for deretter å flate ut. Med markedet menes her årsforbruket dersom kjelene er innkoplet hele tiden. Elektrokjelmarkedet etterspør elektrisitet etter prisforholdet mot olje og er tatt med mest for fullstendighetens skyld. Under forutsetning om moderate oljepriser og etter hvert bortfall av nåværende avgiftsmessige favorisering av elektrokjeler, vil elektrokjelene ikke gjøre seg særlig gjeldende på kraftmarkedet under normale fohold. Elektrokjelmarkedet vil dermed heller ikke inngå i det energibehov som det bør søkes dekning for i normale vannår.

Det er altså innenlandsk fastkraftetterspørsel som er den sentrale størrelse i denne tabellen. Fra et forbruksnivå på nær 107 TWh i 1995 øker fastkraftforbruket til 116,5 TWh i år 2000, vel 123 TWh i 2005 og videre til nær 132 TWh i år 2010.

Vannkraftsystemet i Norge var ved siste årsskifte utbygd til en produksjonsevne lik 112,7 TWh i år med normale tilsig. Litt varmekraft har vi også, i de senere år har produksjonen ligget rundt 0,5 TWh. Eksisterende varmekraftstasjoner tenkes i de fremtidige energibalansene å bidra med en energiproduksjon på 0,7 TWh.

| År | 2000 | 2005 | 2010 |
|---|---|---|---|
| Sikret krafttilgang | 114,0 | 114,0 | 114,0 |
| + Antatt nettoimport | 1,5 | 4,0 | 4,0 |
| + Akkumulert utbyggingsbehov utover sikret krafttilgang | 1,0 | 5,1 | 13,7 |
| = Innenlandsk forbruk ekskl. elektrokjeler | 116,5 | 123,1 | 131,7 |

**Figur 5**: Energibalansen i et normalår for perioden 2000-2010. TWh.

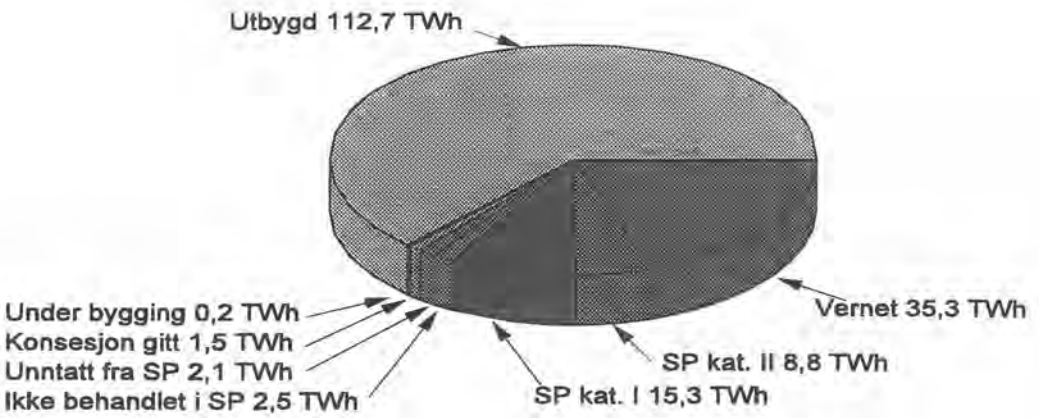
Sikret krafttilgang som angitt i Figur 5 som viser energibalansen mot år 2010, utgjøres av eksisterende produksjonssystem med tillegg av prosjekter under bygging og konsesjonsgitte prosjekter der utbygger også på et senere tidspunkt har tilkjennegitt vilje til utbygging. Slik sett er det bare 0,5 TWh ny kraft vi vet vil komme, og det innen 1999. Naturkrafts to planlagte gasskraftverk, hver på ca 350 MW og en antatt årsproduksjon på 2,8 TWh har riktignok fått konsesjon fra energimyndighetene, men usikkerheten som er oppstått omkring utslippsproblematikken gjør at jeg har valgt ikke å la dem inngå i kraftbalansene. Dessuten skal kraften forutsetningsvis i stor grad eksporteres til Sverige og Finland, selv om jeg er i stand til å innse at dette kan være vanskelig å sikre i praksis når vi har et fritt kraftmarked i Norden.

Produksjonsevnen i det norske systemet vil med disse forutsetningene øke fra dagens vel 113 TWh til 114 TWh i 1999 i år med normale tilsig. Oppgaven vi står overfor er på beste måte å finne dekning for differensen mellom sikret tilgang og innenlandsk forbruk. Det betyr ikke nødvendigvis at hele gapet skal tettes gjennom egen kraftutbygging. Mot Danmark har vi en kabelforbindelse på ca 1000 MW, og mot Tyskland og Nederland vil vi frem mot år 2004 få tre kabler, hver med en kapasitet på minst 600 MW. Det er inngått avtaler om kraftutveksling over kablene, der vi skal levere energi på dagtid når belastningen er som størst, men der kablene mesteparten av døgnets timer er disponible for kommersiell kraftutveksling. NVE skal her overvåke at kraften flyter til det området der kraftverdien er størst. I Norge vil kraftverdien uttrykkes gjennom spotprisen, hos avtalepartnerne i Danmark og på Kontinentet der et fritt kraftmarked ennå ikke er etablert, vil kraftverdien måtte beregnes på grunnlag av de variable produksjonskostnader. Praktiseringen av utvekslingsavtalene forutsettes slik at vi blir resulterende nettoimportør over kablene. Det er herunder antatt at vi i store deler av døgnet kan importere kraft fra varmekraftlandene til priser som er lavere enn generell utbyggingskostnad for ny kraft i Norge. Importkvanta som det etter enkle overslagsberegninger kan være gunstig å basere oss på, øker fra 1,5 TWh i år 2000 til 4 TWh pr år fra 2004 når alle kablene er lagt. Sverige forventes ikke å kunne bidra positivt til den norske kraftbalansen, først og fremst på grunn av den usikre situasjonen de befinner seg i med hensyn til avvikling av kjernekraften.

Akkumulert utbyggingsbehov utover sikret krafttilgang blir etter et slikt resonnement 1 TWh i år 2000, vel 5 TWh i 2005 og nær 14 TWh i 2010. Her vil jeg imidlertid presisere at disse kvanta ikke ubetinget skal forstås som kraftutbygging. Energieffektivisering, bruk av biobrensler og varmepumper som reduserer eletterspørselen er selvsagt velkomne bidrag som kan redusere behovet for ny kraft. Men her må en samtidig ta hensyn til at den i historisk perspektiv lave vekstraten jeg la til grunn for elforbruket i alminnelig forsyning, til en viss grad inkluderer bidrag fra disse teknologier. Når det gjelder enøk, har vi liten erfaring for at dette har ledet til annet enn å redusere den samlede veksten. Frigjort elkraft fra enøk-tiltak i kraftintensiv industri tror jeg helst vil bli nyttet innen industrien selv til å øke produksjonsvolumet. NVE har i inneværende budsjettår fått i oppgave å fordele betydelige midler for å fremme bruk av biobrensler, og ordningen er foreslått videreført og opptrappet i statsbudsjettet for 1998. Jeg tror at dette gir resultater, uten ennå å ha grunnlag for noen kvantifisering. Vi har et stort unyttet potensial for øket bruk av biobrensler, som i hovedsak tenkes nyttet i større varmeanlegg som forutsetter vannbåren varmedistribusjon. I den grad vi lykkes med å øke bruken av biobrensler, må vi likevel forvente at det i første omgang i stor grad vil være oljefyring som fortrenges, og ikke først og fremst elektrisitet. Varmepumper har en viss utbredelse i Norge, og nyttes også for å effektivisere varme-gjenvinning i bygninger. Potensialet for øket bruk av varmepumper til romoppvarming og varmtvannsberedning i Norge har vært hevdet å være i størrelsesorden 20 TWh, eller ca en tredjedel av totalbehovet. Ut fra hva som kan sies å være normal effektfaktor for varmepumper, skulle realisering av dette potensialet bare kreve et årlig elektrisitetsforbruk på 6-7 TWh, og dermed frigjøre 13-14 TWh (elektrisitet og annen energi) som kan nyttes til andre formål. Institutt for energiteknikk har senere gjort en kritisk vurdering av potensialet for øket bruk av varmepumper, og kom da frem til et realiserbart potensial på 2-3 TWh.

Det regjeringsoppnevnte utvalget som skal utrede og vurdere energi- og kraftbalansen for Norge frem mot år 2020, er i mandatet blant annet pålagt å utrede tiltak som omfatter omlegging til mindre bruk av elektrisitet til oppvarming. Så det politiske ønskemålet synes klart. Men uten ekstraordinær satsing på energieffektivisering, bioenergi, varmepumper eller andre energiteknologier, velger jeg likevel å anta at tabellen gir en nøktern fremstilling av behovet for ny elproduksjonskapasitet i årene fremover. Og om viljen er til stede, både hos utbyggere og samfunnet forøvrig, burde det for Norge ikke by på problemer å få bygget ut den produksjonskapasitet for elektrisitet som er ønskelig frem mot år 2010 med utgangspunkt i innenlandske energiressurser. Men i hvilket omfang for de ulike energi-ressurser? Vannkraft og gasskraft har nå i flere år vært regnet som de mest aktuelle alternativer. Nye fornybare energikilder som sol-, bølge- og vindkraft har mer vært betraktet som eksotiske innslag som kunne gi dekning av lokale behov i spesielle situasjoner. Men særlig for vindkraften er bildet nå i ferd med å endres.

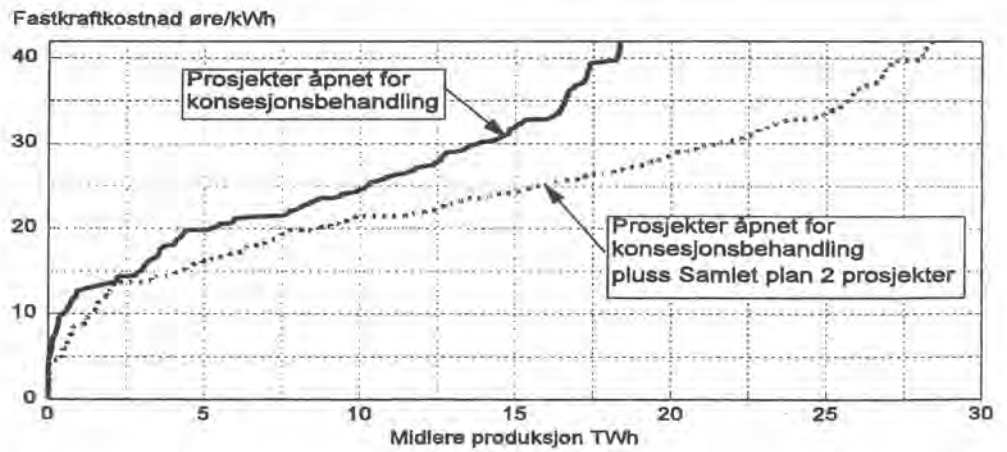
Det er naturlig å starte omtalen av ny krafttilgang med vannkraften. Det er den vi har og som representerer det kjente. Men jeg finner det også naturlig i denne forsamlingen og med rammen for mitt innlegg senere å komme tilbake til og også avslutte med vannkraften.




**Figur 6**: Vannkraftpotensialet pr 1.1.1997. Til sammen 178,3 TWh.

Det totale norske potensialet for teknisk/økonomisk lønnsom utbygging av vannfallsenergi til elektrisitetsproduksjon er - som sum av identifiserte prosjekter - beregnet til 178,3 TWh midlere årsproduksjon. Av dette er altså 112,7 TWh bygget ut pr 1. januar 1997, og 35,3 TWh er vernet mot utbygging gjennom Verneplan I - IV. De resterende 30,3 TWh er summen av konkrete prosjekter, representert ved det produksjonspotensialet som har vært vurdert som mest realiserbart.

Samlet plan utgjør et viktig rammeverk for hvilke prosjekter det kan søkes om konsesjon for. Kategori II, som det foreløpig ikke er gitt åpning for, omfatter 8,8 TWh. Samlet plan kategori I er derimot tilgjengelig for konsesjonsbehandling; til sammen 15,3 TWh. Dessuten kan det søkes om konsesjon for 2,1 TWh som er unntatt fra planen. 2,5 TWh er ikke behandlet i Samlet plan, og det er uvisst hvilken status disse prosjektene vil få.



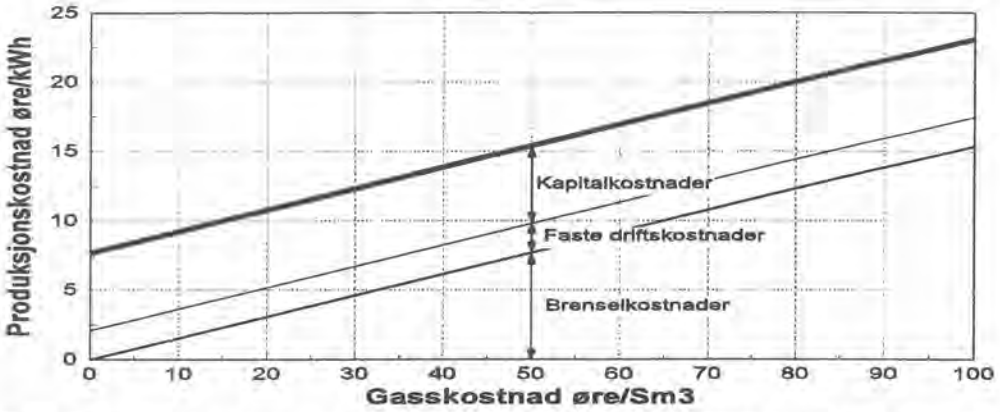

**Figur 7**: Tilgjengelig vannkraftpotensial som funksjon av fastkraftkostnad.

Gjenværende vannkraftprosjekter kan rangeres etter stigende kostnad som vist i Figur 7. Den heltrukne kurven viser vannkraftprosjekter det kan søkes om konsesjon for, og i den stiplede kurven er det lagt til prosjektene i kategori II. Vannkraftprosjektene inngår slik de er skissert i Samlet plan. For det meste dreier det seg om prosjektskisser som ble utarbeidet i første halvdel av 1980-årene. Dengang ble ikke effekt tillagt noen særlig egenverdi. Dessuten ble det heller ikke regnet med minstevannslipping, som fra nå må regnes som obligatorisk ved nye utbygginger. Pålegg om minstevannslipping kan typisk redusere årsproduksjonsevnen med 6 %. Forut for eventuell konsesjonssøknad vil prosjektene nødvendigvis bli grundigere gjennomgått, og en må forvente at da kan både prosjektutforming, produksjonsmengde og kostnader bli endret for de enkelte prosjektene. Figuren antyder at av prosjekter åpnet for konsesjonsbehandling, kan vel 10 TWh bygges ut til under 25 øre/kWh. Dersom også Samlet plan kategori II tas med, vil til sammen omtrent 16 TWh kunne bygges ut under samme kostnadsgrense.

Kostnadene for utbygging av mer vannkraft er svært prosjektavhengig. Men en skal her være klar over at et vannkraftverk kan selge minst tre produkter som vil verdsettes i et marked. Det er for det første selve energien. Men i tillegg kommer for magasinkraftverk evnen til å levere mest energi når behovet er størst og også prisene er høyest. Etter hvert som vi fysisk og handelsmessig blir knyttet sterkere til land med varmekraftsystemer, vil også vannkraftverkenes enestående evne til hurtige opp- og nedreguleringer representere fortjenestemuligheter. Det er derfor mulig at selv prosjekter som fremtrer som dyre i dette diagrammet, likevel kan gi lønnsomhet.

Intensjonen med kategoridelingen av Samlet plan-prosjektene har vært at først skulle alle mulige prosjekter i kategori I bygges ut, før en gikk løs på de mer kontroversielle kategori II-prosjektene. Men en slik kategoritenkning ble utviklet i det gamle regimet før energiloven, og kommer på kollisjonskurs med tenkesettet til markedsorienterte utbyggere. Aktørenes visshet om at rimelige kategori II-prosjekter om kort tid kan bli åpnet for konsesjonsbehandling, kan lede til null interesse for de dyrere prosjektene i kategori I, og dermed også til en tidlig full stans i vannkraftutbyggingen. Jeg mener myndighetene nå - med de fire verneplanene i boks - alvorlig må overveie å oppheve skillet mellom kategori I og II, og la den videre vannkraftutbygging i sin helhet bli bestemt gjennom den konkrete konsesjonsbehandlingen.

Gasskraft i Norge er ikke minst aktualisert gjennom Naturkrafts to planlagte gasskraftverk på Vestlandet. Forholdene ligger også fysisk vel til rette for bygging av gasskraft her til lands, med tre ilandføringssteder for gass til fastlandet. Gasskraftteknologien er under stadig forbedring, noe som gir seg utslag både i synkende anleggskostnader og bedring i virkningsgraden. I dag kan de store totalleverandørene av kombinerte gasskraftverk levere anlegg som omdanner 58 % av energien i naturgassen til elektrisitet. Det er imidlertid en utbredt oppfatning at vi med en slik virkningsgrad også nærmer oss grensen for hva som økonomisk kan forsvares - en elvirkningsgrad på 60 % antydes som maksimum. Rent kostnadsmessig vil et gasskraftverk av kombitypen som kjøres med jevnt høy belastning, fremstå som et svært gunstig alternativ til vannkraft.

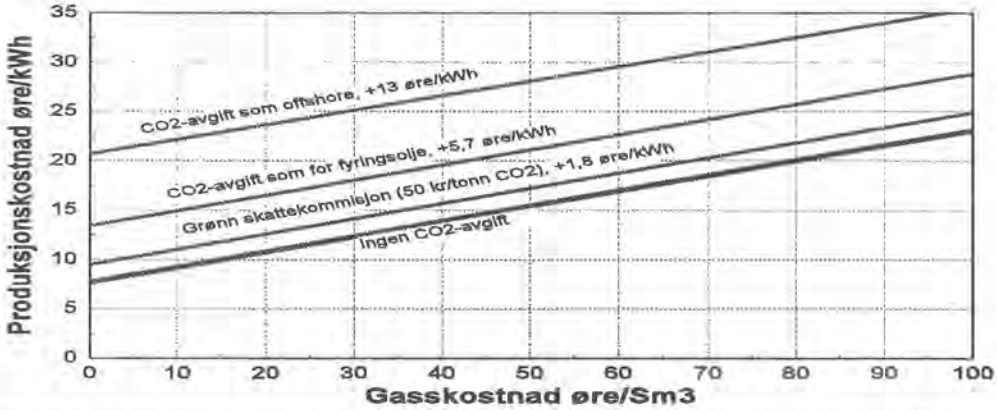



**Figur 8**: Produksjonskostnad for kraft i et kombikraftverk med 8000 timers brukstid pr år, 58% virkningsgrad og 7% kalkulasjonsrente.

Figur 8 illustrerer hvordan resulterende produksjonskostnad avhenger av gassprisen. Til en total produksjonskostnad på f.eks 20 øre/kWh kan gasskraftverket betale opptil 80 øre/Sm3 for gassen. Hva Naturkraft i henhold til avtaler skal betale for gassen, er ikke offentlig kjent. Men ut fra pris og salgsmengde på noen inngåtte gassalgskontrakter under Troll-avtalen har vi beregnet en snittpris i størrelsesorden 75 øre/Sm3 referert Kontinentet. Med en anslått gjennomsnittlig transportpris i størrelsesorden 20 øre/Sm3 til Kontinentet, blir gassens verdi referert gassterminalene i Norge ca 55 øre/Sm3. Usikkerheten gjør at NVE vil anslå gassens samfunnsøkonomiske verdi å ligge i området 50-60 øre/kWh. Dette gir produksjonskostnader i kraftverket på 16-17 øre/kWh.

Men dette gjelder altså for kraft som produseres som grunnlast, dvs som jevn leveranse gjennom sommer og vinter, og gjennom natt og dag. Det passer fint for leveranser til kraftintensiv industri som jo har en svært jevn forbruksprofil. For alminnelig forsyning derimot varierer forbruket mye over året og døgnet. Skal derfor en økning i det alminnelige forbruket energimessig dekkes opp med gasskraft produsert som grunnlast, må gasskraften om vinteren suppleres med kraft kjøpt i markedet, og om sommeren må gasskraftverket selge kraft i markedet. Selv om kjøp og salg energimessig balanserer hverandre, vil en slik agering i markedet medføre et tillegg til de rene gasskraftkostnadene når det er forbruket i alminnelig forsyning som skal dekkes. Dette fordi kraftprisen i markedet vil være høyere når gasskraftverket er i kjøperposisjon (vinter og dag) enn når det selger kraft (sommer og natt).

I kostnadsbeskrivelsen for gasskraft har jeg sett bort fra CO2-avgifter. Etter gjeldende avgiftsordning er det da heller ikke CO2-avgifter ved bruk av naturgass på fastlandet. Men akkurat dette avgiftsfritaket er et viktig ankepunkt for motstanderne av gasskraft i Norge, og i den senere tid har da også sentrale politikere antydet at det kan være aktuelt å innføre CO2-avgifter på gasskraft.

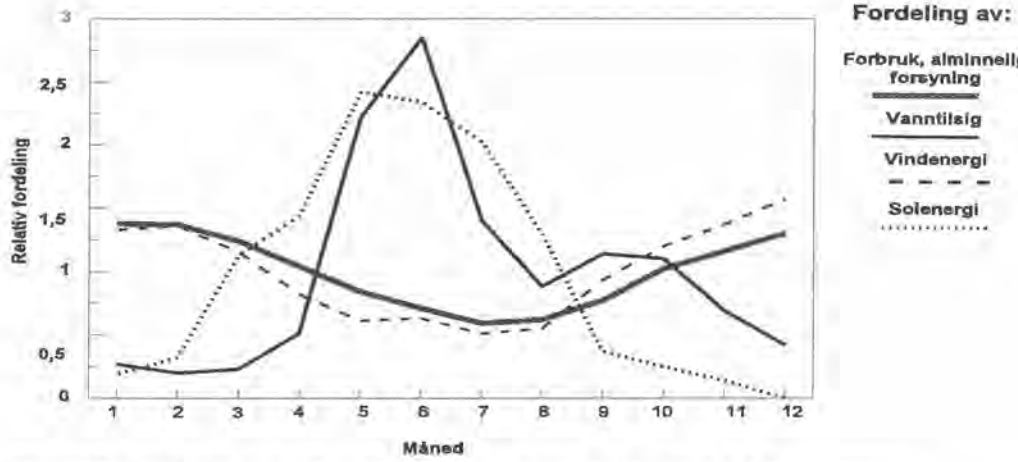



**Figur 9**: Produksjonskostnader for kraft produsert i et kombikraftverk med alternative CO2-avgifter.

Som en illustrasjon av hvilke konsekvenser innføring av CO2-avgifter vil få for produksjonskostnaden i gasskraftverk, er tre alternative avgiftsnivåer inntegnet i Figur 9. I nederste linje har vi ingen CO2-avgift, og kostnadene er identiske med tidligere diagram. Deretter kommer forslaget fra Grønn skattekommisjon om innføring av en karbongradert avgift på 50 kr/tonn CO2 for anvendelser som i dag ikke er avgiftsbelagt. En slik avgiftssats betyr et påslag på 1,8 øre/kWh. Linjen ovenfor gjelder dersom naturgassen avgiftsbelegges som fyringsoljer i dag på fastlandet. Påslaget blir nå 5,7 øre/kWh i forhold til ingen avgift. Den øverste linjen er for det tilfellet at naturgassen får samme avgift som bruk av naturgass offshore, nemlig 87 øre/Sm3. Påslaget blir da hele 13 øre/kWh, og det kan da se ut som om gasskraften priser seg ut som alternativ til vannkraft.

Men en skal være klar over at de resulterende virkningene for lønnsomheten for gasskraft avhenger svært mye av hva som skjer i våre naboland også på avgiftsfronten. Ennå har ingen CO2-avgifter på kraftproduksjon. Blir det imidlertid innført internasjonale CO2-avgifter, vil kullkraft grunnet høyere utslipp rammes omtrent dobbelt så hardt som gasskraft, og gasskraft kan gjennom økninger i markedsprisen for kraft bli lønnsomt også ved høye avgiftssatser. Ulik produksjonsbeskatning i samhandlende land representerer en konkurransevridning som reduserer verdien som ligger i ideell handel.

Det er ikke bare Naturkraft som ønsker å bygge gasskraftverk i Norge. Borregaard har levert forhåndsmelding om et kraftproduksjonsanlegg på vel 600 GWh i forbindelse med fornyelse av varmeproduksjonssystemet på fabrikkområdet i Sarpsborg. Brenselet her vil være gasskondensat som fraktes med skip. På Fiborgtangen i Skogn vurderer Elkem og Norske Skog i fellesskap å sende forhåndsmelding for et 2 x 350 MW gasskraftverk som ferdig utbygd i 2004 årlig vil produsere 5,6 TWh elektrisitet og 0,7 TWh varmeenergi. Kraften vil eierne benytte selv. Brenselet vil være naturgass fra Haltenbanken som via Tjeldbergodden fremføres i rørledning. Her må det imidlertid tilføyes at det er bestemt at før ny søknad om gasskraftverk kan behandles av NVE, skal Stortinget få seg forelagt saken til prinsipiell behandling.




**Figur 10**: Fordeling av nyttbar energitilgang over året for vind, sol og vanntilsig.

Når det gjelder den tredje aktuelle energiressurs for kraftproduksjon, vind, er det interessant å betrakte den relative tilgangen over året. Det er vist i Figur 10, der også det relative elforbruket i alminnelig forsyning er inntegnet med heltrukken kurve. Elforbruket er omtrent dobbelt så høyt en kald vintermåned som en varm sommermåned. I samme figur er dessuten den relative fordelingen av vanntilsiget og tilgangen på solenergi angitt. Vanntilsiget er desidert størst om sommeren. Men som dere jo godt kjenner til, har vi ved bygging av magasiner greid å få vannproduksjonen til å følge forbruket. Solenergien har en nær tilsvarende fordeling over året som vanntilsiget, og her har vi begrensede muligheter for sesonglagring. Påfallende er det derimot i hvilken grad vindenergien følger det alminnelige elektrisitetsforbruket. De to kurvene er nærmest sammenfallende. Nå gjelder riktignok kurvene for gjennomsnittlige månedsverdier, så jeg tror vi skal være forsiktige med å trekke sammenligningen for langt. Variasjonen over døgnet kommer ikke frem, og kanskje viktigst av alt : vindkraften må regnes som upålitelig da den kan utebli når vi trenger den som mest. Vindkraften må derfor ha et pålitelig supplement, dvs annen kraftforsyning - som kan være vannkraft - i reserve.

Men produksjonsprofilen for vindkraft må karakteriseres som gunstig, og vindkraft er nå den kraftgenereringsform som på verdensbasis relativt sett øker mest, selv om den samlede installasjon i verden ved utløpet av 1996 bare var på vel 6000 MW. Av de nordiske land er Danmark sterkest engasjert på vindkraftområdet med en samlet installasjon på rundt 850 MW og en planlagt utbygging av ca 100 MW/år i de nærmeste år. Også i Norge har vi om enn i beskjeden grad forsøkt oss på vindkraft. For vindressursene i Norge er store, og hele kysten fra Lindesnes til Kirkenes har egnede områder for utbygging av vindkraft. Institutt for energiteknikk anslo i 1990 potensialet for vindkraft innen akseptable kostnadsgrenser til ca 5000 MW, tilsvarende en energiproduksjon oppunder 15 TWh pr år. Da var steder med forventet store interessekonflikter utelatt, samt fjell-, hav- og innlandsområder. Jeg holder muligheten åpen for at potensialet her er lavt anslått. Men det gjenstår også å se samfunnets tålegrense for roterende innretninger i stort antall som vil være synlige på lang avstand. Her vil jeg også få bemerke at vi i NVE for tiden til fulle får merke at det er stor motstand mot bygging av kraftledninger, og blant de viktigste

ankepunktene er nettopp de visuelle virkningene.

Kostnadsutviklingen for vindkraftprosjekter har vært svært gledelig. I Danmark nærmer kostnadene for de nyeste anleggene seg 25 øre/kWh, og da er det ikke langt igjen til forventet likevektspris i kraftmarkedet. Mens kostnadene for vindkraftprosjekter har gått ned, har størrelsen på vindturbinene gått opp. Prototyper på vindtubiner med kapasitet på 1,5 MW er til utprøving i flere land og ventes kommersialisert i løpet av inneværende år. Kværner-konsernet har besluttet å overføre sin vindkraftteknologi til en av bedriftene i Norge, og her er det snakk om utvikling og produksjon av turbinenheter i størrelsesorden 3 MW. Bedriften har selv den visjon at det ved leveranse av flere slike anlegg i serie vil være mulig å oppnå produksjonskostnader i området 25-30 øre/kWh på steder med gode vindforhold. Ambisjonene er videre kostnadsreduksjon mot 20 øre/kWh. Og da blir vindkraft virkelig et interessant alternativ, også for volumer som monner. Med antagelse om brukstider rundt 3000 timer i Norge vil hver vindturbin på 3 MW produsere 9 GWh i året. For å produsere 1 TWh trengs det da 110 vindturbiner. For å illustrere hvilket enormt teknologisprang dette innebærer, kan det opplyses at Danmarks nåværende vel 4000 vindturbiner har en samlet årsproduksjon på bare 1,25 TWh.

NVE har registrert at det pågår en del planleggingsaktiviteter for utbygging av vindkraftverk i Norge. Her dominerer Norsk Miljøkraft A/S som har til vurdering hele 6 prosjekter med en total installasjon på 240 MW. Dette vil gi en elproduksjon på rundt 750 GWh. Statkraft vurderer også å engasjere seg i vindkraft.

Så tilbake til spørsmålsstillingen for mitt innlegg: Går vi mot en ny boom for norsk vann-kraftbygging? Dersom spørsmålet skal oppfattes som hvorvidt vi går mot "de gode gamle dager" med en utbyggingstakt på godt over 2 TWh pr år, må svaret bli klart nei. I den foregående gjennomgang av den fremtidige kraftbalansen har jeg antydet et behov på bare vel 1 TWh ny elkraft pr år. Og dette kan være vannkraft, gasskraft eller vindkraft. Med nåværende avgiftsregime synes gasskraft å gi gjennomgående størst lønnsomhet. Men det virker her til lands ikke å være politisk vilje til bygging av gasskraft for dekning av innenlandske behov.

Kostnadene for vindkraft er på full fart nedover, og dette sammen med utviklingen mot større enheter gjør vindkraften til et meget aktuelt utbyggingsalternativ i fremtiden. Her ligger heller ingen problemer med CO2-utslipp på lur. Jeg tror derfor det er all grunn til å regne med etter hvert betydelige innslag av vindkraft i kraftforsyningen, selv om det er usikkerhet knyttet til innpassingen i tid. Dette tilsier likevel at i gjennomsnitt for perioden frem mot år 2010, vil etterspørselen etter ny vannkraft høyst sannsynlig være klart under 1 TWh pr år.

Sett på bakgrunn av gjenværende utbyggbar vannkraft tror jeg også det vil være svært vanskelig å drive gjennom et utbyggingstempo som overstiger 1 TWh ny kraft pr år. Selv med de rammebetingelser som verneplanene og Samlet plan setter, er den tradisjonelle konflikten mellom utbyggings- og verneinteressene høyst tilstedeværende. Det kan således være en lang og vanskelig prosess å lede et aktuelt vannkraftprosjekt frem til et utbyggingsvedtak. Potensielle utbyggere kan vurdere konfliktgraden som så stor at de ikke engang fremmer prosjektet. I tillegg må vi regne med at en del prosjekter ikke vil få konsesjon i det hele tatt, mens andre prosjekter som slipper gjennom nåløyet, ofte vil være beskåret i forhold til opprinnelige planer. Av det totale gjenværende utbyggingspotensialet på nærmere 30 TWh inklusive Samlet plan kategori II, kan jeg vanskelig tenke meg at det

er realistisk å regne med muligheten for utbygging av mer enn rundt 15 TWh ny vannkraft i Norge.

Et forhold som også vanskeliggjør en forsert vannkraftutbygging er knyttet til selve størrelsesorden på prosjektene i Samlet plan. En gjennomgang av Samlet plan gjør det nemlig fort klart at det nærmer seg slutten for de store enkeltutbygginger. Av de konsesjonssøkte prosjektene inntar Øvre Otta på ca 1 TWh en klar tetposisjon når det gjelder størrelse. Tilsvarende dominans har reguleringer og overføringer i Saudavassdraget når det gjelder forhåndsmeldte prosjekter. Men ellers er det gjennomsnittlige energibidraget fra hvert Samlet plan-prosjekt bare 50 GWh. Hver ny TWh vannkraft tilsier altså i snitt 20 ferdigstilte prosjekter og mange involverte interesser. Dette vil også representere en betydelig utfordring for NVE som konsesjonsmyndighet. Men jeg verken håper eller tror at vi skal bli proppen i systemet. Vi er innstilt på å prioritere saker som gjelder ny krafttilgang, og vil følge de minimumsfrister for høringer som gjelder i lovverket.

Vi registrerer nå i NVE en sterkt økende interesse for utbygging av vannkraft. Forventninger om økte kraftpriser er utvilsomt medvirkende til det. Foreløpig dreier det seg i all hovedsak om prosjekter der selve energiproduksjonen er det vesentlige. For mikro- og minikraftverk er utbyggingsviljen mest iøyenfallende. Her er vi i kontakt med rundt 300 interesserte utbyggere, som for en stor del er bønder eller andre private grunneiere. Da prosjektene jo er svært små - i gjennomsnitt kan det dreie seg om størrelser på 0,5 GWh - betyr de imidlertid lite for den totale krafttilgangen. Men også for de større prosjektene som er i Samlet plan, er utbyggingsviljen merkbar, men hittil bare for prosjekter med en utbyggingskostnad mindre enn 3 kr/kWh. Det er selvsagt vanskelig å tallfeste hva dette vil resultere i faktisk utbygging, men dersom utbyggerne får det som de vil, synes vi å ane et utbyggingsnivå på en halv TWh pr år i snitt for en periode. Også for prosjektene i Samlet plan er det påfallende i hvilken grad det er grunneiere eller andre private interesser som viser vilje til utbygging. Vi ser herigjennom også en tendens til at prosjektene søkes redusert eller stykket opp i flere små prosjekter som i sum blir mindre enn det opprinnelige Samlet plan-prosjektet. Her ser vi en klar oppgave i å hindre at det slippes gjennom såkalte skumme-fløten-prosjekter, som vanskeliggjør eller fordyrer en senere full utbygging. NVE krever derfor nå normalt at utbygger også utarbeider forslag til prosjekt omtrent lik det største alternativet i Samlet plan.

For en god del av de aktuelle prosjektene dreier det seg om opprusting og utvidelse av eksisterende kraftverk. Blant disse er også de kraftstasjoner der NVE har krevd utskifting av smisveiste rør i vanntilløpet innen gitte tidsfrister, senest innen 1. januar 2006. Her velges ofte løsninger med bygging av ny og større kraftstasjon i fjell og tilløpstunneler. Så oppdragene for fjellsprengningsbransjen kan her bli betydelige.

Ennå ser vi ikke noen særlig utbyggingsvilje til rene effektprosjekter, det vil si effektutvidelser der fortjenestemulighetene ligger i prisforskjeller mellom sommer og vinter, og mellom natt og dag. Det virker som om kraftselskapene avventer sterkere prissignaler. Men de vil med sikkerhet komme, etterhvert som vi blir fysisk sterkere knyttet mot Kontinentet gjennom kablene som planlegges mot Tyskland og Nederland. Da blir det aktuelt med strossing av tunneler og installasjon av nye aggregater. En egen undersøkelse av 12 kraftverk på Sør-Vestlandet viste et potensial for effektøkning på nesten 2 000 MW, til en kostnad på mellom 1 000 og 2 600 kr/kW.

I tillegg til de helt nye vannkraftprosjektene, opprustings- og utvidelsesprosjektene samt effektprosjektene, vil vi etter hvert få inn et økende antall rehabiliteringsprosjekter. Dette er kraftverk som har gjennomløpt sin teknisk/økonomiske levetid, som typisk kan være fra 40-50 år. Ser vi litt på Figur 2 igjen, ser vi at kraftverk som er aktuelle for rehabilitering nå etter hvert blir kraftverk bygget etter krigen, dvs i en tid da utbyggingstempoet var ca 2 TWh pr år. Så rehabilitering vil etter hvert kunne bli en betydelig virksomhet. Rehabilitering av kraftverk innebærer nok først og fremst utskifting av maskinelt og elektroteknisk utstyr, men også her vil vi kunne få et betydelig innslag av sprengningsarbeider for nye stasjonshaller og utvidelser av tunneltverrsnitt.

Som avslutning vil jeg derfor konkludere med at noen ny boom i norsk kraftutbygging i tradisjonell forstand har jeg ingen tro på. Til det er gjenværende vannkraftpotensial for lite og motstanden mot utbygging for stor. En viss nyutbygging vil vi nok fortsatt ha en del år fremover, men langt fra i samme tempo som tidligere. Entrepenøraktivitetene på vannkraftområdet vil fra nå av mer dreie seg om opprusting og utvidelse, økning i effektytelser og også rehabiliteringer. Det er altså andre sider enn selve energitilgangen som vil være drivkraften for det som skjer. Helt fornøyde blir dere vel aldri, men jeg tror ikke kraftbransjen vil sultefore dere i årene som kommer.

Denne forsamlingen vet alt om fjellarbeider

Jeg vil legge vekt på hva som gjør det spesielt i Nepal

Men først litt om hvorfor Statkraft engasjerer seg i dette:

De fleste husker vel turbulensen rundt opprettelsen av Statkraft Anlegg.

Mange, meg selv inkludert, hadde liten forståelse for at staten skulle konkurrere med sine egne leverandører, som om det ikke var entreprenører nok i dette landet! Men på den annen side, de ansatte i anleggsdivisjonen var vel også mennesker, og det var fair at de fikk en sjanse til å skape seg en fremtid.

Etter at jeg selv kom til Statkraft Anlegg i starten av 96, kan jeg bekrefte at de er vanlige mennesker, og det ser faktisk ut til at Statkraft Anlegg blir mer enn et kortvarig eksperiment.

I 1996 var mer enn 50 % av omsetningen fra prosjekter for andre enn Statkraft SF, og mer enn 50% av alle funksjonærer er kommet til etter at Statkraft Anlegg ble «privatisert»

I Norge er vi etablert som en nisjebedrift med fjellarbeider og dambygging som spesialiteter.

Hvorfor drar Statkraft Anlegg ut av Norge?

Norsk vannkraftekspertise er verdensberømt. Fortjent eller ikke, det er i alle fall et resultat av langvarig, koordinert og vellykket reklame på alle arenaer der målgruppene kan treffes. Konsulenter, entreprenører og myndigheter har klart å samkjøre arbeidet med å selge norsk fortreffelighet innen fjellarbeider på en effektiv måte, i hvert fall sammenlignet med andre deler av byggebransjen. Vi har derfor stor troverdighet og lett tilgang til prosjektmuligheter.

Den norske modellen for liberalisering av kraftmarkedet er en eksportartikkel i seg selv. En rekke land åpner forutvikling av vannkraft i privat regi.

Etter frisleppet har Statkraft SF fått anledning, og økonomiske muskler, til også å tjene penger på utenlandske kunder. Statkraft SF har gjort seg bemerket ved å ha fullført de to eneste prosjektfinansieringer i utviklingsland, nemlig Laos og Nepal.

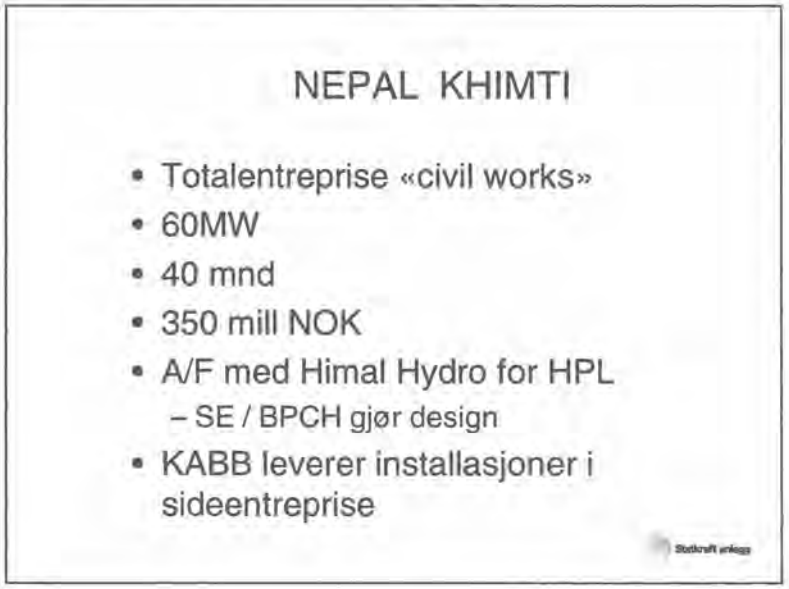
Jeg vil ikke legge skjul på at det er betydelig synergi mellom Statkraft SF, Statkraft Engineering og Statkraft Anlegg i utlandet. (i motsetning til i Norge, der det fortsatt er så stor redsel for å favorisere egne døtre at det motsatte skjer). Men altså i utlandet: Statkraft SF får større troverdighet som investor/utvikler når de kan dra med seg bred kompetanse og kapasitet innen alle områder av et vannkraftprosjekt. Og Statkraft Anlegg blir mer interessante for en utenlandsk oppdragsgiver når vi kan vifte med koblingen til Statkraft SF.

Edruelighet er ikke en typisk norsk dyd, heller ikke mht egne evner. Men vi i Statkraft Anlegg er svært bevisst på våre egne begrensninger. I norsk målestokk er vi små, og blir desto mindre utenlands. Vi har hittil bare gode resultater å vise til, men det kan selvsagt henge sammen med at vi har kort historie i utlandet!

Når vanskelighetene melder seg, går vi fort tom for egne ressurser. Det merkes godt når vi på Khimti har måttet doble den norske bemanningen, pga oppgradering til mer moderne og utstyrskrevende drift. Nordmenn er naturlig nok hjemmekjære. Selv om mange kan tenke seg en tur ut, vil de hjem etter ett til to år. Å fylle behovet med de riktige menneskene gjennom hele prosjektperioden er derfor en utfordring. For oss kan løsningen være å gå utenfor egen hjemmeorganisasjon.

Internasjonalt er kravet til garantier gjerne større enn for tilsvarende prosjekter i Norge. Dette blir også fort en begrensning. Generelt gjelder vel også at risikoen er større ute, og evt negativ resultatutvikling får vokse seg større.

For tiden er vi engasjert i to konvensjonelt drevne kraftprosjekter i Nepal. I India jobber vi med TBM og konvensjonell drift . I Hong Kong har vi hatt en TBM i drift i et par år, og har nå startet mobiliseringen av en til. I Syd Afrika er situasjonen den samme, også her mobiliserer vi en TBM. I Indonesia er vi engasjert som byggeleder for et bølgekraftverk, der anleggsarbeidene ventes igangsatt i 1998.




Prosjektet er utviklet av Himal Power Ltd, der Statkraft SF er største eier. Det er et kommersielt prosjekt, der investeringen skal forrentes av kraftsalgsinntekter. Statkraft Anlegg gikk inn i et arbeidsfellesskap med den nepalesiske entreprenøren Himal Hydro. Her forenes vår tekniske kunnskap og finansielle risikoevne med vår partners kostnadseffektive ressurser. Vi er totalentreprenør, med design- og mengderisiko. Et konsortium mellom Kværner og ABB leverer elektromekanisk utrustning, også i «totalentreprise».

Et godt råd til alle som planlegger nye vannkraftprosjekter i Himalaya; legg tunnellen i en stor bue utenom! Våre begreper om fjell utvides daglig, og det som Feasibility studien var beskrevet som »fair to good rock», har Q-verdier som best kan skrives med negativt fortegn. Øyegneis og fyllitt som forvitrer på minutter i kontakt med vann/luft. Slepper med talk glattere enn teflon. Vanninnbrudd som fra brudd på kommunale ledninger. Dette krever en bratt lærekurve hos den som skal komme helskinnet gjennom.

Tiden går ikke i Nepal, den kommer. Tiden kommer fra en utømmelig kilde. Det er der for liten forståelse for at avvik fra planer her noen konsekvens. Dette gjelder i alle miljøer, også der vi har liten innflytelse som f eks i det offentlige. Korrupsjonen er ikke særlig tilslørt, og man er lite vant med en aktør som holder seg til rent spill. Vi går nok dessverre ikke minste motstands vei.

Vi har funnet en lokal partner med særlig høy moral! Velutdannet, arbeidsvillig, lojal, ærbødig robust, lærevillig. I det daglige samarbeidet ser vi likevel ikke alltid de forventede resultater. I tillegg til at vi ikke er profesjonelle pedagoger, kan noe av forklaringen være at Himal Hydro mangler erfaring, er byråkratisk, hårsår, og i praksis lite lærenem.

Veiforholdene er en belastning på mennesker og materiell. Byråkratiet, korrupsjon sliter også på humøret. Alt krever god planlegging og likevel improvisasjonsevne. Store krav til anleggsledelsen, «drive», psykologisk innsikt, teknisk bredde, mental styrke.

Det ukjente er spennende og tiltrekkende. Sjansen for å gjøre dumheter er større enn i hjemmemarkedet. Konsekvensene av våre feil vokser også med avstanden til hovedkontoret. idet de vanlige sikkerhetsmekanismene mangler. Om rapporteringen svikter, tar det lengre tid før liklukten siver inn på HK.

Om planer må endres, tar det måneder å implementere. Vår evne til skippertak og improvisering blir derfor ikke, som i Norge, i stand til å dekke over dårlig planlegging.

Vi konsentrerer oss om en smal nisje, og et begrenset geografisk område for å kunne satse langsiktig. Vannkraft i Himalyas «sydskråning». Entreprenørvirksomhet er ikke «hit & run», men må drives ut fra lokal forankring. Derfor er vi alltid i samarbeid med lokale entreprenører. Vi har opprettet datterselskaper i Nepal og India, og er inne på eiersiden i Himal Hydro. Når vi som i dag er inne i en kostbar læreprosess på Khimti, håper vi derfor at dette skal kunne hentes inn igjen gjennom nye jobber i regi av et stadig mer trimmet og velspillende lag.

Ett er i hvert fall sikkert; mulighetene står i kø!

**Til Fjellsprengningskonferansen Oslo, 20. november 1997**

Post 4 Bransjens omdømme og rekruttering -
hva kan gjøres for å bedre situasjonen.

Utgangspunkt for dette innlegget blir å orientere om det arbeid som utføres i regi av Norges Forskningsråd og velger å starte med det arbeid som har sitt utgangspunkt i BA-komitèen NFR. Se bilag 1, hvor dette prosjektet er et av 6 prosjekter og har tittel Fremtidsrettet kompetanseutvikling i BA. Det blir satt ned en komité som skulle finne ut hva som er de viktigste punkter for et eventuelt prosjekt.

Forprosjektet blir ledet av Kai Sørbråten. Se bilag 2.

Forprosjektet pekte på 3 deler som det burde settes inn tiltak på. Se bilag 3. I tillegg har FoU Strategi i Bygg og Anlegg noen punkter som vi har tatt hensyn til i utarbeidelse av delprosjektene. Se bilag 4.

Det blir utnevnt ett styre. Se bilag 5. Styret fikk i oppdrag og gjennomføre punkt nr. 3 av de nevnte 3 punktene.

Punkt nr. 1 og 2 falt tilbake på NFR til videre bearbeidelse.

Punkt 3 Bedriftenes opplæring og forenklet fagopplæring.

Her ble det valgt å dele dette arbeidet opp i 3 prosjekter med en prosjektleder for hvert prosjekt. Prosjektlederne rapporterte til Prosjektkoordinator som igjen rapporterte til styret. Se bilag 6.

For prosjektene blir det valgt 3 delprosjekter med klare mandater for sin virksomhet, se bilag 2.

Jeg vil da gå videre med å orientere hvordan vi arbeidet med Fjellprosjektet.

Sammensetningen var som vist på bilag 8. Det blir lagt vekt på Lagånd, Lederutvikling og paragraf 20 opplæring. Lagåndprogrammet blir kjøpt som et skjelett fra et program som vi utviklet og tilpasset det formålet som vi trengte i Fjellprosjektet og de øvrige prosjektene. De kurspakker som det er behov for ligger tilgjengelig hos deltakerne som har vært gjennom Fjellprosjektet.

Lederutviklingsprogrammet har blitt en konsekvens av Lagånd som vi utvikler videre i løpet av 1997 og skal avsluttes 01.01.98.

Når det gjelder undervisningsmateriale for paragraf 20 og opplæring så fantes det ikke noe skrevet som kunne brukes til denne undervisningen.

Det blir laget kurspakker for §20 Fjell ett nytt undervisningsmateriale basert på drivere som hadde nødvendig praksis fra dette området. Selmer har gjennom dette opplegget kurset 28 stk. drivere som nå har tatt fagbrevet og NCC Eeg-Henriksen har kurset 29 som har fagbrevet og en gjeng med 22 nye som vil ta fagbrev.

SRG fikk tilgang til våre kurspakker som de har delvis benyttet. Hvor mange som de har utdannet har vi ikke oversikt over.

Registrering av fagbrevbevis blir foretatt hos LBA.

Som bilag for Fjellprosjektet legges ved nr. 8, 9 10, 11, 12 og 13.

Finansiering av prosjektet og Styringsgruppens rolle vises til bilag 14.

Styret følte et ansvar for det arbeidet kom på skinner igjen og vi tok initiativ til et miniseminar i Kristiansund om temaet, se bilag 15. Etter at rapporten var ferdig og overlevert til NFR fikk undertegnede et oppdrag om å få i stand en samtalegruppe som skal se på saken og evt. komme med forslag til det videre arbeidet.

Spørsmålet er hvordan går vi videre med arbeidet med de øvrige punktene som forprosjektet pekte på.

Samtalegruppen startet sitt arbeid i januar 1997 og deltakerne er som vist på bilag 16.

Det er etablert et styre som skal trekke opp retningslinjer og oppfølging av økonomien, holde kontakt med oppdragsgiverne og påse at alle gruppene holder opp tempoet i prosjektet.

Hele prosjektet skal gå over 3 år, men deler av det skal avsluttes tidligere, se bilag 16 og 17. Det viktigste vi gjør nå er at Byggherrer, Entreprenører, Konsulenter og Leverandører setter seg sammen og begynner å se på de felles problemene vi nå har. Vi må få tilbake de konstruktive dialogene vi hadde i byggeprosessene tidligere.

Vi må ikke gå rundt å tro at alle skal lure alle. Problemene som oppstår på en byggeplass skal ikke først meddeles pressen og etterpå byggherren eller omvendt, at byggherren meddeler pressen først.

Vi håper at det gjennom delprosjekt 2 kommer frem til modeller som kan benyttes i en felles arbeidsform mellom de nevnte parter.

Personlig vil jeg legge til for egen del noen punkter som peker på spørsmål og tiltak for fremtiden, se bilag 18, 19, 20 og 21.

Vi må alle arbeide aktivt fremover slik at den negative tendensen snur og at vi får tilbake nye gode medarbeidere til bransjen.

Anton Dahl

NCC EEG-HENRIKSEN

**BA-komiteen NFR**
**BA-næringens strategi for kompetanseutvikling**
**FoU og innovasjon, 1996 - 2000**

**FREMTIDSRETTET KOMPETANSEUTVIKLING I BA**

**RAPPORT**

## ORGANISERING AV ARBEIDET

Følgende forprosjektgrupper har vært engasjert i prosessen:

### Kompetanseutvikling i bedrifter

| | | |
|---|---|---|
| Prosjektleder: | Kai A. Sørbråten | Selmer |
| Prosjektgruppe: | Anton Dahl | NCC Eeg-Henriksen Anlegg AS |
| | Knut Kringstad | SND |
| | Karl Melby | Vegdirektoratet |
| | Odd N. Ringen | Maskinentreprenørenes Forbund |
| | Anders B. Rodahl | Norsk Arbeidsmandsforbund |
| | Elisabeth Schjølberg | Vegdirektoratet |
| | Trond Værnes | NFR (observatør) |
| Sekretær/analytiker: | Svein Tosterud | NORCON-programmet, NFR |

Forprosjektet har i den sammenheng foreslått tiltak og aktiviteter på tre hovedområder:

1. Næringens omdømme og attraktivitet generelt og ved rekruttering
2. Samfunnskostnader knyttet til store volumsvingninger med prisstigning og usikre ansettelsesforhold som resultat
3. Bedriftsintern opplæring og forenklet fagopplæring

## BA-næringens hovedutfordringer i planperioden 1996-2000:

- Å få til en fremtidsrettet kompetanseutvikling
- Å tilpasse seg de nye markedsutfordringene
- Å oppnå bedre lønnsomhet, soliditet og nødvendige strukturelle endringer
- Å forbedre samspillet mellom aktørene i byggeprosessen slik at brukerkrav fremmes
- Å oppnå økt internasjonalisering

# PROSJEKT

## Styringsgruppe:

| | |
|---|---|
| Anton Dahl | NCC Eeg-Henriksen Anlegg AS |
| Elisabeth Schjølberg | Vegdirektoratet |
| Odd Ringen | MEF |
| Anders B. Rodahl | Norsk Arbeidsmandsforbund |

## PROSJEKTET

3 stk. delprosjekter

| | | |
|---|---|---|
| **Betongprosjektet:** | Betong ved nybygg | |
| | Prosjektleder: | Bo Sten |
| **Betongrehabilitering:** | Prosjektleder: | Sigmund Lønset |
| **Fjellprosjektet:** | "Fjell-ringen" | |
| | Selmer, | |
| | NCC Eeg-Henriksen Anlegg | |
| | MEF-bedrifter | |
| | Prosjektleder: | Atle Hunstad |

NCC EEG-HENRIKSEN

## Delprosjekter:

1. **Betongprosjektet**
   Oppdatering av standardbeskrivelser
   * realistiske kvalitetskrav
   Oppdatering av fagarbeiderstatus

2. **Betongrehabilitering**
   Etablere kravspesifikasjoner
   Etablere fagarbeiderstatus

3. **Fjellprosjektet**
   Utvikling av prosjektorganisasjoner
   Oppdatering av fagarbeiderstatus

# FJELLPROSJEKTET

## Deltakere:

| | |
|---|---|
| **NCC Eeg-Henriksen Anlegg AS** | **Rælingstunnelen** |
| **Selmer Anlegg** | **Bekkedalshøgda** |
| **MEF-bedrifter** | **Topaas og Haug AS**<br>**Finn Arnesen AS** |

# Fjellprosjektet

## PROGRAMSTRUKTUR :

# FJELLPROSJEKTET

Målet med programmet er :

- Kompetanse innen
  - ⇒ Teamarbeid
  - ⇒ Lederopplæring
  - ⇒ Fagopplæring
- Selvgående
- Overførbart til andre prosjekter

# ERFARING FRA FJELLPROSJEKTET

- Det har vært veldig givende lagånd-arbeid, konkrete problemstillinger direkte på arbeidsplass med etterfølgende strakstiltak.

- Fagarbeiderne har deltatt meget aktivt og har deltatt positivt i beslutningsprosessen og har følt et større eieransvar.

- MEF-bedriftenes lagånd-arbeide utviklet seg til organisasjons-utvikling med deltakelse fra alle ansatte med stort engasjement.

# ERFARING FRA FJELLPROSJEKTET

- Lederutviklingsdelen har gått noe tregere pga. lagånd-arbeidet. Det utarbeides mer detaljert program for dette arbeidet som nå benyttes ut 1997.

- Fagarbeiderne: Det er utarbeidet egne kurspakker for tunnel-arbeidere. Tilsvarende § 20, forenklet.

## Erfaring fra fjellprosjektet:

- Selmer kurserte 20 stk. på Bekkedalshøgda og 8 stk. i 1997 i Bergen, gjennom dette prosjektet.
- NCC Eeg-Henriksen kurserte 12. stk. i Rælingen og 10. stk. i Lærdal gjennom dette prosjektet.
- SRG fikk tilgang på kurspakkene, og har delvis brukt dette opplegget.

## Administrative forhold:

Den økonomiske støtten i prosjektet har vært ca. 40% NFR og SND, resterende fordelt på Statens Vegvesen med fylkene Buskerud og Møre og Romsdal, Selmer, NCC Eeg-Henriksen og MEF-bedriftene Topaas og Haug AS og Finn Arnesen AS.
Regnskapsførsel: NCC Eeg-Henriksen.

Styringsgruppen har i perioden fulgt prosjektet med hyppige møter. Hovedvekt på beslutning om veivalg, rapport og fremdrift i prosjektene, økonomisk kontroll og rapportering til finansieringsgruppen.

1. Problemstillingene omkring opplæring og rekruttering til bygg- og anleggsfagene.
2. Styret har påtatt seg et ansvar ved å starte dette arbeidet.
3. Miniseminar i Kristiansund hvor tema var:
   - Morgendagens fagarbeidere
   - Rekruttering til BA-bransjen
4. Rapport som er overlevert NFR

Aktørene var: Selmer, Veidekke, NCC Eeg-Henriksen, Aker, MEF, NAF, LBA, NFR, SND, SVV Buskerud, Møre og Romsdal og Vegdirektoratet samt Byggeindustrien.

# DISKUSJONSFORUM

**Forumet som har utarbeidet forprosjektet har hatt flg. deltakere:**

| | |
|---|---|
| **Anton Dahl (leder)** | **NCC Eeg-Henriksen Anlegg AS** |
| **Jan Eldegard** | **Norcem AS** |
| **Lars J. Juterud** | **LBA** |
| **Rannveig Ravnanger Landet (sekr.)** | **Statens Vegvesen** |
| **Jon Erik Olaussen** | **Selmer ASA** |
| **Odd N. Ringen** | **MEF** |
| **Anders B. Rodahl** | **NAF** |
| **Hanne Rønneberg** | **NorBetong AS** |
| **Elisabeth Schjølberg** | **Statens Vegvesen** |
| **Pål P. Syse** | **Veidekke ASA** |
| **Kai Arild Sørbråten** | **Selmer ASA** |
| **Arvid Øygård** | **Statens Vegvesen** |

NCC EEG-HENRIKSEN

# Framtidig rekruttering og kompetanseutvikling i BA-næringen

Styret:

Anton Dahl (NCC Eeg-Henriksen Anlegg AS), leder

Erik Anskau (LBA)

Elisabeth Schjølberg (Selmer)

Bjørn Erik Selnes (Vegdirektoratet)

4.19

| Delprosjekt 1 | Delprosjekt 2 | Delprosjekt 3 | Delprosjekt 4 |
|---|---|---|---|
| **Utdanning for teknisk personale og fagarbeidere i BA-fagene** | **BA-næringens omdømme** | **Kartlegging av behovet for teknisk personale og fagarbeidere** | **Alternative veier til fagbrev** |
| • **Jon Erik Olaussen, leder (Selmer)** | • **Hanne Rønneberg, leder (NorBetong)** | • **Petter Eiken, leder (Veidekke)** | • **Bjørn Høklingen, leder (Selmer)** |

## Rekruttering til betongfagene

NCC EEG-HENRIKSEN

1. Rekruttering: Husk at norsk ungdom i dag nærmer seg 100 % byfolk.
2. Hvordan skal vi påvirke ?
3. Hvordan påvirker vi skolene ? Er det i videregående, ungdoms-skolen eller i de høyere skolene. Skal vi ta ansvar å delta i undervisningen ?
4. Hvordan går vi ut i media ? Påvirke gjennom TV, aviser, fag-skrifter etc. Her må vi få fram de personer som kan fremstille dette på en spennende og interessant måte (ikke Romriksporten)
5. Vi har ikke klart å utnytte de flaggskipene vi nå har hatt med Gardermobanen og Gardermoen til positiv vinkling mot skoleverket.

6. Prosjektene er morsomme og burde trekke, men har blitt belastet av det negative pressekjøret som partene er skyll i.
7. Hvorfor søker så mange til offshore bransjen ?
8. Hvorfor søker så mange til politiyrket ?
9. Hvorfor søker kvinner nå tilbake til tradisjonelle kvinneyrker?
10. Må vi innse at dette faget må rekruttere slik som andre europeiske land gjør (tyrkere, filippinere).
11. Bedriftslederen må engasjere seg mer i utdanning og rekrutteringsspørsmålet.

# HVA GJØR VI ?

- Vi må se på hele fagutdanningen (Reform 94). Skal vi gå bredere ut, sammenslåing av fag, eller skal bedriftene få større ansvar.

- Høyere utdanning: En større del av de som søker til NTNU bør rekrutteres gjennom Teknisk Fagskole eller 1 år praksis gjennom byggfagene.

- Bygg og anlegg må ikke bli nødlandingsplass (valg nr. 2).

## Rekruttering til betongfagene

NCC EEG-HENRIKSEN

- Vi må tenke nytt når det gjelder betingelser (f.eks. gratis barnehageplasser), rekruttering, fritid, etc. for byggebransjen.
- Offentlige byggherrer må sette av 5% til myke parametre som går på kvalitet, læringeordning, HMS, kvinneandel og andel av nye landsmenn.
- Vi må få tilbake bygdeungdommen med ordnede forhold for pendlerne og pendlernes familieliv.
- Karriæreplanlegging som viser muligheten for høyere utdanning gjennom fagorganisasjon helt opp til høyskolenivå.

4.23

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1997

# HVORFOR STEMMER IKKE TERRENGET MED KARTET - ER IKKE DE INGENIØRGEOLOGISKE FORUNDERSØKELSENE GODE NOK?

Cases of unexpected ground conditions - how much are they related to insufficient engineering geological investigations?

Professor Bjørn Nilsen
Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

## SAMMENDRAG

Det har de senere år vært en betydelig økning i antallet tvistesaker knyttet til bergtekniske forhold ved norske fjellanlegg. De fleste av sakene har sin bakgrunn i påstand om at grunnforholdene avviker betydelig fra det på forhånd beskrevne. Denne artikkelen omhandler mulige årsaker til avvik mellom prognoserte og faktiske forhold. For å oppnå bedre resultater fremheves spesielt viktigheten av trinnvise forundersøkelser, kontinuitet i bemanningen og tilpasning av omfanget av undersøkelser til anleggstype og prosjektets vanskelighetsgrad. Det konkluderes med at årsaken til avvik mellom prognoserte og faktiske forhold i større grad ser ut til å ha sammenheng med mangelfull prosjektstyring og mangelfull forståelse av nødvendigheten av undersøkelser, enn med at undersøkelsesmetodene ikke er gode nok.

## SUMMARY

The last few years, there has been a considerable increase in claims related to rock engineering conditions in Norway. In most cases, the argument has been that the ground conditions have been considerably different from what was described in the contract. In this paper, possible causes of the discrepancies are discussed. To achieve better results the importance of stepwise investigations, continuity of personal and adjusting the extent of investigation to project type and complexity are particularly emphasized. It is concluded that insufficient project planning and lack of understanding of the importance of geo-investigation are the most common causes of discrepancy, rather than insufficiency of the investigation methods.

## 1. INNLEDNING

Selv om gullalderen innenfor vannkraftutbygging nok er over her i landet, har det også de senere år vært en meget betydelig aktivitet innenfor bygging av tunneler og andre undergrunnsanlegg. Karakteristisk for nyere anlegg er at de ofte er teknisk og/eller geologisk kompliserte, f.eks. som resultat av beliggenhet i urbane strøk eller under sjøen. Som et resultat

av dette har det skjedd en betydelig utvikling av metoder og tolkningsverktøy med hensyn til forundersøkelser.

Erfaringsgrunnlaget og kompetansen med hensyn til forundersøkelser, prosjektering og bygging burde følgelig være bedre enn noen gang, og en skulle forvente at mulighetene for å treffe med forundersøkelsene også var bedre enn noen gang. Tilsynelatende er dette ikke helt tilfelle, i hvert fall ikke hvis en skal dømme etter antallet tvistesaker knyttet til bergforholdene. Mens det tidligere kunne gå både 5 og 10 år mellom hver sak knyttet til bergarbeider som havnet i rettssalen, har det de siste årene vært opptil flere saker per år. De fleste av disse har vært fremmet på grunnlag av påstand om at grunnforholdene avvek betydelig fra det på forhånd beskrevne.

Blant ferske eksempler på anlegg hvor det har vært diskusjon/tvistesak vedrørende grunnforholdene, og hvor saken i noen tilfeller har endt i retten, kan nevnes:

- Bjorøytunnelen
- Hillevågtunnelen
- Nordkapptunnelen
- Njunis-anlegget
- Romeriksporten

Spørsmålet en på dette grunnlag kan stille seg er: Hva er årsaken til at terrenget tilsynelatende stemmer så dårlig med kartet? Er det forundersøkelsesmetodene eller de som utfører/tolker forundersøkelsene som er for dårlige, eller kan det være andre årsaker? Undertegnede tror det kan være mange årsaker, og vil forsøke å redegjøre for dette i det følgende.

## 2. UNDERSØKELSESFASER

Et grunnleggende prinsipp for ingeniørgeologiske undersøkelser er at de bør gjennomføres trinnvis. Det detaljerte opplegget vil avhenge blant annet av anleggstype og størrelse, men vil i prinsippet generelt se ut som vist i tabell 5.1. Hovedinndelingen er i undersøkelser som foretas før bygging, eller før fjellet er åpnet (forundersøkelser) og undersøkelser som foretas etter at fjellet er åpnet (etterundersøkelser).

For vegtunneler er inndelingen i undersøkelsesfaser og terminologien noe forskjellig fra det som er angitt i tabellen. Statens Vegvesen (1992) opererer som kjent med følgende undersøkelsesfaser før prosjektet sendes ut på anbud:

1) Utredningsplan
   Denne skal gi grunnlag for å vurdere gjennomførbarhet og størrelsesorden av kostnader.
2) Hovedplan
   Forundersøkelsene skal her gi grunnlag for kostnadsoverslag med nøyaktighet ± 25 %.
3) Detaljplan
   Kostnadsoverslaget skal her ha en nøyaktighet på ± 10 %.

| FASE | UNDERSØKELSER/BEFARINGER | RAPPORTER/VURDERINGER |
|---|---|---|
| FØR BYGGING | FORPROSJEKT | |
| | Innsamling, systematisering og opptegning av eksisterende data.<br><br>Flyfotostudier.<br><br>Befaring.<br><br>Feltundersøkelser på eventuelle kritiske partier. | Generell geologisk oversikt.<br><br>Vurdering av grunnforholdene.<br><br>Vurdering av gjennomførbarhet.<br><br>Anbefalte traseer/plasseringer.<br><br>Plan for videre undersøkelser og kostnader for disse. |
| | DETALJPROSJEKT/ANBUD | |
| | Supplerende geologisk kartlegging.<br><br>Ingeniørgeologisk detaljkartlegging.<br><br>Nødvendige feltundersøkelser (seismikk, kjerneboring).<br><br>Laboratorieundersøkelser av materialprøver (borbarhet, svelletest, mekaniske egenskaper). | Ingeniørgeologisk oversikt.<br><br>Teknisk løsning (driftsmetoder, valg av traseer/plasseringer).<br><br>Beregninger, vurdering av stabilitet, overdekning, lekkasjer/tetthet etc.<br><br>Antatt sikringsomfang med kostnadsoverslag.<br><br>Fremdriftsprognose.<br><br>Anvendelse av sprenstein. |
| UNDER BYGGING | DETALJERING/OPPFØLGING | |
| | Befaringer under tunneldriften for anbefaling av:<br>- arbeidssikring<br>- permanent sikring<br>- løsninger ved vanskelige grunnforhold.<br><br>Prøvetaking og lab.tester (svelletester og mekaniske tester). | Befaringsrapporter.<br><br>Prognoser av grunnforhold for gjenstående driving (byggearbeider).<br><br>Anbefalte metoder for sikrings- og tettingsarbeider.<br><br>Anbefaling av permanent sikringsomfang.<br><br>Beskrivelse for gjennomføring av spesielle sikringstiltak. |
| ETTER BYGGING | OPPSUMMERING | |
| | Tunnelkartlegging.<br><br>Innsamling av driftsresultater og -erfaringer. | Ingeniørgeologisk sluttrapport (sammenstilling av geologi og sikringstiltak).<br><br>Vurdering av prognoser og erfaringer. |

Tabell 5,1. Skjematisk oversikt over gangen i ingeniørgeologiske undersøkelser (fra NBG, 1985).

Som nærmere diskutert i neste kapittel må omfanget av undersøkelser og prosjektering tilpasses anleggstypen og prosjektets vanskelighetsgrad. Det som imidlertid i alle tilfeller er viktig, er at undersøkelsene ikke avsluttes for tidlig under prosjekteringen. Det finnes dessverre eksempler på at undersøkelsene har vært begrenset til enkel rekognosering under gjennomførbarhetsstudiet/forprosjektet, og at videre prosjektering og bygging har foregått uten at mer detaljerte undersøkelser har blitt utført. Det finnes til og med eksempler på at anlegget under videre prosjektering er blitt flyttet ut av det opprinnelig undersøkte området og bygging utført uten at nye undersøkelser er foretatt! I slike tilfeller er det åpenbart at problemet består i mangelfull prosjektstyring, og ikke i mangler ved undersøkelsene.

For å sikre kontinuitet er det etter undertegnedes mening en stor fordel om det underveis i forundersøkelser og prosjektering skjer minst mulig utskifting av ingeniørgeologer og annet fagpersonale. Planlegging, utførelse og tolkning av nye undersøkelser bygger nemlig i stor grad på erfaringer og resultater fra tidligere undersøkelsesfaser. Stadig skifte av fagpersonale vil føre til at en mister de fordeler som ligger i kontinuitet, og faren for feiltolkninger blir større. For store prosjekter med mye spesialundersøkelser må en selvsagt bringe inn ulike kategorier av eksperter, men samtidig er det her spesielt viktig også å ha inne fagpersonale som kan sørge for kontinuitet.

Forundersøkelser på anbud har vært praktisert i noen tilfeller, ofte med meget tvilsomme resultater. Ingeniørgeologiske forhold er ofte vanskelig forutsigbare, og å definere i utgangspunktet nøyaktig hvilket undersøkelsesprogram som vil være det riktige er dermed i praksis en nærmest umulig oppgave. Det ligger dermed i sakens natur at forundersøkelser på anbud er en praksis som det bør advares imot, da det kan føre til at viktige opplysninger vedrørende grunnforholdene ikke avdekkes.

Enkelte undersøkelser kan vanskelig utføres fra dagen, dvs i forundersøkelsesfasen, men må utsettes til byggefasen. Disse undersøkelsene, som kan være for eksempel tredimensjonale bergspenningsmålinger, permeabilitetstester, eller analyse av sleppemateriale, utføres lettest under bygging, og er da å betrakte som utsatte forundersøkelser. Det er derfor viktig at undersøkelsesprogrammet ikke avsluttes når anbudet er ferdig utarbeidet, men videreføres i byggefasen som nærmere diskutert i kap. 5.

Det understrekes for øvrig at sluttkartlegging/oppsummering (se tabell 5.1) også er en viktig del av undersøkelsesprogrammet. Det er på dette grunnlag en kan få tilbakemelding om hvordan prognosene stemte overens med de faktiske forhold, og dermed mulighet til å justere/oppdatere sitt erfaringsgrunnlag. Innenfor et erfaringsfag som ingeniørgeologi er dette meget vesentlig, men dessverre et forhold som det ikke legges like stor vekt på ved alle anlegg.

## 3. OMFANGET AV UNDERSØKELSENE

Her i landet har det generelt vært tradisjon å utføre lite forundersøkelser. Dette har nok i stor grad sammenheng med at bergforholdene stort sett har vært ansett som gunstige, og ingeniørgeologiske undersøkelser var av mange ansett å være aktuelt først og fremst når spesielle problemer oppsto. Dette har endret seg betydelig med utviklingen mot stadig mer kompliserte prosjekter og større konsekvenser av stabilitetsproblemer og utrasninger, men

også som resultat av en del uheldige episoder p.g.a. mangelfulle undersøkelser. Mens de totale undersøkelseskostnadene for undergrunnsanlegg tidligere sjelden oversteg 0,5-1 % av byggekostnadene, er det i dag vanlig at tilsvarende tall for teknisk kompliserte anlegg som f.eks. undersjøiske tunneler ligger i størrelsesorden 5 %.

Det grunnleggende prinsipp for fastlegging av omfanget av undersøkelser er at de må tilpasses anleggstypen og prosjektets vanskelighetsgrad. For eksempel stilles det helt andre krav til undersøkelsene for et deponi for radioaktivt avfall enn for en tilløpstunnel til et vannkraftanlegg. I alle tilfeller må imidlertid undersøkelsene først og fremst tilpasses de aktuelle geologiske forhold.

NS 3480 «Geoteknisk prosjektering» (NBR, 1988), som omfatter både løsmasser og berg, inneholder retningslinjer for gjennomføring av geotekniske og ingeniørgeologiske undersøkelser, prosjektering, kontroll og oppfølging. Hovedprinsippet er at byggherre og geoteknisk prosjekterende i fellesskap plasserer anlegget i geoteknisk prosjektklasse avhengig av skadekonsekvensklasse og vanskelighetsgrad, se tabell 5.2.

| Skadekonsekvensklasse | Vanskelighetsgrad | | |
|---|---|---|---|
| | Lav | Middels | Høy |
| Mindre alvorlig | 1 | 1 | 2 |
| Alvorlig | 1 | 2 | 2 |
| Meget alvorlig | 2 | 2 | 3 |

Tabell 5.2. Fastlegging av geoteknisk prosjektklasse på grunnlag av skadekonsekvensklasse og vanskelighetsgrad (fra NBR, 1988).

Skadekonsekvenser som skal vurderes er skade på mennesker, økonomiske tap og verdiforringelse. Vanskelighetsgraden skal fastlegges slik at den gjenspeiler graden av usikkerhet med hensyn til så vel prosjektering som utførelse, og er avhengig av:

- foreliggende geologiske forhold
- i hvilken grad konstruksjonen og utførelsen påvirkes av geologiske forhold
- om pålitelige metoder er tilgjengelige for å fastlegge de geologiske forhold og de aktuelle geotekniske parametre.
- om pålitelige metoder for dimensjonering av konstruksjonen er tilgjengelige
- om erfaringer er tilgjengelige fra tilsvarende konstruksjoner og geologiske forhold

Tilløpstunneler til vannkraftanlegg kan nevnes som eksempel på anleggstype som vanligvis hører hjemme i geoteknisk prosjektklasse 1, mens undersjøiske tunneler hører hjemme i klasse 3.

Geoteknisk prosjektklasse skal være bestemmende for innsats og omfang vedrørende:

- fremskaffing av grunnlagsdata

- prosjektering
- kontroll i byggefasen
- prosjekteringskontroll

NS 3480 representerer utvilsomt et verdifullt beslutningsgrunnlag for fastlegging av omfanget av grunnundersøkelser. Forholdet i dag er imidlertid at standarden i forbindelse med bergarbeider har fått relativt begrenset anvendelse. Hovedårsaken er kanskje at den er for lite kjent innen bransjen?

Det er imidlertid grunn til å merke seg at det også er europeisk standardiseringsarbeid på gang innenfor dette feltet, og dette vil fremtvinge at tilsvarende prinsipper som i NS 3480 benyttes ved prosjektering. Den aktuelle standard, Eurocode 7 (EC 7) foreligger som såkalt Førstandard (CEN, 1994), og vil sannsynligvis foreligge som endelig standard, som her i landet vil erstatte NS 3480, fra 2000. EC 7 opererer med såkalte «Geotechnical Categories» som på mange måter tilsvarer geotekniske prosjektklasser, og de grunnleggende prinsipper for prosjektering er i hovedsak de samme som i NS 3480.

Det er ingen tvil om at det for mange prosjekter her i landet fortsatt undersøkes for lite. I noen tilfeller er dette åpenbart i utgangspunktet, mens andre ganger er det lettest å innse etter at driving er kommet i gang. Mangelfulle undersøkelser har i mange tilfeller ført til store driftsproblemer og utrasninger. Dersom prinsippene i NS 3480/EC 7 ble tatt mer alvorlig er det grunn til å regne med at mange problemer kunne vært unngått. Det er imidlertid grunn til å merke seg at det også i henhold til NS 3480 er byggherren som bestemmer omfanget av grunnundersøkelser og prosjektering.

## 4. TOLKNING OG PRESENTASJON AV UNDERSØKELSESRESULTATER

Forundersøkelser for fjellanlegg utføres vanligvis fra overflaten, og ettersom geologiske forhold generelt ofte er vanskelig forutsigbare, ligger det i sakens natur at det er usikkerhet forbundet med å forutsi fjellforholdene for undergrunnsanlegg. Erfaring er her et nøkkelpunkt. Ved å benytte ekspertise som tilstrekkelig mange ganger har hatt anledning til å gå gjennom alle undersøkelsesfasene i tabell 5.1, og særlig oppsummerings-fasen, øker sannsynligheten for at prognosen vil treffe. Ved å velge geologisk bistand utelukkende ut fra pris og ikke ut fra kompetanse/erfaring reduseres muligheten tilsvarende.

Spesielt vanskelig med hensyn til tolkning av geologien er det når området er dekket av løsmasser eller bebyggelse, eller når området ligger under vann. I slike tilfeller må en i stor grad basere tolkningen av geologiske forhold på boring og geofysikk. Slike undersøkelser gir utvilsomt i de fleste tilfeller meget verdifull informasjon vedrørende geologiske forhold, men det finnes også eksempler på feiltolkning. Det vil i denne sammenheng føre for langt å gå detaljert inn på slike forhold, men et par nærliggende eksempler nevnes:

- prognosering av innlekkasje basert på Lugeontesting
- prognosering av bergmassekvalitet basert på seismiske hastigheter

Lugeontesting går i prinsippet ut på å presse vann fra borhullet inn i bergmassen, og forteller derfor noe om bergmassens permeabilitet og potensialet for innlekkasje. Innlekkasje i

undergrunnsanlegg forutsetter imidlertid at sprekkene i bergmassen kommuniserer og har forbindelse med grunnvanns-magasinet. Det vil også være tilfeldig hvorvidt borhullet treffer kommuniserende sprekker eller ikke. Lugeon-verdien sier derfor nødvendigvis ikke så mye om reell innlekkasje i et fremtidig anlegg.. Å basere prognoser for innlekkasje på Lugeon-testen er følgelig tvilsomt, og har i flere tilfeller vist seg å gi feil resultat. Geoelektriske metoder har i noen tilfeller gitt brukbare prognoser, men det må antakelig erkjennes at utarbeidelse av prognoser med hensyn til innlekkasje er noe av det vanskeligste og mest usikre innenfor ingeniørgeologisk prosjektering, og at sikrest prognose ofte oppnås på rent erfaringsgrunnlag.

Med hensyn til tolkning av resultater fra refraksjonsseismikk finnes det flere undersøkelser som dokumenterer rimelig bra korrelasjon mellom seismisk hastighet og bergmassekvalitet eller sikringsomfang. Ett eksempel er vist i fig. 5.1.

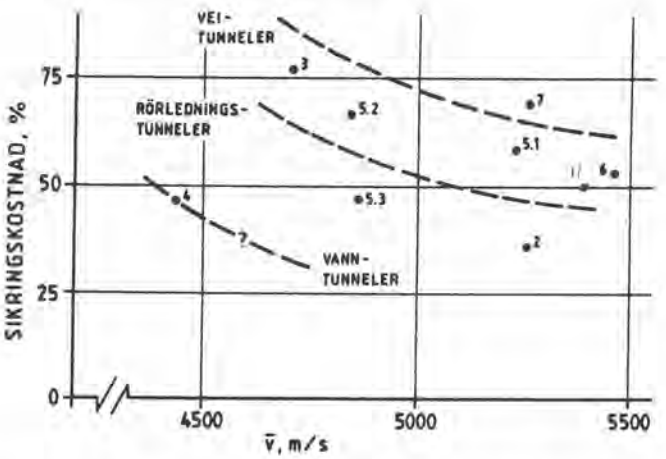



Fig. 5.1. Eksempel på korrelasjon mellom sikringskostnader og midlere seismisk hastighet for et utvalg undersjøiske tunneler.

Seismikkhastigheten forteller imidlertid langt fra alt om bergmassekarakter eller materialinnhold. Om en lav seismikkhastighet representerer svakhetssone med svelleleire eller et parti med tett oppsprekning uten leire kan en for eksempel i utgangspunktet ikke si noe sikkert om. Et aktuelt eksempel på at forholdene har vært forskjellige fra det en mente å ha grunn til å regne med ut fra refraksjonsseismikk er Nordkapptunnelen, hvor en ved seismiske hastigheter som vanligvis er ansett å representere rimelig gode forhold (4500-5000 m/s og mer) har påtruffet meget vanskelige forhold og i stor grad har funnet det nødvendig å støpe på stuff. Årsaken til «misforholdet» antas i hovedsak å være at de skifrige bergartene i området ligger veldig flatt, slik at seismisk hastighet er målt langs skifrigheten. Dette gir langt høyere hastighet enn på tvers. Eksemplet illustrerer at en generelt skal være forsiktig med å stole for mye på korrelasjoner mellom seismiske hastigheter og bergmassekvalitet.

Grundig rapportering etter hver undersøkelsesfase er viktig for å få størst mulig utbytte av forundersøkelsene. For store og kompliserte prosjekter er det vanligvis nødvendig med flere rapporter for hver fase. Det er viktig at alle data kommer med i disse rapportene, og at

rapportene er tilgjengelige for alle involverte i prosjektet. At ingeniørgeologiske data holdes tilbake kan umulig være til fordel for prosjektet, og bør ikke forekomme.

## 5. KONTRAKTSMESSIGE FORHOLD, RISIKOVURDERING

Enkelte av de tvistesaker som en har hatt den senere tid har nok utvilsomt også delvis sin årsak i at prisene har vært sterkt presset. I en slik situasjon er det ikke unaturlig at entreprenøren forsøker å bedre fortjenestemarginen der det kan være noe å hente. Ettersom ingeniørgeogiske forhold generelt er vanskelige å forutsi og å kvantifisere, er det ofte nærliggende først å gå den geologiske beskrivelsen nærmere etter i sømmene for å se om denne på alle punkter er dekkende for de faktiske forhold.

En vesentlig forutsetning for å unngå tvister med utgangspunkt i den ingeniørgeologiske beskrivelsen er selvsagt å utføre grundige forundersøkelser og skrive gode rapporter. Det er imidlertid også viktig i utgangspunktet å ha en klar oppfatning om risikoen ved prosjektet, og en plan over tiltak som kan redusere risikoen. For å utdype dette gjengis i det følgende hovedpunktene i grunnlaget for en risikovurdering som nylig ble utført i forbindelse med evaluering av Frøyatunnelen (modifisert etter Håkan Stille i Nilsen, Palmstrøm & Stille, 1997).

Utgangspunktet for risikovurderingen er at bergmassen i prinsippet er i besittelse av visse egenskaper (*potensiell fare*) som, dersom de ikke tas hensyn til, kan forårsake *skade* om de utløses gjennom *handlinger* foretatt under tunneldrivingen.

*Geologisk fare* for undersjøiske tunneler (og de fleste andre typer av prosjekter) vil i første rekke bestå i:

- dårlig bergmassekvalitet med tvilsom stabilitet og kort «stand up time»
- vannførende soner i form av store åpne sprekker eller karstkanaler
- kombinasjon av høy permeabilitet og rasfarlige masser, f.eks. lag med dårlig konsoliderte sedimenter som medfører «flowing ground»-oppførsel
- svellende berg med lave friksjonsegenskaper og stor belastning på sikring

*De utløsende handlingene* ved tunneldriving kan være foranlediget av forhold ved:

- kontrakt; kontrakten gir ikke rom for benyttelse av riktig handling/begrenser mulighetene for godt samarbeid mellom byggherre og entreprenør
- organisasjon; mangelfull kompetanse hos byggherre og/eller entreprenør, feil beslutningsnivå og/eller mangelfull informasjon
- teknikk; bruk av feil metode eller feil utførelse, mangelfull kontroll

*Den mulige skaden* vil kunne bestå i konsekvenser som:

- ras i tunnelen
- vanninnbrudd som kan medføre drukning av tunnelen
- skade på personer og/eller utrustning
- mengdeoverskridelser som fører til økonomiske tap

- tidsoverskridelser som fører til økonomiske tap
- tap av prosjektet ved at skaden ikke lar seg reparere

De tiltak som kan forhindre handlinger som kan føre til skade under tunneldrivingen, og redusere faren for tvister, er først og fremst:

Av kontrakts- og anbudsmessig karakter:
- Godt gjennomarbeidet anbud, inklusive geologiske beskrivelser, med kvalitetskontroll av beskrivelser og mengder
- Krav til entreprenørens kompetanse, økonomi og erfaring ved bl.a. prekvalifisering og krav til CV for nøkkelpersonell
- Krav i anbudet til entreprenørens arbeidsrutiner, kvalitetsplan og egen risikoanalyse av jobben

Av organisasjonsmessig karakter:
- Erfaren og godt organisert byggeledelse
- Ingeniørgeologisk oppfølging med kontinuerlig registrering av bergforholdene av erfarne ingeniørgeologer både på byggherre- og entreprenørsiden
- Opprettelse av uavhengig referansegruppe bestående av representanter utnevnt både av byggherre og entreprenør

## 6. AVSLUTTENDE KOMMENTARER

For ikke å risikere å bidra til helt feil inntrykk av dagens situasjon bør det først slås fast at de ingeniørgeologiske forundersøkelsene tross alt vanligvis gir et rimelig riktig bilde av de faktiske forhold. Det er likevel også et faktum at de ingeniørgeologiske beskrivelsene i noen tilfeller har gitt et lite dekkende bilde av forholdene.

Tvister og rettssaker på grunnlag av påstand om «bristende forutsetninger» er kostbare og tidkrevende, og ødeleggende for bransjens renommé såvel hjemme som ute.

Årsakene til avvik mellom prognoserte og faktiske forhold anses i større grad å ha sammenheng med mangelfull prosjektstyring og manglende forståelse av nødvendigheten av undersøkelser, enn med at undersøkelsesmetodene ikke er gode nok. Hovedkonklusjonen er derfor at det bør undersøkes og prosjekteres mer planmessig og mer målrettet enn hva som gjøres i mange tilfeller i dag. Dette kan oppnås bl.a. ved i større grad å ta hensyn til eksisterende standardverk som NS 3480. Nøye oppfølging i byggefasen og kontinuerlig faglig dialog mellom byggherre og entreprenør er for øvrig essensielt i denne sammenheng.

## REFERANSER

CEN (1994): «Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules». Europeisk Førstandard ENV 1997-1, Comité Européen de Normalisation, 123 s.

NBG (1985): «Håndbok ingeniørgeologi-berg». Norsk Bergmekanikkgruppe, 140 s.

NBR (1988): «NS 3480 Geoteknisk prosjektering - Fundamentering, grunnarbeider, fjellarbeider». Norges Byggstandardiseringsråd, 11 s.

Nilsen, B., Palmstrøm, A. & Stille, H. (1997): «Frøyatunnelen, Analyse av drive- og sikringsmetoder som grunnlag for kostnadsberegning, gjennomførbarhet- og risikovurdering». Evaluering utført for Statens vegvesen, Sør-Trøndelag, 49 s. + vedlegg.

Statens Vegvesen (1992): «Vegtunneler». Håndbok 021, kap. 2 Forundersøkelser, s. 6 - 8.

# OSLOFJORDFORBINDELSEN - VISJON BLIR TIL VIRKELIGHET

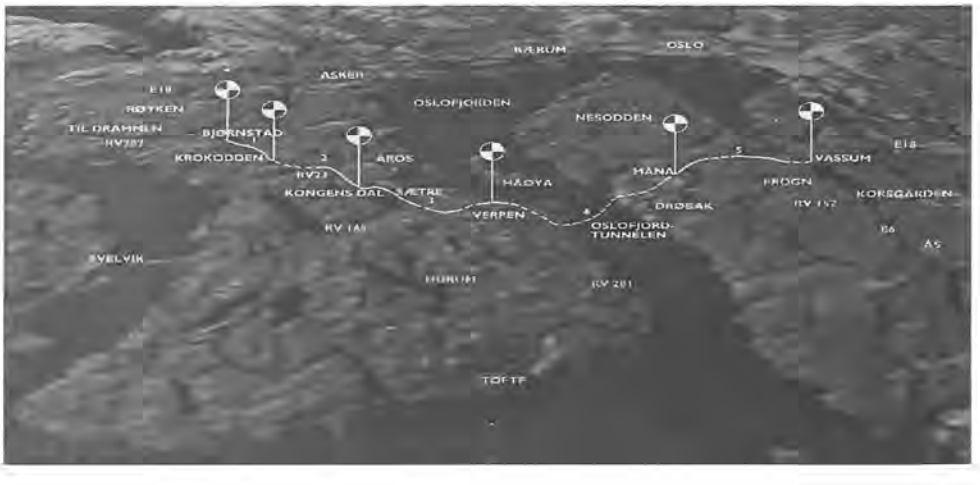
Sivilingeniør Ruth Gunlaug Haug
Statens vegvesen Oslofjordforbindelsen

## SAMMENDRAG

Oslofjordforbindelsen strekker seg fra Rv 282 ved Bjørnstad i Røyken Kommune til E6 ved Vassum i Frogn Kommune. Prosjektet strekker seg derved over to fylker med total prosjektlengde 27 km ny veg, hvorav hele 12 km er lagt i 6 tunneler. I tillegg er det 7 bruer, samt flere mindre trebruer og underganger til vilt- og jordbruksformål. Hovedhensikten ved å skape en fast vegforbindelse over Oslofjorden er økt tilgjenglighet. Dette vil knytte de to regionene nærmere sammen, bedre kommunikasjonen øst/vest, samt å avlaste sentrale deler av Osloregionen for gjennomgangstrafikk. Med sin nærhet til Oslo både på øst og vestsiden av fjorden vil dette også kunne medvirke til at området blir bedre tilgjengelig for utbygging, både næringsmessig og bomessig. Kostnadsoverslaget er 1076 mill kr. (1997 kr.) Trafikkåpning er satt til 1.juli 2000.

## SUMMARY

The Oslofjord connection runs from Rv 282 at Bjørnstad in the municipality of Røyken to E6 at Vassum in the municipality of Frogn. Hence the project covers two counties with a total lenght of 27 km. The project runs mostly through virgin terrain, cut by many hills and vallies. As much as 12 km of the new road runs through tunnels and there are 7 bridges in the project. The project is a result of several decades of struggel for an improved communication between the two areas which are divided by the Oslofjord, today operated by a 40 minutes ferry-interval. This link may give a relief to an already jammed situation on the roadsystems through Oslo and opens for private as well as business developments. The cost estimate is 1076 million NOK( 1997.kr). The Oslofjord link is planned to open 1. July 2000.



## INNLEDNING

Planprossessen for prosjektet har strukket seg over 30 år, helt tilbake til 1963 da de første planer for en fjordkryssning ble lansert. Det har vært mange runder med bro og tunnelalternativer før det i 1994 ble vedtatt at prosjektet skulle gjennomføres med tunnelalternativ. I desember 1996 godkjente Stortinget St.prp.nr.87 med delvis bompengefinansiering av prosjektet. 14.april 1997 gikk første tunnelsalve som markerte at prosjektet var igang. Bompengeperioden er forutsatt å vare i 15 år, og det er kun fjordkryssningen som belastes med bompenger. Bompengestasjonen er plassert på østsiden av fjorden og forventet ÅDT ved åpning er 4200 kjøretøyer/døgn i Oslofjordtunnelen. Fjordtunnelen bygges som ett løp, men det settes av plass og forberedes for tverrstoller dersom trafikken skulle tilsi behov for to løp. Kriteriet for et løp nr. 2 er ÅDT > 5000 pga stigning > 6%.

## RV 23 OSLOFJORDFORBINDELSEN

Lengder og framdriftsplan

| Anleggsparsell | Lengde (m) | Fremdriftsplan 1997 | 1998 | 1999 | 2000 |
|---|---|---|---|---|---|
| 1/2. Bjørnstad-Kongens dal | 8200 | | | | |
| 3. Kongens dal-Verpen | 5150 | | | | |
| 4. Verpen-Måna (Oslofjordtunnelen) | 7550 | | | | |
| 5. Måna-Vassum | 5600 | | | | |
| Sum | 26500 | | | | |

Prosjektering
Anleggsarbeide

Prosjektet er delt inn i 5 parseller.
Oslofjordtunnelen har lengst byggetid.

## Framdrift

Pr.dato er Parsell 4, Oslofjordtunnelen og Parsell 5, Måna-Vassum igang. Parsell 3, Kongens Dal - Verpen er ute på anbud og er forventet igangsatt i desember. Parsell 1-2 settes i gang høsten 1997 og vil bestå både av egenrproduksjon og entreprise. Det er bestemt at Elgskauåsen tunnel skal drives i egenregi, samt to betongbruer og 5 mindre overgangsbruer i tre.

## Organisasjon

Prosjektet strekker seg over to fylker, Buskerud og Akershus, men er organisasjonsmessig lagt under Vegsjefen i Buskerud. Opprinnelig var prosjektet delt i 5 geografiske parseller. Dette er nå justert til 4 parseller med hver sin byggeleder underlagt prosjektleder. Prosjektet har lagt vekt på en stab med fagkunnskap innen alle nødvendige funksjoner for å møte dagens strenge krav til byggherreansvar, tid, økonomi og kvalitet. Et viktig moment er at alle i stab skal bidra aktivt til anleggsgjennomføringen.

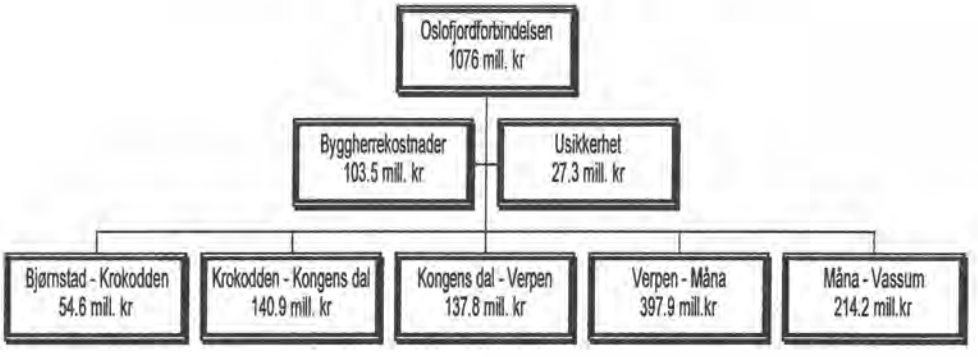
## Informasjon

Informasjon har spesielt i startfasen vært viktig, og prosjektet har lenge før anleggsstart vært i kontakt med nærområdene i form av beboermøter og skriftlig Nærinformasjon i tillegg til kontakt med offentlige etater. Dette er fulgt opp inn i anleggsfasen og Oslofjordforbindelsen legger vekt på at nærmiljøet spesielt skal kunne følge med og få innsikt i prosjektet. Eksempler på dette er hyppige informasjonsforedrag ved henvendelser, Åpen dag for barn på anlegget, jevnlig bruk av lokalTV, utstillinger og plakater på sentrale steder i nærmiljøet. I tillegg er et samarbeid med NHO på trappene. Dette kan innebære en 3-årig forpliktelse mot ungdomsskoler i distriktet som støtte for ren informasjon, faglig kunnskap og yrkesveiledning.

## Prosjektstyring

Oslofjordforbindelsen har inngått et samarbeid med Vegdirektoratet vedr. utvikling av verktøy for prosjektstyring. Som et pilotprosjekt i vegvesenet, er det tatt i bruk et prosjektstyringsverktøy som et supplement til vegvesenets eget regnskapssystem økosys. Systemet skal bidra til en styring utfra inngåtte forpliktelser og utført arbeid. Dvs systemet har til hensikt å erstatte alle "skrivebordsvarianter" av regneark . Systemet bygger på en aggregeringsstruktur eller prosjektnedbrytning som gjør styring og oversikt mulig uansett på hvilket nivå kostnaden er påført. Modellen krever at alle bestillinger registreres, noe som implisitt også gir en styring allerede før en forpliktelse er påløpt. I tillegg skal entrepriser følges opp på prosessnivå via en kontraktsmodul som er knyttet til prosjektstyringsverktøyet. Inntil videre blir systemet brukt uavhengig av Økosys og all kontroll foregår manuelt. En eventuell integrasjon er ikke planlagt før tidligst i 1998.

# Kostnadsoverslag revisjon 1. mai 1997




## Landskap / Estetikk

Spesielt for prosjektet er den sterke fokuseringen på landskap , estetikk og miljø. 3 landskapsarkitekter og en arkitekt har vært med og satt sitt preg på utformingen av veglinjen, samt alle konstruksjoner som inngår i prosjektet. En nøye gjennomgang av traseen med en forbedret linjeføring har gitt mindre fyllinger og færre skjæringer, noe som gir både estetisk og økonomisk gevinst. Det er planlagt rasteplasser med utsyn over fjorden og en utrustning som ikke hittil har vært vanlig på østlandet. Naturstein og trematerialer er planlagt som byggematerialer og det foreligger spennende planer for bruk av sjømerker og maritime symboler langs veglinjen som et gjennomgående tema. Det arbeides med spesielle delprosjekter som styrt vegetasjonsinnvandring og visuell utforming av hele prosjektet. Både industridesigner og kunstnere har deltatt i en ellers ingeniørdominert prosess. For fjordtunnelen har dette ført til et spennende delprosjekt med utstrakt bruk av lys og lysleder for å skape variasjon og et tiltalende tunnelrom.

## Forberedende arbeider

Med få unntak går vegtraseen gjennom jomfruelig terreng. De mest berørte boområder er bebyggelsen på begge sider av fjorden siden tunnelen krysser under like nord for Drøbak sentrum. Pga fjelloverdekningen på 100 m er det ikke forventet store naboproblemer. Det tas likevel noen forbehold, og det er utført bygningsbesiktigelse 100 m til siden for traseen i bebodd området, rystelser registreres kontinuerlig, samt at støymålinger er utført i forkant av prosjektet. Disse er fulgt opp gjennom anleggsfasen. Siden det finnes en del brønner for vannforsyning, er også disse underlagt et undesøkelsesprogram samt en oppfølging i byggetiden. Pr. dato er det boret en ny vannforsyningsbrønn.

Utslipp til omgivelsene er kartlagt i forkantt. Fylkesmannen i de respektive fylker har gitt utslippstillatelse med angivelse av krav til rensing. Det finnes et eget måleprogram for kontroll av utslipp i anleggsperioden, og målingene utføres av uavhengig instans. Entreprenøren har også lagt grunnlag for en nøye kontroll med utslippsvann, gjennom renseanlegg som så langt har vist seg effektive.

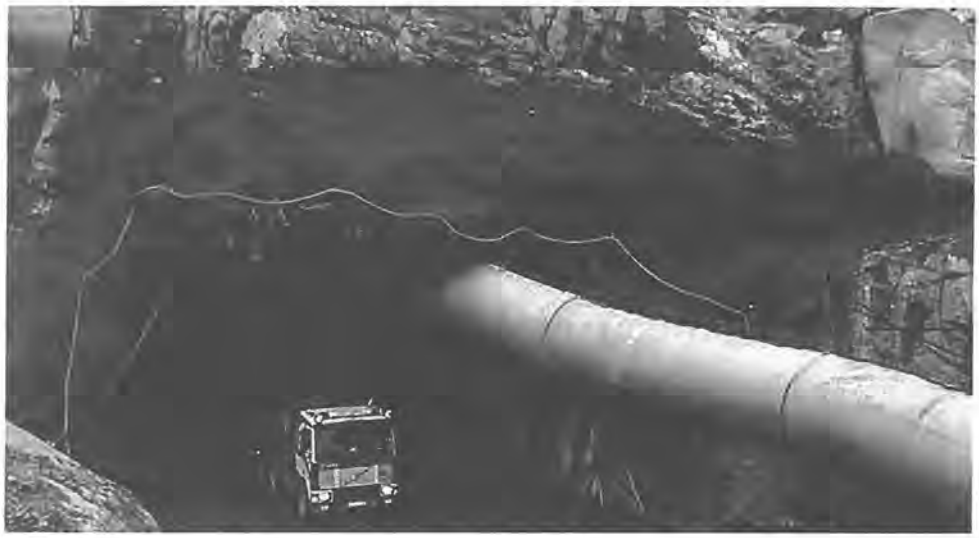
## Grunnundersøkelser

Geologien rundt Oslofjordtunnelen består i hovedsak av granittiske gneiser med hovedvekt på øyegneis. På vestsiden kommer prosjektet inn i Oslofeltets Drammensgranitt og Røykengranitt. Det er i løpet av prosjektets ulike planfaser utført mange ingeniørgeologiske grunnundersøkelser. Disse omfatter flerfoldige km akustiske målinger og sonderinger, refleksjonsseismikk og refraksjonsseismikk utført over mange år. Det er også gjort omfattende grunnundersøkelser med lange kjerneboringshull ut under fjorden og fra tilgjenlige skjær i traseen mellom Hurumlandet og Storskjær. I disse kjerneborhullene er det også utført refraksjonsseismisk tomografi, samt at det er tatt labratorietester av endel av prøvematerialet fra borhullene. I forbindelse med påhuggene er det utført grunnboringer.

## Massedeponier og transport

Siden vegtraseen i all hovedsak går gjennom uberørt terreng, er nærmiljøet mest berørt av transportvirksomhet. Utfordringene for byggherren er knyttet til miljømessige forhold som steindeponi, utslipp og støy der transport foregår i tettbebygd strøk. For den del av anlegget som ligger i Frogn finnes en samlet deponiplan for området. Dvs kommunen har laget en plan og prosjektet har forpliktet seg til å fylle en viss mengde som grunnlag for et industriområde. Dette innebærer 3 km kjøring på offentlig veg. Transporten foregår i nærhet til skole og det ble ikke tillatt transport på offenlig vei før en rekke tiltak var utført. I forkant av anleggstransporten ble sikkerhetstiltak utført for å forbedre sikkerheten, snarveier er sperret ved hindringer, det er satt opp egen gangbro for skolebarn og veien er utvidet med en gang-/sykkelsti langs anleggsområdet. Dersom nødvendig vil også skoletransport bli vurdert. For vestsiden av fjorden finnes flere deponier hvorav det største ligger inntil Oslofjorden. Tverrslaget er lagt slik at all masse som tas ut vestover legges rett i et gammelt sandtak. Sandtaket overtar massene for knusing over tid. For øvrige massedeponier vil det bli noe behov for transport på eksisterende veg.

## Tunneldrift, status pr. oktober 1997

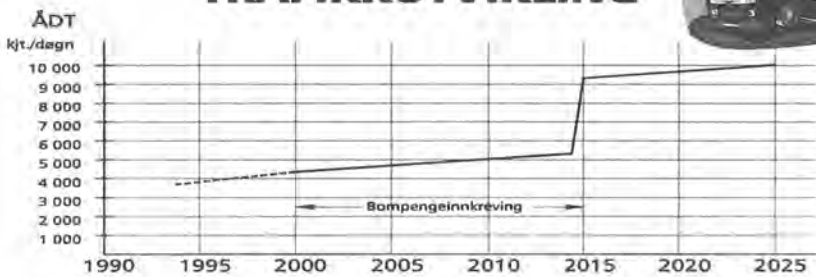


40 % av prosjektets lengde er tunneler. Den lengste, Oslofjordtunnelen, er en T11, 3-feltstunnel, tverrsnitt 78 m2. Tunnelen er 7290 m lang. Dypeste punkt er 130 muh med stigning 7% på begge sider. Lavbrekket består av en strekning på ca. 2 km hvor feltene skiftes slik at det i begge stigninger vil være 2 felt oppover og ett nedover. Tunnelen vil få vann/frostsikring bestående av høye veggelementer og PE-skum med armeringsnett med 9 cm sprøytebetong i heng. Mhp belysning, pågår et spennende prosjekt hvor det vurderes bruk av lys til visuell utforming for å markere strekninger og avstander. Det vil bli lagt stor vekt på at sikkerhetsutrustningen er i tråd med de retningslinjer som gjelder. Elementer i dette er nødtelefoner, havarinisjer og brannberedskap. Omfanget av utrustningen er også vurdert i nært samarbeid med det lokale brannvesen, politi og ambulansetjeneste. Jevnlige kontaktmøter holdes med disse utrykningsetatene som også er med på å forme grunnlaget for beredskapsplanene. Viftene vil være reversible, men hovedventilasjonsretningen er bestemt at skal gå mot Hurum.

Scandinavian Rock Group fikk i mars 1997 entreprisen med kontraktssum 347 mill kr. Pr. i dag er tverrlaget i Storsand ferdig drevet, total lengde 720 m, og det er tatt ut ca. 350 m av hovedtunnel, samt at det er drevet ca. 400 m hovedtunnel fra Frognsiden, dvs det skal være en 3-stuffs drift. Pr. i dag er det godt fjell med få lekkasjepunkter og mindre behov for sikring. Det er utifra geologiske forundersøkelser forventet soner ut under fjorden og ved behov er det lagt opp til sonderborring og regelmessig kjerneborring. Det er ikke beskrevet bruk av kjemisk injeksjon i kontrakten, men lagt opp til bruk av rapid eller mikrosementer. Hittil er det kun utført injeksjon på to steder.

Entreprenøren har et profesjonelt forhold til utstyr og maskinparken består bl.a av heldatastyrte borerigger, elektriske brøyter for utlasting og nye biler for transport. Borriggene er fra Andersen Mekaniske Verksted, mens lastemaskinene, 2 stk 70 tonns Brøyt 1000 er nyinnkjøpte for dette prosjektet. De spyler røysa automatisk, og med strøm som energikilde gir de også et positivt bidrag til miljøsiden. Som første vegtunnelprosjekt, har dessuten byggherren stilt krav om at det skal benyttes emulsjonssprengstoffet slurry.

Entreprenøren har utviklet et godt miljømessig system som favner både ventilasjon, utslipp, gjenbruk av vann, mm. Hittil har sprengningen foregått med tradisjonell anfo, dynamitt og rør, men de er nå i ferd med å gå over til slurry for ytterligere å bedre luftkvaliteten.




Bompengeinnhentingsperioden er forutsatt å være i 15 år, fra 2000 - 2015.

| | 1993 | 2000 | 2014 | 2015 | 2024 |
|---|---|---|---|---|---|
| Ant.kjt./døgn | 3820 | 4200 | 5100 | 9200 | 10000 |

Forventet trafikkutvikling når bompengeperioden opphører. Bompengesatsen er satt til 50 kr pr.personbil uavhengig av passasjerer.

## Tekniske data for Oslofjordforbindelsen

| | |
|---|---|
| Prosjektets lengde | 26,7 km |
| Vegbredde | 10 m |
| Kryss | Rundkjøringer |
| Største stigning, - veg i dagen | 6 % |
| - Oslofjordtunnelen | 7 % |
| Laveste punkt i Oslofjordtunnelen | -130 m |

## TUNNELER

| Navn | Lengde, m | Bredde, m |
|---|---|---|
| Elgskauåstunnelen | 2645 | 9 |
| Stampeleinåstunnelen | 380 | 9 |
| Merraskottunnelen | 605 | 9 |
| Oslofjordtunnelen | 7230 | 11 |
| Frogntunnelen | 1575 | 9 |
| Vassumtunnelen | 365 | 2x9 |

## BRUER

| Navn | Lengde, m |
|---|---|
| Midtbygda bru | 140 |
| Sagbakken bru | 140 |
| Kongens dal bru | 132 |
| Sætreelva bru | 166 |
| Slingrebekk bruer | 93+130 |
| Viltundergang, Holt | 50 |
| Bråtan bru | 212 |

Total lengde tunneler er 12 800 m, tilsammen skal 920 000 m3 fjell sprenges ut.

Totalt bygges 1060 m bru i prosjektet.

**Gruvedrift i Oslo-området**

v/Johannes A. Dons
Mineralogisk-geologisk museum,
Universitetet i Oslo

PÅ 1500-tallet og senere var det bergfolk som lette med ønskekvist etter metaller i Oslo-området. Sjansene for å finne malm var store, fordi det her er så mange ulike typer bergarter. Særlig de granitt-like, som gjerne har malm nær yttergrensene, var lovende.

Kanskje var det en fyrste eller konge som sendte ut folk, etter å ha lest et latinsk skrift fra 1170 "Historia Norwegiae" hvor det sto noe om – Stor rikdom på sølv nær byen Oslo, men vannmasser hadde under en skadeflom utestengt folk fra sølvet, som derfor nå ligger gjemt i fjellknausene. – Stedet må være Maridalsveien 26-28 nær Gamle Aker kirke. Like sønnenfor, i et ubebygget område, har det beviselig gått et kvikkleireras som kan ha demmet opp Akerselven og fylt det som vel var Norges eldste gruve med vann.

Sikkert er det at den saksiske bergmesteren Pantgartner i 1519 på kongens befaling undersøkte den nedlagte Akersberg sølvgruve. Fra 1530 var det drift her i 10 år ved den tyske bergmannen Symler. Forsøk på å utvinne mere sølv av slagghaugene etter smeltingen ble gitt opp. Senere, i 1580 forsøkte den tyske bergmesteren Girbick å tømme gruven for vann, etter først å ha forsterket stoller og synker med tømmer. 40 meter under datidens overflate ga han seg, men det manglet enda 6 meter. Dvs de hadde tidligere drevet ned til under havflaten. Girbick frarådet å gjenoppta driften, det gjorde også Tobias Kupfer etter å ha utført analyser i 1619. Dermed var gruvedriften slutt.

Folk sa at det fra tid til annen kom damp ut av gruvehullene og mente det var fra drager som voktet over gull-ender som svømte på en dam inne i fjellet under kirken.

Den sølvholdige blymalmen som tydeligvis avtok i mengde mot dypet, synes å være knyttet til en 3-4 meter bred loddrett eruptivgang som går omtrent parallelt Maridalsveien. Denne "grønnstein" eller diabasgangen ble tatt ut omkring 1800 for å bli delt opp og brukt som gatestein og i 1910 tok kommunen en svær skalk av selve fjellet. Da fulgte det med store mengder sinkmalm som de i gamle dager ikke hadde noen fornuftig bruk for. – Et planlagt, stort kontorbygg på tomten førte i 1988 til at Universitetets Oldsaksamling lette opp gamle gruveganger, for å sikre mulige rester mot ødeleggelse. Da Oslo Energi overtok tomten i 1992 ble undersøkelsene fortsatt av Byantikvaren og universitets-geologer fra Blindern og Tøyen. Gruveganger som da ble gravet frem, hadde takhøyde 85 cm og var drevet ved fyrsetting. I ett av "Dragehullene", en vannfylt synk, senket vi ned en gatestein 20 meter fra dagens overflate. En del tømmer, antakelig fra 1580, ble tatt vare på, men ingen har hatt råd til å bekoste aldersbestemmelse eller gruvedykking etter redskap o.l. Gruvehullene er nå dekket av tømmerlag og et stort bygg er i år reist like inntil.

For oss som var smågutter i tidlig 1930-årene, var en tur til de gamle Sognsvannsgruvene et vågestykke, særlig å gå uten lykt gjennom den 70 meter lange stollen i Gaustad gruve, vest for Sognsvann. Den har fine slette vegger som krummer seg sammen i taket som en gotisk bue.

Stollen ble laget ca år 1800 ved fyrsetting (bålvarme mot fjellveggen) for å tømme den gamle gruven for vann og for å frakte ut mer jernmalm. Det var Peder Anker som ville sikre seg lokal malmtilførsel til smelteovnen på Bærum verk, i tilfelle levering fra Arendalsgruvene sviktet. Han tok da opp igjen driften i begge Sognsvannsgruvene, for 2/3 Gaustad-malm og 1/3 malm fra Sogn gamle gruve på vestsiden av Sognsvann, ville gi et godt jern. Noe ble det vel tatt ut frem til 1854. Etter det har det nesten ikke vært drift her.

Disse to gruvene er kanskje de eldste jerngruvene i landet. Det var Morten Krabbe, prost ved Mariakirken i Oslo, som i 1538 søkte kongen i København om å få lov til å begynne gruvedrift. Den startet i 1540 og kan følges ved gamle dokumenter, frem til 1584 da driften ble nedlagt i nesten 200 år, til Peder Anker kom.

Gruvene og flere skjerp ligger i kalkstein eller marmor, på eller nær grensen mot en granitt-liknende dypbergart. Gasser og varmt vann med metall-løsninger i seg, ble avgitt fra den størknede smeltemassen til de lagdelte skifer- og kalkbergartene, hvor det bl.a. ble dannet malmtypen magnetitt, sammen med noe kobberkis, svovelkis, blyglans, sinkblende osv. Fordi magnetittmalmen er tungtsmeltelig, gikk det med store mengder trekull i smeltehyttene langs Akerselva.

Erfaring hadde vist at jernmalmen fra gruver i Bærum var bedre enn den fra Oslo. Derfor ble en svensk jekteskipper hyret i 1611 for å seile en del hytteutstyr fra Akerselva til utløpet av Løksa ved Sandvika. Hytte ble bygget ved Gommerud og jernmalm ble hentet fra "Det gamle Berg" og "Det nye Berg" i åsen ovenfor Rykkinn og fra Kirkerudgruvene nord for Tanum kirke. Lønningslistene for noen måneder i 1621 viser at det var saksiske arbeidere her, med navn som Andreas Zirner, Hans Ziller, Tobias Strunze og David Korb. Jeg kunne vise at malmen i disse gruvene besto av jernglans (hematitt) som er lettere smeltbar enn magnetitt. Det var grunnen til at Bærummalmen var bedre. Malmen finnes som smale, loddrette, nordsyd-gående sprekkefyllinger i basalt og rombeporfyrlava. Den er antakelig dannet av metall-holdige løsninger som kom opp fra en størknende granittmasse vi vet ligger et stykke under dagens overflate. De gamle gruvene ble nedlagt, men smeltingen fortsatte med andre tilførsler og med høye masovner ved det som ble Bærums Verk.

I en del år ble det brukt mye pukk og grus fra Huken pukkverk til veibygging i hele Oslo-området. Til stor forundring for folk, fulgte det da ofte med noe kobberkis som liknet på gull. Pukkverket som ligger nordøst i byen, tar ut 250 millioner år gammel basaltlava. Nå blir denne steintypen meget brukt som tilblanding i asfalt, fordi den lar seg knuse i korn av sukkerbiteform, med gode bindingsegenskaper på overflaten. Her og innover ved Alnsjøen, lå det en mengde gruver og skjerp, vesentlig på kobberkis. Den første driften i dette området var det Gothalfske Kobberverk som sto for, kanskje i ca 50 år fra 1705. Senere, fra 1880 var det et fransk-belgiske selskap "Compagnie Minière de Grorud" som drev her, med opptil 70-80 mann frem til 1898. Forsøk i 1907 og 1917 ble det ikke noe av. Malmen ble antakelig dannet ved en naturlig mobilisering og påfølgende konsentrasjon av metall-forbindelser som fantes i den opprinnelige størknede lavabergarten, basalt.

Hvis en på et kart merker av alle gruver og skjerp i et utvidet Oslo-område, vil en få punkter som ligger på en rett linje i nordøst-sydvest retning, fra Nittedal til Lierskogen. Det er nesten bare Gamle Aker gruven som ligger utenfor. Bergartene langs denne linjen er av mange ulike slag og linjen er parallell med retningen i de foldete skifer- og kalklagene i lavlandet, men ligger altså litt lenger nord.

Ingen har våget å gi noen forklaring på dette, kanskje ligger det en langstrakt kropp av granitt eller liknende under, på hele denne strekningen, som har avgitt stoff til malmdannelse.

Gruvedrift er en saga blott i Oslo omegn og en kan ikke håpe eller ønske at det blir noe i fremtiden. Men hadde det ikke vært fordi det er bynært område ville sikkert forekomster av molybdenglans i traktene Frognerseteren-Voksenkollen-Rødkleiva blitt boret opp med tanke på gruvedrift.

# Krevende sprengningsarbeider i Oslo sentrum

## Fra utvidelsen av Nationaltheatret stasjon

Sivilingeniør Øyvind Arntsen
Selmer ASA

**Sammendrag**

Sprengningsarbeidene ved "Nye Nationaltheatret stasjon" er krevende av flere årsaker. Geometriske ytterpunkter med driving av tverrsnitt mellom 20 og ca 300 $m^2$, krever omfattende driftsplanlegging og fleksibelt utstyr. Strenge krav til rystelser og til ferdig kontur, gjør salveplanlegging og nøyaktig boring spesielt viktig.

I tillegg til dette består prosjektet av mange utfordrende enkeltområder hvor det er nødvendig å tenke nytt i forhold til drive- og sikringsmetoder:

- Tre meter fjelloverdekning for 20 meter bred stasjonshall.
- Nesten ingen overdekning (fjelloverflaten tangerer hengen) ved kryssing av dyprenne, Drammensveien.
- Driving av ensporstunnel mot løsmassetunnelen inn til og under eksisterende jernbane- og T-banetunneler.

**Summary**

Rock excavation at the new railway station, The National Theatre, is a demanding operation for various reasons. The geometrical characteristics, with tunnel cross-sections ranging from 20 to 300 $m^2$, calls for both substantial planning and flexible equipment. Rigid restrictions for vibration, and the requirements to an accurate contour, makes blasting design and precise drilling important.

In addition to this, the project has various areas demanding new methods for excavation and lining:

- 3 metres owerburden in the 20 m wide station cavern.
- Barely any owerburden crossing underneath a "buried valley", the Drammensveien weakness zone.
- Excavation of single-track tunnel close to and underneath existing subway - and railway tunnels.

**1. Prosjektpresentasjon**

Selmer ASA ble i oktober 1996 kontrahert av Jernbaneverket som hovedentreprenør for bygging av Nye Nationaltheatret stasjon. Den 996 meter lange traséen er delt opp i to kontrakter:

- Løsmassetunnelen, (137 m) er stasjonens tilkobling til eksisterende spor ved Nationaltheatret. Kontraktssum 100 mill inkl mva. Byggetekniske arbeider ferdig oktober 1998.

- Fjelltunnelen, (859 m) grenser mot løsmassetunnelen i øst og påkobling til eksisterende spor i vest. Kontraktssum 254 mill inkl mva. Byggetekniske arbeider ferdig desember 1999.

I løsmassetunnelen inngår sprengning av 21 meter enspors fjelltunnel. Dette er besluttet drevet fra fjellentreprisen og er organisatorisk underlagt Selmers enhet for fjelltunnel.

Hovedmengder for driving og sikring (inklusive dette området) er følgende:

| | |
|---|---|
| - Tunnelsprengning (inkl. pigging mot eksisterende konstruksjoner): | 41.000 fm$^3$ |
| - Sprengning av takskive i stasjonshall: | 34.200 fm$^3$ |
| - Sprengning av bunnstross (stenderpall) i stasjonshall: | 11.400 fm$^3$ |
| - Sprengning av oppganger/rulletrappsjakter/gangtunnel | 11.200 fm$^3$ |
| - Sprengning av trykkutjevningssjakt inkl. hjelpetunnel: | 3.000 fm$^3$ |
| - Sprengning av rømningstunnel og ny oppgang til 7. juniplassen: | 720 fm$^3$ |
| - Dagsprengning av grop for ny vestibyle (7. juniplassen): | 17.400 fm$^3$ |
| Sum sprengningsvolum: | 118.920 fm$^3$ |

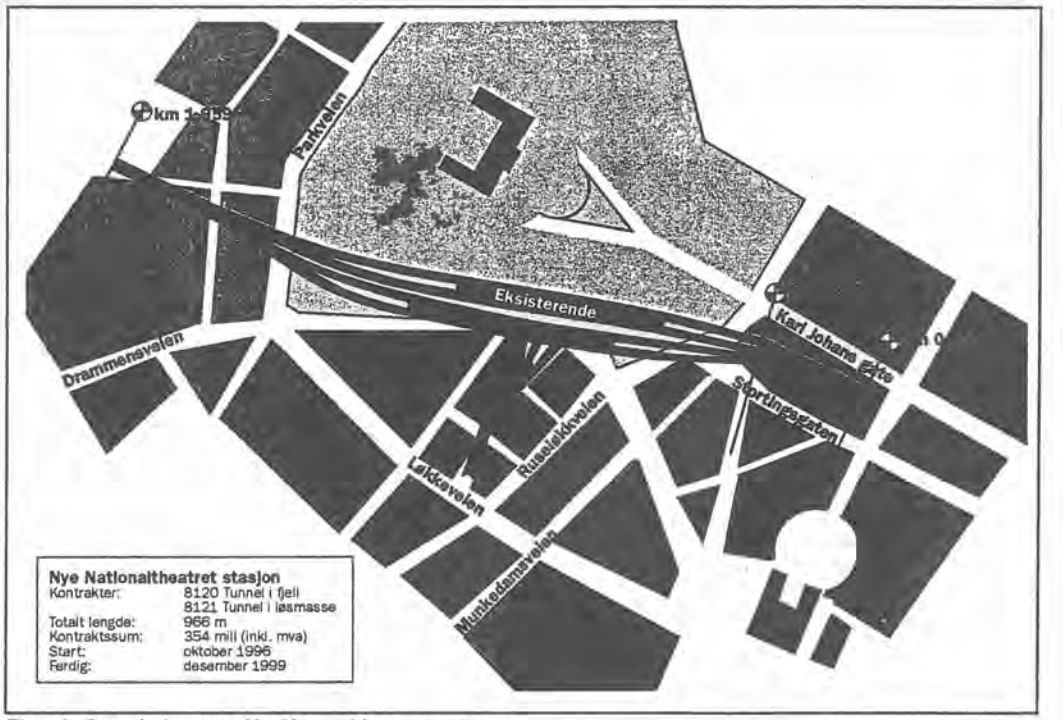
Tilhørende sikringsmengder (basert på prognose for virkelig utført):

| | |
|---|---|
| - Boring (injeksjon + sondering): | 23.000 bm |
| - Injeksjon | |
| - sement: | 430.000 kg |
| - mikrosement | 102.000 kg |
| - Fjellbolter | 7.400 stk |
| - Sprøytebetong: | 3.100 m$^3$ |
| - Sprøytebetongribber | |
| - armert med kamstål (6 x Ø16, avstand 2,0 m): | 40 lm stasjonshall |
| - armert med gitterbuer (avstand 1,0 m): | 14 lm tunnel |
| - Dobbeltarmert sprøytebetonghvelv: | 21 lm tunnel |

Hovedkonseptet for hallen og tunnelene er at det tettes midlertidig med sement og mikrosement (suplert med vanninfiltrasjon). Endelig tetting foretas med dobbeltarmert, vanntett kontaktstøp (uten membran). Hovedmengdene for dette er:

| | |
|---|---|
| - Ensidig forskaling (3 stk egenprosjekterte vogner): | 46.000 m$^2$ |
| - Tilhørende armering: | 3.200 tonn |
| - Betong inkl. 25 cm overbetong: | 30.000 m$^3$ |

Det er verdt å merke seg at kostnadsvolumet på betong er dobbelt så stort som på fjelluttak og -sikring.




*Figur 1: Oversiktskart over Nye Nationaltheatret stasjon*

## 2. Driftsopplegg

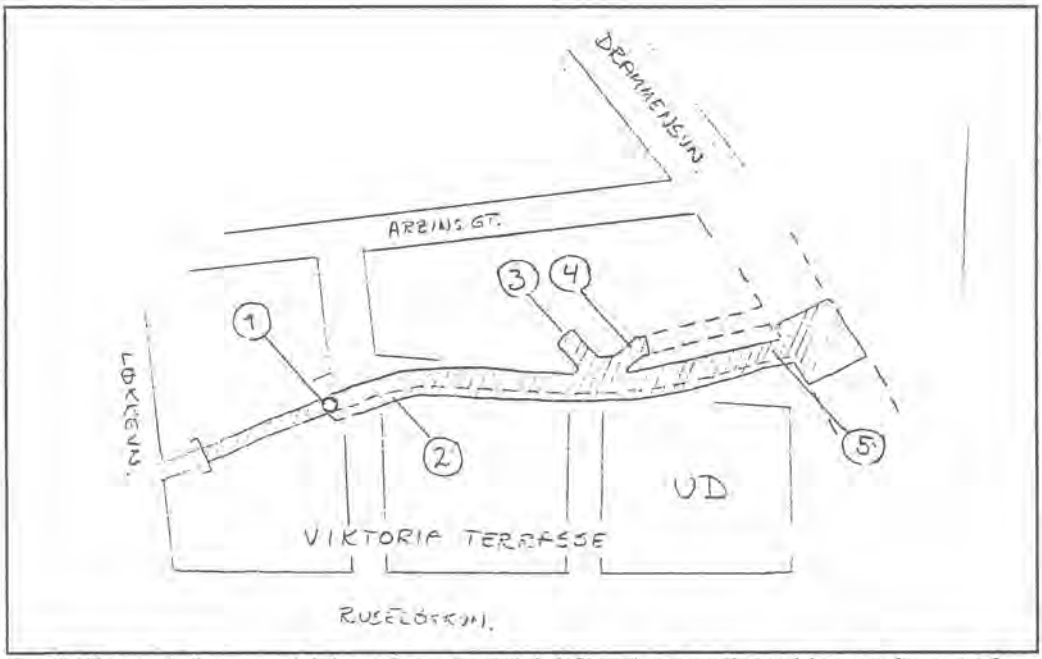
### 2.1 Tilrigging

En av de største utfordringene ved fjelluttak av denne størrelsen i sentrum av Oslo, er etablering og organisering av riggplass. I dette tilfellet var adkomsttunnelen og drøyt 20 meter av hallen drevet i egen entreprise på forhånd, noe som gjorde oppstarten nogenlunde grei.

I tillegg til selve adkomsttunnelen disponerer Selmer riggplass for kontorer og varemottak på Vestbanetomta, men område for verksted kunne bare løses ved å drive ut en egen nisje i adkomsttunnelen.

Ventilasjonen består av to stk GAL-14 vifter som henter luft fra et ventilasjonstårn ved Ingeniørenes hus. Utlufting gjennom adkomsttunnel (munning) og åpning mot 7. juniplassen (avhengig av været). Gassmålinger i områdene ved utlufting har gitt meget lave verdier av CO og NO2, men all den tid at ladden lukter, vil det være behov for å dokumentere verdiene overfor omgivelsene.

Det er videre rigget (hjemmelaget) hjulvaskeanlegg og slamseparator i adkomsttunnelen. Hjulvaskeanlegget består av tverrgående skinner med mellomliggende spylerør/spyledyser. Utløses med snor av sjåfør og spyler i ca 20 sekunder. Slamseparatoren har oljesamler og overløp for rent vann (resirkuleres). Sugepumpe i bunnen fører slamholdig vann over i egen container som tømmes ukentlig.




Figur 2: Tilrigging i adkomsttunnel. 1: Inntak for ventilasjonsluft, 2: Plassering av ventilasjonsduk og transformatorer, 3: Verkstednisje, 4: Stasjon for slamseparator og resirkuleringsbasseng, 5: Hjulspyleanlegg.

## 2.2 Ressurser

Med unntak av bortkjøring av masser, utføres alt arbeid av egne ansatte. Det meste av fjellet er tatt ut med 2+1 ordning og to stufflag (to rigger) pr skift. Hvert skift er bemannet med formann.

Boring for salver og forinjeksjon er utført med egen AC BOOMER 353 S (18 ' og halvdata) og innleid AC BOOMER 188 (mars - juli 1997). Etter dette er tunneler med mindre tverrsnitt tatt ut med innleid AC BOOMER 322 (august - oktober 1997).

Lasting med hovedsakelig Cat 980 FII og Wagner ST 1000 for mindre tverrsnitt.

Sprøytebetong: AMV 7000.

Tilleggsmaskiner: Arbeidsplattform for etterarbeider og injeksjon

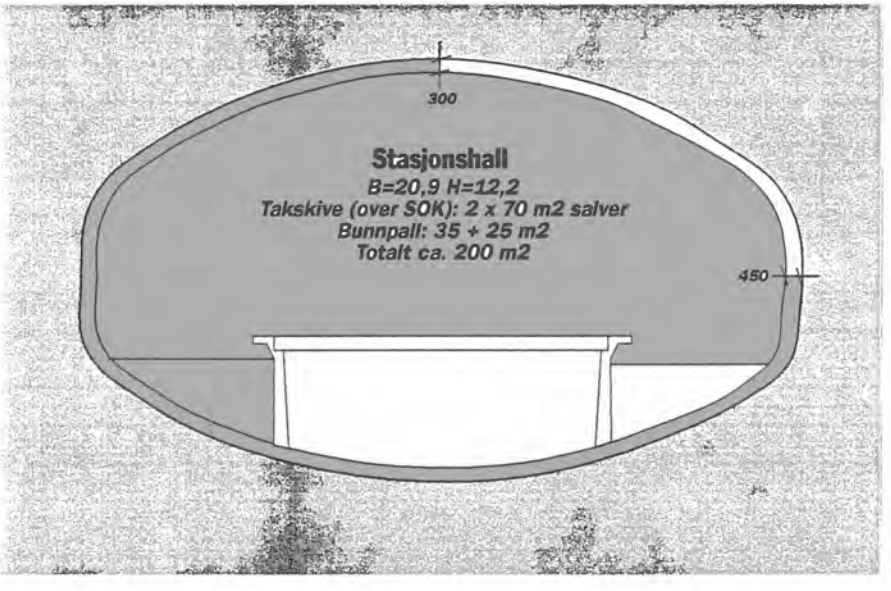
Injeksjon: 2 sett storsekksilo og pumper (EH 300)

Sprengsteinen fra anlegget har i all hovedsak gått til gjenbruk (Franzefoss). En del er brukt som fylling inntil konstruksjoner under bygging i Oslo.

## 2.3 Oppdeling av salver

I stasjonshallen er takskiven (over SOK) delt i to like salver. På grunn av stram framdrift vestover

for å kunne åpne mot eksisterende tunnel, ble det vurdert å slippe en pilottunnel foran gjennom hallen. Driftsulemper med strossing inn mot en slik tunnel, og injeksjon fra to oppstillinger for samme skjerm, sett i forhold til den beskjedne framdriftsgevinsten man ville oppnå, gjorde en slik løsning lite ønskelig. Med doble skift og omfattende sikring regnet man med å kunne produsere på stuffene mesteparten av tiden uansett. Bunnen av stasjonshallen tas ut som stenderpall i to etapper (delt sidevegs) på et senere tidspunkt.

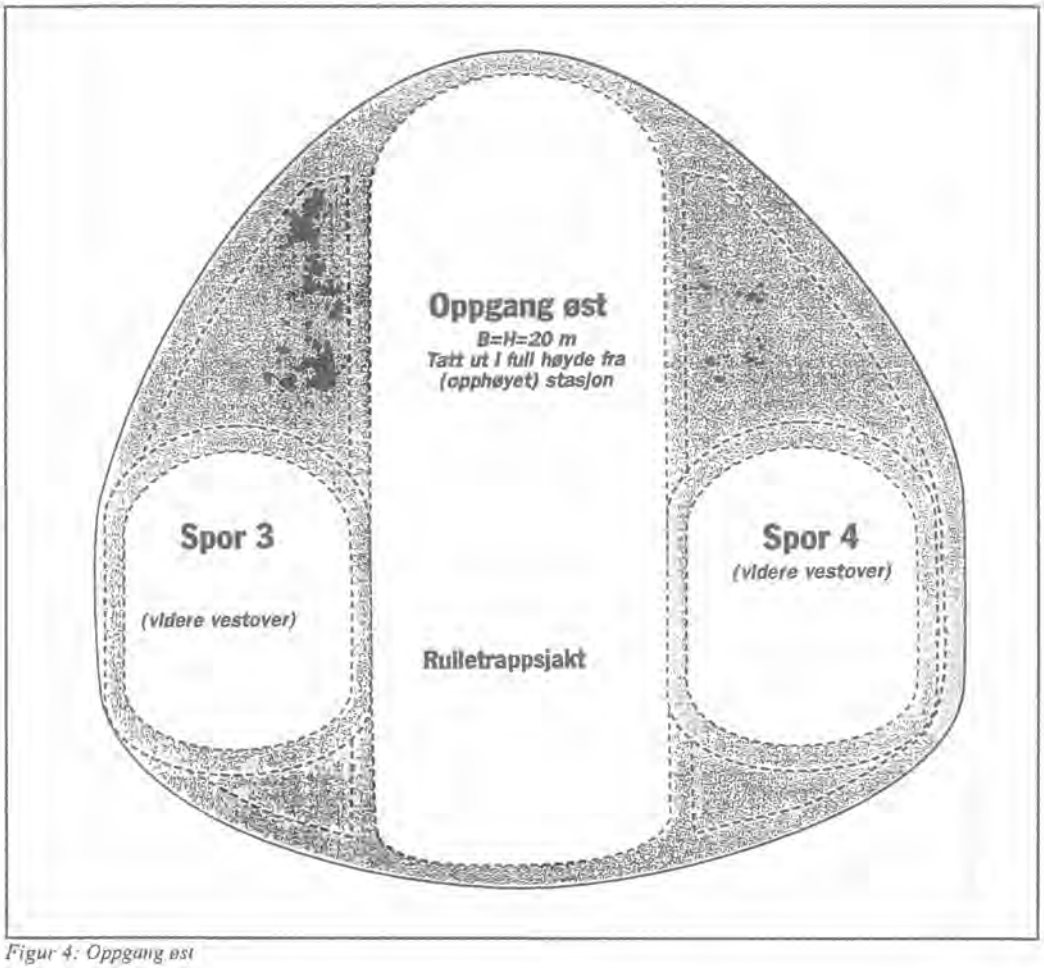



*Figur 3: Stasjonshall*

I begge ender av stasjonshallen drives enkeltsporene videre (ca 40 $m^2$). Mellom disse tas det ut skråsjakter for rulletrapper. På grunn av det relativt store tverrsnittet og små bidrag fra stabiliserende horisontalspenninger i fjellet, er det forutsatt at enkeltsporene skal støpes ut i 24 meters lengde før den mellomliggende sjakta tas ut. Oppgang øst sprenges som stenderpall fra vestibyle, og oppgang vest (til oppgang ved Slottsstallen) drives som skråsjakt nedenfra.

Tunnelene (enspors, tospors og overganger) tas i størst mulig grad ut i ett tverrsnitt (dvs helt ned), men for å unngå for mye overbetong, legges det opp til supplerende pigging av knøler som en del av bunnrensk før bunnstøp.

Kontrakten forutsetter godtgjort for konstruksjonstykkelse (varierende 300 - 450 mm) og et tillegg for 250 mm overbetong. Det er kalkulert med noe mer enn 250 mm i snitt, men når hver cm for anlegget totalt utgjør ca 300.000 kr i overbetong, blir det naturlig å tillegge dette spesiell fokus. Det er derfor gjort avtale med arbeiderne om resultatlønn der produksjon og nøyaktighet teller like mye. Erfaringene er meget bra, og det ser ut til at det som i realiteten var en risiko på flere millioner kroner, kan gi et lite økonomisk bidrag.




*Figur 4: Oppgang øst*

2.4 Sprengstoff og gassmålinger.

På grunn av tidlig oppstart av hvelvstøp med mye folk i tunneler under driving, ble det tidlig besluttet å sprenge med SSE (emulsjon). Oppfølging av gassmålinger fra denne driften viser like lave verdier for CO og NO2 som tidligere anlegg med dette sprengstoffet, og det er etter hvert maskinparken som gir premissene for ventilasjonen.

Opplæring og sertifisering av eget personell for betjening av laderigg oppfulgt av kontroll fra Dyno, har fungert etter hensikten. En slik ordning er en forutsetning for at ladesystemet skal kunne konkurrere med anolitt prismessig. Problemer med lagring av tradisjonelt sprengstoff i tettbygd strøk, og tilhørende transportkostnader for stadig henting og bringing, er også med på å gjøre emulsjon konkurransedyktig.

**3. Restriksjoner**

Sprengningene gjennomføres med følgende rystelsesgrenser:

| | |
|---|---|
| - Bygninger fundamentert på løsmasse: | 20 mm/sek |
| - Bygninger fundamentert på fjell eller peler til fjell: | 40 mm/sek |
| - Nationaltheatret | 10 mm/sek |
| - Andre spesielle bygninger | 20 mm/sek |
| - Eksisterende stasjon (forhold til reisende og installasjoner): | 20 mm/sek |
| - Eksisterende tunnelhvelv | 100 mm/sek |

Ved sprengning i stasjonsområdet hvor forhold til reisende har måttet vektlegges, har det vært tillatt å sprenge i tidsrommene 09.00 - 14.00 og 17.00 - 22.00 på hverdager.

Eksisterende stasjon ligger parallelt med, og 10 meter forskjøvet i forhold til den nye. Til tross for den korte avstanden har man på grunn av oppsprukket og skifrig fjell klart å ligge innenfor kravet på 20 mm/sek med en del ekstra boring og oppdeling av salver.

Det har vist seg at anlegget påfører naboene målbar strukturstøy fra boring og fjellrensk/pigging. Dette er noe overraskende, med skifrig og dempende fjell og en overdekning på over 20 meter. De kommunale forskriftene tar ikke stilling til strukturstøy, men gjeldende praksis er at det i tidsrommet 22.00 - 06.00 settes grense til innvendig strukturstøy lik 35 dBA. I tillegg til dette legges det til 5dBA på den målte støyen fra pigging (irritasjonseffekt).

I "skrivende stund" pågår drivingen mot påkobling til eksisterende tunnel i vest og mot løsmassetunnelen i øst. I begge punktene skytes det 3 - 4 meter lange pilotsalver i størrelsesorden 20 $m^2$. Avstanden til eksisterende tunneler er 3 - 4 meter, men det virker overkommelig å overholde kravet til 100 mm/sek (målt med avstand ca 10 meter fra salve). Hensynet til de reisende gjør at man har besluttet å stoppe togene noen minutter, og skyte til faste tider.

For sprengningen av område 4 i løsmassetunnelen, hvor både T-banen og jernbanen ligger inn til/over den nye tunnelen var utgangspunktet å sprenge på dagtid mens det krysser tog i begge retninger hele tiden. Man har landet på et fast tidsrom hver kveld (uten togtrafikk). I dette tidsrommet forstyrrer man heller ikke forestillinger på Nationaltheatret og nattesøvnen for gjester hos Hotel Continental. I dette området regner man med at piggingen av fjell ikke vil forstyrre noen.

**4. Spesielle områder**

4.1 Dyprenne Arbins gate

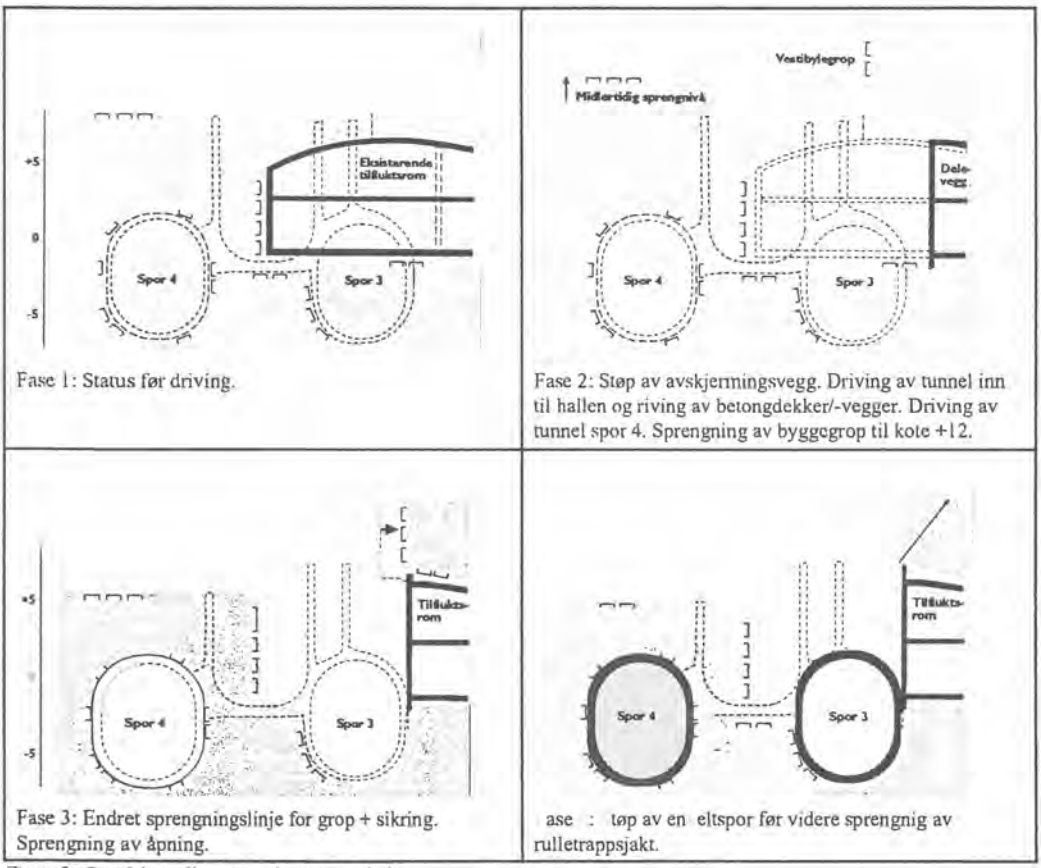
Sonen ligger nesten tvers over den 20 meter brede stasjonshallen rett vest for adkomsttunnelen. Foruten undersøkelser som viste dårlig fjell (dog uten svelleleire), tydet kontrollboringer på at fjelloverdekningen på det laveste var ca 3 meter. Sonen ville kreve spesiell driving og sikring av stasjonshallen over en lengde på ca 40 meter.

Etter en del møtevirksomhet mellom byggherre og Selmer med involverte rådgivere, kom man fram til at det riktigste var å forsere sonen med tredelt tverrsnitt, korte salver og kraftge sprøytebetongribber med avstand 2 meter.

Sonen er passert, og det er satt 20 ribber á 6 x Ø16 og total tykkelse ca 35 cm. På grunn av den store spennvidden og relativt flat heng, er det arbeidet mye med nøyaktighet for armering og sprøyting.

## 4.2 Oppgang øst / vestibyle

Parallelt med at stasjonshallen og tunnelene ble drevet østover, pågikk det sprengning av byggegrop for vestibyle ovenfra. De mellomliggende tilfluktsromstunneler og -haller gjorde arbeidene komplisert både sprengningsteknisk og geologisk. Fjellet var sprengt i fra før, og steiltstående hovedsprekkeretningen ville ikke gi bidrag til horisontalspenninger. Det viste seg i tillegg fort at hulrommene rundt eksisterende tilfluktsrom var betydelig større enn først antatt.




Fase 1: Status før driving.

Fase 2: Støp av avskjermingsvegg. Driving av tunnel inn til hallen og riving av betongdekker/-vegger. Driving av tunnel spor 4. Sprengning av byggegrop til kote +12.

Fase 3: Endret sprengningslinje for grop + sikring. Sprengning av åpning.

ase : støp av en eltspor før videre sprengnig av rulletrappsjakt.

*Figur 5: Område mellom tunneler og vestibyle.*

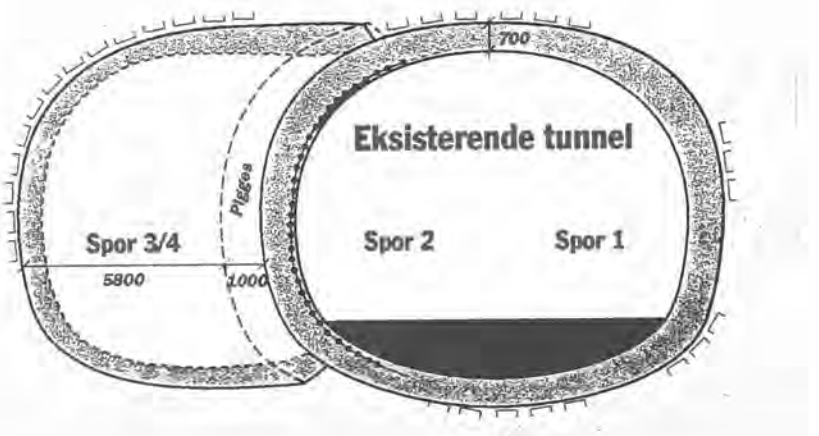
## 4.3 Påkobling vest

Over en strekning på ca 90 meter ligger den nye tunnelen med fast tverrsnitt inn mot eksisterende tunnel. Før eksisterende tunnelhvelv kan fjernes i sammenkoblingslengden, skal det støpes nytt hvelv gjennom sonen. Det skal settes stag oppe og nede gjennom hele sonen før vanntrykk etableres

(drenering stoppes).

Anbudets forutsetning er at det sprenges forsiktig, og at den siste meteren inn til bakkant av kontaktstøpt hvelv pigges. Problemet er at naboene over oss i dette området er svært lite begeistret for pigging, og siden man må påregne at eksisterende betong er mye tykkere enn forutsatt mange steder, har man kommet fram til følgende metode for drivingen:

1. Sprengning av pilottunnel og rensk av fjell mot eksisterende betong.
2. Strossing/splitting av overbetong (tunnelrigg, detlunte/rør)
3. Strossing/splitting av betong til det står igjen 30 - 40 cm tykkelse. (Presisjonsboring av splitt med spesialutstyr og meget forsiktig sprengning)




*Figur 6: Påkobling vest*

4.4 Dyprenne Drammensveien

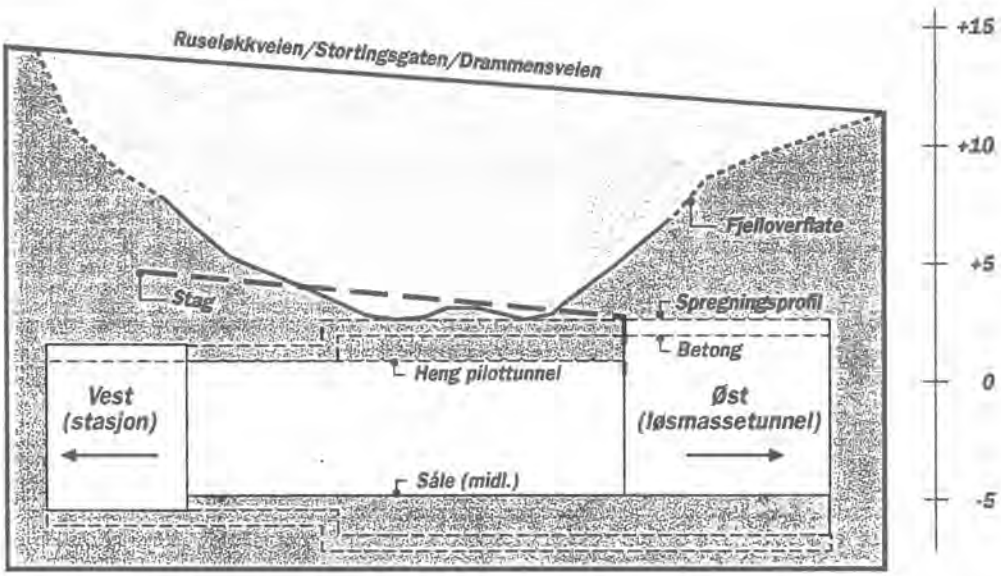
I området under krysset Ruseløkkveien/Drammensveien, tangerer fjelloverflaten tunnelhengen over en strekning på ca 10 meter. I anbudet var sonen beskrevet stabilisert ved frysing, men på grunn av usikkerhet ved effekten av dette (lite vann i sonen) og ikke minst kostnadene ved en slik løsning, ble det gitt en fast pris på forsering av sonen. Selmer er således ansvarlig for metoden i dette tilfellet.

Forut for beslutning om sikringmetode ble det drevet en pilottunnel gjennom sonen. Fra denne ble fjelloverflaten bedre kartlagt og løsmassenes beskaffenhet sondert. Overflaten avvek lite fra det forutsatte, og løsmassene viste grus/morene og knust fjell.

Med dette som utgangspunkt ble det besluttet å gjennomføre omfattende injisering (sement) for å stabilisere løsmassene. I etterkant av dette er det satt gyste rørstag (Ischebeck) med ytre diameter 73 mm. Staghullene forbores fra påhugg og ut i løsmasse med vanlig grovkrone. Boring i løsmasse og inn i fjell med engangskrone og stag. Første runde c 800 mm bores og gyses før andre runde

mellomliggende stag bores og settes (c 400 mm endelig).

Under strossing er det planlagt å drive 2-m-salver og sikre med gitterbuer hver 1 meter og sprøytebetong.

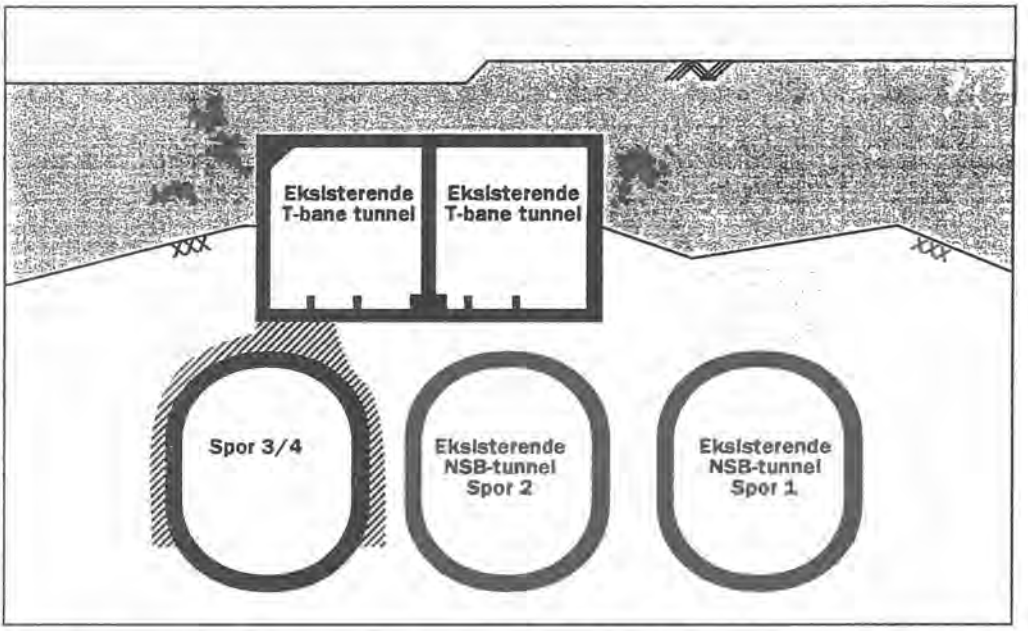



*Figur 7: Dyprenne Drammensveien*

4.5 Område 4 (løsmassetunnel)

Anbudets løsning for denne sonen (21 meter) er å sikre med plasstøpt betonghvelv for hver 2 meter drevet lengde. Ønske om å reetablere mest mulig av området i Studenterlunden så tidlig som mulig, har aktualisert raskere drivemetoder.

Basert på de to kontraktenes ("tunnel i fjell" og "tunnel i løsmasse") prosesser og arbeidsmetoder, har byggherren etter forslag fra Selmer beskrevet sikring med dobbeltarmert sikringshvelv av sprøytebetong, tykkelse 400 mm. Drevet lengde før sikring er som før satt til 3 meter, og hele sonen drives og sikres på denne måten. Tykkelse og armering av det innenforliggende vanntette betonghvelvet som etableres i ettertid, er redusert som følge av allerede installert sikring. Løsningen er både raskere, billigere og med bedre kvalitet enn den opprinnelige. Den endelige vanntette betongen får seksjonslengder 6 meter, mot planlagt 2 meter.




*Figur 8: Område 4 (kontrakt:losmassetunnel). Skravert område angir dobbeltarmert sprøytebetonghvelv.*

# MINERALSTØV I FOKUS. NY KUNNSKAP KAN FÅ BETYDNING FOR BRANSJEN

Focus on mineral dust. New knowledge can affect the branch

Professor Tom Myran
SINTEF Bygg og miljøteknikk, avd. Bergteknikk/Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

## SAMMENDRAG

Støv og andre partikulære forurensninger har til alle tider vært et betydelig miljøproblem ved bergverksdrift, tunneldrift og andre fjellarbeider. Som følge av økende mekaniseringsgrad og produktivitet produseres i dag ofte mer luftforurensning pr tidsenhet enn tidligere. Faren for støvlungesykdommer må fortsatt oppfattes som reell ved en rekke arbeidsoperasjoner ved ulike typer av fjellarbeider. I de senere år er det også kommet ny kunnskap som beskriver helseeffekter av luftforurensning, bl.a. ved epidemiologisk forskning. Derfor er det nødvendig med fortsatt årvåkenhet, kunnskap, kontroll- og forebyggende tiltak av teknisk karakter, samt regelmessig og riktig helseovervåking.

## SUMMARY

Particle pollution is a dominating air-polluting environmental factor in rock-blasting work. Investigations show that illness from dust in the lungs (among others silicosis) is still a condition one should watch out for. It is not possible to treat pneumoconiosis, but much can be done to avoid it or reduce the consequences for those that are affected. It is also important to mention a better understanding and cooperation between medical, toxiligical and geological disiplines concerning the mineralogical and chemical composition of f.i. different mineral products.

## 1 INNLEDNING

Litteratur som omhandler sammenheng mellom inhalasjon av mineralsk støv og lungesykdom er meget gammel. Klassisk eksempel er silikose som utvikles ved eksponering for kvartsstøv over tilstrekkelig lang tid. Alle typer støv vil når det bare inhaleres i store nok mengder, kunne føre til utvikling av skade i luftveiene; kronisk bronkitt og pneumokoniose. Pneumokoniose er en felles betegnelse for å beskrive en yrkesmessig lungeskade på grunn av akkumulering av støv i lungevevet. De fleste typer støvlungesykdommer kan ikke helbredes, men må forebygges.

De fleste kjente mineraler, med få unntak, er hittil blitt generelt oppfattet som lite toksiske med tanke på lungesykdom. Den senere tid har det kommet indikasjoner om at støveksponering kan være mer "helseskadelig" enn man tidligere har antatt.

I dette foredraget skal støvpartiklers forekomst, typer og sammensetning, helserisiko m.m omtales. Mer som en frimodig ytring tillater jeg meg også å trekke frem eksempler der mineraler fareklassifiseres, uten at man etter mitt skjønn har klart for seg mineralenes faktiske sammensetning og forekomst samt den reelle biologiske tilgjengelighet knyttet til mineralet. Eksemplene er bl.a. knyttet til mineralene kvarts, asbest og fiber, amfibol og olivin, og har sitt utgangspunkt i oppslag i massemedia, bestemmelser eller fortolkninger gjort av tilsynsmyndigheter eller ren faktainformasjon.

## 2 HELSEFARE

Tre forhold synes å være avgjørende for støvets risikograd:

* Mengde støv som retineres (holdes tilbake) i lungene, og varighet av eksposisjon
* Den enkeltes følsomhet for den aktuelle eksposisjon
* Støvets spesifikke egenskaper

Enkelte støvtyper, f.eks kvarts og asbest, er klart mer helseskadelig enn andre. Spesifikke navn som silikose, asbestose, siderose, talkose etc. benyttes for å beskrive lungeskade forårsaket av støv fra mineralene kvarts, asbest, jernoksyd, talk etc. Enkelte støvtyper kan være antennbare og eksplosive som f.eks kullstøv og svovelkisstøv. Ulike typer av metallrøyk, f.eks sveiserøyk, kan utvikle spesifikke lungesykdommer.

Radioaktivt støv fra uran- og toriummineraler, og støv fra andre malmer og mineraler, hovedsaklig oksyder og karbonater av beryllium, arsen, bly, krom, vanadium, antimon, tungsten, nikkel, sølv etc. kan også gi spesifikke lungeskader ved lengre tids eksponering.

Fra et patologisk synspunkt kan støvlungesykdom deles i kollagene og ikke-kollagene. Det finnes dog overgangsformer. Ved asbestose synes fiberinnholdet i lungene å korrelere med sykdommens alvorlighetsgrad.

## 3 DILEMMAET

I et par ti-år har det vært en utbredt oppfatning at kjemiske stoffer, inkl. asbestfiber, kvarts og andre typer mineralstøv, tungmetaller og radioaktiv stråling/radon m.m er noe menneskene har skapt, og at det alltid er av det onde (giftig og helsefarlig).

De senere år har vi opplevd at ulike mineraler og bergarter har kommet i fokus med bakgrunn i unyanserte og av og til direkte feilaktige påstander om helsefare på grunn av deres sammensetning.

Interessen, omtanken og bekymringen for vår helse, av og til kombinert med miljøverneres og aksjonsdemokratiets arbeidsformer kan resultere i ikke tilsiktede og rigorøse krav, bestemmelser og påbud. Her må nevnes at mineraler og øvrig geologisk materiale tross alt er en naturlig og evigvarende del av vår felles hverdag – og også en viktig del av vårt livsgrunnlag og vår levestandard. Dagens kunnskap tilsier fortsatt at de fleste kjente mineraler ved normal omgang er å anse som lite toksiske.

Ser man nærmere på de ulike mineralenes kjemiske formel vil man kunne finne at en rekke mineraler er bygd opp av elementer som i andre sammenhenger er klassifisert som kreftfremkallende. Dermed kan noen trekke den slutning at fordi elementet (eller forbindelser der det aktuelle elementet inngår) er klassifisert som kreftfremkallende, så må også mineralet der elementet forekommer være kreftfremkallende eller helseskadelig. Slike slutninger kan føre galt avsted. Dersom det ikke skilles på mineralenes faktiske kjemiske sammensetning, og den reelle biologiske tilgjengelighet (elementenes forekomst i bundet eller ikke bundet form), ville en rekke mineraler kunne kommet i miskreditt hva angår helsefare, med utgangspunkt i deres teoretiske kjemiske sammensetning. Av den kjemiske formelen for mange silikatmineraler fremgår at mineralet består av SiO2 (identisk med formelen for fri kvarts), uten at mineralet i virkeligheten har noe med kvarts å gjøre i det hele tatt. Konsekvensen av slike misforståelser kan lett bli at deler av den bergrunn vi arbeider i, og bor på, blir stemplet som helsefarlig, kreftfremkallende e.l.

## 4 FOREKOMST OG RISIKO

Nedbrytning og erosjon gir en kontinuerlig tilførsel av partikler fra jordskorpen til luft og vann. Kvarts-, asbest- og andre mineralpartikler vil kunne påvises overalt, og er en naturlig del av vår hverdag. Cadle, 1966 har angitt følgende gjennomsnitt av antall partikler pr kubikkmeter luft i ikke-urbane områder:

| | | |
|---|---|---|
| 10 – 1 mikron | : | 100 000 partikler |
| 1 – 0,1 mikron | : | 20 millioner partikler |
| 0,1 – 0,01 mikron | : | 300 millioner partikler |

Mineralsk sammensetning av jordens overflate angitt i volum% er som følger:

| | |
|---|---|
| 39% plagioklas | 5% glimmer |
| 12% alkalifeltspat | 5% leirmineraler |
| 12% kvarts | 3% andre silikater (kalk, serpentin, talk) |
| 11% pyroksen | 8% ikke-silikater (oksider, karbonater, sulfater |
| 5% amfiboler | og fosfater) |

Totalt består jordskorpen av 92% silikater, hvorav 51% er feltspat (Guthrie et al., 1993).

Mens asbest og kvarts har stor potensiell lungeskadelig effekt, og også er klassifisert som kreftfarlig, oppgis f.eks mineralet hematitt å kunne ha forebyggende effekt på giftig støv (Misra, 1988). Silikoseforskningsinstituttet i Bochum oppga for mange år siden relative verdier for giftigheten av ulike typer støv. Eksempler vil bli vist under foredraget.

Det er i de senere år kommet mer kunnskap som beskriver helseeffekten av luftforurensning i det ytre miljø. Spesielt har man ved nyere epidemiologisk forskning funnet sammenhenger mellom eksponering og uønskede virkninger ved lavere konsentrasjoner av partikkelforurensning (også av gasser), enn det man har observert i eksperimentelle undersøkelser. Best dokumentert er sammenhengen mellom episoder av forurensning dominert av små svevestøvpartikler, og økt forekomst av symptomer i luftveiene. Disse negative effektene øker med økende konsentrasjoner. Disse undersøkelsene har ikke dokumentert noen nedre grense for effekt (Dybing et al, 1996).

På 50-, 60- og 70-tallet ble partikler stort sett ansett for å være et problem fordi disse fungerte som bærere for andre komponenter, uten å ha egen toksitet, med mindre de besto av asbestfibre, inneholdt meget toksiske metaller eller besto av kvarts.

Burge, P.S., 1994 har anslått at støveksponering gir høyere risiko (relativ risiko 1,5) for redusert lungefunksjon enn gass og røykeksponering.

Undersøkelser av over 900 arbeidstakere ved 8 bergverksbedrifter og en kontrollgruppe elektromontører, i forbindelse med NORMIN-prosjektet "Helse, Miljø og Sikkerhet i bergindustrien" som gjennomføres ved SINTEF Bygg og miljøteknikk, avd Bergteknikk, viser større grad av nedsatt lungefunksjon enn forventet (Furuseth, K. og Myran,T., 1997). Undersøkelsene omfatter arbeidstakere både over og under jord, og med mineralsammensetning som varierer fra inert støv til støv med kvartsinnhold på 30-40% Undersøkelsene viser at nedsatt lungefunksjon og støvlungesykdom ikke rammer tilfeldig, men har sammenheng med eksponeringsgraden. Kombinasjonseffekter vil også bidra i årsakssammenhengen. Det ble observert en mildere grad av nedsatt lungefunksjon hos elektromontørene enn hos de bergverksansatte. Undersøkelsene viser at risikoen for nedsatt lungefunksjon og støvlungesykdom fortsatt må oppfattes som reell ved fjellarbeider. Årvåkenhet, kunnskap, kontroll- og forebyggende tiltak av teknisk karakter, samt regelmessig og riktig helseovervåking må understrekes.

## 5 OPPSUMMERING

Alle utsettes for svevestøv både i arbeid og fritid, men ikke alle plages av det. Tåleevnen for luftforurensning varierer betydelig i befolkningen. Helseeffektene vil avhenge av hvor store overskridelser av anbefalte grenseverdier som forekommer.

Mineraler og bergarter er en naturlig del av våre omgivelser og vår hverdag. Dette må vi forholde oss til, og innrette oss deretter. Men vi må unngå at naturgitte forhold reguleres med ukritiske eller rigorøse krav eller forbud. Dette kan ofte være resultat av en handling preget av god vilje. Selv om man ikke skal undervurdere den gode vilje, kan den gi konsekvenser som kan bli svært kostbare, uten at nytteeffekten står i samme forhold. Uten sammenligning forøvrig, la oss bare minne om at orkaner er en fare for miljøet; men å vedta et forbud mot orkaner er ikke veien å gå.

Det er derfor viktig at man både i arbeidsmiljøsammenheng, og ved bryting/produksjon av naturstein, mineralprodukter, malmer, pukk osv. følger

utviklingen når det gjelder fastsettelse av miljøkrav, administrative normer og analysemetoder knyttet til mineralstøv. Nødvendig informasjon/dokumentasjon må innarbeides i alle former for arbeidsmiljøoppfølgning, produktinformasjon, kontroll og kvalitetssikring i og av egen virksomhet. Kommer man på etterskudd her kan dette føre til betydelige og begrensende konsekvenser for virksomheter. Produsenter av mineralprodukter, naturstein, pukk etc. kan derved miste markedsandeler eller helt få radert ut sitt produkt fra markedet.

Direktør John Utsi
SNSK

# NYTT DRIFTSOPPLEGG FOR SVEA

Skriftlig manus ikke innlevert.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1997

# FORSLAG TIL NY FORSKRIFT OM BERGARBEID KVA KONSEKVENSAR HAR DETTE FOR TUNNELDRIFTA?

Lars Håkon Seim, Statens vegvesen Sogn og Fjordane

## SAMANDRAG

Arbeidstilsynet har utarbeidd utkast til ny forskrift om bergarbeid. Forskrifta er tilpassa EU sitt rådsdirektiv. Endeleg forskrift vil gjelda frå 1. januar 1998. Forskrifta erstattar eit fleirtal av gamle forskrifter, som tildels har overlappa kvarandre.
Det er særleg § 18 i den nye forskrifta, som vil få store konsekvensar for tunneldrifta. Det vil bli forbod mot lading og bolting når boremaskinene er i drift.
Det vil bety at omlag 1400 salvar, eller ca 6500 meter tunnel går " tapt" i året. Kostnaden for Statens vegvesen som byggherre vil vera omlag 15 mill.kr.

## SUMMARY

The Directorate of Labour Inspection has issued a proposal for new regulations in accordance with EU's council directive on tunnel construction. The new regulations come into force from January 1st 1998 and will replace several old regulations.

The regulations will have serious conseqvences for tunnel construction. Prohibiting loading and bolting during the drilling operation, will reduce the number of rounds by about 1400 a year wich means 6500 meter "lost" tunnel. The extra cost for the Norwegian Public Roads Administration is expected to be 15 mill. NOK per year.

## INNLEIING

Både bergverksdrift og anleggsarbeid i berg er arbeidsområde med høge ulukkes- og sjukdomstal. Arbeidstilsynet sine statistikkar for næringsgruppene Bergverksdrift, unnateke offshore, viser ein skadefrekvens som er tre gonger høgre enn gjennomsnittet for alle bransjar.

Det er viktig at arbeidslivet og Arbeidstilsynet er ajour med den tekniske og sosiale utviklinga i samfunnet. I høve til EØS-avtalen er Noreg forplikta til å tilpasse sitt regelverk til EU sine rådsdirektiver.
Med bakgrunn i dette og som eit ledd i moderniseringa av regelverket har Direktoratet for arbeidstilsynet utarbeidd utkast til forskrift som gjeld alle typar for bergarbeid over og under jord.

## FORSLAGUTKASTET

Utkastet til framlegget erstattar fylgjande eksisterande forskrifter:

- Arbeid i gruver, best.nr.38
- Forebyggelse av silikose i bergverk, best.nr. 134
- Ventilasjon av bergrom, best.nr.317
- Forskrift for brannvern i gruver og annen virksomhet under jord, best.nr. 392
- Forskrift om arbeid i dagbrudd, best.nr. 399
- Forskrifter om arbeid i tunnelanlegg. best.nr. 418
- Forskrifter om sikring ved fjellarbeid under dagen, - best.nr 491

Desse forskriftene,som i visse deler er forelda, overlappar kvarandre, og samme forhold er regulert i fleire av forskriftene. Tanken er å utarbeide ei forskrift for å rette opp dette.

Forskrifta er tilpassa EU sitt minimumsdirektiv, rådsdirektiv nr 92/104/EØF, som gjeld betring av arbeidstakarane sin tryggleik og helse i utvinningsindustrien over og under jord.

Forskrifta rettar seg mot arbeidsgivarar og gjeld for alle typar bergarbeid over og under jord, som gruver, bergverk, tunnel, bergrom og anna anleggsarbeid i berg.

Som eit ledd i moderniseringa av regelverket har reglane i forskrifta vorte mindre omfattande og detaljerte og set strengare funksjonskrav. Dette betyr ei

viss friheit til val av tekniske løysingar og andre tiltak. Bruk av standardar er frivillig, men Arbeidstilsynet meiner at det er naturleg å bruke standardar på dei områda der standardar er utarbeidd.
Andre løysingar og tiltak må være minst like sikre som vedtekne standardar.

Forskrifta har generelle bestemmingar om m.a. krav om HMS, forundersøking, prosjektering, kompetanse, informasjon og kommunikasjon.

Forskrifta er delt inn i kapittel etter dei enkelte arbeidsoperasjonar ved bryting av berg, m.a. boring, sprenging, sikring, ferdsel, ventilasjon, samt brannvern og rømningsvegar.

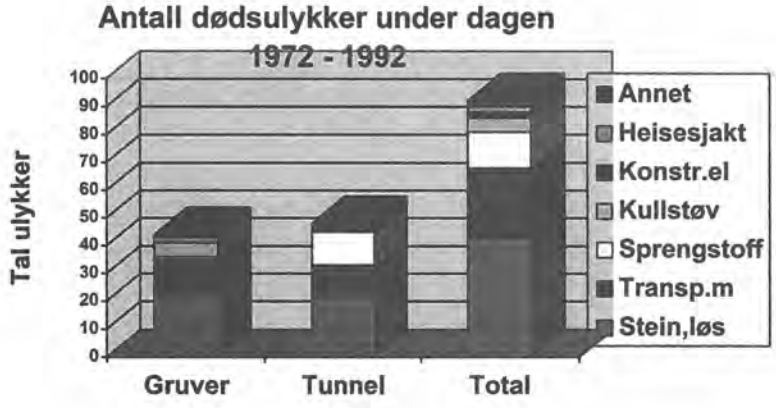
## TUNNELDRIFT I 1996/97

I 1996 var det drive totalt 28427 meter vegtunnel.Av dette 15430 meter (54%) i eigenregi og 12997 meter (46%)er drive i entreprise. Totalt utsprengt volum var ca 1,7 mill $fm^3$. Vidare var det i 1996 drive 11766 meter jernbanetunnelar. Totalt utsprengt volum var ca 1,2 mill.$fm^3$.

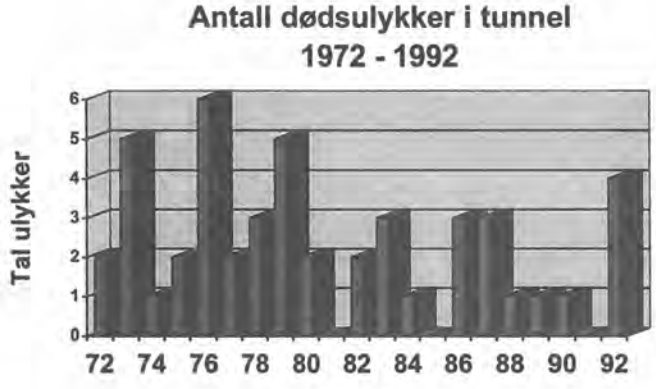
I 1997 reknar ein med å drive ca 35 km, og i 1998 er prognosen ca 45 km. Statens vegvesen er såleis den største byggherre innan tunnelbygging i Noreg og står årleg ansvarleg for bygging av over 30 km tunnel. Av dette vert ca 40% bygt i eigen regi. Dette gir Statens vegvesen god kompetanse og innsikt i moderne tunneldrift. Statens vegvesen kan også gjennom sine eigne anlegg, påverke og legge om rutinar når det kjem nye påbod eller forskrifter.
Statens vegvesen har pr i dag 7 stuffar i drift i eigen regi, og reknar med å drive ca 15 km tunnel i 1997. Resterande, ca 20 km, er sett bort på entreprise.

## ULUKKER I TUNNEL/GRUVER

I Direktoratet for Arbeidstilsynet sin statistikk for dødsulukker under jord, i perioden 1972 - 1992, finn ein 44 dødsulykker i gruver og 48 dødsulukker i tunnel. Årsakene til ulukkene i gruver og tunnel er vist i *figur 1*. I *figur 2* er det vist talet på dødsulukker pr. år i tunnel, i same perioden.




Figur 1




Figur 2

## HØYRING

Etter høyringa om framlegg til ny forskrift for bergarbeid, kom det sterke innvendingar frå våre eigne tunneldrivarar, mot forbodet om at det ikkje lenger er høve til å lade og bolte samstundes som boremaskinene er i drift.

Sjølv om hensikta med forskrifta er å bedre tryggleiken til drivarane, var det eit stort fleirtal mot forbodet, og dei har mange gode argument mot å ikkje innføre dette forbodet. Dette vert ikkje drøfta i dette inlegget.

## PRAKTISERING AV FORSKRIFTA

På dei største igangverande tunnel-entreprisane er den nye forskrifta for bergarbeid lagt til grunn i anbudsdokumenta.

På anlegga drive i eigen regi har Vegdirektoratet innført den nye forskrifta, frå og med 1. januar 1997. Etter påtrykk frå drivarane (drøftingar/synspunkt), vart forbodet om montering av bergbolt når boremaskinene var i drift, oppheva 18. april 1997.
Drivarane kunne sjølve vurdere når det var trygt å bolte, fram til endeleg vedtak og ordlyd i den nye forskrifta ligg føre.

## KONSEKVENS FOR TUNNELDRIFTA

Den nye forskrifta vil få store konsekvensar for Statens vegvesen som byggherre både økonomisk og praktisk.

Det er innhenta opplysningar frå alle eigen regi anlegga om kva den nye forskrifta vil bety for drifta.

Det er uråd å gi eintydige svar på kva for konsekvensar dette får. Det vil variere frå anlegg til anlegg, avhengig av bergkvalitet/geologi, utstyr, skiftordningar, bemanning, lademetodar (slurry) ferdiggjering/etterarbeid m.m. Anlegg med optimal drift, dvs.med 18-20 salvar for veka , er meir sårbare enn der det er færre salvar for veka.
Tap av salvar vil variere frå 4 til 1 salve. I gjennomsnitt vil ein tape ca. 2 salvar i veka. Dette reknar ein med også gjeld for entreprisedrifta.
Med drift på 17 stuffar, vil ein tape ca. 34 salvar for veka og ca.1400 salvar for året.(ca.6500 meter tunnel)
Tap av ei salve er rekna til kr 10000/12000,-. Dette betyr ein kostnad på ca.15 mill.kr pr år for Statens vegvesen.

I tillegg kjem lengre byggetid, som særleg slår ut økonomisk på bompenge-finansierte anlegg.

I Lærdalstunnelen, stuff Aurland, vert det i gjennomsnitt brukt 5 boltar pr meter, eller 24 boltar pr salve. Dette vil auke salvesyklusen med ca. 1,5 time. Det vil sei eit tap på 1-2 salvar pr veke. Tapt inndrift pr år blir ca 300 meter.

## KONKLUSJON

Den nye forskrifta om bergarbeid gir eit betre oversyn over bestemmelsar og pålegg. Forskrifta er mindre omfattande og detaljert, og gir ei viss fridom til val av tekniske løysningar. Bortsett frå §18; forbod mot lading og bolting, når boremaskinene er i drift, er det ingen paragraf eller bestemming, som fører til omlegging eller særleg kostnadsauke av tunneldrifta. Etter mi meining vert det tryggare å arbeide i tunnel med forbod mot lading og bolting, samstundes som boremaskinene er i drift.
Det er viktig at pålegga i den nye forskrifta vert praktisert likt på alle tunnelanlegg.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK BERGMEKANIKK
GEOTEKNIKK 1997

Karl Gunnar Holter, NOCON AS
Oddbjørn Kaasa, NOCON AS

# FULLPROFILBORING I DE ITALIENSKE ALPER; EN UTFORDRING FOR NORSK TUNNELTEKNOLOGI

## SAMMENDRAG

NOCON A/S bygger to tunneler, tilsammen ca 18,5 km, i underentreprise for vannkraft-prosjektet Pont Ventoux i de italienske alper nær grensen til Frankrike. Tunnelene går i harde bergarter (kvartsitt, glimmerskifere og gneiser) Det benyttes to brukte fullprofilmaskiner av åpen, «hard-rock» type fra slutten av 70-årene. Konseptet for uttransport av tunnelmasser er nytt i norsk sammenheng, og består av et kontinuerlig transportbåndsystem fra stuff og helt ut i dagen.

Metodevalget med hensyn på driving, sikring og massetransport synes foreløpig å ha vært riktig. Bakgrunnen til norske tunneldrivere innenfor driving og sikring har vist seg å være velegnet for å håndtere driveforholdene som er erfart så langt. Det er i perioder oppnådd tildels høye inndrifter.

Man har erfart at behovet for detaljert kvalitetssikring av kompetanse på kritiske maskin-tekniske elementer, spesielt for transportbåndsystem, er betydelig høyere enn normalt.

Utfordringen for tunnelteknologien som NOCON representerer, er å håndtere kulturforskjellen fra norsk til italiensk tunnelbygging. Når det gjelder valg av tekniske løsninger og kompetanse til å mestre grunnforhold, så erfarer man at vår bakgrunn er god nok. Det er imidlertid ikke alltid man får utnyttet potensialet i høye kapasiteter og utnyttelsesgrader. Dette skyldes at det kontraktuelle klimaet er svært forskjellig fra hva man har erfaring fra i Norge. Spesielt er dette tilfellet når det gjelder beslutningstilgjengelighet fra oppdragsgiver og vilje til å identifisere potensielle tekniske problemer i forkant, samt å diskutere en rimelig ansvars- og risiko-fordeling.

## SUMMARY

NOCON A/S is currently excavating two hydropower tunnels for the Pont Ventoux Hydropower Project in the Italian Alps. Two refurbished veteran Robbins TBMs are employed for the job. Continous conveyor systems are used for muck transportation for both TBMs.

The ground to be encountered consists mainly of competent gneisses, micaschists, calcareous schists and quartzitic schists.

The chosen methods for excavation and support, which are based on hard rock experience, are so far found to be favourable. Zones with difficulties have been handled and high production rates have experienced under favourable conditions.

The need for detailed quality assurance of subdeliveries and knowhow for critical technical solutions, particularly for the continous conveyor system, cannot be empasized enough.

The main challenge which NOCON faces when encountering a foreign project like this, is to cope with the contractual practices, which differ significantly from the contractual practices which are common in Norway. This is particularly the case for identifying potential difficulties in advance and decision availability from the client when difficulties occur, which don't have straightforward solution.

## INNLEDNING

NOCON AS (eid av Selmer og Veidekke, 50 % hver) har kontrakt som underentreprenør om fullprofilboring av én tilløpstunnel og én overføringstunnel (totalt ca 18,5 km) til vannkraftprosjektet Pont Ventoux i de Italienske alper nær grensen til Frankrike. Kontrakten ble undertegnet i januar 1996 og boring av tilløpstunnelen ble igangsatt i juli 1996. Tunnelene var planlagt ferdig drevet innen 1 juli 1998.

Denne artikkelen tar for seg driftsmessige og erfarte geologiske sider ved prosjektet som NOCON har erfart etter driving av ca en fjerdedel av total tunnellengde.

*Figur 1. Kart over Italia med beliggenhet av Pont Ventoux prosjektet*

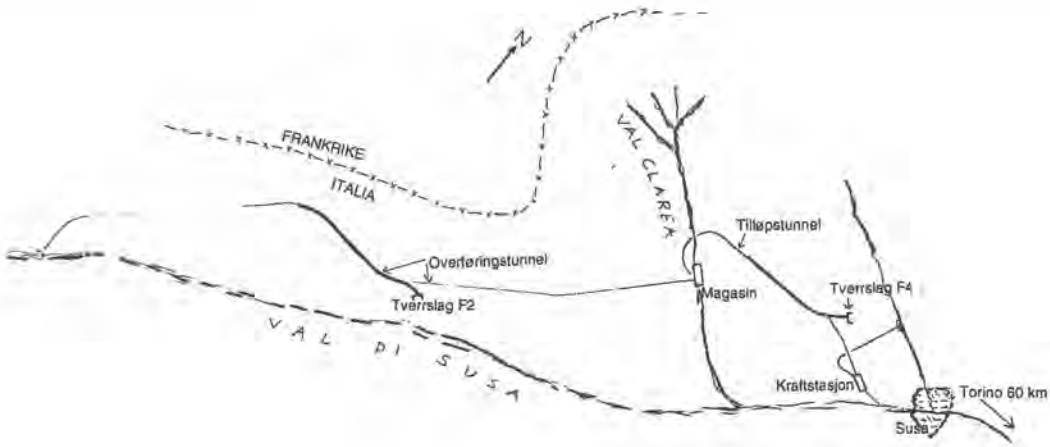
## OVERSIKT OVER PROSJEKTET

Type anlegg, layout, geometri

Anlegget består av en overføringstunnel med lengde 14,5 km og en tilløpstunnel (trykktunnel) på ca 4,7 km. Mellom tilløpstunnelen og overføringstunnelen bygges et magasin i form av et støpt basseng. Vannet til kraftverket tas fra hovedelva i Susadalen og ledes gjennom overføringstunnelen til magasinet i Val Clarea, hvorfra trykktunnel og trykksjakt leder ned til kraftstasjonen. Fallhøyde er 514 m og installert effekt er 150 MW. Magasinet bygges i sin helhet i betong med kapasitet 560 000 $m^3$ i dagen. Dette tilsvarer 8 timers full kraftproduksjon. I tillegg bygges et reservoar ved avløpet på 420 000 $m^3$, slik at vann kan pumpes opp igjen til Clarea i perioder på døgnet med lav strømpris. Foruten magasinene i Val Clarea og ved avløpet, samt inntakskonstruksjonen i Susadalen, er hele anlegget plassert under jord.

Boret diameter for tunnelene er 4,75 meter. Permanent sikring blir armert plasstøpt betonghvelv i hele tunneltverrsnittet med 35 cm betongtykkelse.

Nedenfor er vist en skjematisk plantegning av vannveien.




*Figur 2. Skjematisk plantegning av vannveien.*

Type entreprise

Kontrakten om boring av tunnelene er en underentreprise. NOCON sin kontraktspartner er hovedentreprenøren Pont Ventoux Scrl, som er et konsortium bestående av de tre entreprenørselskapene Astaldi, SAE og COGEI. Astaldi, som er Italias tredje største entreprenørselskap, er den ledende parten i konsortiet.

Eier (byggherre) av prosjektet er Azienda Energetica Municipale (AEM) di Torino. Pont Ventoux Scrl har en rundsumkontrakt med AEM om bygging av hele kraftverket.

Kontrakten omfatter boring av i alt 18 500 m tunnel, boret diameter 4,75 m, med «åpen» hard rock TBM. Det skal benyttes to maskiner for boringen. Driveplanen for anlegget er en del av kontrakten. Utførelse av midlertidig stabilitetssikring i tunnelen, samt utlasting av tunnelmasser med transportbånd (continous conveyor) inngår også i kontrakten.

## TUNNELDRIVING - TEKNISKE LØSNINGER

Grunnforhold, valg av maskintype

Den geologiske beskrivelsen for anlegget omtaler harde, krystalline bergarter for det aller meste av tunnelstrekningene. Det ble identifisert enkelte områder med krevende grunnforhold hvor åpen TBM ikke ville være egnet. Her ble det utarbeidet alternative løsninger form av traséjustering og konvensjonell driving. I lokale partier med stor vannføring og svakhetssoner skulle man kunne håndtere problemene med spesielle tiltak som sonderboring/forinjeksjon og tung sikring tett opptil borhodet.

Hovedentreprenøren hadde derfor kommet frem til at tunnelene kunne bores med åpen TBM. Skjoldmaskin har vært vurdert på et tidligere stadium.

Tverrslag F4; Robbins TBM 148-212

Denne Robbins-maskinen ble i sin tid bestilt av A/S Jernbeton for Orkla/Grana utbyggingen (1980-84) hvor den boret to tunneler for hhv. Brattset og Ulset kraftverk. Deretter er maskinen brukt ved Kymmen kraftverk i Sverige (1985-86) og Nedre Vinstra (1987-88). Totalt hadde maskinen boret 27,4 km før borestart i Italia. For dette prosjektet skal maskinen bore to tunneler på hhv. ca 4300 og 7000 m.

TBM, bakrigg og transportbåndsystem leies av gruppen MCS of Scandinavia (Norge) - Boretec Inc. (USA). Leieavtalen omfatter i tillegg det nevnte materiellet, leveranse av reservedeler, kuttere, komplett transportbåndsystem inklusive forbruks- og slitedeler, samt garantier for minimum maskintilgjengelighet og netto inndrift.

Tverrslag F2; Robbins TBM 147-210

Denne Robbins-maskinen er en av forløperne til 148-212. De to maskinene er praktisk talt identiske. 210 har tidligere boret 42,5 km i USA og Canada, og skal på dette prosjektet bore 7765 m.

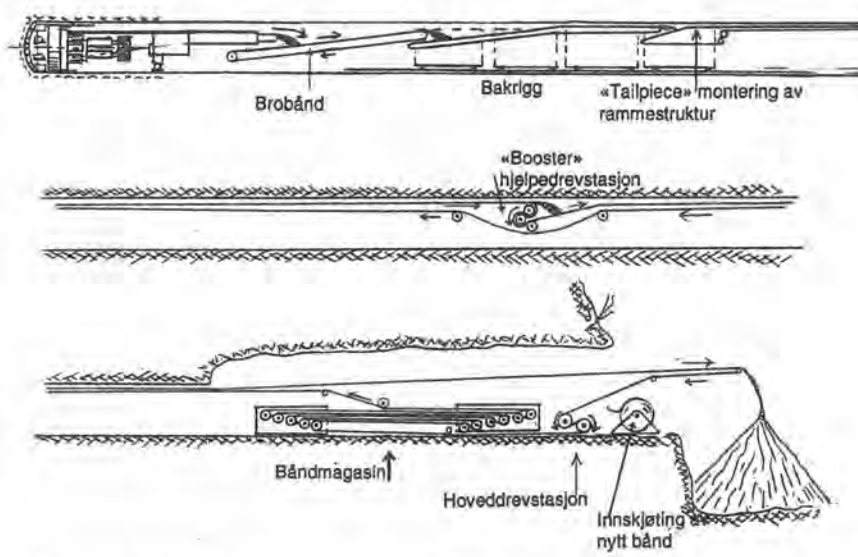
TBM, bakrigg og transportbåndsystem leies av Atlas Copco Robbins. Avtalen inkluderer, i likhet med 212, reservedeler til TBM, bakrigg og transportbånd og kuttere, samt garantier for minimum maskintilgjengelighet og netto inndrift.

Transportbåndsystem (continous conveyor system)

For uttransport av tunnelmassene fra begge maskinene, valgte man å satse på transportbåndsystemer som løper fra bakriggen og helt ut på tippen (continous conveyor). Denne teknikken for massetransport i forbindelse med fullprofilboring av tunneler har tidligere ikke vært benyttet i Europa.

Hovedpoenget med bruk av transportbånd er at man kan oppnå høy produksjon uten at uttransporten av masse setter vesentlige begrensninger.

Rammestrukturen for transportbåndet monteres fortløpende over bakriggen. I adkomsttunnelen (rett innenfor påhugget) skjøtes båndet innpå i lengder av 250 - 300 m i et såkalt båndmagasin. Transportbåndet «strekkes» fremover samtidig som bakriggen avanserer. Nedenfor er vist en prinsippskisse av et transportbåndsystem slik det er benyttet av NOCON.




*Figur 3. Prinsippskisse for uttransport av tunnelmasser med transportbåndsystem*

Følgende driftsmessige fordeler kan oppnås ved bruk av transportbånd:

- Ved driving i berg med god borsynk, kan sammenhengende perioder med svært høy produksjon oppnås.
- Driving på kraftig stigning er mulig. Utformingen av bakriggen og behovet for transport på skinner setter begrensningene.
- Store vanninnbrudd og mye vann i tunnelsålen lammer ikke uttransporten av tunnelmasse i samme grad som ved vaggtransport.

Konseptet har imidlertid svakheter det er viktig å være klar over:

- Løpende vedlikehold av transportbåndet kan være tildels svært ressurskrevende.
- Driving i kurve krever spesielle løsninger for at båndet skal gå riktig.
- Havari på en av transportbåndsystemets deler fører ofte til full stans i tunneldriften helt til skaden er 100% reparert.
- Transportbåndsystemet er teknisk komplisert, og krever derfor svært nøye oppfølging/kvalitetskontroll av underleverandører med tanke på identifisering av kritiske problemer, som kan føre til langvarig driftsstans.

Driftserfaringer med transportbånd

Erfaringene med driften av transportbåndsystemene er vesentlig forskjellig for de to arbeidsstedene. Dette har i hovedsak sammenheng med den ene av underleverandørenes svært mangelfulle kvalitetssikring av opplegg for funksjonstesting av tekniske løsninger og driftsikkerhet av kritiske elementer som f.eks. boostere, main drive, båndskjøter og rulle-arrangement i kurver. Fjerning av slike «barnesykdommer» har vært en svært ressurskrevende prosess.

For den andre underleverandøren (Boretec/MCS), har man hatt generelt gode erfaringer med teknisk oppfølging på transportbåndsystemet.

Generelt må det sies at der forholdene favoriserer transportbånd til uttransport av masse, har man etterhvert fått gode erfaringer med dette konseptet. Tildels høye produksjoner er oppnådd.

Driveplan

De to maskinene skal tilsammen bore på tre stuffer. 210 skal bore den stuffen man er i gang med, fra tverrslag F2 til inntaket på overføringstunnelen (ca 7750 m). 212 skal bore fra tverrslag F4 på tilløpstunnelen (ca ved topp trykksjakt) til magasinet i Val Clarea, ca 4250 m. Deretter skal denne maskinen rigges på nytt, og bore resten av overføringstunnelen fra Val Clarea til tverrslag F2 (ca 7000 m).

Det er altså 212 som hele tiden befinner seg på tidskritisk vei.

*Figur 4.* *Til høyre: Montering av Robbins TBM 148-212 ved tverrslag F4. Til venstre: eksempler på problemer med tranportbåndsystem. Øverst: vanskeligheter med styring av bånd i kurve. Nederst: Mangelfull kvalitetskontroll på tilstanden til slitedeler (ruller).*

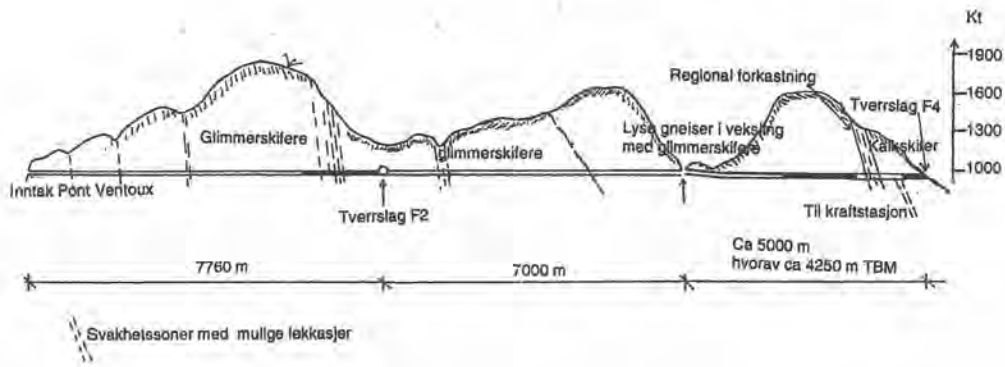
## GEOLOGISKE FORHOLD

Typer berggrunn

Bergartene i området består generelt av harde skifre og gneiser av høy metamorf grad.

En regional aktiv forkastning krysser tilløpstunnelen. Materialet i forkastningssonen er nedknust/nedmalt og forvitret berg dels med svært dårlig konsolidering. Mektigheten av svak grunn er ca 250 m.

Svakhetssonene som berører anlegget utgjøres av lokale bruddsoner. I enkelte partier av dalsiden parallelt med tunneltraséen forekommer dalsideskred i form av større avløste områder som er i bevegelse.
Topografien er alpin, med høydeforskjeller fra dalbunn til fjelltopp på 1500 - 3000 m. Høyeste fjelloverdekning langs traséen er ca 880 m.



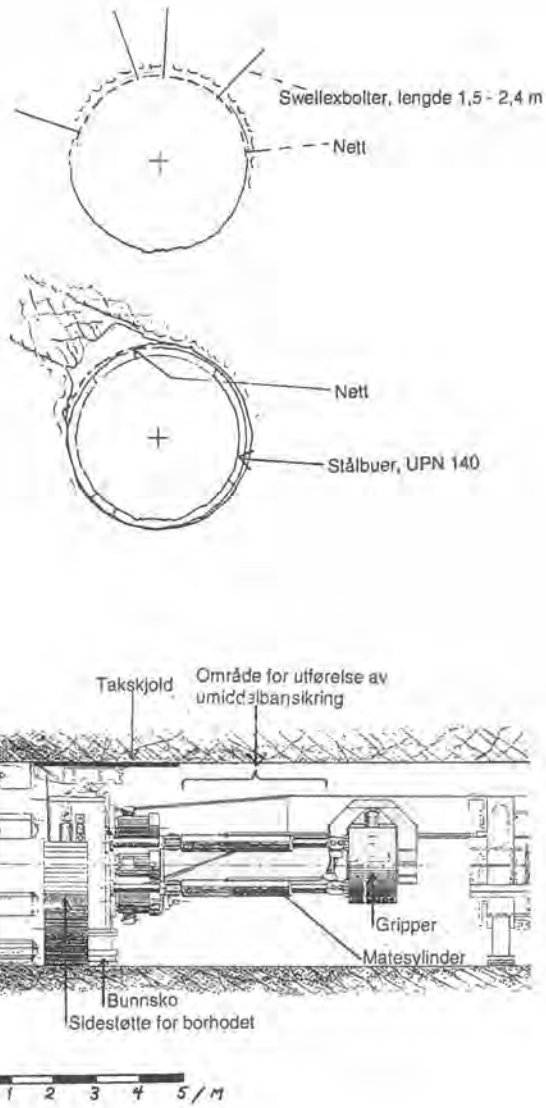

*Figur 5.* *Forenklet lengdesnitt av overføringstunnelen og tilløpstunnelen. Boret strekning pr 1.10.97 er angitt med kraftigere linje.*

Kvalitetssystem: fjellklasser - sikringsklasser

Permanent og midlertidig sikring for tunnelene er prosjektert av hovedentreprenørens rådgiver. Den permanente sikringen er for hele tunnelstrekningen plasstøpt armert betonghvelv. Disse betongarbeidene blir utført etter at all tunneldriving er avsluttet. Den midlertidige sikringen av tunnelene utføres som arbeidssikring parallelt med tunnelboringen.

Den midlertidige stabilitetssikringen skal fungere som arbeidssikring frem til endelig utstøpning av tunnelene blir foretatt.

Beslutning om detaljutforming av midlertidig sikring blir gjort på grunnlag av to forhold: NOCONs egen vurdering av arbeidssikringsbehovet, og hvilken sikringsklasse hovedentreprenørens kvalitetssystem anbefaler. På neste side er vist eksempler på to typer sikring som er benyttet i svakhetssoner.




*Figur 6.* *Eksempel på sikringstyper benyttet i svakhetssoner. Nederst er det vist hvor på maskinen sikringen utføres.*

Erfarte stabilitets- og sikringsforhold

For begge tunnelene er det hittil erfart generelt gunstige stabilitetsforhold. Andel av tunnel med behov for umiddelbar sikring er noe høyere enn det som har vært normalt på TBM anlegg i Norge. Etter at ca 4100 m er drevet totalt, har det vært behov for umiddelbar sikring i 8 % av drevet tunnellengde, hvorav ca 5 % er tung sikring i form av stålbuer i kombinasjon med nett.

Tung sikring er utført i lokale partier med sprekkesoner og soner med leirslepper med hardt, massivt sideberg. Korttidsstabiliteten var dårlig her pga. manglende innspenning i tunnelkonturen, dels i kombinasjon med store vannlekkasjer i slepper med rene leirmektigheter på opp til ca 15 cm.

Bergtrykksinduserte stabilitetsproblemer har vært erfart både i form av sprakefjell og squeezing. Sprakefjell har man håndtert effektivt i form av umiddelbar sikring bak takskjoldet med bolting i kombinasjon med nett.

Squeezing har inntruffet lokalt i ett tilfelle pga. en særdeles ugunstig konfigurasjon av høye tangentialspenninger nær tunnelkonturen og en sprekkesone med leirstikk med høy tetthet. Den radielle deformasjonen var på ca 30 cm. Deformasjonen inntraff rundt bakerste del av borhodet nede i høyre vegg/såle, diametralt ovenfor delen av konturen hvor sprø brudd i massivt berg i form av spraking var erfart lenger bak i tunnelen. Det var nødvendig å meisle ned det deformerte berget helt frem til borhodet for å frigjøre maskinen.

*Figur 7. Eksempel på situasjon med bergtrykksindusert deformasjon. Bildet er tatt umiddelbart bakborhodet mot høyre sidestøtte. Den radielle deformasjonen er 25 - 30 cm*

Vannlekkasjer

Problematikk med store vannlekkasjer synes å bli et av de vanskeligste temaene i forbindelse med gjennomføringen av dette prosjektet.

De geologiske vurderingene gjort av byggherre og hovedentreprenør på forhånd lå til grunn for NOCONs plan for gjennomføring av boringen. Ut i fra dette materialet var det grunn til å forvente at det aller meste av tunnelstrekningene ville ha sporadiske eller mindre vannlekkasjer. Soner med kraftige eller konsentrerte lekkasjer var forventet i lokale partier i forbindelse med kløfter og elvefar.

Under driving fra tverrslag F2 på overføringstunnelen påtraff man etter ca 1500 m driving omfattende lekkasjer. De største punktlekkasjene var på størrelsesorden 1200 - 1500 liter pr minutt. Der lekkasjene har mindre vannstrøm, har lekkasjene flere steder karakter av rette vannstråler med høyt trykk.

Etter ca 2300 m driving er det totalt ca 16 $m^3$ pr minutt innlekkasje i tunnelen over en strekning på ca 800 m. Lekkasjene avtar ikke merkbart over tid. En slik vedvarende vannmengde skaper driftsmessige problemer, bl.a. med opprettholdelse av kjørbar skinnegang. I de første lekkasjesonene fikk man også til stadighet problemer med det elektriske anlegget på bakriggen.

Den mest sannsynlige løsningen på det eksisterende vannproblemet er innstallasjon av stor rørgate i tunnelveggen, sprengning av pumpesump for å pumpe mesteparten av vannet ut til påhugget.

I de forestående potensielle lekkasjesoner har NOCON anbefalt sonderboring for å vurdere eventuell injeksjon.

## DRIFTSERFARINGER

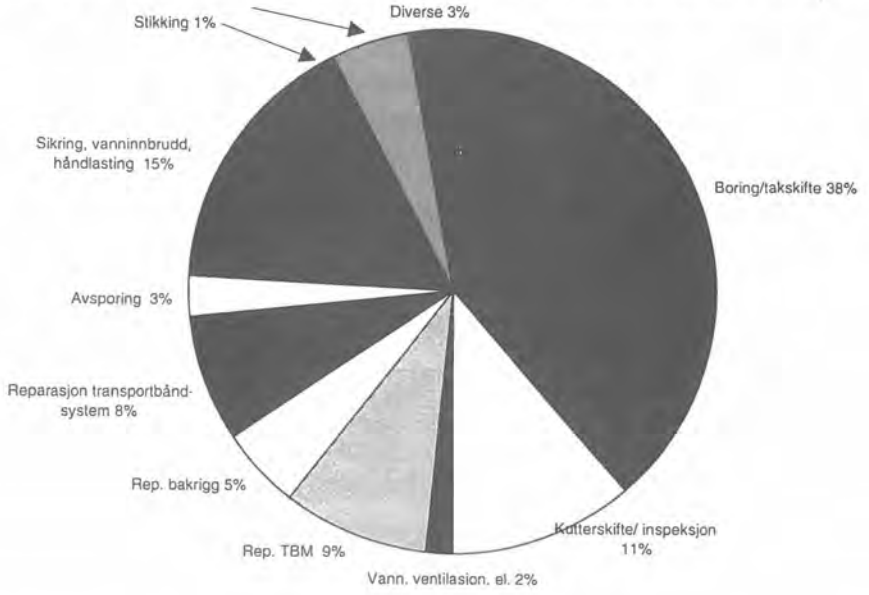
Etter å ha drevet ca 25 % av tunnellengdene, har man oppnådd noe lavere maskinutnyttelse enn det som normalt har vært erfart i Norge. Erfaringene er forskjellige for de to anleggsstedene. Foreløpige diagrammer for maskinutnyttelsesgrader for begge maskinene er vist på neste side. De viktigste forskjellene ligger i tidsforbruket til reparasjon av transportbåndsystemet og ekstraarbeid pga. grunnforholdene i form av sikring, håndlasting og vanninnbrudd. Det er også en betydelig forskjell i tidsforbruk til kutterskift og levetid per kutterring. Sammenlikningen er vist i tabellen nedenfor.

| | Tverrslag F2, TBM 147-210 | Tverrslag F4, TBM 148-212 |
|---|---|---|
| Levetid pr kutterring målt i $m^3$ boret pr ring | 700 | 114 |
| Kutterskift, tidsforbruk pr kutterring i minutter | 150 | 50 |
| Type kutterringer benyttet | Heavy duty | Standard |
| Geologi, hovedtyper av bergarter | Glimmerskifer | Kalkskifer: 5 %<br>Metasandstein: 70%<br>Glimmerskifer: 25% |

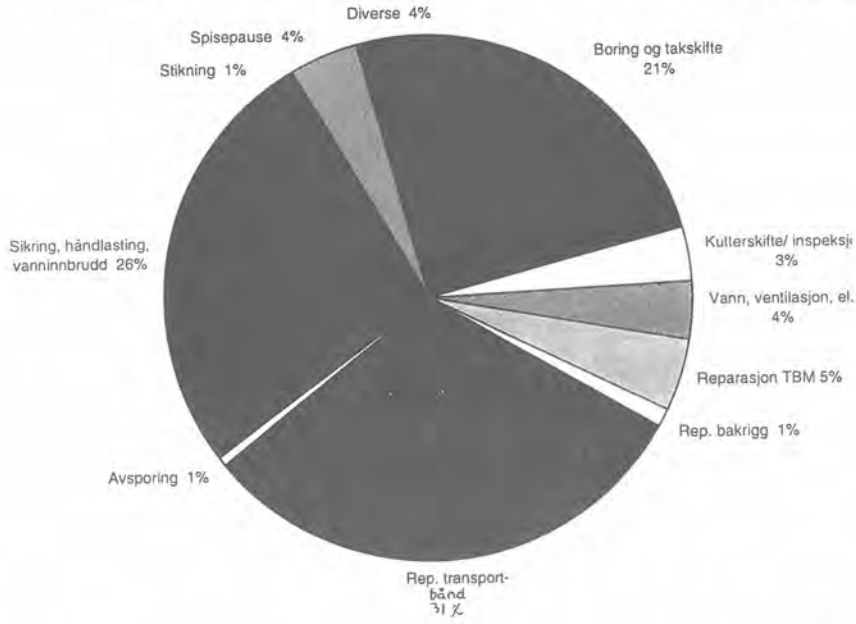
*Tabell 1. Foreløpig forbruk av kutterringer, bergartsfordeling og tidsforbruk pr ring ved kutterskift.*

For F2 er det benyttet heavy duty kuttere i hele strekningen. For F4 er det i hovedsak benyttet standardkuttere med noen få stiftkuttere og heavy duty kuttere. Slitasjeegenskapene til berget på F4 har vært betydelig «tøffere» enn på F2, spesielt over en strekning på ca 900 m med kvartsittisk metasandsten. Erfaringen så langt er at heavy duty kuttere er å foretrekke, selv med slitasjeegenskaper i berget som er moderate. Med lang levetid pr kutterring ser man imidlertid at man bruker betydelig lenger tid på å skifte hver enkelt kutter.

## TVERRSLAG F4, TBM 148-212 (08.06.97 - 01.10.97, 1700 m boret)




## TVERRSLAG F2, TBM 147-210 (23.12.96 - 01.10.97, 2195 m boret)




*Figur 8. Diagrammer for maskinutnyttelse for tverrslag F2 og F4 frem til 01.10.97.*

# E6 i tunnel gjennom Korgfjellet - tilpassing til fullprofilboring

## European Highway no. 6 through Korgfjellet - Tunnel boring adaptions

Sivilingeniør Jan Lima, NTNU - Anleggsdrift

## Sammendrag

Foredraget omhandler drivemetode for ny tunnel gjennom E6 Korgfjellet fra Korgen til Luktvatn. Tunnelen er en del av stamvegsparsellen Luktvatn - Korgen. Tunnelen er 8,5 km lang.

Det er sett på konvensjonell drift fra to stuffer, fullprofilboring og en kombinasjon av sprengning og boring. På grunn av behov for masse på Luktvatn, er det sett på fullprofilboring både fra Korgen og Luktvatn. Kombinasjonen mellom sprengning og boring er tatt med for å oppnå massebalanse på Luktvatnsida.

For fullprofilboring er det utviklet et konsept for parallell boring og innredning. Sikring og innredning er tilpasset det borede tverrsnitt.

Konseptet med tilpasset fullprofilboring er konkurransedyktig med hensyn på tid, kostnad og kvalitet. Det er derfor grunnlag for å gå videre med konseptet.

| | Konvensjonell drift [1] | Fullprofilboring fra Luktvatn [2] | Fullprofilboring fra Korgen [3] | Delt løsning [4] |
|---|---|---|---|---|
| **Byggetid** | **2,8 år** | **3,0 år** | **2,8 år** | **2,6 år** |
| **Sum, eks. påslag** | 27799 kr/lm<br>**236,3 mill kr** | 25483 kr/lm<br>**216,6 mill kr** | 24910 kr/lm<br>**211,7 mill kr** | 25718 kr/lm<br>**218,6 mill kr** |
| **Sum, inkl. påslag** | 37416 kr/lm<br>**318,0 mill kr** | 34544 kr/lm<br>**293,6 mill kr** | 33548 kr/lm<br>**285,2 mill kr** | 34292 kr/lm<br>**291,5 mill kr** |

Tabell 1 Byggetid og kostnader.

Konvensjonell drift er basert på dagens teknologi. Alternativene med fullprofilboring er basert på dagens teknologi med tekniske tilpasninger.

[1] Det drives på stigning fra Korgen og synk fra Luktvatn.

[2] Det bores 3 km på stigning, deretter 5,5 km på synk.

[3] Det bores 8,5 km på stigning.

[4] Delt løsning innebærer 7,3 km fullprofilboring fra Korgen på stigning. Fra Luktvatn drives det 1,2 km konvensjonell drift på stigning.

Prosjektgruppa anbefaler at boring skjer fra Korgen. Differansen er beregnet til 8 mill kr. Hvis det skal drives på synk fra Luktvatn burde beregnet differanse vært tilsvarende i favør av Luktvatn som arbeidssted.

## Summary

This paper treats excavation method of a new tunnel through Korgfjellet from Korgen to Luktvatn along E6 (European Highway no. 6). This tunnel is a part of the trunk road section Luktvatn - Korgen. The tunnel will be 8.5 km long.

The project group has treated the alternatives of drill and blast from both ends, tunnel boring (TBM) and a combination of tunnel boring and drill and blast. Due to need of road building material at Luktvatn, we have calculated tunnel boring from both Korgen and Luktvatn. The combined alternative with tunnel boring and drill and blast is included due to mass balance at Luktvatn.

Together with tunnel boring, a concept of road construction at the same time as tunnel boring is done. Adjustments of tunnel boring and design adaptations are also done. The mass balance of the road section has influence on the costs.

The concept of tunnel boring at the same time as road construction is competitive as regards time, costs and quality. It is therefore recommended to further develop the concept.

| | Drill and blast [5] | Tunnel boring from Luktvatn [6] | Tunnel boring from Korgen [7] | The combined alternative [8] |
|---|---|---|---|---|
| **Construction period** | 2.8 Years | 3.0 Years | 2.8 Years | 2.6 Years |
| **Sum, ex. General Costs** | 27799 NOK/lm<br>**236.3 mill NOK** | 25483 NOK/lm<br>**216.6 mill NOK** | 24910 NOK/lm<br>**211.7 mill NOK** | 25718 NOK/lm<br>**218.6 mill NOK** |
| **Sum, incl. General Costs** | 37416 NOK/lm<br>**318.0 mill NOK** | 34544 NOK/lm<br>**293.6 mill NOK** | 33548 NOK/lm<br>**285.2 mill NOK** | 34292 NOK/lm<br>**291.5 mill NOK** |

Table 2 Construction time and costs.

Drill and blast is based on today's technology. The tunnel boring alternatives is based on today's technology and technical adaptations.

The project group recommends to start tunnel boring from Korgen. The cost difference is calculated to 8 million NOK. If declined tunnel boring should be done, the calculated difference should have been the equivalent in favour of Luktvatn as working place.

[5] Incline drill and blast from Korgen and decline drill and blast from Luktvatn.

[6] Tunnel boring: first 3 km incline, then 5.5 km decline.

[7] Tunnel boring 8.5 km incline.

[8] The combined alternative: Tunnel boring 7.3 km incline from Korgen. Incline drill and blast 1.2 km from Luktvatn.

## 1. Bakgrunn

Det er et tiår siden det sist blei fullprofilboret en vegtunnel i Norge. Siden den gang har fullprofilteknologien utviklet seg.

Konseptet bygger på tanken om en fabrikk som skal produsere ferdig tunnel, der operasjonene boring, sikring, innredning, bygging av vegkropp og tekniske utrustninger skal utføres parallelt. Når tunnelen er ferdig boret bør det gjenstå minst mulig arbeid. Det søkes å utnytte samme arbeidskraft til tradisjonelt bakstuffarbeid som til innredningsarbeid.

Det søkes å utnytte det jevne profilet som oppnås ved boring. Det skal derfor utredes spesielle løsninger for stabilitetssikring, vann- og frostsikring og drenering.

For at konseptet skal være konkurransedyktig må byggekostnad være lik eller mindre enn for konvensjonell sprengning. Total byggetid må også vurderes.

E6 Korgfjellet er et godt eksempel for å vurdere drivemetode. Fjellet er godt egnet for boring.

Mål

**Idéfase »» konseptfase »» Valg av drivemetode**

Målet med dette prosjektet er å utvikle et tilpasset konsept for fullprofilboring. En skal finne om konseptet er konkurransedyktig med hensyn på kvalitet, tid og kostnad.

Det skal kalkuleres kostnader og byggetid for fullprofilboring og konvensjonell sprengning som drivemetode. Det skal sammenlignes drivekostnader for de to metodene og byggekostnader når det utføres parallell driving og innredning.

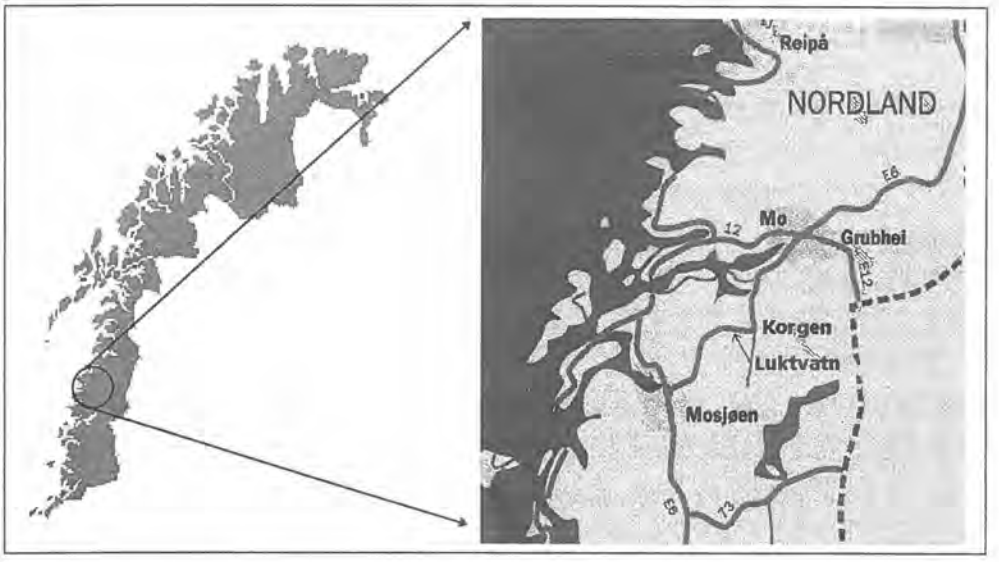
Resultatet vil også være relevant ved valg av drivemetode for andre prosjekt.

Det er tidligere foretatt kostnadsoverslag som viser at fullprofilboring kan være aktuell drivemetode. Formålet med dette prosjektet er å utarbeide et totalkonsept for fullprofilboring, der alle element i den ferdige vegtunnelen inngår. En søker å finne og å utnytte det potensiale som ligger i «tunnelfabrikken».

Beskrivelse

Det skal bygges ny E6 gjennom Korgfjellet i vegplanperioden 1998 - 2001. Sannsynlig oppstart er i år 2000. Vegen vil gå i en 8,5 km lang tunnel fra Korgen til Luktvatn. Vegen skal dimensjoneres for ÅDT 1500. Andelen større kjøretøy er 22 %. Tunnelprofilet skal være T8,5. Figur 1 Geografisk kart over Korgen - Luktvatn.

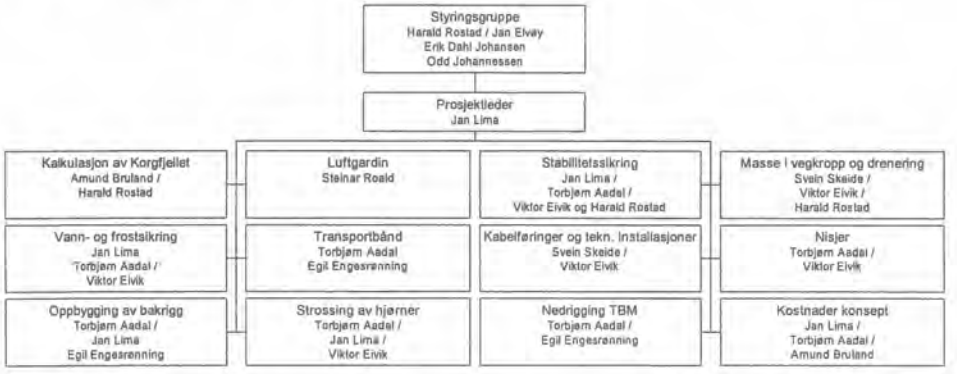
Tunnelen skal gå gjennom ofte kalkholdige glimmerskifre / gneiser samt skifrige kalkspatmarmorer. Stedvis er berggrunnen gjennomsatt av yngre granittiske og pegmatittiske ganger. Bergartene i området karakteriseres som godt borbare og dårlig sprengbare.




## Organisering

Prosjektet er organisert med en styringsgruppe bestående av Harald Rostad Nordland vegkontor, Jan Elvøy Vegdirektoratet, Erik Dahl Johansen Statkraft Anlegg as og Odd Johannessen Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTNU.

Prosjektleder er Jan Lima Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTNU. Jan Lima startet i Vegdirektoratet sommeren 97. Han har fullført prosjektet for Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTNU.




Det har også vært andre bidragsytere.

De viktigste delprosjektene er vist på organisasjonskartet. Hvert delprosjekt har sine deltakere.

### Tid

Forberedende arbeid startet primo 1996 etter initiativ fra Nordland vegkontor.

I desember 1996 blei endelig organisering av prosjektet foretatt.

Det skal leveres rapport fra prosjektet høsten 1997.

### Oppbygging av rapport

Rapporten er basert på en serie notat som er skrevet av de delprosjektansvarlige. Ideene er videreutviklet gjennom diskusjoner og møtevirksomhet. Notatene beskriver tekniske løsninger, ressursforbruk og kostnader som er spesielle for prosjektet.

Løsninger som allerede finnes er basisen for valgte tekniske løsninger. Detaljeringsnivået i notatene er forskjellig og tilpasset det behov vi mener er til stede.

Tekniske løsninger som vi mener er anerkjente og / eller utprøvde er ikke beskrevet her.

## 2. Tekniske løsninger ved fullprofilboring

### Arbeid foran stuff

Det er forutsatt bruk av fullprofilmaskin med mulighet for å sonderbore og bore injeksjonsskjerm foran borhodet. Spesielt ved driving på synk er dette viktig. Det forventes vannlekkasjer i enkelte soner og overganger mellom soner.

### «Tunnelfabrikken»

Ved samtidig boring og innredning / komplettering vil ferdig tunnel følge med maskinen. Det vil bare gjenstå noe arbeid etter gjennomboring.

Det er en forutsetning å bruke transportbånd for uttransport av fullprofilmasse. Massetransporten vil da foregå oppunder hengen. Oppbygging av vegkropp og arbeid i vederlag og vegger vil ikke bli hindret av massetransporten.

### Boring

Det er forutsatt bruk av moderne fullprofilmaskin (High Performance maskin). Ved boring på stigning er gjennomsnittlig inndrift beregnet til 91 meter pr. uke. Ved driving på synk er maskinutnyttelsen noe dårligere - inndriften er beregnet til 86 meter pr. uke.

### Stabilitetssikring

Omfanget av stabilitetssikring er mindre enn i en sprengt tunnel. Den jevne sirkulære konturen med gjenstående fjell uskadd, bidrar til stabiliteten. Det er viktig å beholde den sirkulære konturen - ikke sprenge den i stykker slik det er gjort tidligere.

Det forutsettes avsatt plass til å utføre mesteparten av sikringsarbeidet på en sikringsplattform. Denne plasseres fremst på bakriggen. Bolting og bruk av sprøytebetong fra sikringsplattformen vil ikke hindre inndriften. Ved spesielt dårlig fjell, utføres sikringsarbeidet i bakkant av borhodet.

Som tung stabilitetssikring foreslås stålbuer brukt istedenfor full utstøping.

## Vegkroppen

Ved boring av vegtunneler blir mye "unødig" fjell fjernet under vegbanen på grunn av det sirkulære tverrsnittet. For en tunnel med standardtverrsnitt T8,5 og en boret diameter på 9,3 meter blir mellom 15-20% mer fjell enn nødvendig fjernet.

Erfaringsmessig blir tunnelmassene fra borete tunneler svært flisige med et høyt finstoffinnhold. Korngraderingskurvene blir ofte "lange" og minner om en "morenekurve", noe som gjør massene forholdsvis tette.

Ut fra de geologiske forhold i Korgfjellet forventes vannlekkasjer fra omkringliggende bergmasse også i profilet under vegbanen.

For å takle utfordringene beskrevet ovenfor er flere aktuelle løsninger vurdert. Blant disse er blant annet legging av membran mot fjell, lagvis utlegging av ubehandlede tunnelmasser med konvensjonell overbygning med forsterknings-, bærelag og dekke i henhold til vegvesenets normaler.

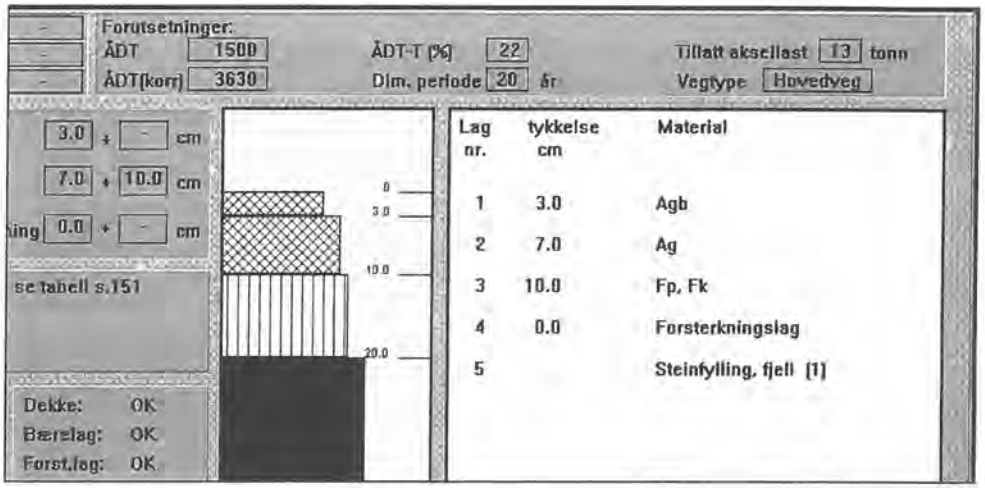
Den løsningen prosjektgruppa mener er kostnadsoptimal består av fortløpende å sikte ut de finere fraksjoner (materiale < 8-12mm) fra en del av massen i boremaskinens bakrigg. Vegbanen bygges ved å fylle hele profilet opp til underkant av et kombinert avretnings- og bærelag med gjenværende steinfraksjon. Massene under vegbanen blir da godt drenerende. Det kreves betydelig mindre energi til kompaktering av dem ved riktig utlegging, enn ved bruk av usiktede masser. Løsningen gir vesentlig reduksjon i transportarbeidet.

Forslag til oppbygging av vegkroppen er vist i figur 2.

## Drenering

Det legges en dreneringsledning på 110 - 400 mm i ene sida på tunnelen. Ved driving på synk vil dreneringsledningen kunne øke i dimensjon etterhvert som behovet oppstår. Ved driving på stigning må det legges et stort rør for å være sikker på at det ikke oppstår lekkasjer seinere. Der det er behov, legges stikkledning.

Rundt dreneringsledningen legges knust materiale for å hindre ødeleggelse av dreneringsledningen.




Figur 2 Oppbygning av vegkroppen.

Det monteres ikke sandfang eller inspeksjonskummer da dette ikke er nødvendig etter tunnelen er satt i drift. Det er lagt inn et påslag på dreneringsledningen som tilsvarer kostnadene med montering av kummer. Dette er gjort fordi håndbok 021 krever kummer og fordi grunnlaget for sammenligning mellom konvensjonell drift og fullprofilboring skal bli likt.

## Vannsikring

Statens vegvesen Nordland har vannsikret ca. 50 % av alle meter drevet ny tunnel de siste årene. Det er lagt inn 50 % vannsikring for konvensjonell drift. For fullprofilboring er det lagt inn vannsikring av 40 % av tunnelen. Hvor stor andel av tunnelen som virkelig blir vannsikret er avhengig av hvilke krav utbygger setter og de faktiske lekkasjene i tunnelen. Omfanget og hvor vannlekkasjene finner sted endrer seg i løpet av årstidene og i løpet av tid. Årsaken til mindre vannsikring ved boring enn sprengning er mindre belastninger på gjenstående fjell. Sprengningsrystelser lager riss som gir vannet flere kanaler inn til tunneloverflaten. Større forbruk av sikringsbolter gir også mer vannlekkasje.

Vannsikring utføres som avskjerming av vannet som føres ned i grøft. Det mest aktuelle er hvelvkonstruksjon av aluminium. Konstruksjonen skal kunne settes opp i halve eller hele tunnelkonturen. Aluminiumsplatene skrus på langsgående aluminiumsskinner. I overgangen mellom plater og fortau festes platene i et fundament. Det er mulig å vannsikre tunnelen med PE-skum og sprøytebetong for ca. samme kostnad. Ved tildekking av PE-skum med sprøytebetong bak bakriggen vil det bli problematisk å sprøyte over transportbåndet. Alternativt kan det sprøytes etter at transportbåndet er demontert. Dette vil kreve tildekking av vegkropp og installasjoner. Byggetida vil kunne øke noe.

## Frostsikring

For å redusere omfanget av frostsikringen i tunnelen er det regnet med en kombinasjon av en luftport i hver ende av tunnelen og bruk av ventilasjonsanlegget for å balansere luftstrømmen gjennom tunnelen.

Prinsippet frostporten bygger på, er å hindre kaldluft i å trenge inn i tunnelen samtidig som fjellets egenvarme bidrar til å holde lufta i tunnelen over vannets frysepunkt. Luftporten setter opp en sjiktstrøm med høy hastighet som avskjærer den utveksling av varm og kald luft som finner sted i tunnelmunningen.

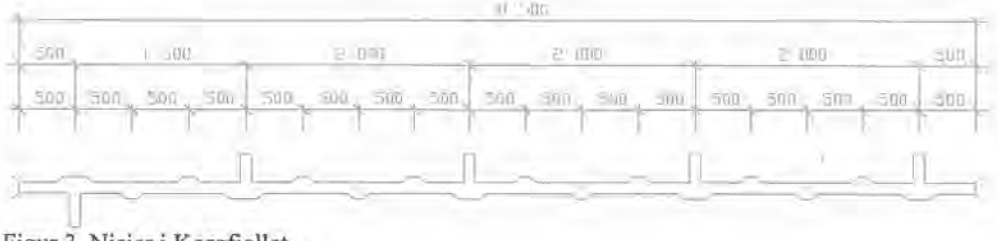
Luftporten som monteres i øvre påhugg vil hindre kaldluft i å sige ned i tunnelen. Dette hindrer is- og tåkedannelse. Uten luftport vil kaldluft sige inn i tunnelen, mens varmluft stiger. Sammen vil disse danne en sirkulasjon av luft. Tunnelens aksialvifter brukes som supplement for å utligne eventuell trykkforskjell mellom tunnelmunningene.

Med luftport vil det bli nødvendig å frostisolere 50 m av tunnelen. Det spares dermed ca. 1,5 km med frostisolering (det er imidlertid behov for vannsikring). Ved fullprofilboring vil det bli ca. 6 mill kr rimeligere å bygge frostport enn å frostisolere, ved konvensjonell drift ca. 3 mill kr.

Når det brukes frostport er det ønskelig å isolere minst mulig for å utnytte egenvarmen til fjellet. Det er derfor en fordel å benytte ikke isolerende vannsikring.

## Nisjer

Det skal lages 11 havarilommer for personbil og 5 snunisjer for større kjøretøy i tunnelen. Figur 3 gir en grafisk oppstilling over nødvendige nisjer.



Figur 3 Nisjer i Korgfjellet.

De teoretiske størrelsen av de enkelte nisjene er vist i tabell 3.

| Nisjetype | Størrelse | Antall | Totalt |
|---|---|---|---|
| Havarinisje for P | 260 $m^3$ | 11 | 2860 $m^3$ |
| Snunisje for ST | 550 $m^3$ + 850 $m^3$ = 1 400 $m^3$ | 5 | 7000 $m^3$ |
| | | **Sum nisjer** | **ca. 10 000 $m^3$** |

Tabell 3 Nisjetyper og -størrelser.

Totalt vil i underkant av 500 lengdemeter av tunnelen bli berørt av nisjer. Dette utgjør ca. 6 % av den totale lengden.

Uttak av nisjer er tenkt gjort ved sprengning. For å unngå skader på transportbånd og andre installasjoner i tunnelen må det sprenges forsiktig. Salvene i nisjene bores med tunnelrigg samtidig med fullprofilboring av tunnelen. Når det skal sprenges, må boringen stoppes og transportbånd, kabler og rør må dekkes til eller fjernes.

Alternativ til sprengning er sprengning kombinert med vaiersaging. Det arbeides også med alternative metoder for uttak av fjell. Innen anleggsstart kan nye metoder bli aktuelle.

## 3. Miljø

### Byggefasen

Ved fullprofilboring vil elektrisk strøm erstatte 700 - 800 tonn med sprengstoff og flere hundre tonn med diesel. Fullprofilmaskin og transportbånd drevet av elektrisk strøm erstatter sprengstoff, dieseldrevet lastemaskin og dieseldrevet uttransport med lastebiler.

Ved konvensjonell drift produseres det store mengder giftige gasser fra sprengstoff og lastebiler under massetransport. Ved sprengning dannes det også mye støv. Arbeidsmiljøet blir bedre i tunnelen hvis det brukes emulsjonsprengstoff istedenfor Anfo. Elektrisk lasteutstyr bidrar også til å redusere giftige gasser i tunnelen.

Ved fullprofilboring vil det dannes støv fra boringen og fra sikting av masser på bakriggen. Det vil produseres noe giftige gasser i forbindelse med arbeid bakover i tunnelen. Spesielt vil oppbygging av vegbanen med hjullaster gi lokal konsentrasjon av giftige gasser.

Siktet må bygges inn, f.eks. med tunnelduk. Det må monteres støvavsug og filter for rensing av avsugd luft. Silokapasiteten er tilstrekkelig til at masse til vegkroppen ikke må siktes kontinuerlig. Ved spesielle støvproblem og dårlig fjell kan sikting stoppes.

Det må legges vekt på å oppnå et godt arbeidsmiljø for alle ansatte, uansett drivemetode.

### Driftsfasen

Utslippene av eksos blir minst dersom tunnelen bygges med jevn stigning. Ved boring fra Luktvatn der tunnelen først bores på stigning og deretter synk, vil medføre større løftehøyde for kjøretøy som kommer nordfra.

Færre installasjoner, blant annet mindre stabilitetssikring og vannsikring medfører mindre vedlikehold av en fullprofilboret tunnel.

Fullprofilboring uten omfattende bruk av sprøytebetong kan medføre noe mer rensk i tunnelens levetid.

## 4. Kompetanse

Fullprofilboring av E6 gjennom Korgfjellet vil ha innvirkning på nasjonal kompetanse når det gjelder fullprofilboring. Den nasjonale kompetansen på boring som er utviklet spesielt gjennom vannkraftutbygging vil vedlikeholdes. I tillegg vil det utvikles ny kompetanse på fullprofilboring av store tverrsnitt og samtidig boring og innredning.

Ved konvensjonell drift vil E6 gjennom Korgfjellet være en av flere lange vegtunneler. Oppbygging og vedlikehold av kompetanse vil ikke være avhengig av denne tunnelen.

## 5. Byggetid

Fullprofilboring har høyere ukeinndrift enn konvensjonell drift og mulighet for å utføre storparten av etterarbeidet / kompletteringen under boring. Det er derfor mulig å bygge tunnelen fra et angrepspunkt på samme tid som konvensjonell drift fra to stuffer. Det er høyere maskinutnyttelse ved driving på stigning enn på synk. Byggetida er derfor lengre ved boring på synk. Tabell 4 viser byggetid for de forskjellige alternativene.

Konvensjonell drift drives fra to angrepspunkt. Ved konvensjonell drift er muligheten til parallell innredning begrenset på grunn av massetransporten. Prosjektgruppa har ikke sett på muligheten med konvensjonell drift og parallell innredning.

## 6. Kostnader

Tabell 4 viser delkostnader og totalkostnader. Prisnivå er september 1997.

### Driving, sikring og vannsikring

Isolert sett er drivekostnaden ved fullprofilboring ca. 40 % høyere enn for konvensjonell drift. Det bores blant annet ut 15 - 20 % mer fjell (under vegbanen) enn nødvendig på grunn av det sirkulære profilet.

Det sirkulære profilet utnyttes i stabiliteten av tunnelen. Ved boring er det vesentlig mindre behov for sprøytebetong. Behovet for boltesikring er også vesentlig mindre enn for konvensjonell drift.

| | Konvensjonell drift [9] | Fullprofilboring fra Luktvatn [10] | Fullprofilboring fra Korgen [11] | Delt løsning [12] |
|---|---|---|---|---|
| **Byggetid** | **2,8 år** | **3,0 år** | **2,8 år** | **2,6 år** |
| Delsummer: | | | | |
| Tilrigging | 2431 kr/lm | 1582 kr/lm | 1600 kr/lm | 2378 kr/lm |
| Driving | 11829 kr/lm | 16710 kr/lm | 16378 kr/lm | 15674 kr/lm |
| Stabilitetssikring | 3940 kr/lm | 1169 kr/lm | 971 kr/lm | 1401 kr/lm |
| Vann- og frostsikring | 5401 kr/lm | 2989 kr/lm | 2989 kr/lm | 3285 kr/lm |
| Vegkroppen | 2495 kr/lm | 2096 kr/lm | 2303 kr/lm | 2330 kr/lm |
| Elektroarbeid | 840 kr/lm | 813 kr/lm | 813 kr/lm | 817 kr/lm |
| Annet | 864 kr/lm | 1302 kr/lm | 1032 kr/lm | 928 kr/lm |
| Redusert kapitalkostnad [13] | | -10 mill kr | -10 mill kr | -8 mill kr |
| **Sum, eks. påslag** | 27799 kr/lm<br>**236,3 mill kr** | 25483 kr/lm<br>**216,6 mill kr** | 24910 kr/lm<br>**211,7 mill kr** | 25718 kr/lm<br>**218,6 mill kr** |
| **Sum, inkl. påslag** | 37416 kr/lm<br>**318,0 mill kr** | 34544 kr/lm<br>**293,6 mill kr** | 33548 kr/lm<br>**285,2 mill kr** | 34292 kr/lm<br>**291,5 mill kr** |

Tabell 4 Byggetid og kostnader.

## Posten annet

Posten annet består av kostnader til knuseverk, masse til veg i dagen ved Luktvatn, transportbånd fra påhugg til tipp (ved fullprofilboring), pumping, pumpeberedskap og tilleggskostnader ved synkdrift, demontering av TBM (ekstrakostnader ved demontering inne i tunnelen), portaler og opprydding ved arbeidssted.

Massebehovet og miljø på Luktvatnsida gjør det aktuelt å drive på synk.

Posten må tas i betraktning når tallene brukes generelt for å vurdere fullprofilboring som drivemetode for vegtunneler.

## Påslag

Det er regnet ca. 35 % påslag på byggekostnadene. Påslaget består av uforutsett på 7,5 %, administrasjon og planlegging på 12 % og renter i byggetid. Det er regnet kalkulasjonsrente 7 % p.a. i byggetida. Byggetid på 2,8 år gir flat rente i byggetid på 12,6 %.

---

[9] Det drives på stigning fra Korgen og synk fra Luktvatn.

[10] Det bores 3 km på stigning, deretter 5,5 km på synk.

[11] Det bores 8,5 km på stigning.

[12] Delt løsning innebærer 7,3 km fullprofilboring fra Korgen på stigning. Fra Luktvatn drives det 1,2 km konvensjonell drift på stigning.

[13] Redusert kapitalkostnad pga. brukte fullprofilmaskiner og bakrigger.

Før byggekostnadene er summert er det innført en post for redusert kapitalkostnad på grunn av mulig bruk av brukte fullprofilmaskiner og bakrigger.

Risiko

I drivekostnadene for alle alternativ ligger det 10 % uforutsett for eventuelle avvik i forutsetningene. I tillegg er det kalkulert inn 7,5 % for eventuelle påslag i totalkostnaden. For det rimeligste alternativet, fullprofilboring fra Korgen utgjør dette 30 mill kr. Dette tilsvarer 10,5 % av byggekostnader inkl. påslag.

Den kalkulerte differansen mellom konvensjonell drift og fullprofilboring fra Korgen utgjør 318,0 - 285,2 = 32,8 mill kr.

Ved konvensjonell drift er det forutsatt bruk av sprøytebetong i hele tunnelens lengde og i takt med framdrifta. Fratrukket besparelse i bolting og rensk, utgjør dette ca. 16 mill kr.

Når det gjelder fullprofilboring, er det forutsatt svakt konservative geologiske parametre. Resterende 32,8 - 16 = 16,8 mill kr kan dekke en betydelig mer ugunstig geologi ved fullprofilboring enn forutsatt.

Alternativene med fullprofilboring har noe større usikkerhet enn konvensjonell drift. Det som skiller seg mest fra konvensjonell drift er risiko for maskinhavari, dramatisk mer tung sikring enn forventet og vanninnbrudd. Alternativet med delt løsning viser at det kan drives konvensjonell drift fra motsatt stuff dersom uventede problemer skulle oppstå. Kostnadene ved å drive en konvensjonell motstuff er høyere enn fullprofilboring av hele tunnelen, men ikke dramatisk mye høyere.

## 7. Videre arbeid

Prosjektgruppas arbeid gir grunnlag for å bestemme drivemetode for E6 i tunnel gjennom Korgfjellet.

For at det skal være klart til byggestart medio 2000, er det nødvendig at prosjektet detaljeres videre i løpet av høsten 1997.

## 8. Bakgrunnsmateriale

Tid- og kostnadsregning er basert på prosjektrapporter fra Institutt for bygg- og anleggsteknikk.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1997

# Endringer i bergkapitlet i revidert NS 3420

Sivilingeniør Kjell Ottar Berge, Selmer ASA

## Sammendrag

NS 3420 Beskrivelsestekster for bygg og anlegg er under revisjon. Norges Byggstandardiseringsråd, NBR, vil ved årsskiftet sende forslag til ny utforming av kapitel G Berg ut på høring, med frist for uttalelse ca 2 måneder senere.

For alle kapitlene i NS 3420 foreslås det store endringer i forhold til dagens beskrivelsessystem. Dagens 3 bøker slås sammen til én sammenhengende tekst, og hvert kapitel utgis som én enhet. Det vil derfor være store endringer i struktur, og tildels også i innhold i de enkelte poster.

Ved revisjon av kapitel G Berg, har hensikten vært å få en beskrivelsestekst som best tilfredsstiller kravet til klar og entydig risikodeling mellom byggherre og entreprenør, som gir mulighet til en fleksibilitet i oppgjør for best mulig å tilpasse utførelsen til de reelt opptredende grunnforhold, og som også tar hensyn til spesielt entreprenørsidens ønske om en tilpasning mellom prosesskode og NS3420.

## Revisjon av NS 3420

Det er allerede over 20 år siden «NS 3420 Beskrivelsestekster for bygg og anlegg» ble utgitt første gang, i februar 1976. Etter ca 10 års bruk ble det foretatt enkelte revisjoner i 2. utgave i mai 1986.

Komitéer for ny revisjon av standarden ble opprettet i november 1993. Komitéenes arbeid er på det nærmeste ferdig, og flere kapitler er allerede sendt ut på høring. Noen vil komme på høring i den nær framtid, blant disse er kapitel G om Berg.

Det har i denne revisjonen skjedd den nyhet at ordet «Berg» er tatt inn som begrep, slik at kapitlet nå heter «berg», og ikke «fjell». Dette ble tidlig tatt opp med Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF), som ga sin tilslutning til denne endrede terminologi.

Fra kapitelnivå vil det bli gitt henvisning til andre aktuelle standarder, f.eks. produktstandarder og utførelsesstandarder fra den europeiske standardiseringsorganisasjon CEN. Ettersom også denne delen av verden stadig blir raskere omskiftelig, med for eksempel stadige endringer i standarder det henvises til, vil NS 3420 denne gang bli utgitt kapitelvis. Revisjoner kan da skje innen hvert kapitel, slik at standarden stadig er mest mulig oppdatert.

**Tidsperspektiv for revisjon av NS 3420**

Det virker sannsynlig at bergkapitlet er ferdig revidert og godkjent sommeren 1998. Om dette da vil bli utgitt som et eget kapitel, uavhengig av framdriften i øvrige kapitler, er fortsatt noe usikkert. Det er imidlertid sannsynlig at de aller fleste kapitlene i NS 3420 vil være ferdig revidert til høsten 1998.

**Komitéen.**

Norges Byggstandardiseringsråd, NBR, har ansvaret for denne standarden, og for revisjonen. Komitéen for revisjon av bergkapitlet er oppnevnt av styret i NBR, og har bestått av: Gunnar Nesse, Vassbakk og Stohl; Bjørn Nilsen, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU; Jan Rohde, Grøner; Nils Røren, Eeg-Henriksen Anlegg; Vidar Kveldsvik, NGI. Leif E. Karlsen, Statkraft, var formann fram til mars 1996, og Kjell Ottar Berge, Selmer (tidligere Vegdirektoratet), siste delen. Tore Johansen fra Norges Byggstandardiseringsråd har vært komitéens tålmodige sekretær.

**Tanker bak denne revisjonen av bergkapitlet**

Komitéen for Bergkapitlet har lagt til grunn at den teknisk og økonomisk beste måte å utføre et fjellarbeid på, er basert på det norske fleksible kontraktsystem. Komitéen mener at dette også vil være den sikreste metode for å nå det grunnleggende mål, at produktet har rett kvalitet.

Skal dette mål bli nådd, må kontrakten bygges opp med fleksibilitet for undervegs å kunne tilpasse seg de reellt opptredende grunnforhold. Sikring (stabilitetssikring og vannsikring) foretas etter observasjonsmetoden, dvs det sikres i henhold til de observerte opptredende fjellforhold, ikke etter på forhånd antatte fjellforhold (fleksibilitet istedenfor stivhet i sikringsmengder/sikringsløsninger).

Når kontraktsystemet bygges på fleksibilitet i løsninger , bør det også i kontrakten være et system for regulering av tid dersom valgte sikringsmetoder og sikringsmengder avviker vesentlig fra forutsetningene i anbudet.

Komitéen mener disse forslag er i overensstemmelse med de anbefalinger International Tunnelling Association, ITA, gir for å unngå eller redusere diskusjoner ved bygging av anlegg i berg.

Det er i denne forbindelse aktuelt å minne om publikasjon utgitt i 1990 av NFF's Internasjonale Komité «ITA Recommendations on contractual sharing of risks».

Kontrakten bør dermed inneholde poster og enhetspriser som dekker hele spekteret av mulige bergforhold og sikrings-/tetningsløsninger. Disse bør kunne være dekkende dersom grunnforholdene skulle vise seg å være annerledes enn forutsett ut fra de forundersøkelser byggherren har gjort, og som anbudet dermed bygger på.

I dette ligger ikke at omfang av forundersøkelser kan eller bør reduseres. Det ligger derimot en erkjennelse av at dersom kart og terreng likevel ikke stemmer, så bør man spesielt ved underjordsarbeider ha fleksible systemer som ivaretar hensynet til at det er klokt å la terrenget bestemme nødvendige tiltak.

- Videre har komitéen sett det som vesentlig at de postene som angis i standarden skal være mest mulig relevante for de forhold som påvirker produktets kostnader. Kostnader som skyldes byggherrens valg av kvalitet, eller ønsket spesiell utførelse, skal henføres til byggherren, mens kostnader som skyldes entreprenørens utførelse skal belastes han.

Det bør heller ikke være vide fortolkningsmuligheter for hva postene kan inneholde, hverken den ene eller andre veien i forholdet mellom partene i byggeprosessen.

Dette har ført til at komitéen har forsøkt å spesifisere postene mer entydig enn tidligere. Har det vært mulig å gi en entydig beskrivelse som dekker 80-90 % av tilfellene, er denne konkrete beskrivelsen forsøkt gitt.

Den tekniske utviklingen som vil finne sted, og de nye beskrivelsene som måtte høre med, tenker komiteen seg skal dekkes av spesiell beskrivelse mellom revisjonsperiodene. Som nevnt foran, antas disse revisjonene å komme hyppigere enn tidligere. Det vil sikkert skje mange endringer, både nasjonalt og internasjonalt, i de standardene det henvises til, også i bergkapitlet.

**Forholdet til Statens vegvesens prosesskode**

Håndbok 025 - Prosesskode og standard arbeidsbeskrivelse for Statens vegvesen, ble utgitt første gang i 1970/71, og ble revidert i 1981 og i 1994. Denne beskrivelse har vært brukt på mange anleggsarbeider som har vært utført, og det har samlet seg mye erfaring knyttet til denne beskrivelsesteksten.

Det har spesielt fra LBA's side i en årrekke vært et ønske om å knytte de to beskrivelsene nærmere sammen. Komitéen har tatt hensyn til dette i arbeidet, men har innsett at det neppe ville være mulig å nå målet denne gangen. Grunnlaget er imidlertid lagt, også i bergkapitlet, for at det ved neste revisjon vil være mulig å diskutere om det kan være hensiktsmessig å la de to beskrivelsestekstene samordnes helt.

**Strengere krav til bruk av poster**

Vesentlig i et databasert beskrivelsessystem er at det er mulig å identifisere poster mest mulig konkret. Dette fører til at reglene for bruk av postnummer må innskjerpes i forhold til dagens praksis. Det må derfor påses at:

a) en post må kun ha én mulighet for definisjon av mengdeenhet (RS, m², etc)
b) ved avvikende mengderegel må det benyttes en ikke standard definert post. Denne markeres med bruk av 9-tall.
c) en post må kun ha én mulighet for innhold og omfang
d) ved avvik må det også her benyttes spesialpost, angitt ved bruk av 9-tall i postnummeret

Det er viktig for framtidig bruk av erfaringsdata for alle partene i byggeprosessen, både byggherrer, konsulenter og entreprenører, at alle holder seg til disse reglene.

Det er foreslått at ved avvik mellom mengdebegrep i NS 3420 og i anbud, skal mengdebegrep i standarden gjelde. Dersom eksempelvis standarden benytter $m^3$, og anbudet $m^2$, så skal standardens mengdebegrep gjelde. Årsaken til dette er at det er tilnærmet umulig å oppdage denne type endringer i et anbud. Tiden for anbudsregning er vanligvis også forholdsvis hektisk, og tillater ikke denne type kontroll. Ønsker byggherren i dette tilfellet å ha $m^2$ som begrep, må dette angis tydelig ved at det benyttes postnummer inneholdende et 9-tall.

## Oppbyggingen av bergkapitlet

Det har skjedd store endringer i oppbyggingen av bergkapitlet i det siste forslaget, i forhold til den struktur som har vært benyttet i de tidligere utgaver.

| **NS 3420 - tidligere utgaver:** | | **NS 3420 - forslag 1997** | |
|---|---|---|---|
| G1 | Sprengning av byggegroper og skjæringer | G1 | Sprengning av byggegroper og skjæringer |
| G2 | Sprengning for veger | G2 | Rensk og sikring i dagen |
| G3 | Tunneler, sjakter og bergrom | G3 | Sonderboring og hullboring |
| G4 | Sonderboring, injisering og isolering | G4 | Injiseringsarbeider |
| G5 | Sikring | G5 | Sprengning av tunneler, sjakter og bergrom |
| G6 | Sprengningsarbeider under vann | G6 | Tunnelboring |
| G7 | Spesialrensk | G7 | Rensk og sikring under dagen |
| G8 | Hullboring, bolter m.m. | G8 | Spesielle bergarbeider |

Til sammenligning vil forholdet være slik mellom prosesskoden og ny NS 3420 kap G Berg:

| **Prosesskode Statens vegvesen** | | **NS 3420 - forslag 1997** | |
|---|---|---|---|
| **22** | **Sprengning i linjen** | **G** | **Berg** |
| 22.1 | Sprengning i linjen uten sp. restriksjoner | G1 | Sprengning av byggegroper og skjæringer |
| 22.3 | Sprengning i linjen med sp restriksjoner | | |
| 22.7 | Arbeidssikring i fjellskjæringer | G2 | Rensk og sikring i dagen |
| **Hp 3** | **Tunneler** | | |
| 31 | Arb. .foran stuff (sonderb., kjerneb., forinj) | G3 | Sonderboring og hullboring |
| | | G4 | Injiseringsarbeider |
| 32 | Sprengning av tunnel (fjellrom, fullprofil mv) | G5 | Sprengning av tunneler, sjakter og bergrom |
| | | G6 | Tunnelboring |
| 33 | Stabilitetssikring (rensk, bolter, sprøytebet.) | G7 | Rensk og sikring under dagen (inkl vann- og |
| 34 | Vann- og frostsikring | | frostsikring) |
| 35 | Portaler, overbygg, pumpesump etc | G8 | Spesielle bergarbeider (meisling, wiresaging mv) |
| 36 | Belysning, ventilasjon, sikkerhetsutrustn., mv | | |
| 39 | Øvrig | | |

## Kommentarer til enkelte av postene

Det er foretatt såvidt store revisjoner av postene, at det vil føre altfor langt å gå nærmere inn på de tanker som ligger bak hver enkelt post ved denne revisjonen. Det gitte utvalg nedenfor er derfor et tilfeldig og sikkert et «urettferdig» utvalg, forhåpentligvis egnet til å vekke interesse for å gi kommentarer, mer enn som en beskrivelse av komitéens overlegninger.

Rigg.
Vanlig tilrigging dekkes av NS3419. Spesialrigg skal ha egne poster. Her kan det enkelte ganger være behov for en post for opprigging på anlegget (inkl nedrigging), og en post for lokal flytting og ny oppstilling

Ansettnøyaktighet
Kravet til ansettnøyaktighet er vist i en ny figur. Denne figuren definerer en «ansettlinje» som ligger minst 10 cm på utsiden av prosjektert kontur.

Profil og kontur
Begrepet profil er benyttet om det teoretiske snittet, mens kontur er benyttet om den fysiske flaten.

Konturssprengning
I motsetning til prosesskoden, som inkluderer konturssprengning etter angitt modell, mener komitéen at konturssprengning er en såpass kostbar og tidkrevende arbeidsoperasjon, at byggherren bør se kostnadene, og selv være seg bevisst hvilket valg han vil foreta. Statens vegvesen har i prosesskoden foretatt valget, men ved andre tilfeller vil det være best om tid og kostnader kommer tydeligere fram. Dette vil bedre kunne føre til en teknologisk videreutvikling av arbeidsoperasjonene.

Kilrensk
Kilrensk er tatt bort som standard post. Skal den i enkelttilfeller benyttes, må den tekstes som spesiell post, og det må defineres hva den skal innbefatte.

Vannlensing/vannulemper
Komitéen har diskutert oppgjørsform for vannlensing. Det er flere forhold som gjør seg gjeldende. Ved arbeider i dagen vil entreprenøren selv kunne bedømme relativt brukbart utfra foreliggende planer, årstid for utførelse osv, hvilken vannmengde som må pumpes ut av en eventuell byggegrop.

Ved arbeider i tunnel eller bergrom, er det prinsipielt forskjellig om driving skjer på stigning eller fall. Ved driving på stigning over et visst minstefall, og forutsatt ikke for store innlekkasjemengder, vil det være lite vannlensing.

Ved driving på synk med en undersjøisk tunnel, bør vannlensing i prinsippet bestå av et variabelt ledd avhengig av beregnet fremtidig tillatt innlekkasjemengde, f.eks. 200-300 liter/minutt/kilometer tunnel. I tillegg bør det være et fastledd for mulig vanninnbrudd på f.eks 1.500 liter/minutt. I tillegg vil det være et fasttillegg for entreprenørens driftsvann til borrigg, til eventuell vasking av berget før sprøytebetong, mv.

Komitéen vil sannsynligvis ende opp med som sitt forslag at vannlensing ved arbeider i dagen inkluderes i sprengningspris eller i generell riggpost, og ikke som egen post. Ved arbeider under dagen vil komitéen sannsynligvis foreslå at det benyttes en egen post for vannlensing/vannulemper, slik at vann inntil 500 liter/minutt inkluderes i sprengningspris. Det skal da prises tillegg for ekstra vann utover dette, for inntil 1.500 l/min, inntil 2.000 l/min og inntil 2.500 l/min.

Sikring med sprøytebetong
er blitt langt mer utførlig behandlet, og det er tatt hensyn til publikasjon nr 7 fra Norsk Betongforening om «Sprøytebetong til Fjellsikring», utgitt 1993.

Vann- og frostsikring
Denne delen er også utvidet betydelig. Stoffet er her valgt slik at det skal være relativt likt prosesskodens beskrivelse.

Tunnelboring
Postene om uttak av fjell ved hjelp av boring, fullprofil, delsnitt eller opprømming, er utvidet, selv om tekstene erfaringsmessig ikke blir svært omfattende. Opprømming er forøvrig nå brukt som norsk betegnelse på det ellers vanlige uttrykket «raise drilling».

**Ekvivalenttidsregnskap**

Komitéen har foreslått å benytte tidsregnskap ved underjordsarbeider. For å oppnå forutsatt kvalitet på det ferdige produkt, er det av vesentlig betydning at det benyttes den tid som er nødvendig for å foreta sikrings- og tettingsarbeider. Det er ikke en fornuftig risikodeling at entreprenøren skal ta alt ansvar for at det tidspunkt for ferdigstillelse som mer eller mindre tilfeldig er valgt, også tar nødvendig hensyn til de variasjoner som måtte bli nødvendige i sikringsmengder.

Det har i enkelte tilfeller, og nok i økende grad, vært sendt ut anbud med urimelig korte tidsfrister for utførelse av underjordsarbeider. Dette har understreket betydningen av at det legges forutsetninger ved bruk av kontrakter basert på regulerbare mengder, med hensyn på tidsforbruk. De konsulenter eller byggherrer som utarbeider anbud bør i større grad enn idag kvalitetssikre byggetidsangivelsen. Det skal heller ikke bare være tilstrekkelig tid til å foreta sikringsarbeidene, det skal også være tilstrekkelig tid til å drive selve underjordsarbeidet. Komitéen vil fortsette drøftingene av hva den kan gjøre for å hjelpe partene med en bedre forståelse av problemene knyttet til byggetid.

Det ekvivalenttider komiteen har foreslått, baserer seg på tunneldrift med drift på en stuff. Det er vesentlig mer komplisert å fastsette tidsregnskap ved flerstuffsdrift, og ved større bergrom. Det må tas hensyn til slike forhold i det enkelte anbud.

De oppgitte tider vil være gjenstand for en teknisk utvikling. Komitéen har imidlertid ikke sett dette som noe stort problem. Justering av tidsfaktorer vil kunne skje relativt enkelt ved å ta hensyn til utviklingen ved de revisjoner av kapitel G Berg som vil skje i framtiden.

**Avslutning**

Bergkapitlet i NS3420 vil bli sendt ut på høring i nær framtid med ca 2 måneders frist for å avgi uttalelse til Norges Byggstandardiseringsråd. Alle som er interessert i hvordan anbud og kontrakter for bergarbeider skal utformes, oppfordres til å studere forslaget nøye, og gi sine kommentarer innen fristen.

Overingeniør Anders Grimnes
Veidekke ASA

# SPRENGNING UT - PIGGING INN ?
# FRA UTVIDELSEN AV E6 GJENNOM DJUPDALEN

Skriftlig manus ikke innlevert.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1997

# OPTIMALE SPRENGNINGSTEKNISKE LØSNINGER

## *EKSEMPEL FRA LOFOTEN SJØPRODUKTER A.S*

**Overingeniør Arve Fauske**
**Dyno Nobel**

## SAMMENDRAG

Grunnleggende parametre for å oppnå et sprengningsteknisk optimalt resultat er bl.a avhengig av bergartens egenskaper og ulike sprengstoffers yteevne i den spesielle bergarten, i tillegg til sprengningsopplegget og valg av tennsystem.
En sprengningsoptimal løsning vil som oftest være siktet mot et økonomisk formålstjenlig resultat, f.eks. en optimal fragmentering med lavest mulige utlastings- og knusekostnader. Den sprengningsoptimale løsning kan også være styrt av maksimale sprengningsrystelser under samtidig krav til høy produktivitet. Dette vil kreve andre virkemidler for å oppnå et forventet resultat. Prosjektet ved Lofoten Sjøprodukter A.S ble gjennomført som en sprengningsoptimal løsning. Gjennom grundig planlegging og optimal utnyttelse av tennsystemet Nonel Unidet ble resultatet vellykket for alle parter.

## SUMMARY

Important basic parameters necessary to achieve a blast optimal result are dependent on the rock's properties and the different types of explosives' performance in that special rock, the blast design and the selection of initiation system.
A blast optimal solution will most often be aimed at an economical expedient result, e.g. an optimal fragmentation with lowest possible loading and crushing costs. The blast optimal solution may also be directed by blast induced vibrations, at the same time as a high productivity rate is required. Under these conditions other means are needed to obtain the expected result.
The blasting operations at Lofoten Sjøprodukter A.S were accomplished in a blast optimal way under vibration control. Through thorough planning and an proper utilization of the Nonel Unidet initiation system, the blasting result was successful for all parties involved.

## Optimale sprengningstekniske løsninger

En optimal sprengningsteknisk løsning er sterkt avhengig av hvilket resultat man i første rekke sikter til. Som regel vil løsningen være siktet mot et økonomisk formålstjenlig forventet resultat. Dette krever f.eks. at fragmenteringen optimaliseres mot en enhetlig og jevn steinstørrelse med lavest mulige utlastings- og knusekostnader. Dersom det optimale resultatet er forskjellige steinstørrelser av hensyn til bruksområdet, vil det kreves andre virkemidler for å oppnå dette.
I andre tilfelle kan den sprengningstekniske optimale løsning være styrt av produktivitet under samtidig krav til maksimale sprengningsrystelser av hensyn til omgivelsene. Her må det igjen nye virkemidler til for å oppnå et forventet resultat. Det sprengningsoptimale resultat er dermed styrt av en rekke inngående parametre som er variable og som ved riktig sammensetning kan gi det forventede resultat.
Det finnes ingen enkelt sprengningsteori utviklet som forklarer brytningsmekanismene under alle sprengningsforhold og bergarter. Det finnes dog en rekke delteorier utviklet, mange basert på empirisk grunnlag og ideelle betingelser.
For å oppnå et optimalt sprengningsresultat spiller følgende 3 faktorer en viktig rolle i enhver sprengningsplan :

- **Bergartens oppbygning og struktur**
- **De ulike sprengstoffenes virkelige yteevne i den spesielle bergarten**
- **Sprengningsopplegget og timingen som blir brukt**

Et optimalt resultat kan ikke oppnås uten at en totalvurdering av samvirkningen av disse faktorer legges til grunn. Denne prosessen er imidlertid svært kompleks og det gjennstår ennå mye forskning for å få oversikt hvordan de ulike parametre opptrer under ulike betingelser.
Riktig valg av sprengstoffer og ikke minst tennsystemer for et sprengningsopplegg, har stor betydning for at sprengningen kan utføres slik at den til svarer til et forventet sprengningsresultat, enten det gjelder produksjonssprengning i dagbrudd, eller forsiktig sprengning nær bebyggelse.
Vanligvis vil parametrene som bestemmer utførelsen av en sprengning være avhengig av bl.a lastbarheten av salverøysen og miljømessige faktorer.
Miljømessige sider omfatter bl.a faktorer som kontroll med steinsprut, sprengnings-vibrasjoner og luftsjokk
Lastbarheten av salverøysen er kanskje en av de viktigste krav til sprengningen siden den direkte influerer på kostnadene forbundet med opplasting, transport og knusing.

### Optimal fragmentering

For å oppnå en maksimal fragmentering og minimale uønskede sideeffekter fra sprengning, må de inngående variable som forsetning, stemming, underboring, hullavstand og timing velges slik at alle variable samvirker. For å forstå bedre forholdet mellom variablene vil det bli brukt figurer for å illustrere effektene av å ha variable som står til hverandre og det motsatte.

Ved konstruksjon av et boremønster, må hvert hull bli analysert for å avgjøre om det vil funksjonere skikkelig. En analyse av hullavstander og forsetninger uten å ta hensyn til timingen vil ikke vise hva som virkelig skjer når hullet detonerer.
Hvis et boremønster er skikkelig planlagt og konstruert, vil en legge merke til en gjentagende sekvens i kraterformene (brytningsformene) som blir brutt ut for hvert hull. Eksempelvis vil det bli dannet forskjellige kraterformer fra enkelthull som detonerer, avhengig av forholdet mellom sprengningshullet og den frie flate. De forskjellige kraterformene fremgår av fig.1. Man kan anta at brytningsvinkelen mellom forsetningslinjen og kanten av krateret er omtrent 45 grader. Hvis et sprengningshull har mer enn en forsetningsretning når det detonerer, må avstanden til den frie flate langs begge forsetningsretningene være like.
Fig.1A illustrerer brytningsvinkelen som formes når en vertikal fri flate er tilstede. I fig.1B er det to frie flater som danner 90 graders vinkel, brytningsmønstret vil være forskjellig fra det i fig.1A.
Fig.1F illustreres en hjørneåpning med et forskjellig brytningsareal på grunn av orienteringen av de frie flater. Dersom sprengningshullet, som i dette tilfelle finnes på et hjørne med to frie flater, vil brytningsarealet være likt med to kraterarealer som vist i fig 1A. I fig.19E vil kraterarealet bli større enn i figurene 1A til 1D.

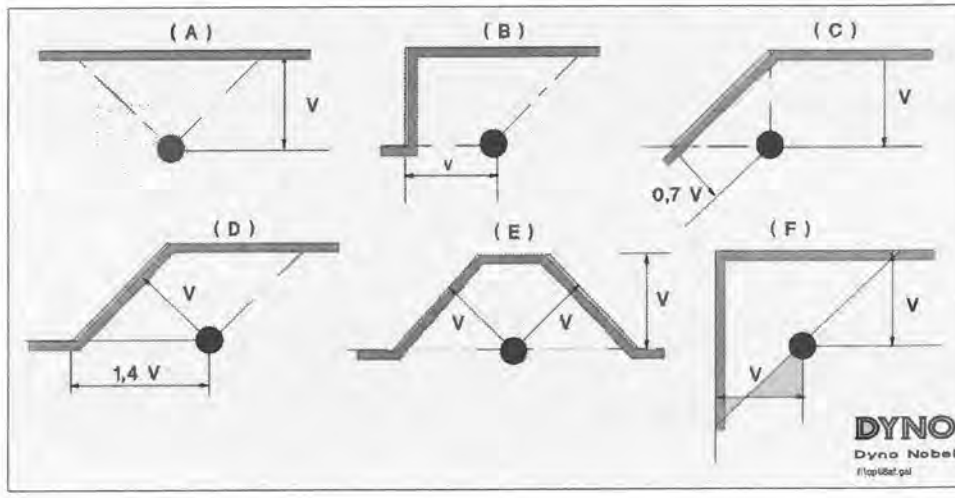



**Fig.1 Typiske krater-/brytningsformer med hensyn til sprengningshullets orientering mot de(n) frie flate (r).**

Det er åpenbart at for den samme mengde sprengstoff brukt i hvert sprengningshull i eksemplene ovenfor, forskjellig fjellvolum blir brutt ut avhengig av orienteringen til den frie flate. Dessuten viser eksemplene at spesifikk ladning ikke er et konstant tall innen en og samme salve, selv om bergarten og sprengstofftypen er identisk.

## Salveprofil og fragmentering

Prinsippene i fig.1 viser typiske kraterformer med hensyn til sprengningshullets orientering mot de fri flater. Det som er avgjørende er hvordan sprengningshullets situasjon mot de frie flater er i detonasjonsøyeblikket.
Fig.2 og 3 viser eksempler på salver med en hullrad og resulterende salveprofiler og fragmentering når de nevnte prinsipper legges til grunn.
I fig. 2 anvendes forsinket tenning med økende intervaller langs hullraden. Benyttes et kvadratisk boremønster hvor E=V vil vi få en brytningsmekanikk hvor hull 1 får kraterform (B) og hull 2 kraterform (C) i dèt avstanden til den frie flate blir 0,7 V. Denne prosessen vil nødvendigvis gjenta seg gjennom hele hullraden. Fragmenteringen blir følgelig en del storstein (sprettstein) og en del finstein.
I eksemplet i fig.3 er boremønsteret endret til E = 1,4 mens tennsystemet er det samme. Resultatet blir kraterform (B) for hull 1 i likhet med fig.2, mens hull 2 får kraterform (D) når forsetningen til de frie flater blir V. Legg merke til at vi nå har 2 frie flater som

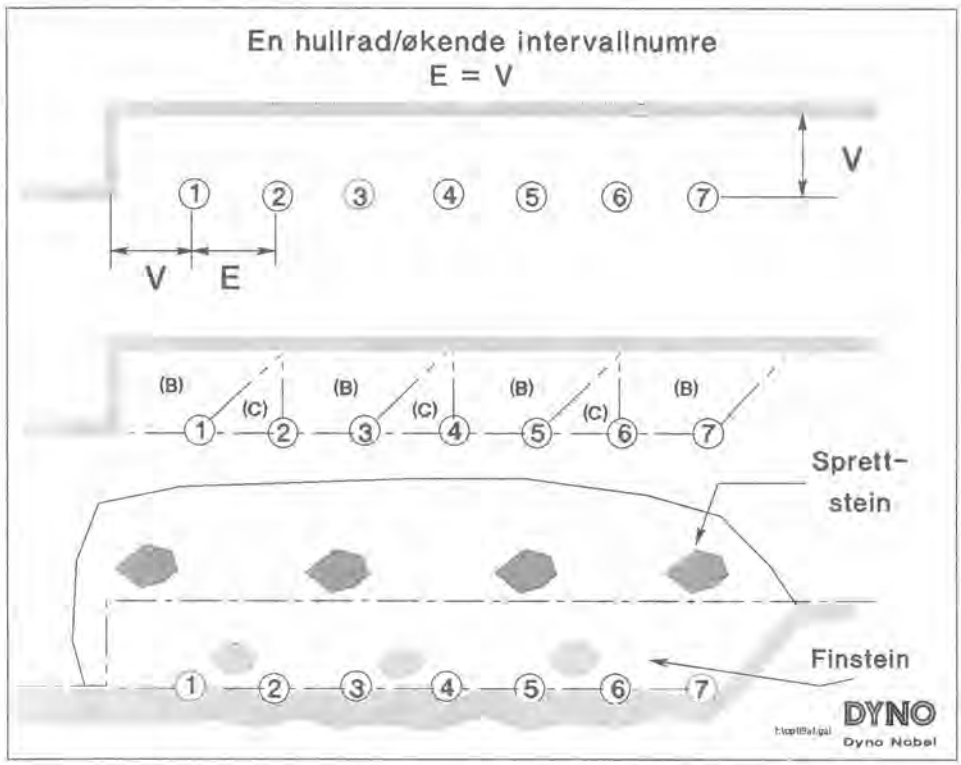



**Fig.2 Forsinket tenning med økende intervallnumre. Kvadratisk boremønster gir kraterformene (B) og (C) som generelt resulterer i en del sprettstein og en del finstein.**

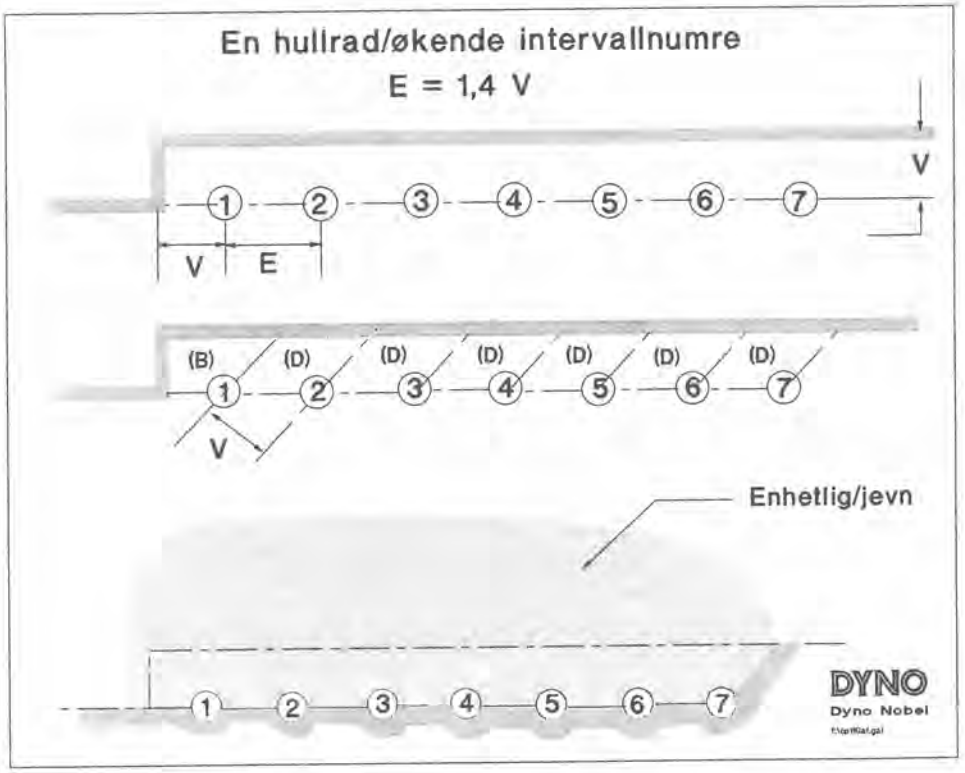



**Fig.3 Forsinket tenning med økende intervallnumre. Boremønstret E = 1,4 V gir en repeterende brytningsform (D) mot 2 frie flater som resulterer i en enhetlig og jevn fragmentering.**

sprengningshullet får virke på i detonasjonsøyeblikket. Denne prosessen vil nødvendigvis gjenta seg langs hele hullraden med gjentatte kraterformer av typen (D). Fragmenteringen blir dermed også enhetlig og jevn. Det kreves at pallhøyden er mer enn 4 ganger forsetningen for at prinsippet skal være virkningsfullt.
Disse eksemplene kan igjen føres direkte videre til multiradsprengning med de ønskede effekter, eller tilsiktet resultat for øye. Et stort antall eksempler utover de som er vist i fig.2 og 3 kan utvikles på basis av brytningsformene i fig.1.
Ved flerradssprengning vil det ofte kreves et tennsystem med et stort antall intervaller, f.eks. et Nonel Unidet tennsystem som vil gi de nødvendige frihetsgrader for å oppnå en tilfredstillende løsning.

## Optimal intervalltid

Optimale sprengningstekniske løsninger er i sterk grad avhengig av hvilken intervalltid som benyttes. Optimal intervalltid i fjellsprengning er like viktig for sprengningsresultatet som

valg av riktige fysiske dimensjoner knyttet til bore- og sprengningsplan såvel som betydningen av fjellets geologi og beskaffenhet.
Den optimale intervalltid vil variere innenfor et vidt område avhengig av en rekke parametre, ikke minst fragmentering, fremkast, sprutfare og rystelser. Viktigheten av å velge en tilpasset intervalltid er størst ved sprengning av salver med flere hullrader, i det fremkastet og fragmenteringen er avhengig av tilgjengligheten av frie flater. Hvis en fri flate ikke er tilgjengelig vil ett eller flere sprengningshull danne et krater oppover i hullet, hvilket resulterer i dårlig fragmentering. Dessuten fører det til dårlig fremkast, risiko for sprut og bakbrytning samt økning i rystelser.
Optimal intervalltid er ikke bare avhengig av en rekke fjellsprengningsparametre som endrer seg direkte, men intervalltiden er også avhengig av hvordan parametrene endrer seg innbyrdes. Beregning av disse variablene krever forståelsen av at fremgangsmåten må skje steg for steg.
Beregning av forsetning, underboring, stemming, spesifikk ladning og tennsystemets timing for å unngå overlapping, må hele tiden kompenseres for bergartstype og sprengstoff-karakteristikker.
Tennernummerering i salvesprengning har en lang tradisjon og er blitt utført i en årrekke, men det ligger mer i salvens timing enn nummerering med faste intervaller. Er salven korrekt boret og ladet, vil bruk av riktig timing kontrollere fragmentstørrelsen, salverøysens geometri, maksimum rystelsesnivå, mengden luftsjokk som dannes, mengden sprut og kast samt bakbrytning, endebrytning og overfjell.
Timingen er en av de viktigste sprengningsvariable, men hensynet til riktig timing blir ofte oversett.
**Dårlig timing i kombinasjon med inadekvate beregninger og design er ansvarlig for de fleste problemer forbundet med sprengning.**

## Maksimale sprengningsrystelser

Sprengningsrystelser blir også kontrollert av timingen. Tennsystemet influerer på utbredelsen av sprengningsrystelser på minst 2 forskjellige måter. Eksempelvis er intervalltiden kort blir det økt motstand på sprengningshullene som fører til mindre brytning, og en større del av den totale energien går ut som seismisk energi og forårsaker problemer med økte rystelser. Stor innspenning kan øke rystelsene med flere hundre prosent.
Hull-til-hull timing (etthullstenning) kan influere på rystelsene i motsatt retning, siden øket avlastning i et sprengningshull i tenningsøyeblikket, øker brytningen og reduserer seismiske effekter.

## "Åtte millisekunder" regelen

Ytterligere kontroll med rystelser oppnås ved å utnytte både hull-til-hull timing og timing mellom hullrader. I så henseende er det viktig å påse at den laveste teoretiske differranse mellom forsinkertider i salven er 8 millisekunder. Generelt blir 8 millisekunder regnet som en minimumstid for seismisk separasjon i fjellsprengning. Dette har Dyno Nobel lagt til grunn under utviklingen av Nonel Unidet-systemet. Det finnes 7 forskjellige koblingsenheter

(SL,"snaplines") med en betegnelse tilsvarende innebygget forsinkelse, henholdsvis : SL 0, SL 17, SL 25, SL 42, SL 67, SL 109 og SL 176.
Ved korrekt valg av snaplines i et etthullssystem vil man ende opp med minimum 8 millisekunder separasjon. Åtte millisekunder regelen må nødvendigvis også etterleves ved konstruksjon av tennsystemer basert på flere dekk og flere hullrader.

### Flerrader dekksprengning

Når man søker etter optimale sprengningstekniske løsninger der det stilles krav til maksimale rytelser og sprengningen skal utføres nær bebyggelse, er flerrader dekksprengning både en rasjonell og økonomisk fordelaktig metode. Flerrader dekksprengning er relativt lite utprøvet først og fremst fordi tilgjengeligheten av et tilstrekkelig antall intervaller ikke har vært tilstede.
Men med dagens Nonel-system er tilgjengeligheten av antall intervaller nærmest ubegrenset og mulighetene for en mer avansert sprengning er tilstede. I dagens situasjon ser det ut til at utfordringene ligger mer på applikasjonssiden. Det gjelder å utnytte de nye tennsystemene, samtidig som man ivaretar de sprengningstekniske prinsipper for optimale løsninger som er diskutert ovenfor.

## Eksempel fra Lofoten Sjøprodukter A.S

### Sprengning nær bebyggelse

Lofoten Sjøprodukter A.S skulle utvide produksjonskapasiteten og hadde behov for å sprenge ut et fjellområde på ca. 1200 kvadratmeter med en gjennomsnittlig pallhøyde på 6 meter, dvs. totalt ca. 8000 kubikkmeter.
Fjellpartiet ligger kloss inntil nåværende bebyggelse og strekker seg ca. 40 meter tilside for bygningene og ca. 30 meter i dybden sett fra sjøsiden. Fjellpartiet som omfatter del 2, dvs. området mer enn 40 meter ut til siden, ble i første omgang ikke planlagt for sprengning ned til samme plan som resten av partiet. Dette partiet ligger forøvrig kloss inntil et nytt rorbusenter.

Området ble delt inn i 4 avstandssoner fra bygningene med motsvarende pallhøyder :

| Pallhøyde | Avstand |
|---|---|
| < 3 meter | 0-5 meter |
| 3-6 meter | 5-15 meter |
| 7-9 meter | 15-30 meter |
| 3-4 meter | 30-40 meter |

Fjellavsetningen er et typisk dagfjell med markerte slepper. Bergarten ble ansett som middels til lettsprengt. Fjellmassene skulle benyttes til molobygging utenfor fjellpartiet, hvilket også kunne tillate en del grovere fragmentering.

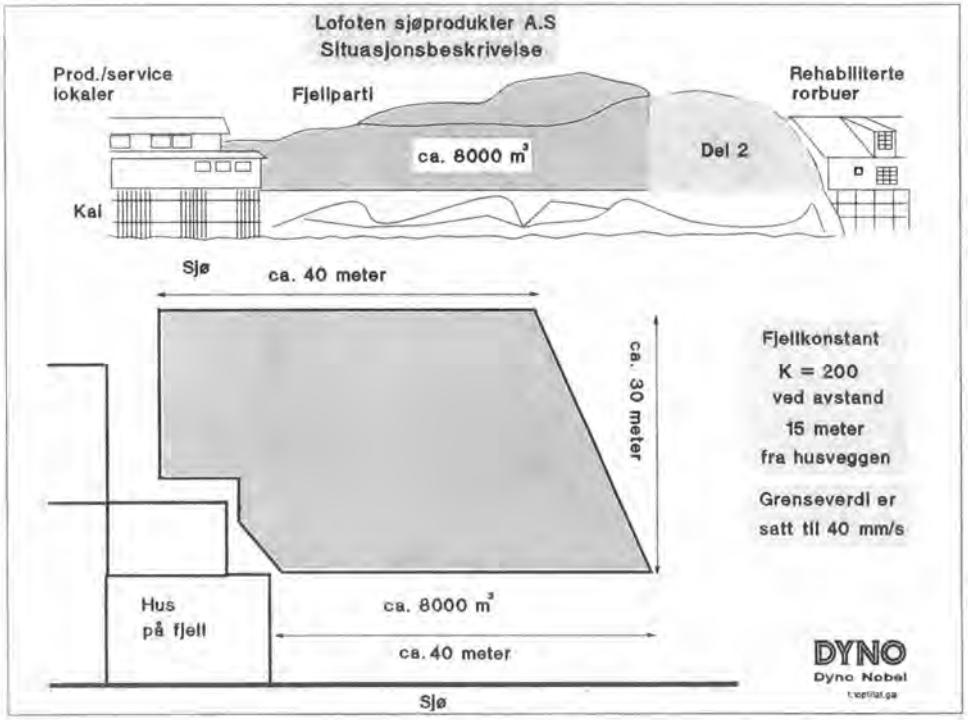



**Fig. 4 Situasjonsbeskrivelse ved Lofoten Sjøprodukter A.S. I forbindelse med utvidelse av anlegget skal 8000 m³ sprenges ut i nærområdet 0-40 meter fra eksisterende produksjons-og servicelokaler.**

## Maksimal enhetsladning

Bygningsmassen ved Lofoten Sjøprodukter A.S var hovedsakelig fundamentert på fjell, mens en del av bygningene var plassert på løsmasse. Grenseverdien for sprengningsrystelser ble satt til 40 mm/s og fjellkonstanten (K) ble estimert til 200 i en avstand på 15 meter fra bygningene. Etter besiktigelse av fjellpartiet ble området 15 meter ut til siden for bygningene ansett som gunstig for en åpningssalve. På grunnlag av disse kriterier ble maksimal enhetsladning beregnet. Som det fremgår av fig.5 ble enhetsladningen beregnet til 9 kg i en avstand av 15 meter fra bygningene.

## Boreutstyr/boremønster/spesifikk ladning

Entreprenøren Tor Richard Eriksen Maskinforretning A.S, disponerte borerigg og det ble valgt å bruke 2,5" borehull for prosjektet. Etter vurdering av sprengbarhet, vannforhold og valg av tennsystem, ble det beregnet et boremønster, E x V = 2 x 2,5 meter.

Med utgangspunkt i en spesifikk ladning på 0,45 kg/m³ ble det undersøkt hvilken sprengstoffmengde pr. hull som kreves ved full pallhøyde. Av fig.5 fremgår at det kreves en ladning på 20,25 kg pr. hull, hvilket gjør sprengning av full pallhøyde umulig når maks enhetsladning er 9 kg. Sprengning av full pallhøyde vil således bare være mulig ved å dele borehullet i 2 eller flere separate ladninger (dekk). I følge fig.5 overskrides fortsatt enhetsladningen ved 2 dekk. Derimot ved 3 dekk får vi ved lik fordeling i borehullet en ladning på 6,75 kg som underskrider enhetsladningen med 25 %. Velger et system basert på 3 dekk.

## Maks. enhetsladning

v = svingehast. (mm/s)
K = fjellkonstant
Q = enhetsladning
d = avstand til målepunkt
K = 200
d = 15 meter
Grenseverdi v = 40 mm/s

Formel :

$$v = K \cdot \frac{\sqrt{Q}}{d}$$

Avstand 15 meter
Pallhøyde 7-9 meter

$$v = 200 \cdot \frac{\sqrt{Q}}{15} = 40$$

$$Q = \left\{ \frac{40 \cdot 15}{200} \right\}^2 = 9 \text{ dvs. maks. enhetsladning} = 9 \text{ kg}$$

Hva krever full pallhøyde ved q = 0,45 kg/m³

$$\frac{Q}{H \; V \; E} = 0{,}45 \text{ kg/m}^3 = \frac{Q}{9 \text{x} 2 \text{x} 2{,}5} \; : \; Q = 20{,}25 \text{ kg/hull}$$

2 dekk ; $\frac{20{,}25}{2} = 10{,}1$ kg ) : > 9 kg

Velger 3 dekk ; $\frac{20{,}25}{3} = 6{,}75$ dvs. 6,75 kg/dekk

DYNO
Dyno Nobel

**Fig.5 Beregning av maksimal enhetsladning og nødvendig sprengstoffmengde pr. dekk ved valg av 3 dekk.**

### Ladeplan felt 1/tennerfordeling

Ekstreme nedbørsmengder i Lofoten under vinteren 1997 gjorde sprengstoffvalget enkelt. Etterhvert som boringen skred frem viste det seg at samlige hull var mer eller mindre vannfylte.

Som det fremgår av ladeplanen i fig.6 ble det besluttet å bruke utelukkende Dynamit i hovedsalvene. Det ble valgt 45-50 mm x 600 mm Dynamit i de 2 øvre dekkene og 50 x600 mm Dynamit i det nedre dekket (bunnladning). Tennerfordelingen i borehullet viser at tidsdifferransen mellom dekkene er 25 millisekunder. I denne sammenheng bør det brukes Nonel Unidet U-tennere i borehullet som har en basisforsinkelse fra 400-500 millisekunder med 25 millisekunder sprang. Dette fordi spredningen i forsinkertid er 20 % mer nøyaktig enn ordinære tennerintervaller.

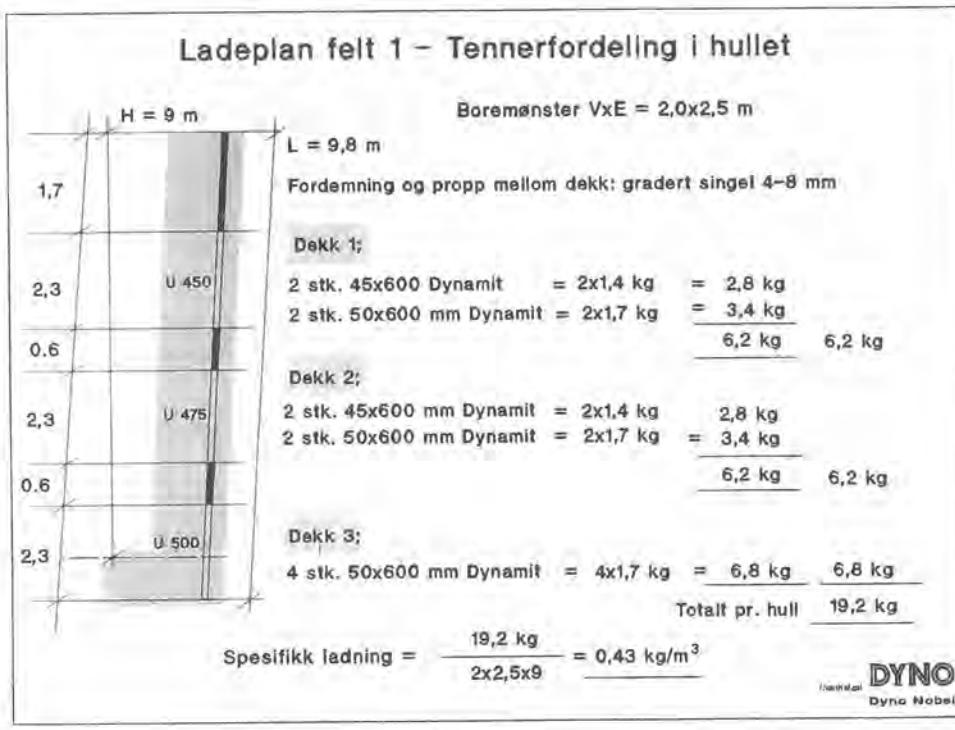



**Fig.6 Ladeplan for åpningssalven samt tennerfordeling. I borehullet ble det brukt Nonel Unidet U 450, U 475 og U 500 med 25 millisekunder tidsdifferanse mellom dekkene.**

### Fordemning og propp

Det er av stor viktighet at materialet som anvendes som fordemning er av riktig kvalitet. For at sprengstoffladningen skal funksjonere skikkelig og frigjøre maksimum energi må ladningen være innspent i borehullet. Avpasset innspenning er også nødvendig for å kontrollere luftsjokk og stensprut. Gradert singel 4-8 mm vil være godt egnet i dette tilfelle. Når det gjelder proppene er det minst like viktig at materialet som velges er av riktig kvalitet.

Anvendes f.eks 0-12 mm som proppmateriale i vannfylte hull, vil finkornet materiale kunne separere i fra og sige ned i ladningen under, særlig når ladningsdiameteren er liten i forhold til borehullsdiameteren. Resultatet kan føre til for kort propp og detonasjonsoverføring med påfølgende overskridelser av rystelseskravet.

## Bore-og tenningsplan felt 1 (åpningssalve)

Bore-og tenningsplanen for åpningssalven fremgår av fig.7. Det ble boret 7 hullraster med 6 hull pr. rad, med unntatt av siste rast med 4 hull. Hvert hull har 3 dekk med 25 millisekunder mellom hvert dekk som i system med 42 millisekunder hullavstandstid og 150 millisekunder effektiv forsetningstid gir en minimum forsinkelse mellom ladninger på 8 millisekunder. I dette systemet er begrensningen maksimalt 3 dekk pr. hull og 25 millisekunder mellom dekkhullene, samt opptil 6 hull i bredden. I dybden er systemet ubegrenset med hensyn til timingen.
Sprengningsresultatet for åpningssalven fremgår av fig.9 og 10. Ladeplanen og tennsystemet funksjonerte tilfredstillende. Salven kom godt frem og var utmerket fragmentert. Senere utlasting viste seg å være uproblematisk. Bore-og ladeplan ble bibeholdt for de neste salvene, mens tennsystemet ble justert etter rystelseskrav.

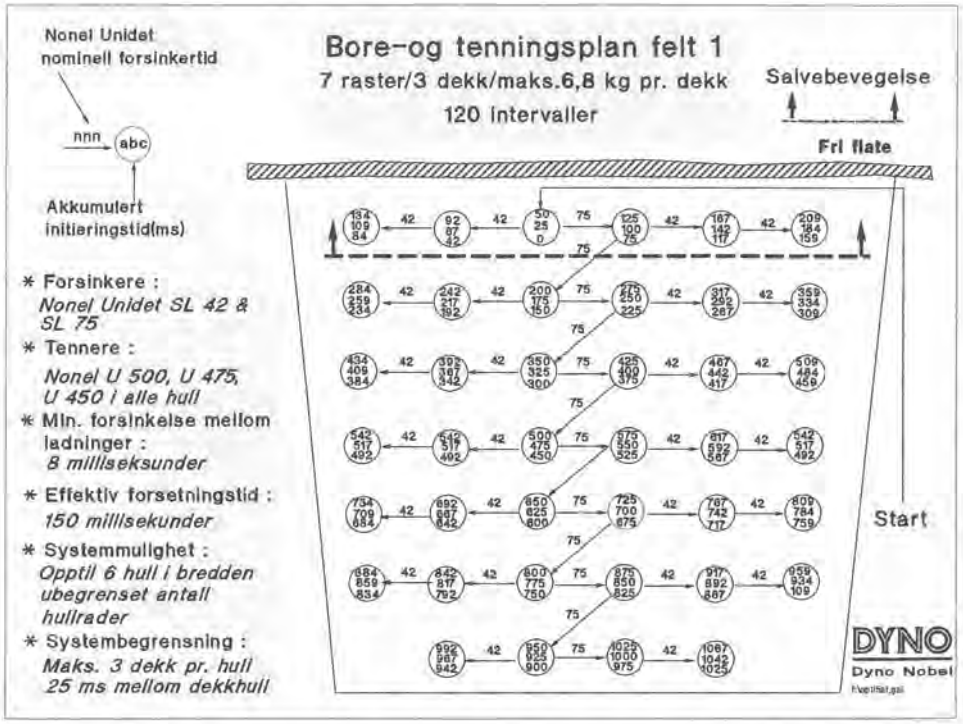



**Fig.7 Bore-og tenningsplan for felt 1. Salven har 7 hullraster og 40 borehull, alle med 3 dekk, tilsvarende 120 intervaller og maksimalt 6,8 kg pr.detonasjonstidspunkt.**

## Antall salver og fremdrift

Fig.8 viser en prinsippskisse angående antall salver og fremdriften i prosjektet. Etter åpningssalven ble felt 2-5 skutt etter de samme prinsipper. Etthullstenning ble brukt lengst unna, mens systemer for 2 og 3 dekk ble brukt i de nære områder. Området 0-5 meter meter nærmest bygningene ble strosset ned ved hjelp av avpassede og svakere ladninger.
Fjellpartiet på 8000 m³ ble fordelt på 5 hovedsalver, hvorav den største var på nærmere 2000 m³. Sprengningsoperasjonene ble gjennomført under høy produktivitet uten påføring av skader, eller stensprut av noen art på omgivelsene. Byggegropen ble raskt etablert i dèt stenmassene gikk direkte til utfylling for molo i sjøen foran fjellpartiet.

### Dekningsmateriell

Det ble utført omfattende dekning av samtlige salver. Det ble benyttet større nøter til dekning av hovedsalvene 1-5. Nøtene viste seg å være et meget effektivt dekningsmateriell som tok godt vare på fjellmassene. Det ble ikke registrert noen form for sprut eller utkast fra noen av salvene. I nærområdet nærmere enn 5 meter ble det i tillegg benyttet tunge gummimatter.

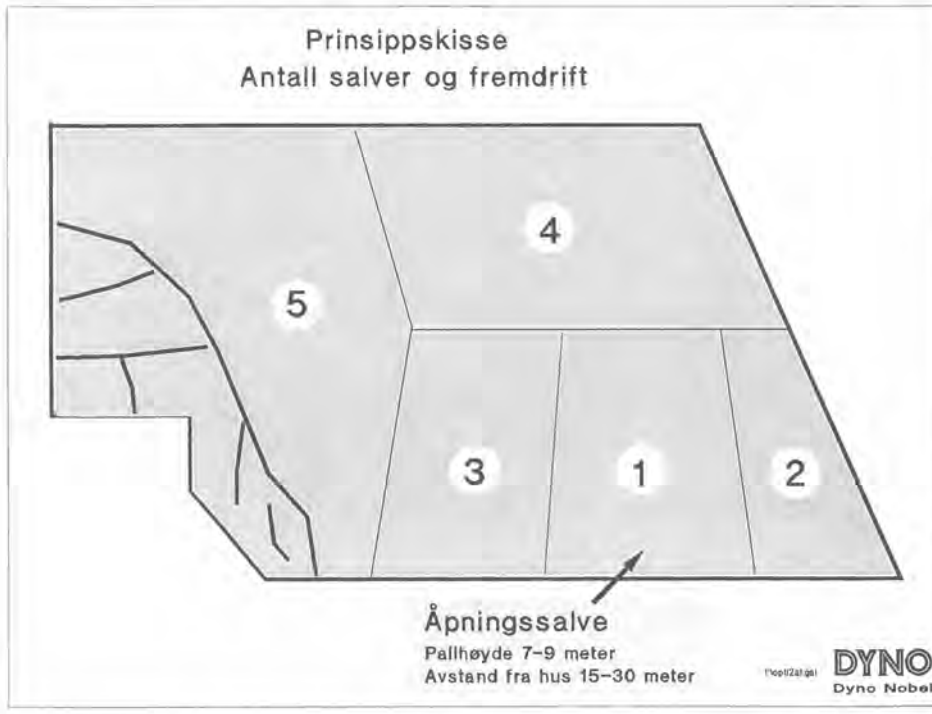



**Fig.8 Prinsippskisse som viser området for åpningssalven og de øvrige 4 hovedsalver i fjellpartiet på 8000 m³.**

**Fig.9 Lofoten Sjøprodukter A.S og sprengningsresultatet for åpningssalven. Rorbuer og Havforskningsinstituttet i bakgrunnen.**

## Valg av tennsystem

Nonel Unidet-systemet ble valgt til dette prosjektet fordi man ønsket å utprøve en sprengningsoptimal løsning under kontroll med rystelser og samtidig inntjening av kostnader gjennom øket produktivitet.
Nonel Unidet-systemet har fått størst utbredelse i steinbrudd for pukkverk hvor man i første rekke søker sprengningsoptimale løsninger basert på fragmentering ofte under parallelle krav om reduksjon av rystelser. Anvendelse av tennsystemer med større oppdeling enn ett hull pr. tenntidspunkt er i denne sammenheng ikke aktuelt.
Flerradssprengning med Nonel Unidet ved bruk av mer enn 2 dekk har vi mindre erfaring med i forsiktig sprengning. Uansett kommer elektriske systemer til kort i slike tilfelle. Med maksimalt 20 tilgjengelige intervallnumre, vil det ved 3-dekks-sprengning tillates maksimalt 7 hull pr. salve. Med Nonel Unidet derimot, er det testet ut forskjellige kombinasjoner av systemer med opptil 10 dekkladninger pr. hull.
Ved bruk av flerradssprengning og 2-3 dekk eller mer er det viktig å påse at forsetningstiden blir tilstrekkelig for å unngå gjentagende overlapping av dekkladninger i systemet. Generelt vil forsetningstiden øke med antall dekk. Egnet tidsdifferanse mellom dekkladninger er 25-50 millisekunder. Som regel vil det være tilstrekkelig med 3-4 hullraster ved dekkskyting for å opprettholde sprengningseffektiviteten og flyt i salvesyklus.
Økede sprengstoffkostnader ved bruk av dekkladninger bør inntjenes raskt gjennom bedre utnyttelse av bemanning maskiner og utstyr.

**Fig.10. Utsikt fra toppen av fjellpartiet mot sprengningsresultatet fra åpningssalven. Produksjons-og servicelokaler tihørende i Lofoten Sjøprodukter A.S ses i bakgrunnen.**

## Avslutning

Sprengningsprosjektet ved Lofoten Sjøprodukter A.S ble gjennomført som en sprengningsoptimal løsning under samtidig kontroll med rystelser. Den høye produktiviteten i sprengningsoperasjonene ble gjennomført uten påføring av skader, eller stensprut av noen art på omgivelsene.

Som nevnt innledningsvis er man avhengig av flere og forskjellige virkemidler for å oppnå et sprengningsteknisk optimalt resultat. Det er viktig at de sprengningstekniske variable samvirker på en slik måte at resultatet blir som forventet. Dette krever forståelse for hvordan de inngående parametre påvirker brytningsprosessen, og i denne sammenheng ikke minst dannelsen av sprengningsinduserte rystelser.

Gjennom grundig planlegging av hele sprengningsprosessen og optimal utnyttelse av tenn-systemet Nonel Unidet ble resultatet vellykket for alle involverte parter.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1997

# Romeriksporten - erfaringer

# Romeriksporten - experiences

Sivilingeniør Stein Schanke
Doktoringeniør Pål-Egil Rønn

## Sammendrag

Romeriksporten er en del av byggingen av Gardermobanen som går mellom Oslo og Oslo Lufthavn Gardermoen. Romeriksporten er en tunnel på 13,9 km med tverrsnitt 110-120 $m^2$. Artikkelen omhandler de viktigste erfaringene vedrørende byggingen av Romeriksporten.

## Summary

Romeriksporten is a part of the Gardermobanen railroad project, the connection between the capitol Oslo and the new international airport Oslo Lufthavn Gardermoen.
Romeriksporten is a 13,9 km long tunnel with a cross-section area between 110 and 120 $m^2$.
The paper gives an overview of the experiences regarding the tunnelling.

## Innledning

Selskapene Målselv Anlegg A/S, Nor Entreprenør A/S, Fagbygg A/S og PEAB Entreprenad Väst AB (AF MNFP) inngikk i 1994 en samarbeidsavtale om i fellesskap og levere anbud på større underjordsprosjekter i Norge. AF MNFP endret senere navn til AF SRG.

Arbeidsfellesskapet MNFP inngikk den 01.06.94 kontrakt med NSB Gardermobanen AS om bygging av den ca. 13,9 km lange tunnelen Romeriksporten (kontraktsverdi 541 mill).

Den 1. oktober 1995 ble det gjort endringer i SRG's morselskaper. Fagbygg A/S og Nor Gruppen A/S fusjonerte og endret samtidig navn til PEAB AS. Dette innebærer at PEAB konsernet eier 60 % av SRG, Målselv Anlegg A/S 25 % og 15% eies av andre. Selskapets navn ble Scandinavian Rock Group ANS (SRG), med solidaransvar for eierne.

Romeriksporten kan trygt karakteriseres som et av «Norges mest omtalte prosjekt». Dette foredraget vil i sin helhet omhandle utstyr og metoder samt driftserfaringer. Kontraktuelle spørsmål vil ikke bli viet oppmerksomhet.

En høyhastighetsjernbane stiller store krav til ferdig tunnel. På et slik prosjekt utgjør innredningsarbeider en stor del av byggearbeidet, og vil derfor også bli omtalt.

Hovedemne i foredraget er:

- Forinjeksjon
- Driving med arbeidssikring
- Permanent sikring
- Etterarbeid/innredning

Den i utgangspunktet knapt tilmålt byggetid samt omfattende endringer og økt arbeidsomfang har medført store utfordringer i prosjektet. Dette forholdet har medført stor grad av parallelle aktiviteter med de organisatoriske, kvalitetsmessige og sikkerhetsmessige utfordringer som dette medfører

## Prosjektbeskrivelse for Romeriksporten

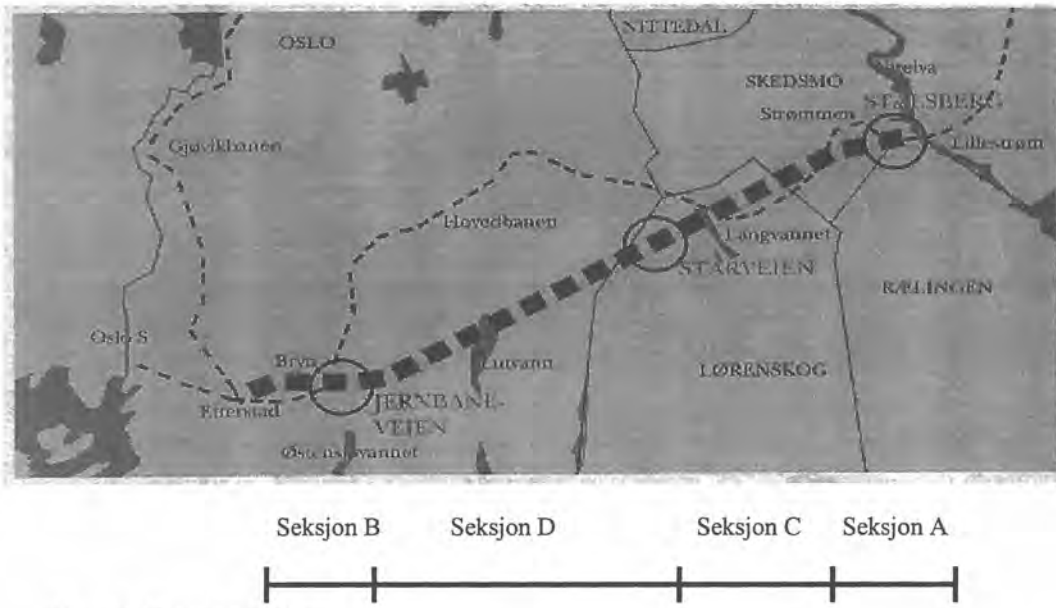
| | |
|---|---|
| Byggherre: | NSB - Gardermobanen AS |
| Entreprenør: | Scandinavian Rock Group ANS |
| Beliggenhet: | Bryn i Oslo til Stalsberg i Skedsmo kommune |
| Lengde: | Hovedtunnel 13 900 m |
| Tverrsnitt: | Hovedtunnel 110-120 $m^2$ |
| Dimensjonerende hastighet: | 200 km/h |

Figur. 1. Skisse av ferdig tunnel.

SRGs entreprise har en høy ferdigstillelses grad. Tunnelen skal være vann- og frostsikret, ballast pukk skal være lagt og det skal være klart for sporlegging.

## Gjennomføring av prosjektet

Første salve ble skutt på Starveien 3. august 94. Siste gjennomslag i tunnelen ble skutt 4. september 97. I skrivende stund er sluttdato for anleggsarbeidene ikke fastlagt.




Figur. 2. Skisse av tracèen.

### Organisering

Prosjektet er organisert med et prosjektkontor på Starveien, Lørenskog. På hvert arbeidssted er det etablert anleggskontor.

På det meste har antall ansatte på prosjektet vært oppe i:

- 330 egne timelønnte
- 120 underentreprenører
- 55 funksjonærer

Arbeidstid:

- Regulær drift 101 t/uke (2+1)
- Forseringsperiode 134 t/uke (1+1)

**Tunneldrift**

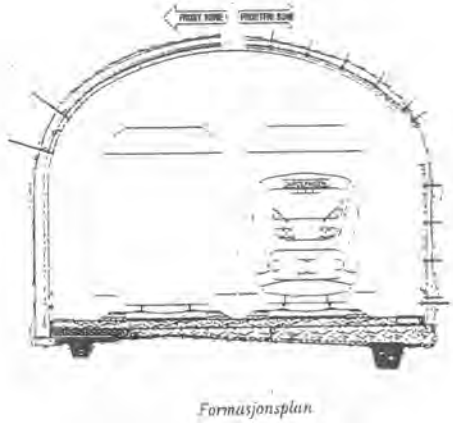
Arbeidssteder

- Stalsberg
- Starveien
- Jernbaneveien
- Etterstad

**Etterarbeider**

Arbeidssteder

- Starveien
- Jernbaneveien



*Formasjonsplan*

Figur. 3. Prinsippskisse for vann- og frostsikring.

**Totale mengder ved gjennomslag**

| | Kontrakt | | Utført | |
|---|---|---|---|---|
| Forbolter | 2 500 | stk | 6 800 | stk |
| Utsprengt fjell: | 1 700 000 | $pfm^3$ | 1 700 000 | $pfm^3$ |
| Sprutbetong: | 18 000 | $m^3$ | 36 900 | $m^3$ |
| Utstøping | 265 | lm | 825 | lm |
| Bolter | 65 000 | stk | 98 000 | stk |
| Injeksjonsmasse sement | 2 500 000 | kg | 6 895 000 | kg |
| Injeksjonsmasse kjemisk | 45 000 | liter | 360 000 | liter |

De største avvikene i mengder i forhold til kontrakt er oppnådd på seksjon D. I oversikten under er det derfor også satt opp avvik mellom kontrakt og utført mengde i prosent.

**Mengder seksjon D ved gjennomslag**

| | Kontrakt | | Utført | | Avvik % |
|---|---|---|---|---|---|
| Sprutbetong: | 7 300 | $m^3$ | 10 700 | $m^3$ | + 47 % |
| Utstøping | 50 | lm | 545 | lm | + 990 % |
| Bolter | 33 200 | stk | 41 600 | stk | + 25 % |
| Forbolter | 1 300 | stk | 2 750 | stk | + 112 % |
| Injeksjonsmasse sement | 1 425 000 | kg | 4 592 000 | kg | + 222 % |
| Injeksjonsmasse kjemisk | 25 000 | liter | 297 000 | liter | +1088 % |

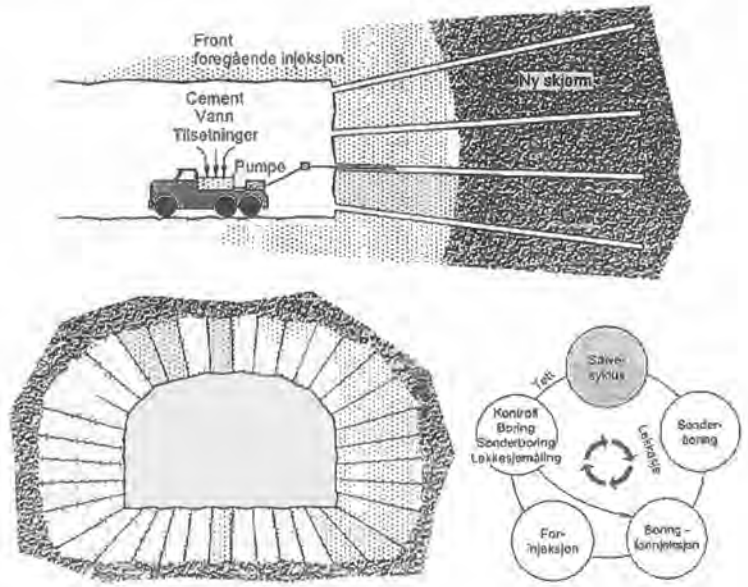
**Tidplan**

| | Kontrakt | Utført |
|---|---|---|
| Seksjon A | 1. juni 97 | 10. mars 97 |
| Seksjon B | 1. april 97 | 3. september 97 |
| Seksjon C | 1. august 97 | 30. juni 97 |
| Seksjon D | 1. september 97 | ? |

## Forinjeksjon

### Generelt

Tetting av fjellet med forinjeksjon har vært utført i betydelig omfang på Romeriksporten. Som arbeidsprosedyren under viser er det en svært omfattende og arbeidssom prosess å tette fjell med store vannmengder og under store trykk.




Figur. 4 Forinjeksjon. Prinsippskisse.

### Arbeidsprosedyre

1. Sonderboring 5 hull
2. Innlekkasjemåling
3. Boring skjerm 1, 31 hull med lengde 23m
4. Injeksjon med Industrisement
5. Kontrollhull 2-6 stk.
6. Innlekkasjemåling
7. Boring av skjerm 2, antall hull avhenger av lekkasje-bildet
8. Injeksjon med Mikrosement
9. Kontrollhull 2-6 stk.
10. Inlekkasjemåling
11. Boring skjerm 3, antall hull avhenger av lekkasje-bildet
12. Injeksjon med Rhoca Gil
13. Kontrollhull 2-6 stk.
14. Innlekkasjemåling

**Utstyr**

- AMV-fulldata borrigger, 51 mm borkroner, 10 fot skjøtestenger.
- Craelius injeksjonsrigger bygd på biler med arbeidskorg.
- Bulktanker for industrisement.

**Erfaringer**

- Stor tilgjengelighet på utstyr.
- Overgang til bulk har lettet injeksjonsarbeidet betydelig og gitt økt kapasitet.
- Injeksjonsarbeider er av de operasjoner som viser høyest skadefrekvens.

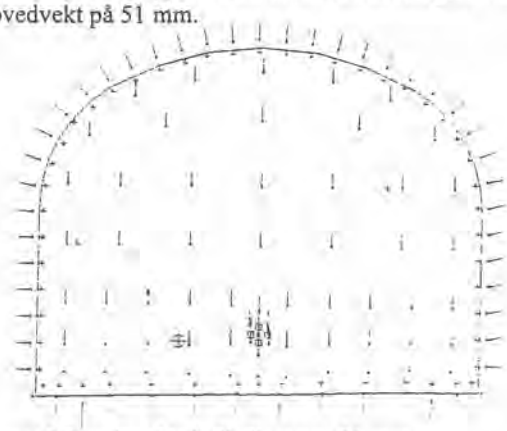
**Konklusjon**

- Injeksjonen har åpenbart hatt en stabiliserende virkning og vært avgjørende for det videre arbeidet.
- Injeksjon i leire med valgte løsninger har vist seg svært vanskelig.
- Vurderinger og valg av løsninger har åpenbart ikke tilfredsstilt det ytre miljø.

## Tunneldriving/arbeidssikring

**Generelt**

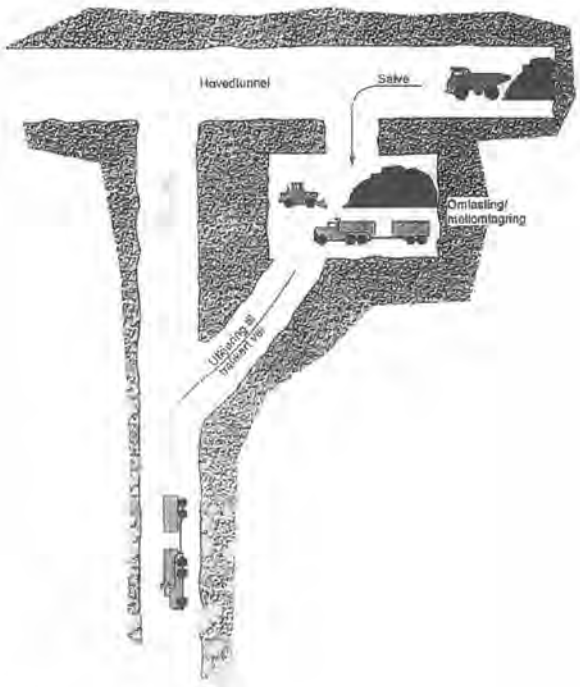
Tunnelen er drevet med konvensjonell tunneldrift (sprengning). Salvelengde varierte fra 2,0 til 5,5 m avhengig av fjellforholdene. Der fjellet har vært svært dårlig er korte salvelengder kombinert med oppdelt tverrsnitt. Det er benyttet både 45, 51 og 64 mm borhullsdiameter, med hovedvekt på 51 mm.



Figur. 5 Borplan, borhullsdiameter 51 mm.

Som sprengstoff er det i hovedsak benyttet ANFO med Dynamit som bunnladning, i konturen er det i hovedsak ladet med rørladninger. Det siste året er ANFO erstattet med Slurry som hovedsprengstoff.

Fra opplasting på stuff ble massene i hovedsak transportert med truck til de to omlastestasjonene på Starveien og Jernbaneveien. Massene ble omlastet på lastebiler med henger for transport til Berger grustak i Skedsmo.




Figur. 6. Omlastningsarrangement.

Arbeidssikring er utført som rensk med gravemaskin påmontert hydraulisk hammer i tillegg til manuell rensk med spett, og bolting. På store deler av strekningen er det benyttet sprutbetong etter hver salve.

**Beskrivelse av salvesyklus i godt og dårlig fjell**

| Godt fjell (salvelengde 5,5 m) | Dårlig fjell (salvelengde 3 m) |
|---|---|
| 1. | Sonderboring |
| 2. | Innlekkasjemåling |
| 3. | Boring injeksjonsskjerm 1 |
| 4. | Injisering |
| 5. | Kontrollboring |
| 6. | Innlekkasjemåling |
| 7. | Boring injeksjonsskjerm 2 |
| 8. | Injisering |
| 9. | Kontrollboring |
| 10. | Innlekkasjemåling |
| 11. | Boring injeksjonsskjerm 3 |
| 12. | Injisering |
| 13. | Kontrollboring |
| 14. | Innlekkasjemåling |
| 15. | Boring forbolter |
| 16. | Gysing forbolter |
| 17.Salveboring m/lading | Salveboring m/lading, skyting |
| 18.Ventilasjonspause | Ventilasjonspause |
| 19.Lasting | Lasting |
| 20.Rensk | Rensk |
| 21.Sikring m/endeforankrede bolter | Sikring m/gyste bolter |
| 22. | Sikring m/sprutbetong, 1-3 lag |
| 23. | Sikring m/utstøping klargjøring |
| 24. | Fundamentering |
| 25. | Montering støpeskjold |
| 26. | Endesteng |
| 27. | Støping |
| 28. | Herdetid |
| 29. | Riving endesteng |
| 30. | Flytting |
| Tidsbestemmende tidforbruk: 0,8-1,0 min/pfm$^3$ | 15-25 min/pfm$^3$ |

Som vi ser av oppstillingen ovenfor er kvaliteten på det geologiske forarbeidet avgjørende for hvor nøyaktig en kan anslå det totale tidsbehov.

**Utstyr**

Ved tildeling av entreprisen ble det fra SRGs side bevisst satset på det som ble ansett som topp moderne og miljøvennlig utstyr. Dette var også svært sammenfallende med byggherrens visjon om Romeriksporten som et «miljøprosjekt».

- Boring: AMV fulldata borrigger med med profileringsutstyr
- Lading: Dyno ladetruck/ladebil for ANFO, bulk system for ANFO
- Ventilasjon: To-veis ventilasjon med AL 17/GAL 14 vifter og 1,80 m duk
- Lasting: Brøyt elektrisk forgraver/Volvo 330L hjullaster
- Transport: Euclid R60 og R32 truck/Volvo FH12 lastebiler med henger
- Rensk: Hydraulisk piggmaskin/manuell rensk bak stuff med terrenggående kran
- Sprøytebetong: AMV elektrisk sprøyterobot (Entreprenørservice)

**Erfaringer**

- AMV fulldata borrigger har vist seg å fungere som forutsatt. God nøyaktighet og driftssikkerhet har sammen med brukervennlighet bidratt til at operatører og reparatører er fornøyde.
- Profileringsutstyret på borriggen har vært et svært nyttig tilskudd når det gjelder knølkontroll og dokumentasjon av virkelig utsprengt tverrsnitt. Ressursforbruk på stikning- og kontrollarbeid er redusert betraktelig.
- Slurry har vist seg å redusere problemene med $NO_2$ og CO, spesielt gjelder dette $NO_2$. For utførelse av arbeider bak stuff har dette vært et viktig bidrag.
- Ventilasjonsutstyret (to-veis) og kjøring av det, har gitt en del negative overraskelser. Tap i forbindelse med støydemningsarrangement kombinert med et komplekst system for styring har gitt dårligere luft enn det som var forutsatt i beregninger.
- Brøyt X53 elektrisk forgraver har vist lastekapasitet som forutsatt. Automatisk vannspyling har redusert støvproblematikk og tilgangen av skytegasser fra røysa. Ved hjulgående Brøyt er behovet for servicelastet bekreftet. Leverandøren har vist stor vilje og evne til å tilpasse og videreutvikle produktet til vårt behov.
- Lasting med hjullaster Volvo 330L ga oss i starten svært positive opplevelser da den viste seg å kunne konkurrere med Brøyt når det gjaldt lastekapasitet i tillegg til at den hadde hjullasterens fleksibilitet. Driftssikkerheten på maskinen viste seg ikke å være tilfredsstillende.
- Omlastestasjonen har fungert svært bra og gitt oss den nødvendige fleksibilitet i tunneldrifta.
- Forbolter har i mange tilfelle vist seg å fungere bra som arbeidssikring. Omfanget av utstøping på stuff er redusert som en konsekvens av dette
- Opplegget rundt Silo for ANFO har fungert bra både med hensyn til drift og sikkerhet.

**Konklusjon**

Det har etter vårt syn vært riktig å satse på topp moderne og miljøvennlig utstyr for tunneldrift. Dette har gjort oss i stand til å oppfylle kontrakten på beste måte. En del av utstyret har i tillegg blitt forbedret og videreutviklet gjennom byggingen av Romeriksporten. Erfaringen med to-veis ventilasjon reiser spørsmålet om dette er riktig løsning.

## Permanent sikring

### Generelt

Tidplanen tillot ikke utførelse av permanent sikring etter gjennomslag. Som en konsekvens er permanent sikring utført parallellt med tunneldrifta. Målsettinga har vært permanent sikret tunnel ca. 100 m bak stuff. Dette har medført en omfattende arbeidsprosedyre for påvisning, utførelse og dokumentasjon. Arbeidsprosedyren er utviklet slik at den ivaretar byggherrens og entreprenørens aktiviteter. Prinsippet er ferdigstillelse av hver enkelt deloperasjon innen de ulike seksjoner.

Spyling, spettrensk, bolter og sprøytebetong er generelt benyttet over hele strekningen.

Utstøping bak stuff er utført på to ulike måter:
1. Konvensjonell hvelvstøp med skjold. Hvelvstøpen er utført både med og uten armering. Deler av støpen er støpt mot membran og deler mot knasteplast.
2. Utstøping bak stuff med pre-fabrikkerte betongelement som forskaling

### Utstyr

- 3 stk. hydrauliske støpeskjold med støpelengde 5 m.
- R32 truck for transport av skjold

### Erfaringer

- Svært tidkrevende å støpe ut med en tunnelhøyde på 10 m.
- Stiller store krav til stabilitet. Viktig med enkelt oppbygd og robust utstyr
- Dimensjonene på utstyret medfører behov for stor grad av hydraulisk styring.
- Stor kapasitet ved å bruke pre-fabrikerte betongelement som forskaling. Gir et enthetlig og godt visuelt inntrykk.

### Konklusjon

- Permanent sikring så nær stuff krever gode rutiner for alle involverte i byggeprosessen.

## Etterarbeid

### Generelt

I etterarbeid inngår alt arbeid fra permanent sikret tunnel til ferdig overlevert entreprise.
De viktigste operasjonene er:

- vask av tunnel
- masseutskifting
- rørgrøft
- vann- og frostsikring
- tekniske bolter
- kabelkanaler
- ballast

**Beskrivelse**

Vask av tunnel er utført av et spesialkjøretøy. Prinsippet er en høytrykksvasker med stor kapasitet.

Sålerensk er utført som finrensk med gravemaskin i frostsoner og spesielt våte partier, forøvrig er det utført rensk til knøl. Massene er erstattet med knuste masser (maskinkult) utlagt med doser.

Rørgrøft består av gjennomgående overvann- og drensledning med tilknytning til ulike typer kummer og sandfang. Rørdimensjonene varierer mellom 250 mm og 400 mm. De store innlekkasjemengdene har gjort arbeidet med rørgrøft til en stor utfordring.

Vann- og frostsikring er utført som:
1. sprøytebetongbelagt PE-skum, 90 000 $m^2$
2. betongelement, 60 000 $m^2$

Boring av montasjebolter (60 000 bolt) for PE-skum er i hovedsak utført med en egenutviklet datastyrt borrigg.

Figur 7. Bilde av egenutviklet borrigg for boring av montasje-bolter.

Betongelementhvelvet er delt inn i 2 veggelement og 2 takelement. Størrelse og vekt på elementene samt behov for stor rekkevidde har medført spesialbygd utstyr for montasje. Prinsippet er vakumutstyr montert på mobil kran og hjullaster.

Tekniske bolter omfatter bolter til oppheng av kontaktledningsanlegg, elektroinstallasjoner, vifter, lys og kommunikasjon. Total mengde er ca 10 000 bolt. Boltene er i hovedsak boret med den tidligere omtalte egenutviklede datastyrte borriggen. Boltene er underlagt ekstremt strenge krav til nøyaktighet. Toleransegrenser ned mot +/-1mm.

Kabelkanaler er lagt i hver side av tunnelprofilet med en 3-løps kanal i ene siden og en 2-løps kanal i den andre. Totalt ca. 28 000 lm.

Ballast pukk er lagt ut med doser påmontert utlegger og laserstyrt med høydesensor.

**Erfaringer/konklusjon**

- Egenutviklet datastyrt borrigg har fungert svært godt både når det gjelder kapasitet og nøyaktighet.
- Stor grad av parallellitet i de ulike arbeidsoperasjoner har ført til mange dieseldrevne kjøretøy i tunnelen samtidig. Dette har påvirket luftkvaliteten og forverret arbeidsforholdene.
- Etterarbeid har de siste årene utviklet seg til å utgjøre en større del av entreprisene i norsk tunnelbygging. Det er derfor behov for å optimalisere/videreutvike utstyr og metoder også for denne delen.

## Konklusjon

Ved prosjektstart ble det bevisst satset på topp moderne og miljøvennlig utstyr fra SRGs side. Dette har etter vårt syn vært riktig satsing. I løpet av prosjektet har vi også «skreddersydd» utstyr i samarbeid med våre leverandører. Dette har vist seg å gi gode resultater og er et satsingsområde for SRG også i framtida.

Romeriksporten har vært et stort prosjektet med utallige driftsmessige utfordringer. Det har også gitt oss store utfordringer både når det gjelder kvalitet og å ivareta helse, miljø og sikkerhet. For å handtere dette på best mulig måte er det systematisk arbeidet med:

- arbeidsprosedyrer
- risikokartlegging
- nesten-ulykkesrapportering
- sikker-jobb-analyse

Dette har gitt positive resultat både når det gjelder riktig og sikker utførelse, ulykkestall og holdninger generelt.

Organisasjonen er i alle ledd sammensatt av dyktige fagfolk som har vist vilje og evne til:

- fleksibilitet
- tilegning av kunnskap for å takle stadig nye utfordringer
- positiv innstilling

I tillegg til de faglige utfordringer har det vist seg at prosjektet generelt har stor offentlig interesse. Kontraktuelle uenigheter, oppdagelser av ukjent innhold i injeksjonsmidler og grunnvannssenkning gjort at prosjektkontoret på Starveien har blitt invadert av media. Dette har gitt oss mange overraskelser, men også nyttige erfaringer.

Figur. 8 Arbeidere i Scandinavian Rock Group.

Alle utfordringer og hendelser har utviklet organisasjonen og samholdet i SRG slik at vi nå føler at vi har et meget godt utgangspunkt for nye prosjekter.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 1997

# NYE NATIONALTHEATRET STASJON

## Bakgrunn, konsekvenser og bymessige utfordringer for å løse jernbanens trafikkmessige flaskehals i Oslo sentrum

v/Cand.scient Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging

Nationaltheatret stasjon ble åpnet i 1980 som en ren lokaltrafikkstasjon. Det var kun lokaltogene som var tiltenkt stopp der.

**Norges nest største stasjon**
Markedet og kundene ville derimot noe annet. Lokaliseringen midt i sentrum av Oslo, med kort gangavstand til et stort antall arbeidsplasser, forretninger og viktige kulturinstitusjoner, samt gode omstigningsmuligheter til T-bane, trikk og buss er viktige parametere for den trafikkveksten stasjonen har gjennomgått.
Nationaltheatret stasjon er i dag Norges nest største jernbanestasjon med over 7.5 mill. reisende i året. Stasjonen betjener hovedsaklig reisende som skal til den delen av byen, eller som skal videre med annet kollektivt transportmiddel.
Nationaltheatret stasjon gir,sammen med Oslo S, en god dekning for kollektivtransport i sentrum av Oslo. Nationaltheatret vil aldri kunne erstatte Oslo S, men er et nødvendig supplement til denne.

**Kapasitetsproblemer i tunnelen**
For å imøtekomme markedsbehovet, stopper i dag ikke bare lokaltog på stasjonen, men også regiontog og InterCity tog. I rushtiden er det 17-18 tog i timen som har stopp på Nationaltheatret stasjon. Med den nåværende kapasiteten er det ikke mulig å kjøre flere tog gjennom tunnelen, og la dem stoppe på Nationaltheatret stasjon, selv om det er meget sterke ønsker om det.
I oktober 1998 åpner den nye Hovedflyplassen på Gardermoen. Da skal det gå seks flyplasstog fra Oslo S hver time. Tre av dem skal ha start i Asker og stopp på Nationaltheatret stasjon underveis til den nye flyplassen. Det som allerede i dag er et kapasitetsproblem forsterkes da ytterligere.

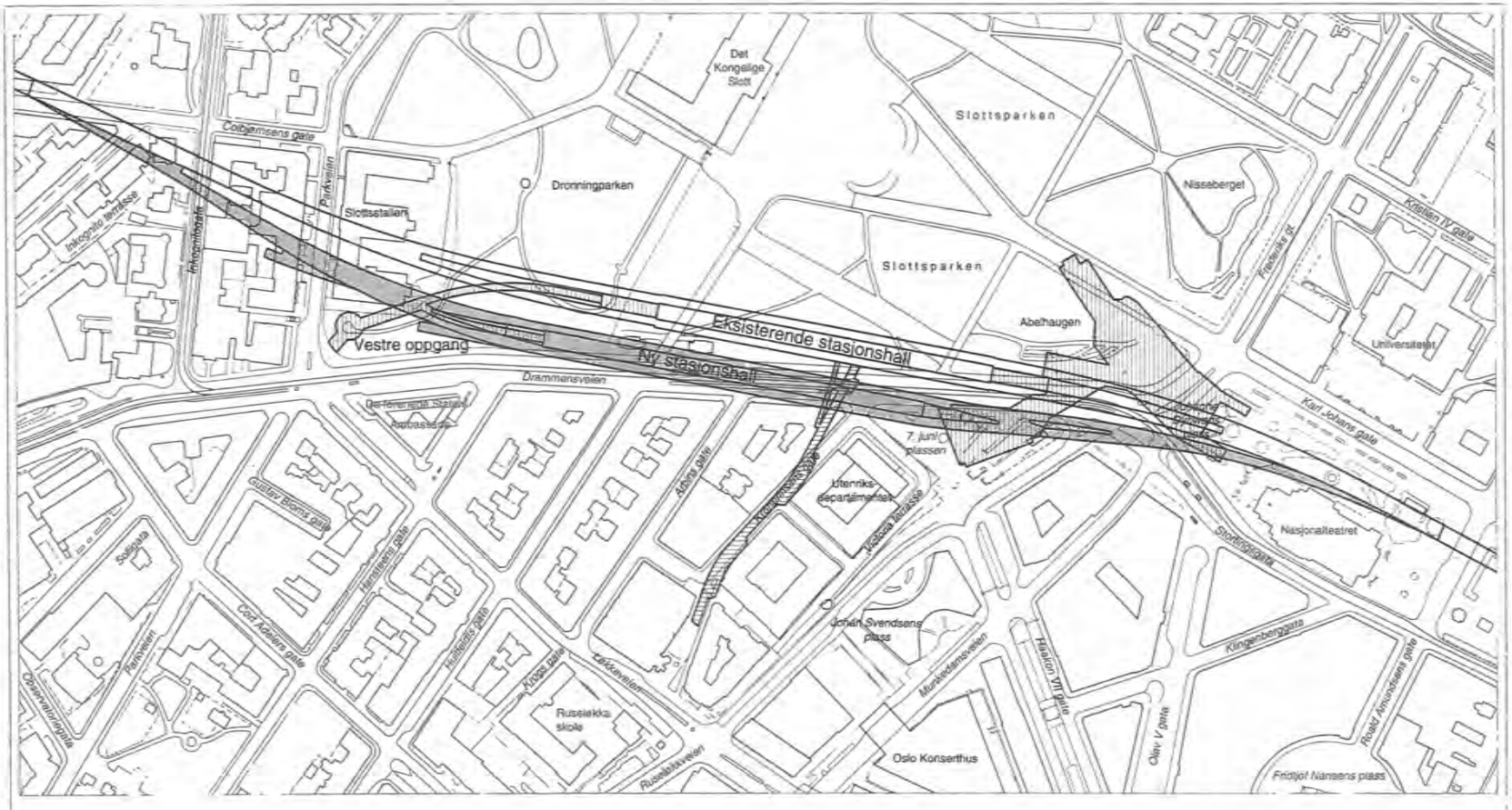
Dagens og de kommende års forventede trafikkvekst er årsaken til at Nationaltheatret stasjon nå utvides for å bedre kapasitetsforholdene i Oslotunnelen og muliggjøre flere stopp på stasjonen.

**Flere alternativer ble vurdert**
I en tidligere fase ble flere alternativer for bygging av en avlastningstunnel gjennom Oslo vurdert. Et nytt dobbeltspor mellom Oslo S og Skøyen ville resultert i en komplisert utbygging med svært negative konsekvenser for store deler av byen i anleggsperioden. Gevinsten ville heller ikke stått i forhold til investeringskostnadene ved et slikt prosjekt. Dersom man skulle legge en ny tunnel i en annen trasé mellom Oslo S og Skøyen/ Lysaker, så løser man ikke det akutte problemet, nemlig å muliggjøre flere stopp på Nationaltheatret stasjon og bedre tilgjengeligheten til den delen av byen.

Isolert sett har Oslotunnelen kapasitet nok til å la flere enn 30 tog passere pr. time, men siden togene stopper på Nationaltheatret stasjon, innsnevres kapasiteten til dagens 17 - 18 tog pr. time. Ved å eliminere den flaskehalsen som Nationaltheatret stasjon utgjør, oppnås tilnærmet lik kapasitet på stasjonen som i tunnelen forøvrig. Dette gjøres ved å utvide stasjonen og få 4 spor til plattform i stedet for dagens 2. Det reelle problemet løses på en vesentlig rimligere måte og med langt mindre inngrep i Oslo sentrum enn hva bygging av en ny avlastningsbane ville gjort.Utvidelsen gir den kapasitetsøkningen som er nødvendig for å håndtere nåværende og kommende trafikkavvikling i det sentrale Østlandsområdet.

## Utvidelse av Nationaltheatret stasjon

Nationaltheatret stasjon utvides ved at det bygges en tunnel med to nye spor over en strekning på ca 1 km. Hele det nye anlegget legges på sydsiden av eksisterende tunnel. I øst grener ny tunnel av fra eksisterende tunnel i Studenterlunden rett vest for Roald Amundsens gate.
En ny stasjonshall med en 250 meter lang og 11 meter bred plattform bygges parallelt med eksisterende stasjonshall. De to stasjonshallene forbindes med hverandre via en ny, utvidet vestibyle i øst og en ny oppgang i vest.
Den nye tunnelen kobles sammen med eksisterende tunnel i vest under Colbjørnsensgate/ Inkognito gaten.




Jernbaneverket

*Figur 18-1:*
*Oversiktskart*
*Nye Nationaltheatret stasjon*

Eksisterende stasjonshall

Ny stasjonshall

Publikumsareal (Vestibyle, Vestre oppgang)

Transporttunnel

Sept. 1997

Asplan Viak

**Fjelltunnelen**
Mesteparten av tunnelen ligger i fjell og drives som et konvensjonelt fjellanlegg. Den krysses av flere mindre dyprenner, noe som gir variasjoner i fjelloverdekningen over den 860 meter lange strekningen.

Drivingen av fjelltunnelen ble startet opp i desember 1996.

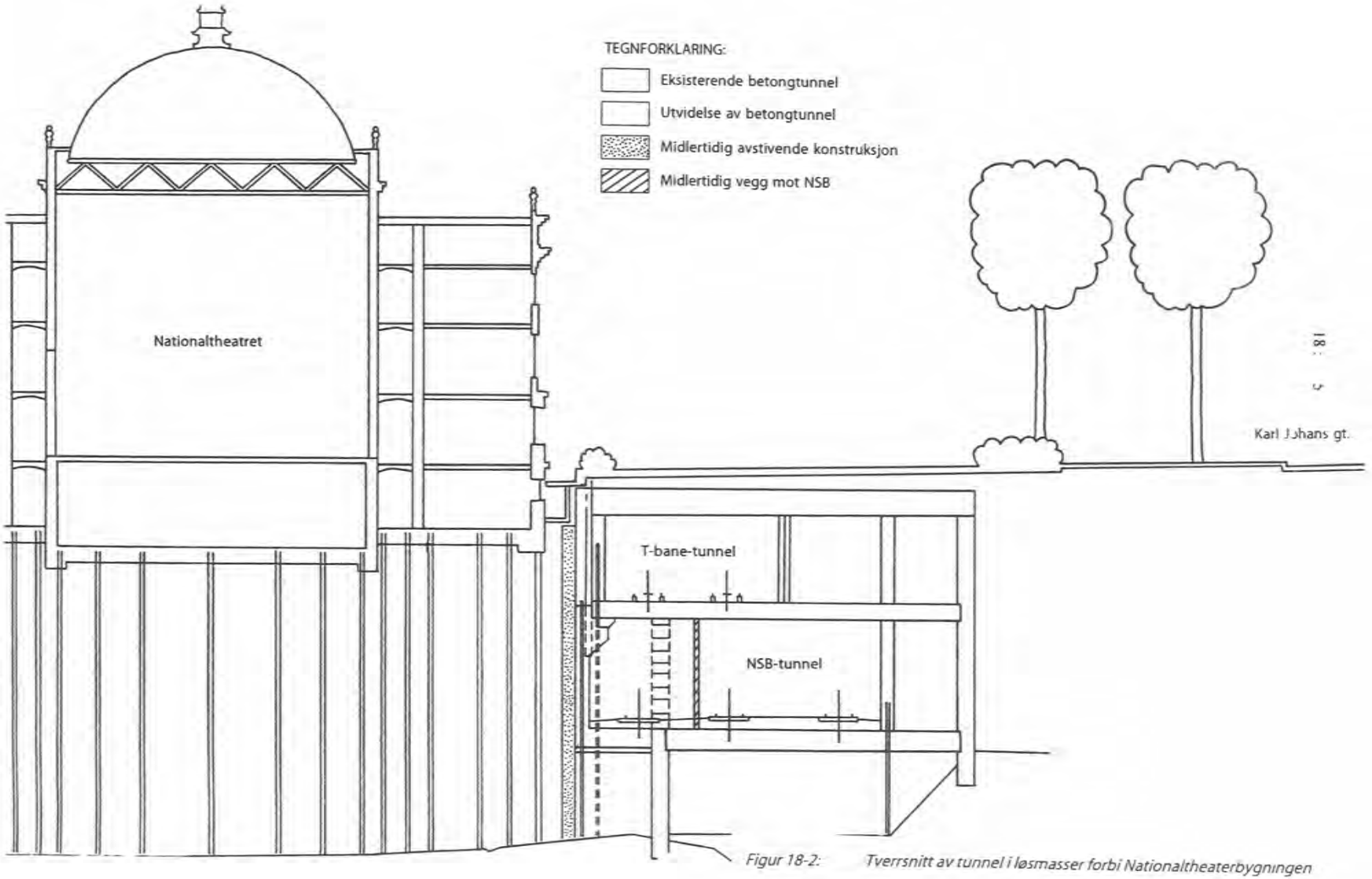
Adkomst til fjellanlegget går via en transporttunnel som grener av omtrent midt under eksisterende stasjon og munner ut i Løkkeveien vis á vis Ruseløkka skole. Transporttunnelen ble bygget som adkomstvei da eksisterende tunnel ble drevet, og har siden tjent som rømningsvei fra stasjonsanlegget. Som en forberedelse til utvidelsen av Nationaltheatret stasjon ble denne transporttunnelen utvidet sommeren og høsten 1996 for å effektivere transporter til og fra anlegget.

**Løsmassetunnelen**
I Studenterlunden faller fjellet bratt av østover. Eksisterende tunnel ble i sin tid bygget som en slisseveggkonstruksjon i løsmasser. Løsmassene består hovedsaklig av leire. Eksisterende togtunnel ligger her i underetasjen av en to-etasjes kulvert, hvor T-banen går i den øvre. Oslo Sporveier har etter at tunnelen stod ferdig utvidet sin etasje på sydsiden mot Nationaltheatret.

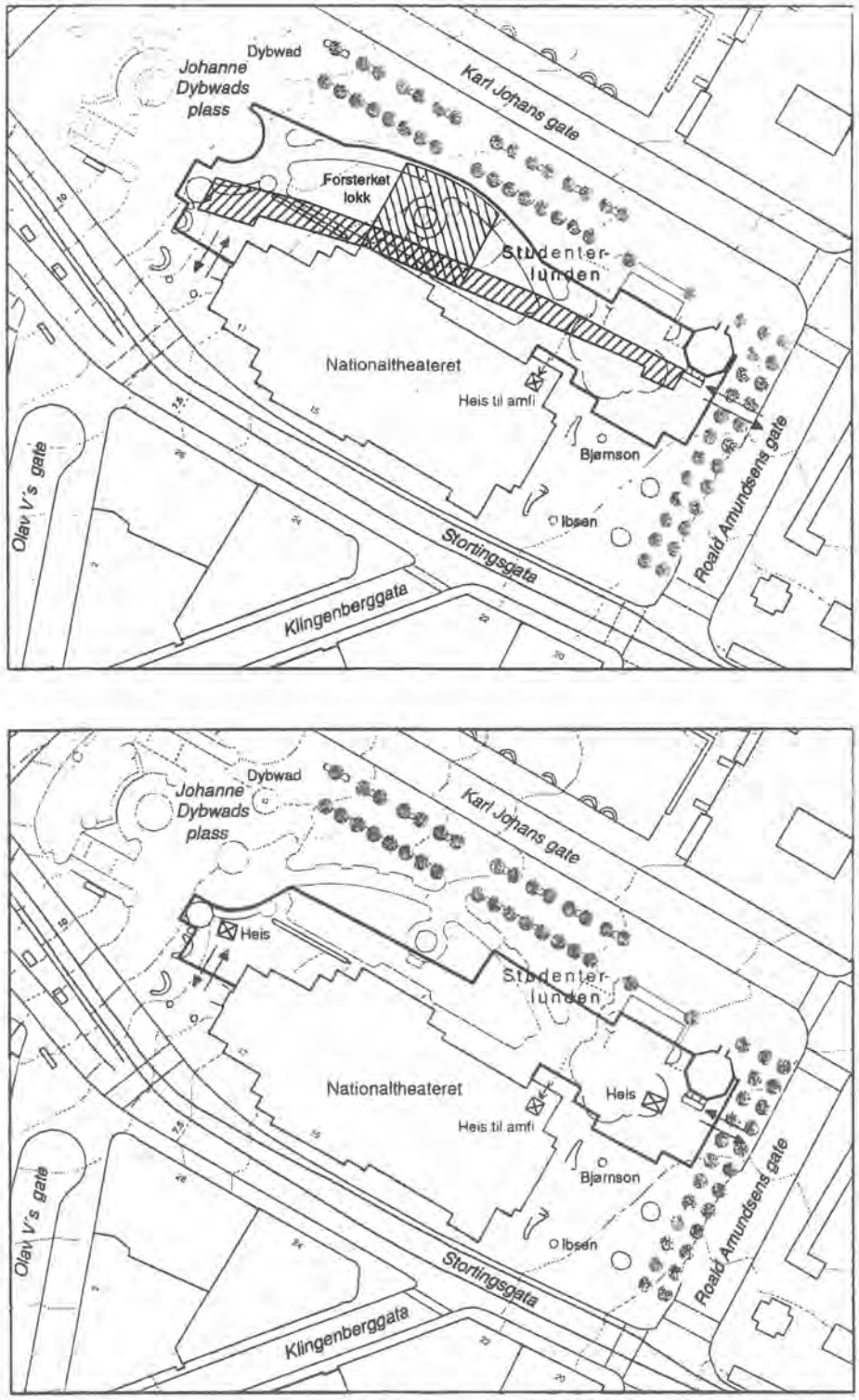
Ny tunnel må tilsvarende bygges i løsmasser over en lengde på ca 140 meter. Den bygges mellom eksisterende tunnel og Nationaltheatret. Over det trangeste partiet blir den liggende under den utkragede T-banetunnelen. Dette er en meget komplisert byggeprosess hvor hensynet til Nationaltheatret og øvrige omkringliggende konstruksjoner har vært avgjørende for valg av sikrings- og drivemetode.

Anleggsarbeidene i Studenterlunden startet opp i november 1996.

Anleggsområdet i Studenterlunden vil gjennom hele utbyggingsperioden holdes på et minimum. For å imøtekomme fremsatte "miljøkrav"vil det inngjerdede området snevres inn i tre definerte faser etterhvert som tunnelarbeidene ferdigstilles. Parken reetableres fortløpende i de frigitte områdene. Første tilbaketrekning fant sted i slutten av mars 1997 og den frigitte delen var ferdig reetablert innen 17.mai 1997. En ny tilbaketrekning finner sted sommeren 1998.




*Figur 18-2: Tverrsnitt av tunnel i løsmasser forbi Nationaltheaterbygningen*




*Figur 18-3: Anleggsområdet i Studenterlunden. Øverst: Første etappe, høsten 1996 - mai 1997. Nederst: Andre etappe, mai 1997 - mai 1998.*

## Miljøoppfølgingsprogram

**Bakgrunn og målsetting**
I forbindelse med høringen av konsekvensutredningen ble prosjektet møtt med meget stor skepsis, spesielt fra medienes side. Almenheten ble forelagt et bilde av prosjektet og en skremselspropaganda som på de fleste punktene ga en svært misvisende fremstilling av hva prosjektet omfattet og hvilke konsekvenser gjennomføringen av det ville ha for omgivelsene.

For å ivareta alle restriksjoner og sikre at utvidelsen av Nationaltheatret stasjon blir gjennomført på en så skånsom måte som mulig for omgivelsene, ble det utarbeidet et miljøoppfølgingsprogram for prosjektet. Dette ble utarbeidet i samråd med Fylkesmannens Miljøvernavdeling, og lå ute til offentlig ettersyn samtidig med reguleringsplanen. Det fikk først sin endelige form etter at høringen var avsluttet og uttalelser fra denne innarbeidet.

En overordnet målsetting ved gjennomføringen av anleggsarbeidene er at utvidelsen av Nationaltheatret stasjon skal finne sted så raskt som mulig, og medføre minst mulig ulempe for befolkningen og miljøet.

Miljøoppfølgingsprogrammet utgjorde en del av anbudsmaterialet, og inngikk derved som en premiss for gjennomføring av anleggsarbeidene.

**Premisser, tiltak og krav**
Sikkerhet:
Sikkerhetsaspektet i denne sammenheng omfatter ulykkesrisiko knyttet til anleggsarbeidene ved gjennomføringen av anlegget.
Gjennomføring av anlegget betegnes som komplisert og krevende. Anleggsområdene er små og tildels trange, og en rekke aktiviteter skal skje innenfor det samme, begrensede området. Fremdriftsplanen er meget stram.

I denne situasjonen kan en risikere at alle marginer, også de sikkerhetsmessige, blir små. Det vektlegges derfor på det sterkeste at man i alle ledd må forebygge mot ulykker som kan ramme arbeidere, reisende eller andre som oppholder seg på og ved anleggsområdet.

- Byggherreforskriften ligger til grunn for sikkerhetsarbeidet.
- Byggherrens ansvar for sikkerhet vis á vis tredjepart løses ved at anleggsområdet holdes avstengt og skjermet.
- Entreprenørens ansvarsplikt ble presisert i anbudsmaterialet. Det ble herunder stilt krav om orden og ryddighet på rigg- og anleggsområdene.
- Det skal kunne dokumenteres at alle kjøretøyer og maskiner med tilknytning til anleggsområdet er i forskriftsmessig stand og godkjent til sitt bruk.
- Resultatet av sikkerhetsarbeidet skal bekjentgjøres.
- Byggherren har etablert rutiner som sikrer at reisende om nødvendig kan evakueres raskt fra området.
- Tilfluktsrommet settes ut av drift i anleggsperioden, men skal kunne ryddes og tas i bruk i løpet av 72 timer.

Trafikale forhold:
I forhold til trafikkmengden på veinettet medfører anleggsvirksomheten en beskjeden økning, anslagsvis 1%. Trafikken til og fra anlegget skaper i liten grad avviklinge- og kapasitetsmessige problemer på det tilstøtende gatenettet, men spesielle hensyn er tatt bl.a. i Drammensveien, Stortingsgaten, Karl Johans gate, Ruseløkkveien og Løkkeveien, samt i forhold til Ruseløkka skole.

- Plan for trafikkavvikling legges til grunn for transporter til og fra anleggsområdene.
- Omforent plan for etablering og ombygging av signalanlegg samt midlertidige omlegginger av fortau iverksettes.
- For å begrense ulemper for Ruseløkka skole og dens nærområder, er følgende tiltak gjennomført:
    1. Etablering av gangbro direkte fra skolegården og over Løkkeveien.
    2. Lysregulering ved inn- og utkjøring fra anleggsområdene over fortau.
    3. Anleggstrafikken i Løkkeveien begrenses sterkt i perioden 07.30 - 09.00 og 14.00 - 17.00 på virkedager når skolen og skolefritidsordningen er i virksomhet. Det er henstilt om at utkjøring av masser innenfor de tidsrommene unngås helt.
- Det skal til enhver tid være to adkomster til stasjonsområdene.

Grunnvannssenkninger og setningsskader:
Grunnvannsspeilet i området ligger ca 3 - 6 meter under eksisterende terreng. Tunneltaket blir liggende ca 15 under terrengoverflaten.
Tunnelen krysser under dyprenner i Stortingsgaten, ved Arbinsgate, mellom Hansteensgate og Huitfeldtsgate, ved Parkveien og ved Inkognitogaten. I disse sonene er fjelloverdekningen redusert og mektigheten på løsmassene over fjell varierende. I flere av disse dyprennene ble det på 1970-tallet registrert setningsutvikling ved driving av den eksisterende togtunnelen.

Gjennom Studenterlunden vil både eksisterende og ny tunnel i sin helhet bli liggende i løsmasser.

Det er en klar målsetting for prosjektet at det ikke skal påføre omkringliggende bebyggelse varige setningsskader av betydning. Det skal heller ikke medføre skader på vegetasjonen som en følge av grunnvannssenkning.

- Generelt settes maksimalsetning for berørte byggverk til 2 cm fordelt over hele byggets lengde.
- Når anleggsperioden er avsluttet skal grunnvannsnivået være gjenetablert så nær det opprinnelige som mulig.
- Poretrykket ble målt før anleggsarbeidene ble igangsatt og måles videre kontinuerlig gjennom hele anleggsperioden. Byggherren besørget etablering av vanninfiltrasjonsbrønner både før anleggsarbeidene ble igangsatt og underveis ved behov.
- Berørte bygninger og konstruksjoners tilstand ble registrert før byggestart. Det dreier seg om i overkant av 400 bygninger. Ut i fra disse registreringsdataene vurderte byggherren om det skulle settes strengere krav m.h.t. enkelte bygningers toleransegrense for setningsutvikling.
- Setningsutviklingen registreres jevnlig gjennom hele anleggsperioden, og frem til grunnvannstanden er reetablert.

- Eksisterende dryppvanningsanlegg i Studenterlunden og i Slottsparken holdes i drift gjennom hele anleggsperioden. Dersom dette ikke er tilstrekkelig for å sikre trevegetasjonen, skal andre tiltak , som vanninfiltrasjon, iverksettes.

Støy, vibrasjoner og strukturlyd:
Folks opplevelse av støy og deres toleransegrense er subjektiv og svært varierende. Særlig viktig er det at støy som er forutsigbar vanligvis oppleves som mindre belastende enn støy som man ikke vet når kommer eller vet hvor lenge vil vare. Generelt er det gjeldende retingslinjer og fastlagte støygrenser for anleggsarbeider som legges til grunn for gjennomføringen av prosjektet, men visse spesielle hensyn tas.

- For støyende anleggsvirksomhet gjelder "Forskrifter om begrensning av støy", vedtatt av Oslo bystyre 24.januar 1974 og "Forskrift om begrensning av anleggsstøy", tillegg til "Helseforskrifter for Oslo by" vedtatt av Oslo bystyre 1.oktober 1975.
- Støy fra anleggsvifte som er i bruk over lang tid skal ikke overstige 40 dB(A) ved nærmeste boligfasade.
- For bolig i gate der anleggstrafikk er dominerende støykilde i forhold til annen trafikk, skal maksimalt innendørs støynivå om natten ikke overstige 40 dB(A).
- For Ruseløkka skole skal ikke anleggstrafikken bidra til at samlet innendørs støynivå overstiger 35 dB(A) (ekvivalentnivå) og 45-50 dB(A) (maksimalnivå). Det strengeste kravet skal oppfylles i rom med teoriundervisning.
- Målinger før anleggstart viste at flere teorirom ved Ruseløkka skole utsettes for "alminnelig" veitrafikkstøy som overskrider fastlagte grenseverdier. Siden målinger også viser at bidraget fra kjøretøyer på vei til og fra anleggsområdet (transporttunnelen) også overskrider gitte grenseverdier, foretok Jernbaneverket en utskifting av vinduene i de støyutsatte undervisningsrommene, totalt 36 vinduer og 2 dører, sommeren 1997.
- Det søkes om særskilt dispensasjon fra forskriftene for arbeider som overskrider de fastlagte grenseverdier og som initierer impulsiv støy.
- Det tillates i utgangspunktet ikke at sprengningsarbeider utføres i rushtiden eller om natten mellom kl. 22.00 og 07.00.
- Om natten mellom kl. 22.00 og 07.00 skal det ikke forekomme følbare vibrasjoner eller strukturlydnivå over 55 dB(A).
- I Studenterlunden ble spunt-, pele- og piggearbeidene i detalj koordinert med Nationaltheatrets virksomhet og eksamenstidene ved Universitetet. Videre foretas det en fortløpende tilpassing av de øvrige anleggsarbeidene til driften av teateret.
- Støyende anleggsvirksomhet eller massetransport tillates ikke i Studenterlunden mellom kl. 22.00 og 07.00.
- For anleggstrafikk i sentrum legges kjøreruter til grunn.
- Veiledende vibrasjonsgrense er 35 mm/sek. for å unngå skade på berørte byggverk. For endel bygninger er grensen lavere.
- Eksisterende sporanlegg skal dempes mot strukturlyd og vibrasjoner, slik at samlet støy/strukturlydnivå ligger på under 32 dB(A) når anlegget står ferdig. Maksimal veiet vibrasjonshastighet skal ligge under 0.15 mm/sek i rom for varig opphold og opp til 1.0 mm/sek i bygning forøvrig. Kravene til både strukturlyd- og vibrasjonsgrensenivå er langt strengere for Nationaltheatret med verdier på h.h.v 23 dB(A) og 0.01 - 0.08 mm/sek.

Utslipp til luft, grunn og vann:

- Brutto vannmengde som skriver seg fra bl.a. innlekkasje og spyling er anslått å ligge på ca 15 $m^3$ pr. døgn. Vannet inneholder finstoffer som gjør det uegnet for direkte utpumping på det kommunale overvannsnettet.

- Alt lensevannet fra tunnelen passerer oljeavskiller og sedimentasjonsbasseng for finstoffene før det pumpes ut på det kommunale ledningsnettet.
- Det er etablert rutiner for kontroll med vannbehandlingsanlegg og vannkvalitet før utslipp til kommunalt ledningsnett.
- For å unngå avrenning fra bilene ble det stilt krav til entreprenørene om bruk av tette vognkasser.
- Det er etablert hjulvaskeanlegg i Studenterlunden og i transporttunnelen for å hindre at søle fra hjulene smusser til gatene.
- Rengjøring av det nærmeste gatenettet ved soping og spyling gjennomføres ved behov.

Transport til og fra anleggsområdene og ventilering av tunnelen medfører utslipp av partikler til luft.

- Utslipp av ventilasjonsluft fra tunnelen skal tilfredstille luftkvalitetskriteriene for korttidseksponering på fortau.

Avfall:
Avfallsproduksjonen omfatter rivningsavfall fra konstruksjoner som må rives og produksjonsavfall fra anlegget. Omfanget vurderes å være relativt lite.

- Kommunal forskrift om styring av produksjonsavfall, vedtatt av Oslo bystyre 30.11.94 med endringer av 15.11.95, samt Oslo kommunes retningslinjer for behandling av bygge- og rivningsavfall, skal følges.
- Entreprenøren har ansvar for avfallsminimering og forsvarlig avfallshåndtering.
- Det skal gjennomføres kildesortering, herunder sortering av armeringsjern fra betong.

Visuelle hensyn:
Anleggsaktivitetene medfører for en periode endringer i bybildet. Endringene er hovedsaklig begrenset til anleggsperioden.
Gjennom reguleringsplanen er det gitt detaljerte bestemmelser m.h.t. anleggsområdenes utstrekning i flere faser og varighet av disse.

- For å begrense anleggsområdenes størrelse, er riggplassen etablert på Vestbanetomten.
- Byggeplassene og riggområdet skal fremstå som ryddige og være til minst mulig sjenanse for omgivelsene.
- Utforming av byggeplassgjerdene er vektlagt spesielt.
- Det er etablert vedlikeholdsrutiner for å begrense tagging og annet hærverk.
- Studenterlundens vegetasjon ble dokumentert før anleggsstart. Det er foretatt spesiell sikring av gjenværende vegetasjon. Parkområdet skal i sin helhet tilbakeføres.
- Informasjon om anleggsarbeidene skal ha visuelle kvaliteter og være lett tilgjengelig ved Nationaltheatret og 7.juniplassen.

**Planprosessen**
Gjennom hele planprosessen hadde Jernbaneverket Utbygging (tidligere NSB Utbygging) et nært samarbeid med Oslo kommune, Oslo Sporveier, Fylkesmannens Miljøvernavdeling og i varierende grad berørte naboer. Fra prosjektets side har det hele tiden vært satset på å gi god informasjon om tiltaket både til offentlige etater, naboer og til de reisende. Det er avholdt flere pressekonferanser om prosjektet, den første i mars 1995 i forbindelse med at meldingen for tiltaket ble lagt ut. Det var først ved årsskiftet 1995/96, da høringsfristen for konsekvensutredningen gikk ut, at pressen fant det interessant å skrive om prosjektet, men da på en særdeles negativ måte.

Tiltross for prosjektets størrelse, med sin spesielle lokalisering midt i sentrum av Oslo, og den skepsisen som på forhånd ble uttrykt fra flere hold m.h.t. fremdrift for planprosessen, ble det fattet et reguleringsvedtak i Oslo bystyre kun 17 måneder etter at meldingen for tiltaket ble lagt frem. Reguleringsplanen ble lagt ut til offentlig ettersyn 1.april 1996 og vedtatt ved utgangen av august samme år.

Cand.agric Jan Martin Ståvi
Asplan Viak

# DAGENS MILJØKRAV OG UTFORDRINGER VED ANLEGGSVIRKSOMHET I SENTRUM (STØY, STØV, VANNSØL, VIBRASJONER, TRAFIKK, M.V.)

Skriftlig manus ikke innlevert.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK/
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1997

# DRIVING OG SIKRING MED LAV FJELLOVERDEKNING NYE NASJONALTEATERET STASJON

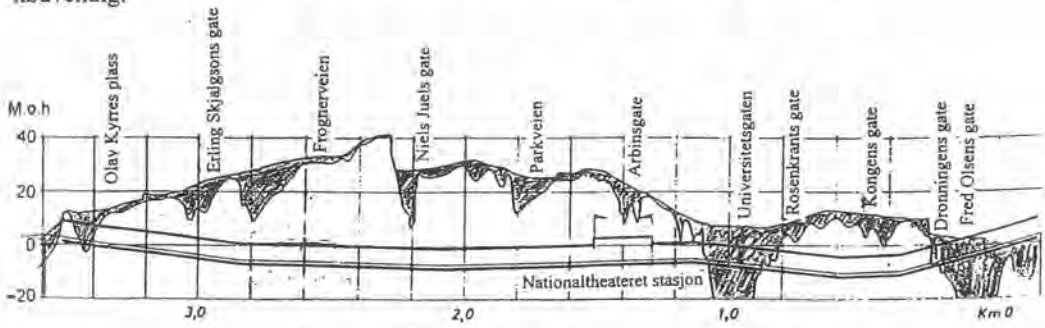
Cand. Scient Johan Mykland, Jernbaneverket Utbygging Oslo.

## SAMMENDRAG

Driving og sikring av tunneler med dårlig fjellkvalitet uten å miste fremdrift krever nye løsninger. Den nye stasjonshallen under dyprennen ved Arbinsgate bekrefter at armerte sprøytebetongbuer (RRS) er på vei til å erstatte full utstøping (CCA) også i tverrsnitt opp til 21m. Dette prosjektet har også bekreftet at man måtte benytte kunstige vanninnfiltrasjons-brønner for å opprettholde grunnvannsnivået i dyprennen under byggetiden. Kryssingen av dyprennen har til slutt vist at fortløpende geologisk kartlegging av heng, eksisterende geologiske kart og erfaringsdata fra driving av tidligere tunneler kan gi viktige supplerende opplysninger til mer omfattende ingeniørgeologiske datarapporter.

## 1 INNLEDNING

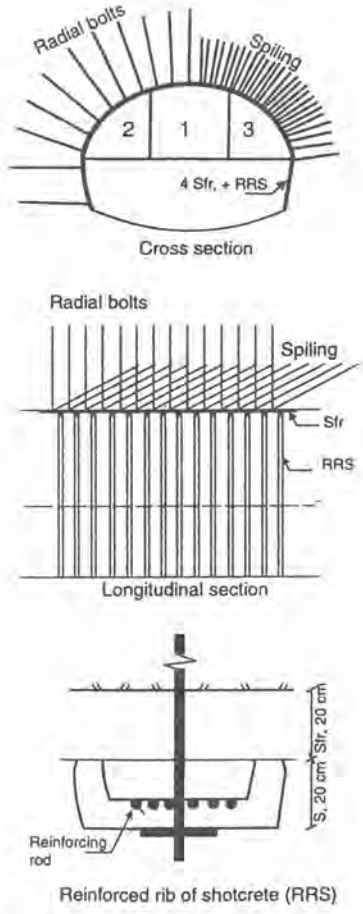
Tunneler og bergrom i Oslo området ligger vanligvis like under bakken. Forsenkninger eller dyprenner i fjellet vil derfor ofte føre til lav fjelloverdekning og tung bergsikring er nødvendig.



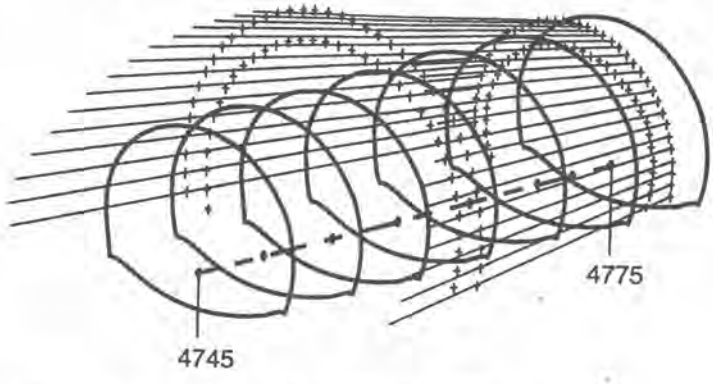

**Figur 1.1 Dyprenner gav lav fjelloverdekning over Oslotunnelen (NSB – teknikk, 1980).**

### 1.1 Sikringsmetoder og materialer

Ved driving gjennom forkastningssoner eller soner med lav fjelloverdekning er det blitt vanlig å benytte armerte sprøytebetongbuer (RRS) (figur 1.2). Buene kan monteres på stedet uten at ekstra utstyr eller maskiner er nødvendig. Buene er fleksible mht. justering av sprøytebetong-tykkelse, antall armeringsjern i buene og avstand mellom buene samtidig som de kan kombineres med ulike boltetyper- og lengder. Full betongutstøpning (CCA) (figur 1.6) er fremdeles i bruk men benyttes ikke så mye i dag. Stålbuer og frysing (figur 1.3) er eksempler på andre metoder som av og til benyttes.



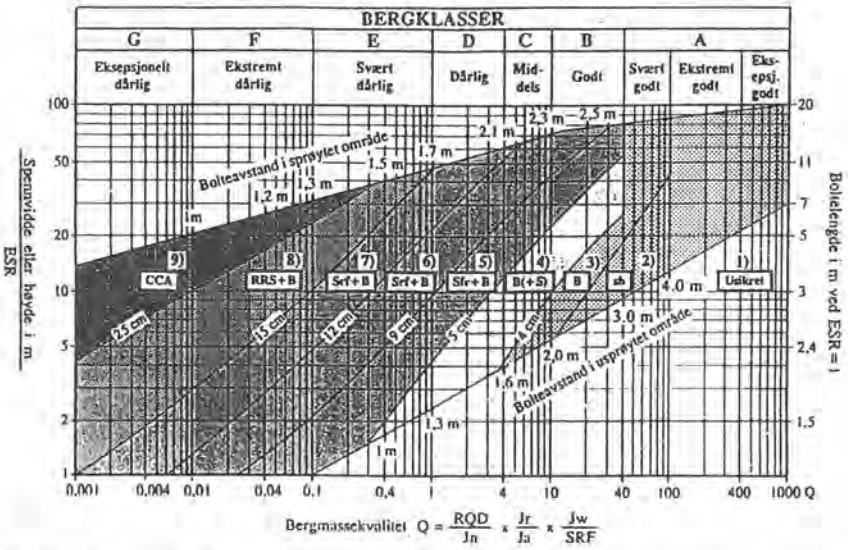

Figur 1.2 Driving og sikring i "ekstremt dårlig" fjell (Kveldsvik et al. 1995).




Figur 1.3 Fryserør tegnet i perspektiv (Kveldsvik et al. 1995)

## 1.2 Dimensjonering av bergsikring

Fra sin opprinnelse i 1974 er Q-systemet ofte benyttet til dimensjonering av bergsikring i Oslo-området. Bergsikringsskjemaet som benyttes ble i 1993 oppdatert med over 1000 nye tunneler med data for tykkelse av sprøytebetong og hvor RRS kan erstatte CCA (Barton et al. 1992). Noen av disse tunnelene er drevet gjennom bergmasser med eksepsjonelt dårlig kvalitet.




**SIKRINGSKATEGORIER**

1) Usikret
2) Sprøyte bolting, sb
3) Systematisk bolting, B
4) Systematisk bolting, (og usarmert sprøytebetong, 4-10 cm), B(+S)
5) Fiberarmert sprøytebetong og bolting, 5-9 cm, Sfr+B
6) Fiberarmert sprøytebetong og bolting, 9-12 cm, Sfr+B
7) Fiberarmert sprøytebetong og bolting, 12-15 cm, Sfr+B
8) Fiberarmert sprøytebetong > 15 cm, armerte ribber av sprøytebetong og bolting, eller utstøpning, Sfr, RRS+B eller CCA
9) Betongutstøpning, CCA

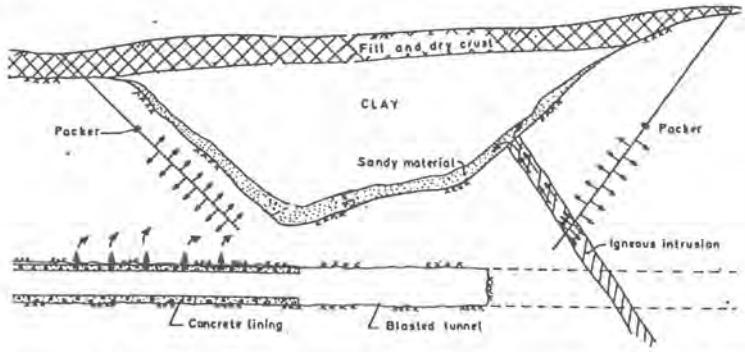
**Figur 1.4 Dimensjonering av bergsikring ved bruk av Q-systemet ( Kveldsvik, 1995)**

## 1.3 Grunnvannskontroll

Erfaringer med fjelltunneler som er bygget i Oslo i løpet av de siste 30 år viser at en meget liten lekkasje inn i tunnelen er nok til at porvanntrykket ved leire/fjellkontakten reduseres. Bare noen få centimeter med setning er akseptabelt for å hindre skade på bygninger. I praksis betyr dette at lekkasjer over 1-2 l/min per 100 m tunnel ikke kan aksepteres i de mest sensitive områdene, som en permanent situasjon etter utbygging.

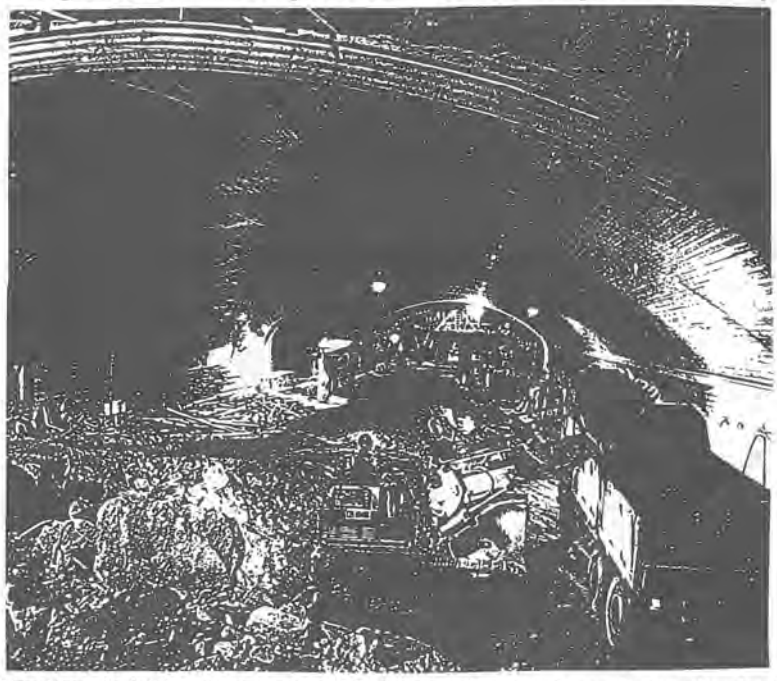
Hovedmetoden for å redusere innlekkasjer er forinjeksjon av bergmassen med sement forut for driving og sikring. Erfaringer ved driving av Fjellinjen (Kveldsvik ,1991) viste at vannlekkasjene kan reduseres fra ca 20-40 l/min til 2-5 l/min pr. 100 meter tunnel med et tverrsnitt på 60-100m$^2$

Kunstig innfiltrasjon av vann blir ofte benyttet for å opprettholde poretykket under anleggsperioden. Brønnene bores slik at de krysser vannfylte sprekker i fjellet dypt under de leirfylte dyprennene. Man prøver å utnytte de naturlige vannfordelingssystemene i bergmassen som f.eks. hardganger eller forkastningssoner for å opprettholde grunnvannspeilet (figur 1.5). Denne metoden har vært vellykket og brukes også til å opprettholde vanntrykket rundt konstruksjoner etter at byggeperioden er over. Normalt avbrytes infiltrasjonen en tid etter at anlegget er ferdig.




**Figur 1.5 Eksempel på kunstig innfiltrasjon av vann rundt en dyprenne (Kveldsvik et al. 1995).**

Bruk av armert betongutsøpning bak stuff (figur 1.6) som etterinjiseres i kontakten mellom fjell og betong reduserte vannlekkasjoene i eksisterende NT-stasjon til ca 1 l/min pr. 100 m tunnel.



**Figur 1.6 Fortløpende full betongutstøpning (CCA) bak stuff ved driving av Nationaltheateret stasjon (NSB-Teknikk, 1980)**

## 2 DRIVING OG SIKRING UNDER DYPRENNEN VED ARBINSGATE

Kontrakten på fjellarbeider som dyprennepasseringen er en liten del av omfatter etablering av ny stasjonshall samt forberedelser for ny vestibyle. Entreprisens tunnellengde er på ca. 800 m, og det skal kjøres ut ca 130.000 $m^3$ sprengstein. Støpingen omfatter ca. 30.000 $m^3$ betong. Arbeidene består i hovedsak av:

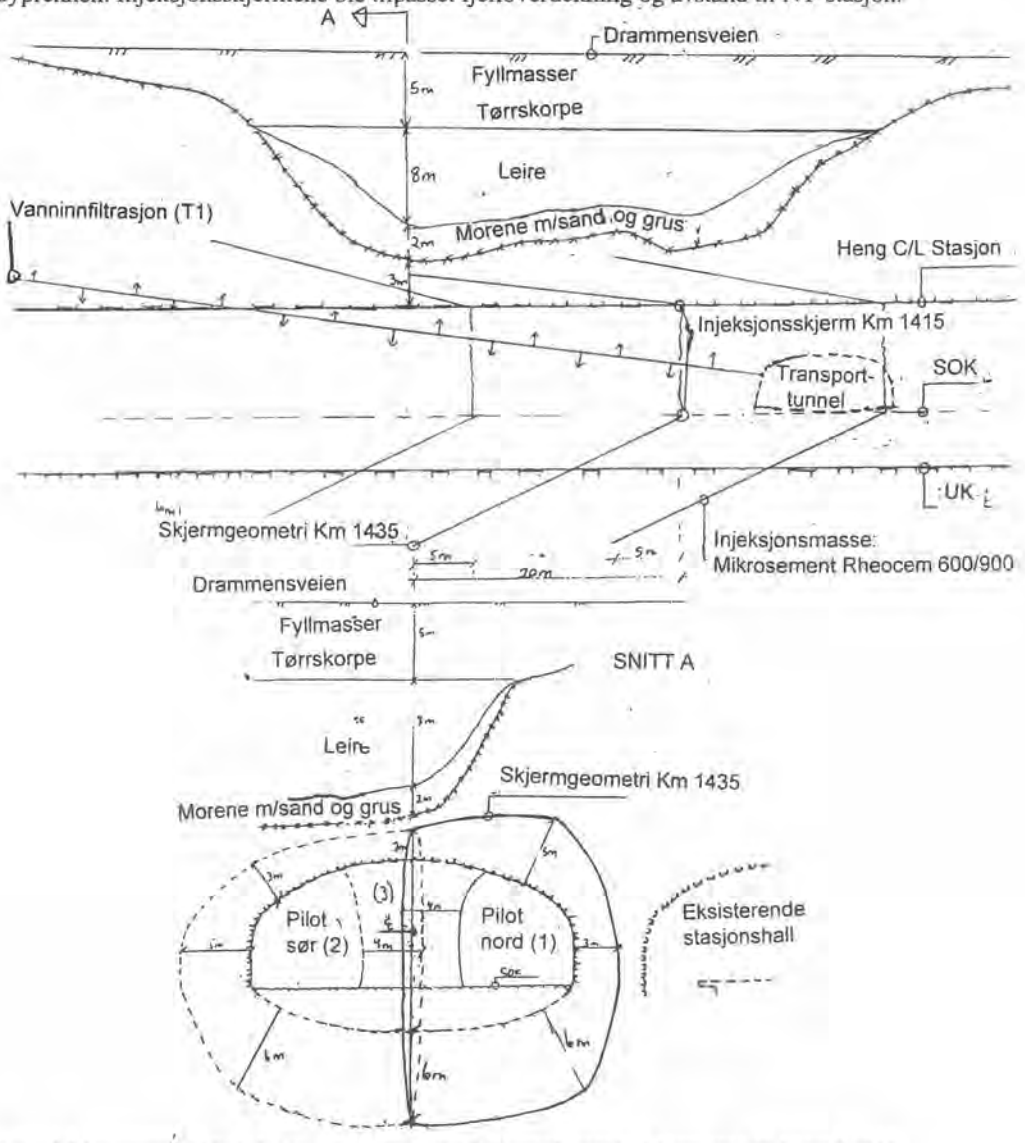
-Sprengning og utstøping for stasjonshall med tilhørende oppganger til øst og vest.
-Sprengning for trykkutjevningssjakter.
-Delvis riving av eksisterende vestibyle og etablering av byggegrop for ny vestibyle ved sprenging.
-Omlegging av Drammensveien.

Nye Nasjonalteateret stasjonshall er drevet parallellt med eksisterende stasjon (figur 2.1). Den krysser dyprennen ved Arbinsgate ca 20 m under Drammensveien (figur 1.1).

**Figur 2.1 Eksisterende og nye Nasjonaltheateret stasjon samt påtegnet beliggenhet av vanninnfiltrasjonsbrønn T1.**

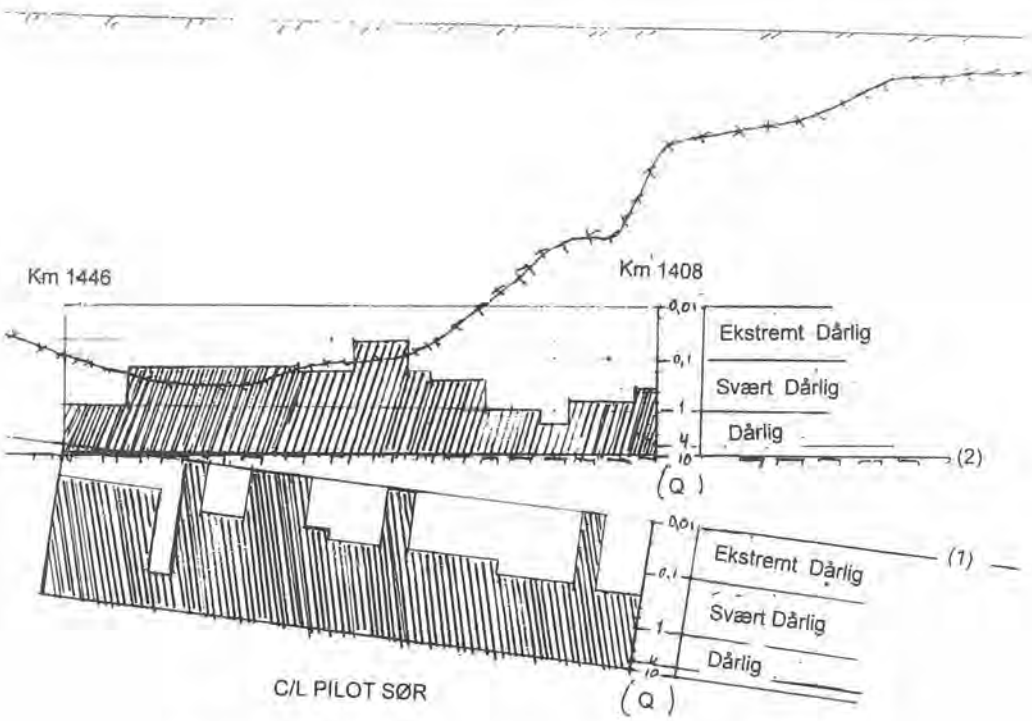
## 2.1 Valg av sikring

Den nye stasjonshallen har en spennvidde på 21 m og et tverrsnitt på 200 $m^2$. Omfattende sonderboring ble utført for å kartlegge fjelloverdekningen samt type og mektigeheter av overliggende sedimenter. Det ble også boret en vanninnfiltrasjonsbrønn (T1) fra adkomst-tunnelen under Kronprinsensgate for å kunne opprettholde grunnvannsnivået ved kryssing av dyprennen. Injeksjonsskjermene ble tilpasset fjelloverdekning og avstand til NT-stasjon.




**Figur 2.2 Løsmassemektigheter og -sammensetning, fjelloverdekning og plassering av kunstig vann-innfiltrasjonsbrønn T1 samt skjermgeometri og tetting av fjellet med injeksjonsmasse.**

Som en del av forundersøkelsene ble det utarbeidet datarapporter om de eksisterende grunnforholdene ved hele tunneltraseen (Løset, 1995 og Per Heimli, 1996). I følge disse rapportene består berggrunnen under dyprennen i hovedsak av vekslende lag av leirskifer og knollekalk.Under dyprennen ble det boret to kjerneborhull langs C/L tunnel for de nye spor 3 (pilot nord) og 4 (pilot sør) i den nye stasjonshallen. Borkjernene ble logget mht. bergmasse-kvaliteten (Q-verdien) (Løset, 1995). Bergmassekvaliteten til borkjernen fra pilot sør var betydelig dårligere enn i pilot nord. Sonen med lavest overdekning og dårligst bergmasse-kvalitet var ca 45 meter lang. Bergmassekvaliteten var ekstremt dårlig Q=0.01-0.1 over 15 m, svært dårlig over 20 m og dårlig over de resterende 10 metrene. Med en tunneldiameter på 21m gir Q-systemets erfaringsskjema (figur 1.4) en permanent sikring bestående av full utstøpning (CCA) for denne sonen. Under drivingen av pilotene ble det utført fortløpende kartlegging av tunnelhengen.




(1) Borkjerne logget mht. Q-verdien

(2) Fortløpende geologisk kartlegging av heng

**Figur 2.3 Q-verdier fra borkjernelogging og fortløpende kartlegging av tunnelheng i pilot sør.**

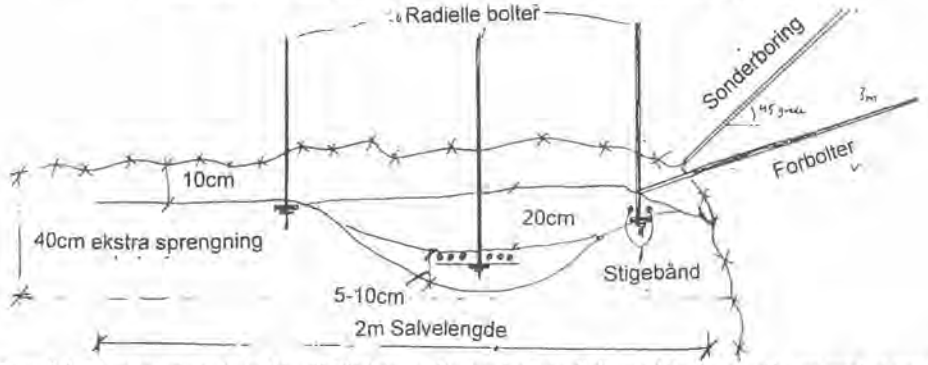
Da full utstøping er en sikring som er tidkrevende, trenger nytt utstyr og personell og dessuten stenger for videre driving av tunnelen ble det besluttet å benytte armerte sprøytebetongbuer (RRS) (figur 1.2) som settes så tett at sikringen tilsvarer full utstøping .

## 2.2 Driving og sikring

Tunneltverrsnittet på 200 $m^2$ ble delt i 4 deler. Først ble pilot nord drevet helt gjennom sonen og utvidet til fullt tverrsnitt slik at drivingen av stasjonstunnelen videre vestover ble hindret minst mulig. Deretter ble pilot sør drevet helt gjennom slik at bare midtstabben eller del 3 stod igjen (figur 2.2). Før og under nedtak av midtstabben ble det etablert målebolter i hengen slik at vertikale deformasjoner kunne måles.

Sikringen som ble utført ved driving av pilot nord, pilot sør og midtstabben for hver 2m salve var følgende:

1. Før sprengning ble det også montert forbolter (spiling, figur 1.2) (Ø32 mm x 6m, c/c= 0.3 m) med 4 m overlapp. Samtidig ble det boret sonderhull for kontroll av fjelloverdekning (45 graders stigning med ca 3m vertikalt ansett).
2. Forboltene ble bundet sammen med stigebånd og radielle bolter (figur 1.2) Ø20mm x 4m (2.4m i heng) c/c 1.5m.
3. Etter sprengning og pigging ble det påført et lag fiberarmert sprøytebetong , gropfylling +10 cm.
4. Deretter ble armerte sprøytebetongbuer (RRS) montert med c/c = 2.0m (figur 1.2).
   a) På tidligere utsprøytet parti ble det påsprøytet 20 cm fiberarmert sprøytebetong over en bredde på ca . 0.5m som en bue i profilet.
   b) Så ble det montert radielle bolter Ø20mm x 4m (2.4 m i heng) c/c=1.5m med tverrjern. Tverrjernet ble festet til de radielle boltene med vanlig boltemutter.
   c) Armeringsjernene (6 x Ø16mm) ble bøyd innenfor tverrjernene og skrudd inn på de radielle boltene slik at profilet ble fulgt. Avstanden mellom armeringsjernene var c/c 50-100 mm.
   d) Når armringsjernene fulgte tunnelprofilet og avstanden mellom dem var kontrollert ble de sprøytet inn med 5-10cm fiberarmert sprøytebetong.




**Figur 2.4 Montering av forbolter, sonderboring for kontroll av fjelloverdekning og sikring med armerte sprøytebetongbuer.**

5. Ved uttak av midtstabben ble buene i pilot nord og sør montert sammen til en bue over hele tunneltverrsnittet.

Antall buer ble bestemt avhengig av den vertikale deformasjonen i hengen. Ved for store deformsjoner skulle det monteres en bue mellom hver av de eksisterende buene slik at c/c ble 1.0m. Det ble ikke registrert radielle deformasjoner av tunneltverrsnittet under drivingen. Totalstasjon med nøyaktighet på +/- 1 mm ble benyttet.

## 3 KONKLUSJONER

Innstallering og nøye oppfølging av kunstige vanninnfiltrasjonsbrønner var nødvendig for å opprettholde grunnvannsnivået ved drivingen under dyprennen.

Forinjeksjonen av mikrosement (Rheocem 600/900) var meget vellykket og bidrog ikke bare til tetting av vannlekkasjer inn i tunnelen men også til en tilsynelatende økning av stabiliteten i tunnelhengen (figur 2.3) (i forhold til resultatene fra logging av borkjerner).

Den vanskeligste parameteren å anslå ut i fra kjerneprøver er beskrivelse av evt. leirfylling på slepper ($J_a$) (figur 1.4). Bergmassekvaliteten til kjerneprøvene er derfor basert på litt gjetning. Tunnelhengen ble kartlagt fortløpende etter hver salve og etter å ha drevet gjennom hele sonen ble det konkludert med at det har vært lite leire og at den laveste Q-verdien er ca 0.07.

En annen parameter som ikke kommer frem ved logging av borkjerner og heller ikke er inkludert i Q-systemet er strøk og fall til sleppeplanene. Under geologisk kartlegging ble det oppdaget at gunstig orienterte slepperetninger førte til sammenkilning i hengen og en tilsynelatende økning av bergmassekvaliteten i forhold til i tunnelveggen (der innspenningen langs tunnelprofilet manglet).

I løpet av den fortløpende kartleggingen av tunnelhengen ble det funnet fossiler. Paleontologisk museum ved Bruton (1997) ble kontaktet og invitert på omvisning. Som takk for omvisning ble et geologisk kart mottatt (Bjørlykke, 1898). På denne måten ble det dokumentert at dyprennen i hovedsak ble drevet gjennom Elnesformasjonen (etasje 4) i Oslofeltets geologiske oppbygning. I følge Løset (1995) har tidligere driving gjennom disse formasjonene ikke gitt alvorlige stabilitetsproblemer.

Seksjonsvis uttak av fjellet under dyprennen og fortløpende montering av armerte sprøytebetongbuer gjorde at entreprenøren kunne drive resten av tunnelen videre uten store hindringer. Drivingen på de største stuffene ble prioritert foran dyprennen under den mest hektiske perioden med fjelluttak. Etter hvert som de største etappene var utført ble dyprennen benyttet til å fylle opp tiden på skiftene. Denne prioriteringen gjorde at det kunne gå lange perioder mellom hver buemontasje og noen skift hadde montert flere buer enn andre. Det gikk derfor mye tid med til kontroll og oppfølging av buemontasjen. Det største problemet var å få armeringsjernene til å følge tunnelprofilet. Dette problemet hang imidlertid sammen med hele oppbygningen av buen. Dersom beskrivelsen i kapittel 2.2 og figur 2.4 ble fulgt ble resultatet av buemontasjen meget bra..

**REFERANSELISTE:**

Ausland, J. Jernbaneverket Utbygging Oslo, Personlige kommentarer, oktober 1997.

Barton, N., Grimstad, G., Aas, O.A., Opsahl, A., Bakken, A., Pedersen, L., and Johansen, E. D., (1992): Norwegian Method of Tunnling, World Tunneling, August 1992

Bjørlykke, K. O., Geologisk kart med beskrivelse over KRISTIANIA BY, Udgivet af Norges Geologiske Undersøgelse, 1898.

Bruton, D., Paleontologisk Museum, Personlige kommentarer, april 1997.

Heimli, P. "Ingeniørgeologisk datarapport", Nye Nationaltheateret stasjon, Dr.Ing. A.Aas-Jakobsen A/S, GeoVita as, NOTEBY A/S, Kontrakt nr.: NT6102 - RIB Fjelltunnel, Dokument nr.: N03, Dato: 29.02. 1996.

Kalager, A. K.. Jernbaneverket Utbygging Oslo, Personlige kommentarer, oktober 1997

KONTRAKT NT8120-TUNNEL I FJELL, HOVEDPROSESS 3 TUNNELER, PROSESS 31 ARBEIDER FORAN STUFF, PROSESS 32 SPRENGNING AV TUNNE L, PROSESS 33 STABILITETSSIKRING, 15.11.1996.

Kveldsvik, V., " E18 gjennom Oslo - Fjellinjen", Sluttrapport for geologi og fjellsikring, 1991.

Kveldsvik, V. and Karlsrud, K., "Support Methods and Groundwater Control", NORWEGIAN URBAN TUNNELING- Exploration of the Oslo underground, Publication No. 10, TAPIR PUBLISHERS 1995.

Løset, F., " The geology of the Oslo Region, seen from the Engineering Geologists' view", NORWEGIAN URBAN TUNNELING- Exploration of the Oslo underground " Publication No. 10, TAPIR PUBLISHERS 1995.

Løset F., " UTVIDELSE AV NASJONALTEATERET STASJON", Datarapport på eksisterende grunnforhold, int. rapport, 951017-1, 4 juli 1995.

Løset, F., " Ingeniørgeologisk logging av borkjerner", int. rapport, 540011-1, 15 november 1995.

Nordsjø, K. Jernbaneverket Utbygging Oslo, Personlige kommentarer, oktober 1997.

Teknisk Informasjon fra Norges Statsbaner, OSLO-TUNNELEN, NSB -- Teknikk 1, 1980.

Vik, G. Jernbaneverket Utbygging/Norges Geotekniske Institutt, Personlige kommentarer, oktober 1997.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1997

# UNDERSJØISK VEGTUNNEL HVALFJÖRDUR, ISLAND
Norsk tunnelkonsept i vulkanske bergmasser

Siv.ing. Eivind Grøv,
O. T. Blindheim AS, Trondheim.

## SAMMENDRAG

Omlag 30 km nordvest for Reykjavik på Island har man nylig hatt gjennomslag på en omlag 5.6 km lang undersjøisk vegtunnel. Denne tunnelen er den første i sitt slag på Island, og sannsynligvis den første undersjøiske vegtunnel som er blitt bygget i tilsvarende unge, vulkanske lavabergarter. Basalten som man drev tunnelen i, er mindre enn 3 millioner år gammel.

Tunnelen er blitt gjennomført etter et norsk konsept. Som grunnlag for de tekniske spesifikasjonene ligger blant annet Statens Vegvesen Håndbok 021. Q-systemet er benyttet for bergmasseklassifisering, men med noe tillempning for spesielle lokale geologiske forhold. Dette danner basis for bestemmelse av all permanent sikring.

Entreprisen man har benyttet er imidlertid svært unorsk. Det er en kontrakt som er bygget opp delvis med funksjonskrav og med kun svært få enhetspriser med reguleringsmuligheter. Man har i utarbeidelsen av kontrakten søkt å etablere funksjonskrav til en rekke permanente installasjoner i tunnelen slik at man kunne få til en fast pris kontrakt. Dette kan man i ettertid si at man har kun lykkes delvis med. Fast pris kontrakt er en type kontrakt man har liten erfaring med i Norge. Kontraktstypen har imidlertid en rekke positive egenskaper, men vil nok kreve en viss modifikasjon for å kunne anvendes i større omfang for underjordsanlegg av denne typen.

Tunneldrivingen har gått over all forventning noe som har medført at gjennomslaget ble feiret 6 måneder før forventet. Tradisjonell norsk praksis med sonderboring foran stuff er blitt gjennomført gjennom hele tunnelen. Bergmassen er langt tørrere enn man hadde forventet, noe som har medført svært lite injeksjon. Den har også vist seg å være lite gjennomsatt av forkastninger og andre svake soner. Riktignok har man erfart et noe økt forbruk av bolter og sprøytebetong i de lette sikringsklassene, men så godt som intet behov for såkalt tung sikring.

## ABSTRACT

In the close surroundings of the Icelandic capital of Reykjavik a recent breakthrough completed the excavation works for a 5.6 km long sub-sea road tunnel. The first ever built sub-sea road tunnel in Iceland. The tunnel reduces the distance around the Hvalfjördur from Reykjavik to the areas to the North-West with some 40 to 60 km.

The tunnel is situated in basaltic rock types consisting of thin layers of lavas less than 3 mill. years old and it is probably the first sub-sea road tunnel constructed in such geological settings.

The tunnel has been designed and constructed according to the Norwegian tunnelling concept. The basic guidelines for the tunnel design including also all sorts of installations are the Handbook 021 issued by the Norwegian Public Roads Administration. The Q-system has been applied for determination of permanent rock support, although the Q-system may not be specifically made for such rock mass conditions.

The type of construction contract that has been utilised is a modified FIDIC turn-key contract. Only a few items have been made subject to regulation. The Technical Specifications have been made as functional requirements, to the extent that this has been practically and contractually possible for the construction of sub-sea road tunnel. This type of contract needs adjustments to fit such works as these, however, it comprises features that may be of interest to develop for future use in similar projects.

The excavation works have progressed extremely well. At the moment of breakthrough the works are about 6 months ahead of schedule. The rock mass has turned out to be more favourable than expected with respect to water tightness and also its self-supporting capability is more developed than predicted. In practical terms it means less than half of the expected rock mass grouting and less heavy rock support have been applied, whilst an increase of rock bolts and sprayed concrete has been experienced.

## INNLEDNING

### Hensikt

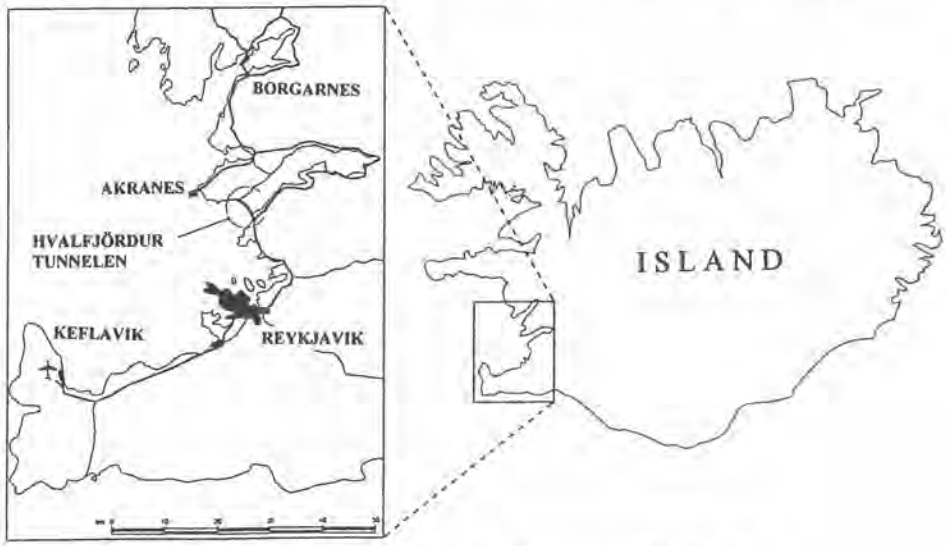
3. oktober 1997 var det gjennomslag for den først undersjøiske tunnel på Island. Entreprenøren er nå i ferd med å starte opp installasjonsarbeidene. Denne artikkelen er en generell presentasjon av dette spesielle vegtunnelprosjektet. Artikkelen vil videre beskrive enkelte spesielle forhold som gjelder for, og har dannet grunnlaget for gjennomføringen av dette tunnelprosjektet. Det vil spesielt legges vekt på forhold som har med den organisatoriske oppbygging av prosjektet, utforming av kontraktsforhold samt sikringsfilosofi og kvalitetssikring av de utførte arbeidene.

Artikkelen søker også å belyse hvordan et norsk tunnelkonsept kan anvendes i svært fremmede omgivelser med hensyn på geologiske forhold og kontraktsforhold. Når det gjelder detaljer vedrørende en del av de geologiske forholdene vises det imidlertid til artiklene i referansene.

## GRUNNLEGGENDE FORHOLD

### Utbygger

Dagens vegtrasé, som forbinder hovedstaden Reykjavik med områdene rundt tettstedene Borgarnes og Akranes og som også utgjør deler av hovedvegen mellom sørvestlandet, nordlandet og nordøstlandet på Island går i dag rundt Hvalfjördur. Alternativet er en 1-times ferjetur mellom Akranes og Reykjavik. Fjorden er omlag 30 km lang og 3-4 km bred. I årene 1988 til 1990 ble det i regi av det islandske Vegdirektoratet (IPRA) gjort mulighetsstudier av en fjordkrysning i form av en undersjøisk tunnel samtidig som også andre alternative muligheter for en fjordkryssing ble vurdert. Disse studiene viste at en tunnel i fjell ville være best egnet. Det ble imidlertid besluttet at vegmyndighetene selv ikke skulle stå ansvarlig for utbyggingen.




Figur 1. Geografisk lokalisering av Hvalfjördur tunnelen (fra Ref. 2)

Et privat selskap, Spölur hf., ble gitt konsesjon for å gjennomføre prosjektet og stå som byggherre. Det vil si, Spölur skal stå ansvarlige for å prosjektere, bygge, sette i drift, vedlikeholde og drive tunnelen som et bompengeprosjekt til alle lån og øvrige forpliktelser Spölur har inngått for prosjektet er innfridd. Tunnelen overdras så vederlagsfritt til vegmyndighetene. De islandske vegmyndigheter forplikter seg imidlertid til å føre frem veger på begge sider av tunnelen til avtalt tid. Ved ferdigstillelse av tunnelen står dermed et nytt vegsystem tilgjengelig for publikum som reduserer kjøretiden fra Reykjavik til for eksempel Akranes med omlag en time.

Spölur hf. er et aksjeselskap etablert utelukkende for det formål å gjennomføre dette prosjektet. Selskapet har omlag 40 aksjonærer, hvor de største eierne er industriselskap og kommuner med lokalisering i området på og omkring Akranes. Utover aksjekapitalen finnes det ikke noen økonomisk substans i selskapet.

Den islandske stat vil ikke bidra med offentlige midler til prosjektet, ei heller forplikte seg økonomisk utover det å føre veg frem på begge sider av tunnelen. Spölur var derfor tvunget til å gå ut på lånemarkedet og fullfinansiere prosjektet med lånt kapital. Kapital er hentet inn dels fra innenlandske pensjonsfond og dels fra utenlandske investeringsselskap (John Hancock Mutual Life Insurance Inc., USA). Dette store lånebehovet er noe av bakgrunnen for den typen kontrakt som er blitt valgt for prosjektet, og som beskrives senere i artikkelen.

**Norske standarder og prinsipp**

Tunnelen vil i fremtiden inngå i hovedvegnettet som knytter nordlandet og vestlandet på Island sammen med hovedstaden. Denne vegstrekningen er en av de mest trafikkerte på hele Island, noe som foruten den generelle trafikken til og fra de nevnte regioner også skyldes industritransport og på sommerstid et stort antall turister. De islandske vegmyndigheter, med liten erfaring med undersjøiske tunneler har måttet sikre at prosjektet får en relevant standard, nøktern, men akseptabel for trafikkantene og som de aktuelle myndigheter kan godkjenne. Det naturlige var derfor å skjele til sitt opphav lenger øst, og utnytte erfaringer fra tilsvarende tunnelprosjekt i Norge.

En kontrakt er derfor etablert mellom Spölur og vegmyndighetene som forplikter Spölur til å sørge for at tunnelen gjennomføres og etableres med en standard som er i henhold til norske standarder. Trasévurderinger, linjeføring, installasjoner, all teknisk utrustning mm skal være basert på og utføres i henhold til beskrivelser i Håndbøker og retningslinjer utarbeidet av norske vegmyndigheter og være i henhold til norsk praksis.

Tunnelen vil med andre ord være et *norsk tunnelkonsept i vulkanske bergmasser*.

**Aktører**

Prosjektet har som et resultat av de forhold som er beskrevet over fått en organisasjon som er ganske annerledes enn det man tradisjonelt har for tunnelanlegg av denne størrelse og type. Det syntes derfor naturlig her å klargjøre for nettopp dette forhold.

Byggherren har valgt å gjennomføre prosjektet med selv å ha en svært liten organisasjon til disposisjon på anlegget. Siden det drives tunnel på to-stuffs basis fra hver side av fjorden har byggherren en geolog som følger opp entreprenøren på hver av de to stuffene. Videre er det en overordnet byggeleder, "the Engineer" i henhold til FIDIC. "The Engineer" er rekruttert fra en bygningskonsulent, HNIT hf, på Island. Dette utgjør den totale stedlige byggeplassledelse. Det er videre etablert en "Construction Supervisory Committee" som utelukkende er et styrings- og kontrollorgan for Spölur og som ikke har noen stedlig representasjon på anlegget.

Kontakt med nødvendig fagkompetanse eksternt er derfor blitt etablert for å støtte den stedlige byggeplassledelse. Dette har i stor grad vært til norske konsulenter og rådgivere.

Långiverne, både på kort og lang sikt har engasjert tekniske rådgivere for å følge opp prosjektet. Disse har betegnelsen "Bank Engineers" i prosjektet. For å representere långiveren i byggeperioden, som er Skandinaviska Enskildabanken har Noteby AS blitt engasjert. Det britiske konsulentfirmaet W. S. Atkins, med støtte i NGI representerer langtids långiveren (John Hancock). "Bank Engineers" oppgaver er å etterse at prosjektet gjennomføres i henhold til de oppsatte statutter.

Dette gjelder med hensyn på teknisk innhold, såvel som økonomiske og fremdriftsmessige forhold. Hver tredje måned har man gjennomgang av disse forhold på anlegget med "Bank Engineers" og den stedlige byggeplassledelse sammen med entreprenørens anleggsledelse.

Firmaet O. T. Blindheim AS har representert Spölur som teknisk rådgiver over en årrekke. Fra de første traseer ble skissert og forundersøkelser ble planlagt og frem til i dag har firmaet bistått byggherren, og knyttet opp underleverandører på spesielle fagfelt hvor det selv ikke innehar nødvendig fagkompetanse. Blant annet har man benyttet enkeltpersoner i det norske vegdirektoratet som rådgivere. Dette har gitt byggherren en forankring i det miljøet som har fulgt utviklingen på undersjøiske vegtunneler i Norge.

Fossvirki hf, som er et "joint venture" selskap og registrert på Island bestående av Skanska (Sverige), Pihl og Søn (Danmark) og Istak (Island) fikk i februar 1996 kontrakten med å bygge tunnelen som en BOT-kontrakt. Dette innebærer at entreprenøren har det totale ansvar for å gjøre detaljprosjektering, bygge tunnelen, finansiere byggeperioden og drive tunnelen i en innkjøringsperiode på 2 måneder til en ferdigstillelseserklæring kan gis og tunnelen overdras til byggherren. Entreprenøren vil så stå ansvarlig for alle feil og mangler i en garantiperiode på 4 år og 9 måneder.

De islandske vegmyndighetene har vært en overordnet kontrollinstans, hvis ansvar er å følge opp anlegget og etterse at avtalen de har med byggherren overholdes. Dette betyr i praksis at de etterser at norske standarder og prinsipper gjennomføres. Avvik fra disse, noe som har skjedd for eksempel i forbindelse med godkjenning av W.Giertsen hvelv som vannsikring krevde en godkjenning fra de islandske vegmyndighetene (ÅDT for prosjektet > generell godkjenning av produktet).

**Trafikkgrunnlag**

Som basis for tilsagn fra långiverne er det blitt utført trafikktellinger på det eksisterende vegnett som vil ha tilknytning til tunnelen, og også inkludert fergetrafikken. Disse trafikktellingene viser at med forsiktige anslag på forventet trafikkøkning vil tunnelen ha et potensiale på en ÅDT tilsvarende 2.500 kjøretøy.

Dimensjonerende ÅDT er valgt å være 2.500 kjøretøy.

Tar man utgangspunkt i trafikktellinger over året, og skalerer disse opp mot dimensjonerende trafikk får man et trafikkgrunnlag med store sesongmessige variasjoner. Det vil være en svært markert trafikktopp i månedene juli og august, over 7.000 kjøretøy pr døgn, med maksimal timebelastning på omlag 900 kjøretøy. Vintermånedene derimot ligger rundt 800 kjøretøy pr døgn. Dette er forhold som har stor betydning for dimensjoneringen av mange av de tekniske installasjonene, for eksempel ventilasjonssystemet. Hvordan man bygger inn slike ekstreme variasjoner i trafikkbelastningen er blitt et vel diskutert tema.

Ut fra trafikktelligene syntes det som om andelen tunge kjøretøy generelt sett er konstant hele året igjennom på i størrelsesorden 10 % av ÅDT.

Tunnelen må sies å være en typisk lavtrafikk tunnel.

**Bompengedrift og finansiering**

Med de forventede trafikkprognoser som ligger til grunn for prosjektet er det beregnet at tilbakebetaling av lånene vil kunne skje i løpet av 20 år. Det første driftsåret er kalkulert å kunne innbringe i størrelsesorden 500 mill. ISK (omlag 50 mill NOK). I denne perioden vil Spölur, som er et bompengeselskap ha ansvar for drift av bompengesystemet og innkreving av avgifter. For tiden er man i ferd med å prosjektere bompengesystemet som skal benyttes, og det er svært sannsynlig at dette kommer til å bli et manuelt betjent system. For tiden er Hvalfjördur tunnelen det eneste bompengefinansierte vegprosjekt på Island. Noen særlig glede av å innføre avanserte automatiske avgiftsinnkrevninger kan man derfor vanskelig finne.

Prosjektet har en såkalt "Cash-cap", det vil si en øvre maksimal grense for tilgjengelige tilsagn på lån til å finansiere byggeentreprisen. Kontraktsprisen utgjør omlag 85 % av "Cash-cap". Dersom "Cash-cap" overskrides, for eksempel som en følge av ekstraordinære kostnader som har oppstått under bygging vil entreprenøren overta pantebrev i prosjektet som tilsvarer de beløp han måtte ha utestående hos byggherren. Byggherren har som nevnt ingen økonomisk substans til selv å kunne bære slike ekstraordinære byggekostnader. Slike pantebrev har innløsningsplikt i henhold til prioriteringer som er fastlagt i kontrakten. Den islandske stat har ingen økonomiske forpliktelser i noen av disse nevnte tilfeller og står ikke som låntaker eller garantist for noen av de låneopptakene Spölur har tatt. Rent økonomisk ligger det derfor en betydelig risiko på entreprenøren som teoretisk sett kan risikere å sitte som deleier i et tunnelprosjekt med bompengedrift.

Langtidslångiveren overtar imidlertid ingen lån før en erklæring på ferdigstillelse av anlegget er klar. Inntil en slik erklæring er tilgjengelig har entreprenøren selv måttet skaffe til veie en långiver som gir et kortsiktig lån i byggeperioden.

Finansieringspakken er muligvis den første i sitt slag for et byggeprosjekt av denne type og størrelse i Norden, og har utvilsomt vakt internasjonal oppmerksomhet.

## GEOLOGISKE FORHOLD

Denne artikkelen skal kort beskrive de generelle geologiske betingelser for tunneldriving på Island og inkludere noen detaljer omkring de lokale forhold slik de ble påtruffet under driving av tunnelen. En oppsummering av de undersøkelser man gjennomførte før bygging gis også da dette på en måte er en del av et norsk tunnelkonsept. Det vises for øvrig til Ref.1.

**Undersøkelser før bygging**

Et norsk tunnelkonsept innebærer som nevnt elementer relatert til et begrenset, men svært målrettet undersøkelsesprogram før bygging igangsettes. Konseptet innebærer videre at en betydelig andel undersøkelser skal gjennomføres under tunneldrivingen i form av sonderboringer. Dette konseptet har vært fulgt for Hvalfjördur tunnelen også. Imidlertid har de lokale geologiske forholdene krevet at man har gjort en omfattende geologiske kartlegging, som også har omfattet kjerneboring.

I følge Ref. 1 har dette undersøkelsesprogrammet inkludert følgende:

| Type undersøkelser | Mengde |
|---|---|
| Akustikk | 420 km |
| Multichannel refleksjonsseismikk | 86 km |
| Refraksjonsseismikk, bunnkabel | 15 km |
| Refraksjonsseismikk, overflatekabel | 23 km |
| Vertikal kjerneboring | 390 m |
| Skrå kjerneboring | 270 m |

Tabell 1. Undersøkelser før bygging

**Regionale og lokale geologiske forhold**

Island er lokalisert på den Midt-Atlantiske rygg som markerer grensen mellom den Nord-Amerikanske og den Eurasiske plate. Platene skyves fra hverandre og intrusive og ekstrusive bergarter formes. De eldste bergartene på Island er omlag 15 mill. år gamle og er lokalisert helt i øst og helt i nordvest på øya. Bergmassen består generelt av svakt, hellende primært basaltiske lavaer (80-90 %) som er lagdelt med underordnet sure bergarter (10 %) og tynne sedimentære lag (5-10 %) i hht. Ref. 3.

Bergmassen ved Hvalfjördur består av en pakke med lagdelte, basaltiske lavaer, omlag 3 mill. år gamle med tynne intralag av sedimentær opprinnelse. Lagpakken faller med omlag 5-10 ° mot SØ, nært parallelt tunneltraséen. Hver lavastrøm kan strukturelt deles i tre; et sementert, tett og krystalint midtparti; med såkalt "scoria" i toppen og i bunnen av strømmen. "Scoria" fremstår som vesicular basalt (med porer) som kan være åpne, men som ofte er fylt med sekundære mineraler og sedimenter. Lagpakkene har vist seg å bestå av 2-10 m tykke basaltlag mens "scoria" og sedimenter er opptil et par m tykke. Ofte har dette medført at stuffen består av deler av, eller hele sekvensen, såkalt "mixed face".

I tunnelen har man registrert følgende fordeling mellom disse strukturene:

| Geologiske strukturer | Fordeling |
|---|---|
| Basalt | 62 % |
| "Scoria" | 30 % |
| Sediment lag | 2 % |
| Intrusiver, breksje mm | 6 % |

Tabell 2. Prosentvis fordeling av geologiske strukturer

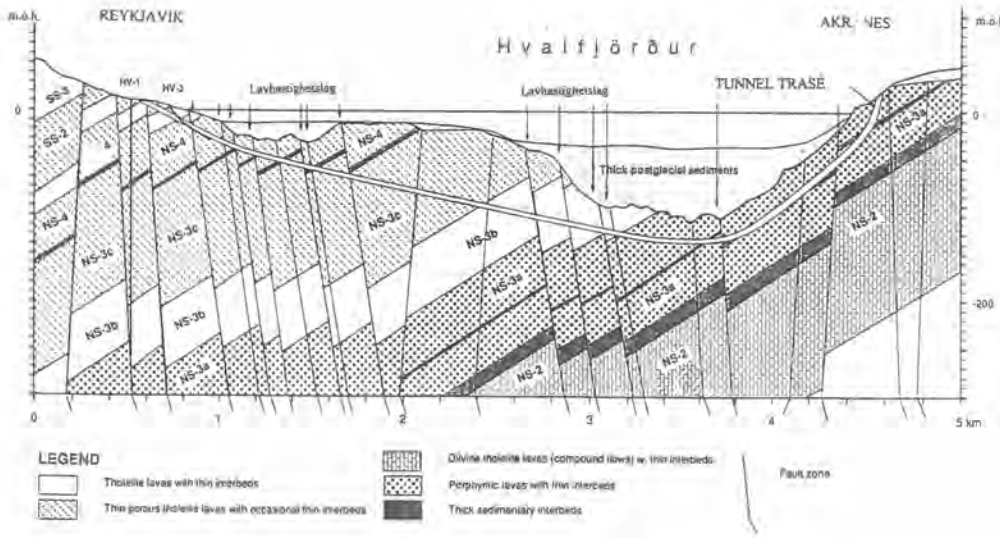
De sedimentære lagene har fremstått i tunnelen med tre forskjellige opprinnelser:

- Tynne lag mellom topp- og bunnscoria i to påfølgende lavastrømmer. Dette er antatt å være avsetninger som er klemt inn under overliggende basalt.
- Tykke lag bestående av siltstein, sandstein og konglomerat som er antatt å være alluviale avsetninger.
- Lag av sprø, finkornet glassaktig materiale som er antatt å være av pyroklastisk opprinnelse (basaltisk tuff).

Lavapakken er gjennomskåret av nært vertikale forkastninger samt ganger og intrusiver som stryker i NØ retning, det vil si normalt tunneltraséen. Disse forkastningene har generelt vært mindre enn 2 m tykke, godt sementert og med svært lite vann. Gangbergartene (basalt intrusjoner) kan derimot være tettere oppsprukket.

Denne impermeable bergmassen skyldes sannsynligvis geotermal omvandling i form av sekundære mineralisering i porer, sprekker og soner.

I de tilfeller vann ble påtruffet ved sonderboring var dette som oftest tektonisk oppsprekking, kun enkeltstående forkastninger og på ganger.




Figur 2. Skjematisk snitt langs tunneltraseen (fra Ref. 3)

Lavhastighetslagene som ble påvist på refraksjonsseismikken har i mange tilfeller ikke vært identifisert i tunnelen mens derimot flere forkastninger har dukket opp i partier hvor seismikken ikke har antydet noe. Denne type undersøkelser er kan hende ikke godt egnet for svakt hellende, lagdelt stratigrafi.

**Risiko vurdering jordskjelv**

Den seismiske aktiviteten på Island er generelt konsentrert og størst langs et belte som dekker regioner fra sørvestlandet og i en bue som stryker opp mot nordlandet. Tunnelen er geografisk lokalisert vest for det sentrale jordskjelvbeltet. Lokaliseringen indikerer at jordskjelvfaren for tunnelen er klassifisert som liten til moderat. Det ble likevel foretatt en risikovurdering av prosjektet med hensyn til jordskjelv.

Risikovurderingen ble foretatt over to faser. Den første fasen var en kvalitativ vurdering og bestod i å skaffe til veie relevante erfaringer fra underjordsanlegg i jordskjelvaktive områder over hele verden. Det finnes generelt lite erfaringsmateriale tilgjengelige. Litteraturstudier indikerte imidlertid at det ikke er erfart store skader i underjordsanlegg som er blitt utsatt for små eller moderate jordskjelv (relatert til maksimal partikkelakselerasjon).

Erfaringer fra eksempelvis Japan viser snarere at slike anlegg er langt mindre utsatt enn overflatestrukturer. Det mest utsatte området for en tunnel er det partiet som er i kontakt med overflaten, nemlig påhugg og portaler. Disse utsettes også ofte for sekundære effekter som jordskred, kollaps i løsmassekonstruksjoner, støttemurer etc.

Den mest anvendelige referansen ble funnet å være en artikkel som ble skrevet av Dowding & Rozen i 1978. Denne definerer forskjellige skadekriterier relatert til maksimal partikkel-akselerasjon:

"Ingen skade", PGA (peak ground acceleration) < 0,19 g, forventes ingen oppsprekking av betong eller utkast av fjell. Ingen deformasjon av tunnelen.

"Mindre skader", PGA mellom 0,19 og 0,40 g, skader som inkludere utkast av fjell, opp-sprekking av betong og utvidelse av eksisterende sprekker. Deformasjon av tunnelen kan oppstå.

"Store skader", PGA > 0,40 g, utkast av fjell, oppsprekking av betong, deformasjoner og tverrsnittsendringer av tunnelen, direkte forskyvninger i forbindelse med re-aktivering av forkastninger.

Fase to bestod i å gjøre en kvantitativ analyse av jordskjelvsbelastningen på tunnelen. Meteorologisk Institutt på Island har foretatt målinger av jordskjelv siden 1926. Basert på disse måleresultatene ble det valgt å legge til grunn jordskjelv med 50 års og 500 års periode som dimensjonerende skjelv. Tunnelen har en forventet levetid på 50 år og det var derfor naturlig å benytte et skjelv med sannsynlighet lik 1, med andre ord et skjelv som kan forventes å opptre minst 1 gang i løpet av tunnelens levetid. Et 500 års skjelv har dermed en sannsynlighet lik 0,10. I tillegg ble det valgt å vurdere skjelv med 50 prosent sannsynlighet for å kunne oppstå innen 1000 år og 5000 år i et forsøk på å definere et verst tenkelig tilfelle.

Jordskjelvsbelastningen på en tunnel eller et underjordsanlegg vil mest sannsynlig fremstå enten i form av vibrasjoner eller direkte forskyvning. Meteorologisk Institutt på Island beregnet de forventede vibrasjoner (partikkelakselerasjon) og forskyvninger som kan oppstå på basis av erfaringsdata fra registrerte jordskjelv for de forskjellige scenarioene av jordskjelv. Det er imidlertid opplagt at et forventet 5000 års skjelv vanskelig lar seg beregne med rimelig grad av nøyaktighet.

For de to sistnevnte skjelvene (1000 og 5000 års scenarioene) ble forskyvningene beregnet til 60 +/- 40 mm og 610 +/- 130 mm og med størrelse på henholdsvis M= 5,2 og M=6,3.

På basis av disse inngangsdata ble det gjort forsøk på å anslå skadeomfanget på tunnelen og de installasjoner som befinner seg i denne. Sannsynligheten for forskjellige typer skader ble anslått og skadeomfanget ble så kostnadsvurdert. Sannsynligheten for at man mister tunnelen som følge av slike skjelv ble også vurdert, men ble funnet å være svært liten.

Det ble så vurdert nødvendige tiltak som kunne benyttes for å hindre eller redusere skadeomfanget og disse tiltakene ble kostnadsvurdert. En sammenligning mellom forventet skadekostnad og tiltakskostnad viste at det ville være mindre gunstig å investere penger i tiltak som var nødvendige for å sikre tunnelen mot 5000 års scenarioet enn 50 års skjelvet. Hvalfjördur tunnelen ble definert å ligge i et område hvor situasjonen tilsier "ingen skade".

Et jordskjelv (50 års skjelv) i dette området på Island forventes å ha en størrelse mindre enn M=5 og med en maksimal partikkelakselerasjon (PGA) på 0,07 g. 500 års skjelvet er beregnet å kunne sette opp en akselerasjon på 0,14 g. For å håndtere slike skjelv ble det utarbeidet funksjonskriterier til fjellsikring og tekniske installasjoner i tunnelen. Disse funksjonskriteriene har følgende krav (noe forkortet fra original tekst):

* For et skjelv med akselerasjon opptil 0,1 g skal følgende systemer være i operativ drift uavbrutt; fjellsikring, vannsikring, strømforskyning, drenasje og pumper, ventilasjon, belysning, kommunikasjon og kontrollsystem.

* For et skjelv med akselerasjon opptil 0,2 g skal følgende elementer være i operativ drift innen 24 timer; transformatorer, vifter, pumper og installasjoner i forbindelse med pumpestasjonen, kontrollenheter og kommunikasjon. Midlertidig erstatning av kabler kan være nødvendig.

* For et skjelv med akselerasjon opptil 0,2 g tillates lokal skade og avbrutt drift i inntil 30 dager av følgende elementer; fjellsikring, vannsikring, rør og kabler samt belysning.

For tunnelsikring er det anslått at en belastning på 0,1 g vil kunne håndteres av de generelle sikringsmidlene man normalt har tilgjengelig for et underjordsanlegg, nemlig fjellbolter og (fiberarmert) sprøytebetong. Dette er faktisk sikringsmidler som egner seg godt for denne typen belastninger, med relevante egenskaper med hensyn på fleksibilitet. Inntil 0,2 g kan man forvente at brudd oppstår lokalt.

## DESIGN KONSEPT

Det som i særdeleshet gjør dette prosjektet til et norsk tunnelkonsept er de spesifikasjoner og prinsipper som er lagt til grunn for prosjektering av tunnelen, driving og sikring av denne samt for beskrivelse av den standard og utrustning ferdig tunnel vil få.

De erfaringer man har ervervet i Norge spesielt med hensyn på undersjøiske vegtunneler og vegtunneler generelt har vært anvendt for dette prosjektet. Overdekningskravet for tunnelen er satt som minimum 38 m. Tunnelens maksimale stigning er i tråd med norske krav på 8 %.

Med basis i det trafikkgrunnlaget man har hatt tilgjengelig fra trafikktellinger og med en tunnellengde på omlag 5,7 km falt tunnelen innenfor Tunnelklasse B, i henhold til Håndbok 021. Dette har vært utgangspunktet for all prosjektering og også for avtalen mellom byggherren og de islandske vegmyndighetene.

**Tekniske spesifikasjoner**

Firmaet O. T. Blindheim AS utarbeidet på vegne av byggherren tekniske spesifikasjoner som sammen med typiske tegninger dannet grunnlaget for anbudsinvitasjonen som ble sendt ut på våren 1994. Under kontraktsforhandlinger ble riktignok en revisjon gjort på enkelte deler i de tekniske spesifikasjonene, og enkelte betingelser fremsatt av entreprenøren ble imøtekommet. Dette til sammen utgjør den tekniske basis eller den konseptuelle design for tunnelen.

De tekniske spesifikasjonene ble utarbeidet på basis av de retningslinjer som er beskrevet i blant annet Håndbok 021 utgitt av Statens Vegvesen. Håndbok 021 gir anbefalinger og retningslinjer for den tekniske gjennomføringen av tunneler. Siden man har en helt forskjellig kontraktstype enn den man normalt legger til grunn for tunnelprosjekt i Norge har man funnet det hensiktsmessig å modifisere og omskrive disse anbefalingene og retningslinjene slik at de passer den typen kontrakt som ble valgt for prosjektet.

Det ble derfor utarbeidet tekniske spesifikasjoner som ivaretar de retningslinjer som Håndbok 021 gir men ved å forsøke å etablere funksjonskrav til de enkelte elementene som omfatter tunnelsikring og tunnelinstallasjoner.

**Funksjonskrav**

Et av nøkkelelementene i kontrakten har vært å etablere funksjonskrav slik det er beskrevet over for installasjoner i tunnelen. Det hadde vært ønskelig å kunne gjennomført en slik kontrakt basert utelukkende på funksjonskrav. På det tidspunktet hvor kontrakten ble utarbeidet hadde man imidlertid ikke basis god nok til å kunne gjøre dette. Derfor er ikke kontrakten rendyrket funksjonskrav, men inneholder også for enkelte installasjoner detaljerte beskrivelser av material valg og utførelse.

I det følgende er funksjonskrav beskrevet for noen typiske tunnelinstallasjoner. Disse er tatt med for å vise eksempler på funksjonskrav som er benyttet i kontrakten. Den siterte teksten er hentet direkte fra de tekniske spesifikasjonene og er på engelsk slik teksten er originalt:

**Ventilasjon**

"Ventilation shall be provided by booster fans, controlled for optimal operation to provide air quality according to health requirements. Total thrust force shall be at least 18.000 N, provided by 4 groups of fans in optimum arrangement close to the transformer substations. The total thrust force is based on the calculation model given in "Handbook 021". The fans shall be mounted in pairs 80 m apart. The supply and control shall allow for 1 extra pair if necessary at each group.

Ventilation direction is mainly directed one way (against Akranes), but for specific hours during the week, the direction shall be adverse to comply with main traffic stream. The fans shall therefor be of the symmetric type.

Calculation of number of fans, n: $n = 18.000 / Pnom \cdot ((U_V - U)/U_V)$

where: $Pnom$ = thrust against still air of density 12 N/m³
$U_V$ = output air velocity of fan

U = air velocity in tunnel (here: 2,0 m/sec)." Sitat slutt.

**Vannsikring**

For vannsikring er følgende funksjonskrav gjort gjeldene, også her er original teksten sitert:

"Water shielding in the tunnel shall comply with the following requirements:

1. A discontinuous shielding is acceptable, i.e. no shielding will be required in dry and moist areas.
2. Dripping inside the carriageway will not be accepted.
3. All excess water shall be led to the drain system.
4. The same regulations apply for both roof and walls.

Dry and moist areas at the time of installation of the water shielding shall be shielded if registrations during the construction period indicates that future water dripping will occur.

If dripping occurs during the defect liability period where water shielding has not been performed the Contractor shall install shielding at his expense.

Registration and recording of water leakages shall take place immediately after excavation and shall be repeated every 3rd month." Sitat slutt.

**Pumper**

"The pump installation shall consist of 3 or 4 parallel and identical pumps. Each pump shall have a capacity of 60 to 90 % of the steady, total ingress, and the total capacity shall be at least 200 %. Operation shall be arranged with priority 1,2 aso. within the group of pumps, to be revolved in equal time periods." Sitat slutt.

**Fjellsikring**

For fjellsikring gjaldt følgende krav:

"The level of the support shall be consistent with the Q-system for rock mass quality and coherent required support." Sitat slutt.

Videre:

"As soon as possible after commencing excavation, an agreed basis for the characterisation of the rock mass, and the required level of support related thereto shall be established. All parameters in the Q-system shall be agreed and settled, or the possible ranges defined for different rock mass conditions. The relevant support classes shall then be assigned and also the actual number of bolts and thickness of shotcrete to be applied shall be decided. This shall be agreed jointly, between the Employer, the Contractor and the Engineer." Sitat slutt.

Utgangspunktet for en slik formulering var at i avtaledokumentene var alle sikringsklasser gitt med muligheter for variasjon med hensyn til antall bolter, sprøytebetong tykkelser mm.

Dette var gjort fordi man ønsket en gjennomgang av sikringen først når bedre kunnskap om bergmassens kvaliteter med hensyn på stabilitet var bekreftet i form en et åpnet bergrom hvor man kunne observere hvordan bergmassen opptrer.

I kontraktsdokumentene hadde man et utgangspunkt for sikring som gitt i tabellen under uten differensiering på de to tunneltverrsnittene man skulle etablere.

S = Sprøytebetong, Srf = fiberarmert sprøytebetong, B = bolter, t = tak, v = vegg, cc = senteravstand, L = boltelengde

| **Klasse 1**<br>**Q > 4** | **Klasse 2**<br>**1 < Q < 4** | **Klasse 3**<br>**0,1 < Q < 1** | **Klasse 4**<br>**Q < 0,1** | **Klasse 5**<br>**Q < 0,1** |
|---|---|---|---|---|
| Bspot L=2,4 m<br>S40 mm (t)<br>30 mm (v) | B0,2-0,5 pr $m^2$<br>L=3-4 m<br>S50-150 mm(t)<br>S40-90 mm (v) | B0,25-0,55 pr $m^2$<br>L=3-5m<br>Srf80S20 | B0,3-1,0 pr $m^2$<br>L=4-6m<br>Srf130S20<br>ribber cc 2m | Full utstøpning |

Tabell 3. Sikringsklasser i henhold til kontraktsdokumentene

## KONTRAKTSFORHOLD

Typen kontrakt som er blitt valgt for dette prosjektet, såkalt fast pris kontrakt er i norsk sammenheng lite kjent og har så langt vi kjenner til vært benyttet i kun enkeltstående norske tunnelprosjekt.

### Fast pris kontrakt

Med utgangspunkt i den økonomiske strukturen i Spölur har det vært nødvendig å vurdere nye veier å gå med hensyn til type kontrakt man skulle velge. Byggherren som er en typiske engangsbyggherre kunne ikke gå inn på en avtale med en entreprenør og ta risikoen for den praktiske gjennomføringen, ei heller kunne han ta den økonomiske risikoen.

Med tilsagn fra långiverne på et oppad begrenset beløp for byggentreprisen syntes det mest nærliggende for byggherren å gå inn for en fast pris kontrakt, eller lump-sum.

En fast pris kontrakt, som i dette tilfellet i utgangspunktet ble basert på et prinsipp som består av to elementer, en del med fast pris og en del basert på mengderegulering. Delen med fast pris inneholder blant annet alle sprengningsarbeider, alle installasjoner i tunnelen og alle arbeider med portaler, rigg og drift av denne samt finanskostnader. Denne delen av kontrakten utgjør i størrelsesorden 85 % av kontraktsummen. Med en såvidt stor andel av byggekostnadene låst er også sannsynligheten for betydelige kostnadsoverskridelser redusert.

En mindre del utgjør dermed mengderegulering.

Foruten de tekniske spesifikasjonene inngår en modifisert FIDIC-avtale i kontrakts-dokumentene.

FIDIC-avtalens "Conditions of Contract" er omskrevet for å kunne ivareta en del særegenheter for dette prosjektet, blant annet slike som gjelder økonomisk garanti, overtakelsesforretning, garanti for design og utførelse.

De elementer som inngår i fast pris delen av kontrakten er forsøksvis beskrevet ved hjelp av funksjonskrav som entreprenøren må dokumentere at tilfredsstilles ved utarbeidelse av detaljprosjekteringen.

**Regulerbare poster**

Kontrakten er imidlertid blitt utformet med enkelte regulerbare poster. De postene som er gjort regulerbare er relatert til sikring og injeksjon og utgjør forhold som er forbundet med usikkerhet i forbindelse med en undersjøisk tunnel. I utgangspunktet var vannsikring også en regulerbar post, men denne ble i løpet av kontraktsforhandlinger lagt inn i fast pris delen.

Det har gjennomgående vært en filosofi at kontrakten skal inneholde incitament som honorerer entreprenøren ved god fremdrift, rask og effektiv injeksjon, bruk av riktige sikringsmidler og anpasset mengde. Samtidig har man hatt som mål å ha en fleksibilitet i bruken av fjellsikring som ivaretar behovet for å kunne ta hensyn til spesielle lokale forhold om så var nødvendig. For å oppnå dette har man forsøkt å etablere spesielle oppgjørsregler for alle regulerbare poster. Eksempler på disse oppgjørsreglene skal gjengis i det følgende.

For injeksjon har følgende oppgjørsregler vært benyttet (engelsk original tekst gjengis):

"A grouting round consists of a grouted length, equivalent to 3 normal blasting rounds, within which a minimum total of 1.000 kg dry weight of successful grout inflow additive material (not including the amount needed to fill up the holes) has been injected in a minimum of 20 grout holes. Overlap shall not be included. See Turnkey Construction Contract, Part E, Appendix 3, Regulated Items Unit Prices.

A total of 90 grouting rounds is included in the Contract Price, each round complying with the above definition.

Probe drilling (control holes) after each grouting round shall be covered by the unit rate of one grouting round. Probe drilling shall be done according to a predetermined pattern for all holes which have been successfully grouted.

Included in the grouting rounds shall be 20 x 90 = 1.800 grouting holes and 1.350 metric tons of cement by dry weight. The number of actually drilled grouting holes shall be transformed into grouting rounds of 20 grouting holes each. Variation in the number of applied grouting rounds and used cement shall be subject to regulation of the Contract Price." Sitat slutt.

For sikring følgende regulering gjelder:

"For rock support classes 1 through 4 a total of 15.500 rock bolts is included in the Contract Price.

For rock support classes 1 and 2 the Contract Price includes an average of 80 mm plain shotcrete in the roof and 40 mm in the walls over a length of 3.770 m. Shotcrete shall be measured as applied shotcrete thickness according to the area of the theoretical rock contour. The walls are defined to extend 4,5 m above the tunnel bottom, i.e. the theoretical rock contour.

Included in the Contract Price are 1.500 m of rock support class 3 and 500 m of rock support class 4. Regulation will take place if really performed and approved amounts deviate more than 10 % either way from these amounts.

$Ma_3$ is the actual length in metres of Rock Support Class 3, $P_3$ is the corresponding unit rate.
$Ma_4$ is the actual length in metres of Rock Support Class 4, $P_4$ is the corresponding unit rate.

Rock support class 5, shall be fully regulated by a unit rate per meter applied cast-in-place concrete lining. The application of rock support class 5 shall be subject to approval by the Engineer." Sitat slutt.

| Description | Rock Support Classes included in the Contract Price | Adjustment to Contract Price | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | For a reduction in regulation item quantity | Increase in regulation item quantity | | |
| | | | Increase in the range 110-150% | Increase in the range 150-200% | Increase greater than 200% |
| Rock support class 1 & 2 | 3.770m See above | Full regulation by unit rate for rock bolts and shotcrete | Full regulation by unit rate for rock bolts and shotcrete | Full regulation by unit rate for rock bolts and shotcrete | Full regulation by unit rate for rock bolts and shotcrete |
| Rock support class 3 | 1.350 to 1.650 m | $= - (1.350 - Ma_3) \times P_3 \times 0,8$ | $= + (Ma_3 - 1.650) \times P_3$ | $= + (Ma_3 - 2.250) \times P_3 \times 0,8$ | $= + (Ma_3 - 3.000) \times P_3 \times 0,7$ |
| Rock support class 4 | 450 to 550 m | $= - (450 - Ma_4) \times P_4 \times 0,8$ | $= + (Ma_4 - 550) \times P_4$ | $= + (Ma_4 - 750) \times P_4 \times 0,8$ | $= + (Ma_4 - 1.000) \times P_3 \times 0,7$ |

Tabell 4. System for endring av kontraktsprisen

Det ble i tillegg til de ovenfor siterte oppgjørsregler laget et system også for regulering av enhetsprisene ut i fra den virkelig anvendte mengde i forhold til de anslåtte mengdene i kontrakten, se tabell 4. Dette vil bli benyttet i forbindelse med en eventuell endring av kontraktsprisen som følge av reduserte eller økede mengder.

**Risikoforskyvning mot entreprenør**

Byggherren har i tidligere faser av prosjektet gjort en del geologiske forundersøkelser. I forbindelse med anbudsinnbydelsen ble den komplette forundersøkelsen lagt ved. Det ble imidlertid gjort klart i de generelle betingelsene (FIDIC "Conditions of Contract") at entreprenøren selv er ansvarlig for å gjøre seg kjent med de lokale, geologiske forholdene og at det vedlagte materialet utelukkende var av informativ art.

Entreprenøren har også vært ansvarlig for å planlegge og gjennomføre supplerende forundersøkelser som han selv mener er nødvendig for å sikre forsvarlig drift. Dette skulle innebære også andre undersøkelser enn det som naturlig ligger i tradisjonell sonderboring foran stuff.

Entreprenøren skulle allerede på anbudsstadiet legge frem forslag til undersøkelsesprogram. I anbudet hadde den valgte entreprenøren lagt inn 1000 m kjerneboring. Risikoen for eventuelle endringer av dette nivået er entreprenørens.

Som det fremkommer i beskrivelsene av de regulerbare postene inneholder disse også reguleringer som endrer risikobildet sammenliknet med tradisjonelle enhetspriskontrakter. En rekke av de permanente installasjonene er inkludert i fast pris delen, for eksempel vann- og frostsikring.

Slike kontraktsformuleringer, i tillegg til den økonomiske og finansielle risikoen medfører en dreining av risikoen over på entreprenøren og i langt større grad enn det man har erfaring med fra norske entrepriser.

**Entreprenørens prosjekteringsansvar**

I kontrakten inngår det som entreprenørens ansvar å utvikle detaljprosjektering og arbeidstegninger på basis av et gitt konsept. Konseptet er beskrevet i tekniske spesifikasjoner og typiske tegninger. I tillegg finnes det i kontrakten definert enkelte standarder og retningslinjer også, dette kan være slike som amerikanske standarder for betong.

Detaljprosjekteringen skal føres helt frem til og med "As-built" dokumentasjon og skal omfatte alle aktiviteter som kreves inntil det ferdige produkt. Dette inkluderer også alle tilbuds-spesifikasjoner. Videre inngår fremskaffelse av alle nødvendige detaljer, beregninger, dokumentasjon med videre som skal beskrives slik at det kan danne grunnlag for byggherrens godkjenning.

Ingen tegninger eller beskrivelser kan komme til utførelse før byggherren har godkjent eller signert det nødvendige grunnlaget.

Entreprenøren skal utarbeide arbeidsprosedyrer for alle hovedaktiviteter som skal være i tråd med en prosjektspesifikk kvalitetssikringsplan.

I forbindelse med ferdigstillelse og prøveperiode er entreprenøren pålagt å utarbeide oversikter over alle installasjoner med bruksbeskrivelser, service intervall og så videre som skal sikre rett bruk av utstyret. Entreprenøren skal videre bistå i arbeidet med å etablere en komplett beredskapsplan for tunnelen.

**Q-systemets anvendelse**

I de tekniske spesifikasjonene er det definert 5 forskjellige sikringsklasser, foruten injeksjon, som var ment å kunne dekke de fleste forventede geologiske forhold. Hver sikringsklasse skulle dekke en gitt bergmassekvalitet definert i henhold til Q-systemet.

Hver sikringsklasse har videre en kombinasjon av flere sikringsmetoder, men imidlertid med et variasjonsområde for mengde av hver enkelt metode innenfor en klasse. Dette lå til grunn for fastsettingen av en kontraktspris for prosjektet.

Det ble imidlertid tidlig i anleggsfasen gjort en gjennomgang av samtlige sikringsklasser for å fastsette hver enkelt klasse og dens innhold i detalj. Dette ble under kontraktsforhandlinger avtalt å skulle gjøres av flere årsaker fordi; man ønsket en gjennomgang av sikringssystemet når man kjente bergmassens kvaliteter bedre og sikringsklassene hadde liten verdi som styringsverktøy når de var for åpne. For hver sikringsklasse ble derfor boltemønster, boltelengde, sprøytebetongtykkelse mm. bestemt og fastlagt i detalj.

I forbindelse med gjennomgangen av sikringsklassene gjennomførte entreprenøren i samarbeid med byggherren og "Bank Engineers" også en vurdering av Q-systemets anvendelse. Det ble i denne forbindelse fastlagt enkelte parametre i Q-systemet som skulle sikre at det var en omforent og akseptert bruk av dette systemet gjennom hele tunnelen. Her er det ikke meningen at Q-systemet skal være tema for diskusjon, men det er ikke til å fornekte at det på forhånd ble ansett at bruken av nettopp Q-systemet til sikringsbestemmelse i slike bergmasser var forbundet med usikkerhet og da spesielt i forbindelse med fastsettelse av inngangsparametrene. Mange var såvidt skeptiske til dette at man i de generelle kontraktsbetingelsene hadde inkludert beskrivelse av hvorledes konflikter i forbindelse med bestemmelse av bergmassekvalitet og sikring skulle løses.

En slik gjennomgang har imidlertid medført at Q-systemet har vært anvendt gjennom hele drivingen til fastlegging av bergmassekvalitet og påfølgende bestemmelse av sikring uten at konflikter har oppstått som følge av dette. Det har imidlertid vært ansett som nødvendig å foreta en viss utvidelse av sikringsklassene, da spesielt for klasse 4 som ble delt i 2 underklasser.

I tabell 5 er vist det omforente innhold av seks sikringsklasser som dannet grunnlaget for all sikringsbestemmelse. Siden både sprøytebetong og bolter er mengderegulerte poster har det vært mulighet for lokalt å kunne endre innholdet i sikringsklassene og at nødvendige tilleggsmengder ble tillagt sine respektive poster i mengdereguleringen.

I tabell 5 er brukt følgende symboler; S = Sprøytebetong, Srf = fiberarmert sprøytebetong, B = bolter, t = tak, v = vegg, cc = senteravstand, L = boltelengde. T8,5 profil er vist i midtre rad og T11 profil i nederste rad. Nisjer etc. har egne klasser, men er ikke gjengitt her.

| **Klasse 1**<br>**Q > 4** | **Klasse 2**<br>**1 < Q < 4** | **Klasse 3**<br>**0,1 < Q < 1** | **Klasse 4a**<br>**Q < 0,1** | **Klasse 4b**<br>**Q < 0,1** | **Klasse 5**<br>**Q < 0,1** |
|---|---|---|---|---|---|
| S40 mm (t)<br>S30 mm (v)<br>Bspot L=3m | S60 mm<br>Bspot L=3m<br>Bcc 2,2 L=3m | Srf80S20<br>Bcc1,7(t)L=3m<br>Bcc2,0(v)L=3m | Srf130S20<br>Bcc1,5 L=4m<br>(t/v) | Srf130S20<br>ribber cc 2m<br>Bcc1,5 L=4m | Full<br>utstøpning |
| S40 mm (t)<br>S30 mm (v)<br>Bspot L=3m | S80 mm (t)<br>S60 mm (v)<br>Bspot L=3m<br>Bcc 2,2 L=3m | Srf80S20<br>Bcc1,7(t)L=3m<br>Bcc2,0(v)L=3m | Srf130S20)<br>Bcc1,5 L=4m<br>(t/v) | Srf130S20<br>ribber cc 2m<br>Bcc1,5 L=4m | Full<br>utstøpning |

Tabell 5. Oversikt over avtalt sikringsomfang for forhåndsdefinerte klasser

Erfaringene er gode, de viser at et slikt fastlagt sikringssystem kan fungere. Det som sannsynligvis er årsaken til det er den grundige gjennomgangen som ble gjort tidlig i byggefasen hvor retningslinjene ble lagt for hvordan man benytter det verktøyet man har tilgjengelig for bestemmelse av bergmassekvalitet og dens sikring. Et slikt sikringssystem må imidlertid være bygget opp med en viss form for fleksibilitet slik at lokale tilpasninger kan gjøres.

**Entreprenøren finansierer byggeperioden**

Langtidslångiveren vil ikke komme med utbetaling av midler til byggherren før man har en erklæring på ferdigstillelse (Taking-Over Certificate) tilgjengelig. Dette kan tidligst skje 2 måneder etter at tunnelen er ferdigstilt da det kreves i de generelle kontraktsvilkårene at entreprenøren skal ha gjennomført suksessfull drift av hele tunnelprosjektet i en definert prøveperiode. Byggherren vil imidlertid stå for bompengeinnkrevingen i denne prøveperioden. Først etter en slik prøveperiode kan en ferdigstillelseserklæring gis.

Entreprenøren må derfor selv finansiere hele byggeperioden. Entreprenøren har så mobilisert en långiver for et byggelån og kostnadene er inkludert i kontraktsprisen. Det er så blitt etablert en plan for utbetaling fra långiveren av byggelånet som sikrer entreprenøren godtgjørelse av utførte arbeider i byggeperioden.

**Bonus for tidlig ferdigstillelse**

Byggherren er i en slik situasjon at det utelukkende er en ferdig tunnel som vil være inntektsbringende. Det finnes ingen form for forhåndsinnkreving av bomavgift til prosjektet ei heller andre former for inntekter som kan skaffe økonomiske midler til prosjektet. Det er med andre ord klart i byggherrens interesse å fremskynde dato for ferdigstillelse slik at trafikk kan settes på tunnelen. Derfor er det i kontrakten tatt inn betingelser i form av bonus som skal motivere for tidlig ferdigstillelse.

Det ligger i kontrakten en antatt byggeperiode på 36 måneder før ferdigstillelse av tunnelen (Physical Completion) og så en prøveperiode på 2 måneder. En eventuell ferdigstillelse av byggingen på et tidligere tidspunkt vil medføre at entreprenøren har krav på utbetaling av en bonus for tidlig ferdigstillelse i form av rene kontantutbetalinger. Tilsvarende finnes det en klausul i kontrakten som påfører entreprenøren pengebøter, oppgjort etter antall uker, dersom ferdigstillelse innen 36 måneder ikke er tilfredsstilt. En øvre tidsfrist på 51 måneder vil kunne medføre terminering av kontrakten dersom ferdigstillelse ikke er oppnådd.

En slik kontraktsfestet bonus for tidlig ferdigstillelse utgjør sammen med oppgjørsreglene for enkelte av de mengderegulerte postene incitament for entreprenøren til å etablere effektive driftsmetoder og gode arbeidsrutiner.

**Garantiperiode**

I kontrakten finnes det krav til entreprenøren at han skal sette tunnellen i operativ stand og drive den med trafikkbelastning i 2 måneder før en ferdigstillelseserklæring kan gis. Denne perioden skal bestå av minimum 2 perioder à 30 dager med uavbrutt drift. I forbindelse med denne perioden skal en "Test of Completion" bestås.

"Test of Completion" er et sett tester og dokumentasjon, avtalt og spesifisert i kontraktsdokumentene som skal demonstrere at tunnelen fungerer i henhold til tekniske spesifikasjoner. Etter denne innkjøringsperioden har entreprenøren et garantiansvar på alle leveranser til tunnelen over en periode på 4 ¾ år, dette gjelder også prosjekterte løsninger og er dermed ikke begrenset til produktleveranser.

Dersom det skulle dukke opp en situasjonen hvor for eksempel vannlekkasjer opptrer på områder som ikke tidligere er vannsikret forplikter entreprenøren å vederlagsfritt sikre disse dersom dette er påkrevet for å tilfredsstille funksjonskravene.

Dersom det eventuelt skulle vise seg at trafikantene er av den oppfatning at for eksempel belysningen er for svak i innkjøringssonen kan ikke dette påberopes å være en garantisak i den grad de tekniske spesifikasjonene er ivaretatt.

## GJENNOMFØRING

Så langt har prosjektet utelukkende handlet om tunneldriving og sikring av denne. Man har ikke kommet så langt at permanente installasjoner er kommet på plass i tunnelen. Gjennomslaget man hadde for kort tid siden markerer imidlertid en endring på de aktiviteter som skal gjennomføres.

### Sprengning, sikring og injeksjon

Tunnelen er drevet etter tradisjonelt skandinavisk mønster. Det har vært driving på to stuffer som ble startet opp omtrent samtidig, fra hver sin side av fjorden. Ingen tverrslag har vært etablert. Tunneldrivingen har fulgt en to skifts-ordning med 10 timer skift, men ingen helgefri. Dette har medført at entreprenøren har oppnådd inndrifter som i gjennomsnitt ligger i størrelsesorden 49 m pr uke for T8,5 tverrsnittet og beste ukeinndrift på 80 m. Med T11 tverrsnittet har entreprenøren drevet i snitt 37 m pr uke, med 56 m som best ukeinndrift.

Som en følge av oppgjørsreglene for sprøytebetong har det vært i entreprenørens egen interesse å produsere en optimal kontur. Det er benyttet detonerende lunte i konturen over en større lengde av tunnelen noe som har gitt en svært jevn kontur og lite overfjell.

Fortløpende med sprengningsarbeidene ble det utført permanent bolting og dels gjort ferdig sikring med sprøytebetong. Det ble imidlertid funnet mest hensiktsmessig av fremdriftshensyn å vente med en del sprøyting til etter gjennomslag. Derfor pågår det i skrivende stund supplerende påføring av sprøytebetong etter at midlertidig ventilasjon er fjernet.

Det viste seg under driving at man lokalt kunne påtreffe temperaturanomalier som gav en temperatur målt på lekkasjevann på i overkant av 55 °C. Normalt ligger temperaturen i berget langt over det man opplever i Norge. Hyppige målinger i tunnelen viser at temperaturen stiger jevnt med dypet og i lavbrekket på kote -165 har lekkasjevannet er temperatur på omlag 25 °C. Med en naturlig trekk på omlag 2 m/s vil luft som trekkes inn ved en ende og med en temperatur på 7 °C varmes opp av bergmassen til omtrent 15 °C før den når den andre enden (i hht målinger utført medio oktober '97).

For sprøytebetongen sin del har dette medført at entreprenøren har gjennomført grundig vanning av påført sprøytebetong for å unngå hurtigherding og oppsprekking av betongen. Vanning av sprøytebetong har vært en del av den daglige rutinen, med to omganger med vanning for hvert skift og både fersk betong og betong inntil en uke gammel er blitt vannet. Et lastebilchassis påmontert en vanntank og et fordelingsrør med dyser sørget for vanningen.

Det har videre vist seg at den utpregede lagdelte bergmassen har betydning for stabiliteten i den form at tunneldriving mot lagdelingen generelt har hatt bedre stabilitet enn drivingen med lagdelingen. Det er vederlagene som har vist seg å være sikringskrevende og spesielt når man drev langs lagdelingen. I disse partiene har man hatt noe problemer med bom i sprøytebetongen og svak heft. Det er særlig de tynne sediment lagene som har medført instabilitet, samt noe i partier med scoria. Basalten som sådan har ikke medført spesielle tiltak i form av sikringsarbeider, den har i grunnen vært svært stabil.

I tabell 6 er det vist typiske verdier for bergmassekvalitet i henhold til Q-systemet for de mest dominerende geologiske strukturene fordelt på opptreden i tunnelen. Dette er gjengitt med takk til Colin Rawlings i W. S Atkins som har systematisert alt materiale fra kartlegging og klassifisering av bergmassen.

| | **Basalt** | **Scoria** | **Sedimentlag** |
|---|---|---|---|
| Q (gjennomsnitt) | 4,9 | 3,1 | 1.3 |
| Q (maksimum) | 15 | 7,8 | 3,7 |
| Q (minimum) | 0,15 | 0,1 | 0,02 |

Tabell 6. Typiske Q-verdier registrert under tunnelkartleggingen

Ser man tunnelen under ett ligger bergmassen klassifisert i området $2<Q<6$ som tilsvarer dårlig til middels bergmassekvalitet.

Hele tunnelen er drevet med sonderboring foran stuff. Sonderboringen har bestått av varierende antall hull, fra 3 til 6 hull avhengig av hvilke geologiske formasjoner man har forventet. Typisk hull-lengde har vært 24 m. I spesielle partier har det vært gjennomført lengre sonderboring, opp til 50 m med slagboring. Et på forhånd avtalt opplegg for kjerneboring foran stuff er også blitt gjennomført. Bergmassen har vist seg å være uventet tørr. Et lite antall runder med sementinjeksjon er blitt gjennomført.

**Detaljprosjektering**

Entreprenøren er ansvarlig for å detaljprosjektere tunnelen og alle dens installasjoner i henhold til det konsept som er lagt til grunn i de tekniske spesifikasjonene samt de beskrevne støttedokumenter som for eksempel Håndbok 021.

For en del installasjoner utarbeider entreprenøren større prosjekteringspakker, "Design Specifications", dette kan være for eksempel; for ventilasjon, betongportaler, vann- og frostsikring, seismisk design for å nevne noen. Slike "Design Specifications", inkluderer en beskrivelse av de prinsipp som entreprenøren legger til grunn for detaljprosjekteringen. Alle nødvendige detaljer, beregninger, dokumentasjon med videre beskrives i disse pakkene som oversendes byggherrens stedlige byggeplassledelse og skal godkjennes av denne.

Disse pakkene inneholder imidlertid kun typiske tegninger og er i realiteten et mellomstadie fra konsept. "Design Specifications" skal være basis for utarbeidelse av arbeidstegninger.

For sikringsarbeidene i tunnelen har entreprenøren hatt ansvaret for all geologisk kartlegging samt beskrivelse og klassifisering av bergmassen i henhold til Q-systemet. Entreprenøren har videre hatt ansvaret for bestemmelse av den permanente sikringen samt vurdere og beskrive nødvendige injeksjonsarbeider. Klassifiseringen av bergmassen har vært direkte relatert til sikringsklasser som var definert på forhånd.

**Byggherrens rolle**

Byggherrens rolle under anleggsperioden er svært annerledes enn den man normalt er vant til fra norske tunnelprosjekt. Dette gjenspeiles også i den stedlige byggeplassledelsen byggherren har etablert. Det å kalle den lokale staben for en byggeplassledelse er i seg selv en lite presis betegnelse da det i grunnen utøves lite byggeplassledelse fra byggherrens side.

Entreprenøren har ansvaret for å gjennomføre byggingen, installere beskrevne installasjoner og overlevere tunnelen i henhold til etablerte krav. Dette ansvaret omfatter også detaljprosjektering og utarbeidelse av nødvendige arbeidsbeskrivelser samt fortløpende geologisk kartlegging.

Byggherrens stedlige representanter utgjør derfor nærmest en kontrollmyndighet begrenset til å gripe inn dersom utførelsen av arbeidet ikke er i henhold til de avtalte betingelser som for eksempel kan være funksjonskrav. Oppfølging av den geologiske kartleggingen samt vurdering av foreslått sikring er også deler av byggherrens ansvarsoppgaver.

Den viktigste oppgaven er imidlertid å fortløpende godkjenne entreprenørens prosjekteringsarbeid. Entreprenøren presenterer sin detaljprosjektering til byggherren som i en rekke tilfeller skal godkjenne denne, eventuelt gi sin konsensus. Dette fritar imidlertid ikke entreprenøren fra sitt prosjekteringsansvar, men gir byggherren det nødvendige innsyn som kreves for å kunne kontrollere og dokumentere at kontraktens betingelser og krav oppfylles.

Byggherren kan kun forkaste prosjekterte løsninger som ikke tilfredsstiller de fastsatte funksjonskrav eller på annen måte ikke tilfredsstiller avtalte krav. Entreprenøren kan ut fra en slik situasjon selv velge metode, produkt, materialer etc. etter det som for ham vil være mest gunstig, men må påregne å selv måtte fremlegge nødvendig dokumentasjon på de løsningene han har foreslått.

Byggherren knytter til seg ekstern fagkompetanse utover det han selv har tilgjengelig for å gjennomføre godkjenning av detaljprosjektering.

**Kvalitetssikring**

Entreprenøren har det overordentlige ansvar for alle aktiviteter fra et konsept og frem til et ferdig produkt. Produktet, en ferdig vegtunnel er forsøksvis beskrevet i tekniske spesifikasjoner ved hjelp av funksjonskrav til de forskjellige delelementene dette produktet består av.

For å sikre at byggherren får det produktet han har beskrevet ble det valgt å benytte et system for kvalitetssikring som gav byggherren nødvendig innsyn i entreprenørens aktiviteter, men med et omfang som måtte avpasses størrelsen på den stedlige byggeledelse. En plan var definert i kontrakten for tidspunkt for oversendelse av fortløpende dokumentasjon som entreprenøren produserer.

Oversendelsene var generelt delt i 4 hovedavsnitt; umiddelbart etter inngåelse av kontrakt, 3 måneder før anleggstart, ved anleggstart og fortløpende.

I det følgende nevnes noe av den dokumentasjon som inngikk i dette systemet og som skulle oversendes byggherren.

- Entreprenørens egen kvalitetssikringsplan.
- Organisasjonsplan, mobiliseringsplan og tidsplan for alle hovedaktiviteter godkjennes av byggherren.
- Arbeidsprosedyrer for byggherrens godkjenning.
- Plan for supplerende undersøkelser for byggherrens godkjenning.
- "Design specifications", tekniske detalj beskrivelser og tilbudsgrunnlag for installasjoner godkjennes av byggherren.
- Spesielle prosedyrer for sonderboring, injeksjon foran stuff, evakueringsplaner, beredskapsplan for ras på stuff mm. godkjennes av byggherren.
- Fortløpende daglige registreringer, geologiske kartlegging, fremdriftsrapporter, sikringsbestemmelser mm. for informasjon til byggherren.

Det må også bemerkes at selv om en godkjenning er gitt av byggherren vil ikke dette medføre at ansvaret overføres fra entreprenøren og til byggherren. Entreprenøren har ansvaret for prosjekterte løsninger.

I etterkant kan man gjerne si at selv med det relativt beskjedne kontrollsystemet man hadde intensjoner om å gjennomføre har det vært en tendens til økende oversendelse av dokumentasjon fra entreprenøren. Dette kan muligens ha en sammenheng med at funksjonskravene ikke er godt nok utviklet, eller at de ikke er entydige nok i sin beskrivelse.

## PROSJEKTETS STATUS PR DAGS DATO

I skrivende stund er det i underkant av 20 måneder siden kontrakt ble inngått. Det er mindre enn 18 måneder siden arbeidet ble startet med graving i forskjæringene og man har nylig hatt gjennomslag i tunnelen. Omlag 5500 m tunnel er drevet på to stuffer og 220 m betongkulvert er ferdig støpt. Det gjenstår omlag totalt 60 m betongkulvert .

Av de på forhånd definerte mengder sikring som ble inkludert i kontraktsprisen har man til dels oppnådd vesentlige besparelser. Dette skyldes at de lette sikringsmetodene, det vil si sikringsklasse 1 og 2 som består av ordinære metoder som fjellbolting og sprøytebetong med moderat tykkelse har vært de dominerende.

Av tunnelens lengde er henholdsvis 600 og 4500 m tunnellengde klassifisert som klasse 1 og 2 og dette utgjør totalt 93 prosent av tunnelens lengde. Man har satt omlag 3,25 bolter pr løpemeter tunnel og det er i snitt omlag 70 mm sprøytebetong i heng og 60 mm i vegger.

For disse midlene har man isolert sett en faktisk overskridelse av de forventede mengder. Det er imidlertid pr dags dato ikke full oversikt over den endelige fordelingen av mengdene, men det forventes at det vil bli omlag 10 % overskridelse her på mengdene.

Sikringsklasse 3 og 4 er kun benyttet i svært begrenset omfang i forbindelse med enkeltstående soner. Disse to klassene utgjør henholdsvis 6 og 1 prosent av tunnelens lengde. Omfanget utgjør omlag 20 % av forventet. Betongstøp på stuff, eller bak stuff har ikke vært vurdert i noen tilfeller og har heller ikke kommet til utførelse.

Når det gjelder injeksjon hadde man i utgangspunktet et forventet nøkternt anslag på mengdene, 90 runder var inkludert i kontrakten og totalt 1350 tonn sementbasert injeksjonsmiddel. Totalt har man gjennomført rundt 34 fulle runder injeksjon og til dette er det gått med omlag 365 tonn sement. Man har altså utført i størrelsesorden 30-35 prosent av forventet omfang av injeksjonsarbeider.

Etter gjennomslag ble det målt en innlekkasje i tunnelen tilsvarende i gjennomsnitt 62 liter pr minutt pr km. Dette er med andre ord i størrelsesorden 25 % av funksjonskravet tilsvarende 300 liter pr minutt og km. Man har derved kunnet redusere pumpeantallet til 3. Det er likevel satt av plass i pumpearrangementet til 4 identiske pumper og rørføringen ut er overdimensjonert for å kunne klare maksimal kapasitet på 4 pumper. I tillegg har entreprenøren garantert at den totale innlekkasjen ikke skal overskride i snitt 140 liter pr minutt pr km. Dersom en større total innlekkasje registreres i løpet av garantiperioden vil han vederlagsfritt gjøre nødvendige injeksjonsarbeider for å reduserer mengdene til det avtalte nivå som da ligger på halvparten av funksjonskravet .

I portalområdene derimot har man utvilsomt bommet på anslagene hva gjelder betongkonstruksjoner. I utgangspunktet var omlag 170 m "cut and cover" konstruksjoner forespeilet entreprenøren. Det viste seg imidlertid at de geotekniske undersøkelsene delvis bommet på løsmassemektighetene da store blokk kan ha blitt tolket som fast fjell. Resultatet har blitt omlag 100 m ekstra "cut and cover" konstruksjoner og et betydelig krav fra entreprenøren. Med utgangspunkt i at dette er en fast pris kontrakt med betydelig risiko på entreprenøren kan man argumentere for at et slikt krav ikke skulle etterkommes. På den annen side har byggherren fremlagt informasjon som viste seg å være feil. Saken er blitt løst i minnelighet og entreprenøren er tilkjent en godtgjørelse som "the Engineer" i kraft av sin myndighet har fastlagt.

Så langt ligger prosjektet godt foran tidsplanen. Det nylig gjennomførte gjennomslaget har kommet omlag 6 måneder før tidsplanen. Fortsatt gjenstår en rekke arbeider, men sannsynligheten for at entreprenøren kan få med seg en betydelig økonomisk pott i form av bonus for tidlig ferdigstillelse er god.

Dersom alle gode feer bidrar like aktivt i siste fase av arbeidene kan man forvente at det settes trafikk på tunnelen allerede i juli måned neste år (1998), dette vil i så fall være omlag 8 måneder før planlagt. Tunnelen vil i såfall stå ferdig etter en byggetid på snaue 2 ¼ år.

## KONKLUSJONER

Ref. 1 stiller spørsmålet hvorvidt et kostnadseffektivt tunnelkonsept kan konkurrere i et miljø med høy usikkerhet i de geologiske forholdene. Vår erfaring fra dette prosjektet er at det norske konseptet er anvendbart også i usikre omgivelser, som vulkanske bergmasser på Island. Det stiller imidlertid en rekke krav til alle involverte parter. En kjensgjerning fra økonomenes sfære er at høy risiko skal gi muligheter for høy avkastning. Dette forholdet gjelder også her, og må aksepteres ved denne typen kontrakter.

Kontraktstypen gir klare muligheter, men har og like klare svakheter. Det som fremkommer som en stor fordel er det åpenbart positive samarbeidsmiljøet som ble etablert mellom entreprenør og byggherre ved at førstnevnte i større grad enn vanlig er involvert i prosjekteringsarbeidet. Mye god kompetanse kom frem på denne måten.

Kontraktstypen gir muligheten for, og belønner utvikling av metoder som gir effektiv fremdrift, og dermed kostnadsbesparelser for begge parter.

Det sentrale element i kontrakten har vært funksjonskrav. Dette er imidlertid ikke spesielt godt utviklet for bruk i underjordsanlegg slik at det man har benyttet i dette prosjektet nok er å anse som en oppstart. Å etablere funksjonskrav som sikrer byggherren riktig kvalitet til rett pris er ikke gitt over natten og utgjør definitivt det svake punkt i kontrakten. Dette arbeidet krever derfor videre utvikling.

Når det gjelder regulering av visse poster med stor usikkerhet er det ikke enkelt å finne de oppgjørsregler som gir best balanse mellom "rett bruk" og virkelig anvendelse. Man erfarte en viss merkostnad forbundet med utstrakt bruk av boltesikring og "tynne" lag sprøytebetong i forhold til det som var kontraktsfestet. Det kunne muligens vært gunstigere å benytte et prinsipp hvor de lette sikringsklassene som 1 og 2 var inkludert i fast pris delen av kontrakten og hvor bare de tunge sikringsarbeidene var gjenstand for en regulering av mengde.

Prosjektet er foreløpig ikke ferdigstilt. Det gjenstår fortsatt en rekke installasjonsarbeid og enkelte av disse kan bli utfordringer å håndtere, både med hensyn på teknisk løsning og kontrakt. Det gjenstår også å se hvordan produktet, den ferdige tunnelen fungerer for byggherren og brukerne. En garantiperiode vil avdekke eventuelle umiddelbare mangler.

Når alle brikkene er behørig på plass kan man starte diskusjonen hvorvidt en slik type kontrakt har en realistisk, oppnåelig suksessfaktor og hvilke forbedringer som må gjøres for at den skal være spesielt anvendelig for underjordsanlegg.

Så langt har partene i dette prosjektet gjennomgående en positiv innstilling til en slik kontraktsform. At et norsk tunnelkonsept kan fungere i vulkanske bergmasser med usikre geologiske forhold er det heller ingen grunn til å betvile.

**REFERANSER**

1. Hreinn Haraldsson & Anders Beitnes,
Hvalfjördur - a Norwegian subsea road tunnel in young, basaltic rocks of Iceland,
Strait Crossings 1994, Ålesund, Norway.

2. Colin Rawlings, Milan Simic & Eivind Grøv,
Tunnelling beneath Hvalfjördur, Iceland,
Tunnelling '97, London, England.

3. Hvalfjördur tunnel,
Geological Investigations,
JTS Geotechnical Services Ltd
Reykjavik, February 1994.

# NORDKAPPTUNNELEN

## Undersjøisk vegtunnel under Magerøysundet;

## Hva slags berg (eller jord) er dette ?

Sivilingeniør Jan Erik Buan, Berdal Strømme a.s.
Sivilingeniør Per Bollingmo, Noteby a.s.

### *Sammendrag*

Man har under drivingen av Nordkapptunnelen erfart at tunneldriving gjennom lavmetamorfe og tektonisk hardt påkjente sedimentbergarter kan by på betydelige stabilitetsproblemer. I kombinasjon med det glatte sjiktmineralet kloritt, og spesielt når flattliggende skiferplater og tett oppsprekking har ugunstig orientering, kan tunneldrivingen og fjellsikringen bli såpass krevende at full utstøpning ved stuff er nødvendig å anvende over lengre strekninger.

Bergmassen har etter all sannsynlighet rimelig gode egenskaper in-situ. Mikroriss fra tektonisk påvirkning åpnes lett både under påvirkning fra sprengning, trolig også under bare mindre ugunstige spenningsforhold nær konturen. Konturens evne til å ta skjærspenninger etter frisprengning synes sterkt redusert sammenlignet med f.eks. den høyere metamorfe og seigere glimmerskiferen man finner i den sydlige halvdelen av tunnelen. Forhøyet innhold av kloritt gjør at skiferlagene lett brekkes opp.

Selv grundige forundersøkelser forut for drivingen har bare til en viss grad gitt signaler om at slike forhold kunne bli en realitet, og slett ikke i en slik grad at man kunne tyde indikasjonene så tydelig i negativ retning. Dette kan skyldes manglende erfaringsgrunnlag fra tunneldriving i denne type bergarter, men også at informasjoner i borkjernene ikke fullt ut ble forstått på et tidligere stadium. Et viktig moment er at overveiende meget høye seismiske hastigheter svekket troen på at berget kunne vise såpass negative egenskaper for tunneldriving.

### *Innledning*

I en forsamling som denne kan det være god latin å sitere fra prof. N. Janbus "Grunnlag i geoteknikk". Han sier at .."*det bør sterkt fremheves at uansett hvor omfattende grunnundersøkelsene og forhåndskalkylene enn er, så vil naturens mangfoldighet kunne sørge for at vi nå og da må være forberedt på å møte uforutsette overraskelsesmomenter av en slik art at deres innvirkning på byggverkets totale sikkerhet ikke kunne gjøres gjenstand for nøyaktige forutberegninger.*"

Derved har vi allerede gitt noe av konklusjonen i dette innlegget, men flere kan ha interesse av å kjenne noe av årsakene bak denne erkjennelsen.

Mange aktører har forsøkt, bevisst eller ubevisst, å gjøre Janbus utsagn maktesløst - selv for kompliserte strukturer som en bergmasse i en tunneltrasè over flere kilometer. Mange ønsker også naturens mangfoldighet forenklet og likevel beskrevet med høy grad av nøyaktighet, slik at man kan kalkulere gjennomføringen av et prosjekt med omfattende grunn- eller fjellarbeider med stor presisjon. Stilt overfor dette kravet produserer byggherrene (gjennom assistanse fra bl.a. ingeniørgeologene) etter beste evne underlagsmateriale både for planlegging og anbud. Et større mangfold i naturen "enn forutsatt" har mer enn èn gang medført hodepine både for statskassen og entreprenørene.

Slik gikk det til en viss grad også for den 6,8 km lange undersjøiske Nordkapptunnelen, som vil bli ferdigstilt 1. juni 1999 - ett år etter planene. Pr. 6. oktober i år gjensto 1000 m tunneldriving før gjennomslag. Tunnelen har T8 tverrsnitt, som tilsvarer drøyt 50 m2 utsprengt areal. (Prosjektet ble sist omtalt ved fjorårets konferanse, slik at interesserte kan få nærmere informasjon ved å lese foredrag nr. 15/1996.) I dette innlegget skal vi kort beskrive forundersøkelser, erfaringer fra bergmassen og konsekvensene for anvendt sikring gjennom lavmetamorfe sedimenter.

Overskriften antyder at fjellet også kan ha jordaktige egenskaper. Riktignok har kvaliteten på fjellet til tider vært ekstremt dårlig, men vi behandler fortsatt materialet som en bergmasse med en viss evne til å ta strekkrefter, i det minste in-situ.

## *Forundersøkelser, antatt sikringsomfang*

Man kan, selv i dag, trygt si at det ble utført omfattende og detaljerte forundersøkelser for denne tunnelen. Byggherren, Statens vegvesen Finnmark, engasjerte både ekspertise innen etaten, ingeniørgeolog, strukturgeolog, seismikkfirma og borefirma for å utføre de nødvendige undersøkelsene. Undersøkelsene foregikk over flere år, og flere alternative tunneltrasèer ble grundig vurdert mht. gjennomførbarhet og økonomi.

Omlag halve tunnelen skulle etter prognosene drives i en ordinær glimmerskifer (fra syd), mens man fra Magerøya ventet å drive i lavmetamorfe sedimenter som sandsteiner og leirskifre i veksling. Man hadde kun en geologisk hypotese for hvor disse bergartene møttes under sundet. Hypotesen ble først etter at anlegget var godt i gang konfirmert gjennom gjentatt studium av refleksjonsseismiske måledata, og senere bekreftet etter at tunnelen var drevet forbi lavbrekket fra syd. Bergartene på de to sidene av Magerøysundet tilhører likevel sannsynligvis samme berggrunnsformasjon, men de har av flere årsaker hatt ulik deformasjons- og omdanningshistorie.

Fjellkvaliteten, spesielt fra nord, var ventet å være generelt dårlig. De seismiske målingene ga imidlertid som resultat at de laveste hastighetene (fra 3 til 4 km/s) kun utgjorde 4% av den undersjøiske strekningen på 3,8 km, mens høye hastigheter (over 5 km/s) ble registrert i vel 60% av samme strekning. De lavere metamorfe skifrene har ikke, sammenlignet med glimmerskiferen, noen signifikant seismisk hastighetskontrast. Akustiske målinger avslørte moderate (0-10 m) løsmassemektigheter på sjøbunnen. Kjerneboringene på Magerøya (nord) viste generelt tett oppsprukket, lagdelt skifer og sandstein med lite vanntap i tunnelnivå.

Underlagsmaterialet ble etterhvert sammenstilt, og man så snart for seg en tunnel med behov for relativt høy andel forsiktig driving i form av reduserte salvestørrelser over en strekning på

ca 1 km, samt fjellsikring noe utover det normale; knapt 2 $m^3$ sprøytebetong og drøyt 5 bolter pr tunnelmeter i tillegg til 1400 tonn sementinjeksjon. Tung sikring ble forutsatt tatt hånd o ved 500 sikringsbuer av stangjern og sprøytebetong samt noe betongutstøpning (kun 120 m) gjennom de antatt mest ustabile partiene. I kalkylene ble det lagt inn at man pga. dårlig steinkvalitet måtte påregne full utskifting av alle masser i traubunnen over hele tunnellengden.

## *Erfarte fjellforhold*

Beskrivelsen nedenfor er ment å være generell, men tar spesielt for seg de partiene som bød på de største utfordringene for entreprenøren Veidekke og byggherren Statens vegvesen Finnmark. Variasjonene i bergmassekvaliteten viste seg etterhvert for praktiske formål å være betydelige, dog ikke større enn at berget for tunnelstrekningen fra lavbrekket og nordover kan klassifiseres som "ekstremt" til "svært dårlig" etter Q-metoden.

For den delen av tunnelen som ble drevet fra landsiden (sydfra, Vesterpollen) erfarte man faktisk noe bedre forhold enn antatt. Man drev tunnelen gjennom glimmerskiferen uten problemer over en strekning på ca 3 km helt ned til lavbrekket. Vannlekkasjene var stort sett konsentrert over de første ca 60 metrene samt i et parti nede ved lavbrekket. Pumpesump og fordrøyningsbasseng ble liggende i godt fjell. Problemområdet kom for denne stuffen til kjenne ved en stor forkastningssone inntil fordrøyningsbassengets nordlige begrensningsvegg.

Fra stuffen i nord (Veidnes) fikk man stabilitetsproblemer utover det som var forventet etter at dagsonen var passert. Man erfarte at leirskiferen og sandsteinen var meget tett oppsprukket - og tettere enn ventet. I tillegg viste det seg at man på alle sprekkeplan - og faktisk også i selve bergarten - hadde et meget høyt innhold av det bladige og glatte mineralet kloritt. På sprekkeplanene fant man gjerne kun et tynt leirbelegg, og forøvrig sprekkefyllinger vesentlig av kloritt i skiferen, men også en del kalsitt i sandsteinen. Sandsteinslagene ble derved mer stabile enn skiferlagene, og utgjorde gjerne en slags armering av stuffen for den mer ustabile skiferen.

Etter at dagsonen (fra nord) var passert, ble imidlertid fjellet nesten potte tett, så vannproblemer har man til nå ikke hatt for denne delen av tunnelen. Overmassene ble raskt betydelige, noe som ga meget store utslag i forbruket av "ekstra betong" etter at utstøpning på stuff ble et faktum. Særlig i hengen blir det meget dårlig stabilitet, også på grunn av at skiferen ligger ganske flatt med et fall på ca 20-40°. Sammen med vertikale sprekkesoner, med liten vinkel til tunnelaksen, ble det derfor vanskelig å opprettholde en god kontur. Ved maskinrensk er det bare nødvendig å presse piggen mot hengen, og fjellet går i oppløsning og raser ned som en grus. Under renskearbeidet raser det stadig ned «trillebårlass» flere steder fra hengen. Det er ikke uvanlig at det rauser ned overmasse til 3-5 m ovenfor ytterste hullrast, selv med salvelengder på 2-3 m. Ytterste og nest ytterste rast, ja gjerne store deler av oversalva, har ofte for en stor del stått uladet eller bare vært forsiktig ladet med rør i strosshullene.

Går man så frem til røysa fremstår massen som grusaktig med 2-3 cm store fragmenter som et gjennomsnitt, og forholdsvis lite innslag (5 % ?) av stein større enn 20 cm. Fragmentene er flisige, ofte romboedriske som følge av tektonisering, og har stedvis nærmest form som «chips». Går man i røysa kjenner man at massen virker glatt og sleip.

Tar man opp fragmentene, kjenner man en såpeaktig glatthet på alle flater, og flatene er glinsende og nærmest «slickensided». Delvis er det et tynt, glatt leirbelegg på sprekkeflatene. Lokalt har det forekommet noe mektigere leirsoner eller tykt belegg langs lagdelingen og sprekkene. Større biter kan lett deles ved å brekke med hendene, spesielt i skiferen.

Forsøksvis ble berget (fra nord) sikret med sprøytebetong og bolter over en kortere strekning. Etterhvert ble man tvunget over i skjolddrift som følge av dårlig stabilitet. Tverrsnittet ble over en kortere strekning innunder land oppdelt i en skutt undersalve og en hydraulisk pigget oversalve, mens det vanlige har vært 5,0 meters salver og gjerne 5,3 m brytning.

Man kan likevel undres over at entreprenøren over lange strekninger kunne drive tunnelen fra Veidnessiden stort sett med 5 meters (18 fots) salvelengder under full utstøpning på stuff. Kontinuerlig utstøpning i en bergmasse som gir seismiske hastigheter tildels over 5 km/s er slett ikke daglig kost. Noe av forklaringen kan ligge i at man ved maskinrensken fikk stabilisert deler av konturen - ca 60-70%, mens resten ble vurdert såpass ustabil at entreprenøren ikke fant det forsvarlig å sikre med sprøytebetong (og evt. bolter) som fullverdig arbeidssikring. Vi presiserer at slik driving til nå bare har vært mulig fra nord, sannsynligvis pga. at skiferen står en del steilere i nord.

For den andre stuffen, dvs. fra lavbrekket og nordover, har man måttet redusere salvelengdene tildels betydelig. Lagene har gjerne stått nesten horisontalt med fallvinkler på ca. 0-15° fra lavbrekket og nordover. De fleste salvene ligger til nå rundt 2,0-3,5 m, mens man under de mest ekstreme forholdene flere ganger har vært nede i 1,5 m samtidig som støpeskjoldet har vært tett plassert opptil stuff. Støpeskjoldet har også den funksjon at det kan benyttes for full gjenstøping av stuffen dersom det skulle vise seg nødvendig. Bare unntaksvis har 4- og 5-meters salver vært benyttet. Man har ennå ikke funnet det nødvendig å dele opp drivingen i pilot og stross, selv om avgjørelsen ikke har vært langt unna.

Noe av årsaken til den gjennomgående bedre stabiliteten fra nord ligger i at skiferlagene gradvis blir stående steilere nordover i tunnelen fra lavbrekket. Geologene hadde utfra regionale strukturer på land ventet å finne gjennomgående grovere sedimentbergarter lengst syd (i lavbrekket), noe som ville ha virket gunstig stabilitetsmessig. Et basalkonglomerat for sedimentsekvensen er funnet på land, men er hittil ikke gjenfunnet i tunnelen, og bergartene som sådan har til nå vært noenlunde like for de to stuffene. Forkastningssystemene, og sannsynligvis skyvehistorikken, har vist seg mer komplisert og mangfoldig enn man hadde muligheter til å finne ut av på forhånd.

Det bør også nevnes at bergmassens oppsprekningsgrad mv. krever meget tett bolting, og at evt. sikring med sprøytebetong etter beregningene måtte være minst 17 cm tykk - kanskje også 25 cm for å stabilisere tverrsnittet tilstrekkelig. Både med tanke på økonomi og framdrift var derfor dette alternativet kun aktuelt dersom berget var såpass stabilt at man unngikk forbolting (spiling) på stuff.

Salver med stabilitet som tidligere krevde utstøpning sikres i dag med ca 20-25 cm sprøytebetong i kombinasjon med systematisk bolting i rutenett 1,5 x 2,0 m. Sprøytebetongen påføres i lagtykkelser på ca 7-10 cm. Dette viser seg framdriftsmessig og økonomisk fordelaktig, til tross for et forbruk av sprøytebetong på 6,5-7 m3/tm. Rask påføring i tykke lag er mulig etter at en lavalkali sprøytevæske (betongakselerator Meyco SA-160) ble tatt i bruk ved anlegget.

## *Hva slags berg er dette - og lar bruddmekanismene seg beskrive?*

Mange har forsøkt å gi en dekkende beskrivelse av bergmassen utfra de metoder både ingeniørgeologer og geologer forøvrig benytter i Norge i dag. Et generelt inntrykk man sitter igjen med er at bergmassen in-situ høyst sannsynlig har rimelig gode fjellegenskaper, men at bergmassen etter frisprengning nærmest får karakter av grus eller chips ettersom fragmenteringen er meget høy.

Forenklet kan man si at de flattliggende skifrene (opprinnelig marine, grunne sedimenter) sannsynligvis i kaledonsk tid ble skjøvet under moderate trykk- og temperaturforhold. Det er tegn på at tunnelen faktisk drives gjennom eller langs en stor eller mektig skyvesone, hvor ikke bare de enkelte lag, men også bladige mineraler er strukket i skyveretningen. For geologer kan denne strukturen kalles imbrikert både i mikro- og makronivå. Dette antas å være hovedgrunnen til at man erfarer det glatte overflatebelegget av kloritt.

Testing av ulike typer bolters forankringskraft gir tross dette entydig beskjed om at fjellet holder meget godt på boltene. I urørt tilstand er sprekkene meget tette og nesten ikke synlige (svakt sementerte mikroriss), og kjerneprøver kan virke som "hel ved" til man brekker det lett opp bare med hendene. Ved hard mekanisk påkjenning, som ved sprengning og rensk, spalter fjellet meget lett langs de klorittbelagte stikkene.

Byggherrens ingeniørgeologer benytter Q-metoden for registrering av fjellkvalitet og bestemmelse av permanent sikring. Det er fortsatt et åpent spørsmål om hvor relevant metoden er for slikt berg. Man har likevel benyttet metoden, og Q-verdiene ligger gjennomgående i området 0,05-0,1 - tilsvarende "ekstremt dårlig" berg. I starten av oktober meldte riktignok ingeniørgeologen om at nå var det sannelig "svært godt fjell" - man hadde til og med registrert en borpipe i hengen. Q-verdien var da ca 0,5, som tilsvarer "svært dårlig" berg.

Berget gir beskjed når sprøytebetongen er påført i for tynne lag. Da ser man at denne bommes opp (gjerne nede i veggene) eller den sprekker opp rundt bolter gjennom sprøytebetongen. Det synes derfor som om tidligere kalkulasjoner for sprøytebetongtykkelser basert på både Q-metoden og RMI-systemet (Rock Mass Index v/Arild Palmstrøm) ligger i riktig område. NGI utfører når dette skrives en modellering i UDEC av bergmasseparametrene som en slags kontroll eller verifikasjon på at utført arbeids- og permanentsikring blir tilfredsstillende ivaretatt. Resultatene foreligger ennå ikke.

Man har funnet det nødvendig å kontrollere profilet for deformasjoner i flere måneder etter frisprengning. Konvergensmålingene viser at det forsatt er bevegelser i berget, selv etter 3-4 måneder. Typisk deformasjonsforløp er at hengen kommer ned og veggene presses innover med en hastighet på 1 mm/mnd.

De seismiske hastighetene er flere ganger kontrollert og funnet korrekte. De seismiske hastighetene forteller oss at det generelt er meget god og tett kontaktflate mellom bergfragmentene, in-situ vel å merke. Seismikken viser meget høye hastigheter, noe som tradisjonelt skulle indikere fast fjell og gode driveforhold. Årsaken er sannsynligvis at sprekkene eller stikkene er nærmest lukket in-situ, og derfor ikke gir noen demping på lydbølgeforplantningen. I tillegg vil man med refraksjonsseismikk på tilnærmet horisontale lag gjerne få en bølgeforplantning langs lagene, og derved en høyere hastighet enn om man måler på tvers. Denne effekten er ikke så tydelig her, da man ved senere refraksjonsmålinger

mellom borhull og terreng (i fjæra, ved kjerneborhullene) målte tilnærmet på tvers av lagene, og fortsatt hadde forholdsvis høye hastigheter.

Imidlertid har forhold i bergmassen medført en dramatisk høy anvendelse av betongutstøpning på stuff - tilsammen ca 2,5 km når tunnelen er drevet ferdig. Her er det derfor åpenbart at våre konvensjonelle metoder både for forundersøkelser og tunneldriving blir kraftig utfordret.

De synlige årsakene kan oppsummeres ved slike som observeres på stuff;

- ugunstig (horisontal eller med svakt fall på skrå) orientering på skiferlag og sprekkesystemer (kjent på forhånd),
- tildels mye tettere oppsprekningsgrad enn ventet - spesielt normalt på lagdelingen,
- høyt innhold av mineralet kloritt på de fleste sprekkeflater (undervurdert på forhånd),
- høy grad av tektonisering ved påvirkning fra regional skyvesone både i bergmassen og i mineralene (effekten av skyvning på lavmetamorfe skifre undervurdert på forhånd)
- enkelte vertikale leirslepper med sterkt oppknust sidefjell (kjent på forhånd).

Påvirkningen fra sprengningen, som forøvrig er så skånsom man har muligheter for, gjør at in-situ betingelsene blir kraftig forrykket. Sprenggassene som letter undersalven får nærmest som en bivirkning oversalven til å falle ned av seg selv - og i tillegg forekommer utfall vanligvis på ca 1-2 meter, unntaksvis opp mot ca 6 meter over prosjektert kontur. Sprengningspåvirket berg er meget lett å renske ned - faktisk gir maskinrensk gjerne ca 0,5 m ekstra inndrift pr salve. Av hensyn til sikkerheten har det ikke vært mulig å foreta spettrensk ved stuff nord for lavbrekket.

Som en illustrasjon av bergets brytende egenskaper kan det nevnes at man underveis også har utført forsøk med driving ved hjelp av hydraulisk pigghammer og roterende kulemeisel. Inndriftene har vist seg dårligere enn ved konvensjonell driving, selv med tungt roterende utstyr. Dette skyldes i hovedsak at berget tross alt har vært for hardt - spesielt i soner med sandsteinsbenker. Som renskeutstyr har likevel disse metodene rent teknisk vist seg meget anvendelige. Man har også i noen vanskelige partier endret på sonderhullenes retning, da det viste seg at disse hullene i for stor grad virket som "rissanviser" for konturen under sprengning og rensk.

Det er fortsatt store variasjoner i bergets egenskaper som bør forklares nærmere. En meget viktig faktor er bergets høye klorittinnhold; enkelte analyser viser inntil 60%. Dette mineralet er et sjiktmineral i samme familie som f.eks. glimmermineralet muskovit (lys glimmer). Muskovit er et meget bøyelig og fleksibelt sjiktmineral, som f.eks. i glimmerskifer er opphav til denne bergartens seige egenskaper. Klorittmineralet opptrer annerledes ved at gitterstrukturen i mineralet ikke er fleksibel eller bøyelig. I praksis betyr det at når mineralet blir utsatt for bøyning - eller bøyestrekk, vil det straks brekke opp som sprøtt flatbrød istedenfor å deformeres eller bøyes. På stuff produserer oppbrekningen av kloritt store mengder fint svevestøv. Konsekvensen av dette mineralets egenskaper er også at utviklingen av tunnelkonturen i større grad styres av lagdeling og sprekkesystemer. Dette antas å henge sammen med at bergmassen ofte yter for liten skjærkapasitet til å danne en effektiv buevirkning før konturen brekker opp.

Man har stilt spørsmålet om ikke in-situ spenningsforhold kan være en av flere utløsende faktorer for den dårlige stabiliteten. Dette må i tilfelle være begrenset til den delen av tunnelen som har høy fjelloverdekning, hvor altså vertikalspenningene antas å dominere sterkt som største hovedspenning - og større enn det svake berget kan tåle. Denne delen av

tunneltrasèen er begrenset til et parti over ca 600 m, og etter at dette partiet er passert kan vi vanskelig påstå at forholdene er vesentlig forbedret. Det har dessverre vist seg umulig å foreta kontrollerte spenningsmålinger slik dette berget arter seg.

Beskrivelsen hittil kan antyde at forholdene har vært mer ensartete enn de virkelig har vært. Over flere mindre strekninger har berget hatt tilstrekkelig skjærkapasitet til å kunne stå sikret over lengre tid kun med sprøytebetong - sågar uten kompletterende bolter, som av entreprenøren på det tidspunkt ble vurdert som et usikkert sikringsmiddel under slike forhold. Vi vil likevel understreke at anvendelsen av utstøpning som tung sikring sjelden har vært tema for diskusjoner på anlegget

Den nærliggende Honningsvågtunnelen ble for en stor del drevet i samme geologiske formasjon uten at det noe sted viste seg behov for utstøpning på stuff. Forskjellene på selve bergarten er vanskelig eller umulig å registrere. Imidlertid er sprekketettheten endel lavere, noe som gir høyere RQD- og Q-verdier. Like viktig anses det å være at lagstillingen er betydelig steilere (ca 40-50$^0$), og lagene stryker nær normalt på tunnelaksen. Bare små endringer i bergmassens egenskaper gir altså under slike forhold store konsekvenser for sikringsomfanget - og ikke minst kostnadene.

Bruddutviklingen krever alltid geometrisk utvidelse i forhold til tilstanden in-situ, og denne får man ved at skiferplatene gradvis knekker opp mot en fri flate (konturen). Det er viktig under marginale stabilitetsforhold at oppknekkingen utsettes litt i tid, slik at man får påført et stabiliserende lag av sprøytebetong.

Hvor man har hatt kombinasjonen glatte, delvis knuste skiferplater og leirfylling mellom sprekkeplanene, har man erfart at bruddtilstanden sannsynligvis utsettes litt i tid. I første, og avgjørende omgang, kan man faktisk dra nytte av leira på sprekkene - til tross for at leira selv er aktiv og som sådan uønsket senere.

Så lenge ruheten og heften mellom lagene er meget dårlig, kan man bare ved hjelp av bergmassens innspenning holde en viss kontroll med bruddutviklingen. Det er fare på ferde når $\sigma_3$ (minste hovedspenning) går mot null i et friksjonsmateriale, for da tar materialet nesten ikke skjærkrefter ($\tau$ går mot null). Derimot mobiliserer leira på sprekkene skjærkraft også etter at minste hovedspenning har blitt ubetydelig eller null, fordi den fortsatt kan gi litt skjærstyrke gjennom kohesjon. Dette medfører at bruddutviklingen forsinkes.

Vår teori er derfor at selv en moderat leirfylling, eller et tykt belegg mellom skiferplatene, kan virke stabiliserende på lagpakken og derved konturen. (Vann på sprekkeflatene virker annerledes, siden vannet ikke tar skjærkrefter.)

Den hurtige bruddutviklingen i den svake klorittskiferen er kanskje ikke noe stort mysterium. Sammenligner man klorittskifer med glimmerskifer kan man grovt sammenligne med to typer bjelkebøyning fra geoteknikken. Ideelt sprø (mye kloritt) og plastisk (mye muskovitglimmer) bjelkebøyning gir ulik bruddutvikling, idet den sprøe bjelken teoretisk bare kan bære 2/3 av den ideelt plastiske bjelken under ellers like forhold. Når brudd først er inntrådt ved randen (=konturen i en tunnel), vil bruddet suksessivt og raskt forplante seg gjennom den sprø bjelken. For den plastiske bjelken vil skjærfastheten kunne mobiliseres innover i tverrsnittet etter at randen er brakt til flytning. Dette henger sammen med at bruddmomentet utvikles forskjellig for de to tilfellene.

Til sist bemerkes også at man for en tunnel som denne, som inngår i et større prosjekt med gitt ferdigstillelse, står overfor et krav om framdrift. Dette vil til en viss grad medføre at man

presser salvelengdene oppover, og derved pådrar seg større nedfall fra heng og større kostnader for fjellsikring enn man under andre forhold ville ha akseptert.

## *Hva er så lærdommen fra Nordkapptunnelen?*

Kjerneboringene er nok den delen av forundersøkelsene som kunne gitt en liten advarsel om forholdene. Som nevnt kan man lett brekke kjernene med hendene, og på bruddflatene kan man tydelig se det glatte klorittbelegget. Kombinasjonen tett skifrighet, flattliggende skiferlag og kloritt kan erfaringsmessig være svært lite gunstig. Et typisk eksempel er Bratsberg kraftverk utenfor Trondheim, hvor flere typer lavmetamorfe sedimentbergarter, deriblant klorittskifer, ga meget vanskelige driveforhold og behov for lengre utstøpning.

Den generelle kunnskap om tunnelanlegg i skifre i Finnmark, hvor man har hatt tildels svært vanskelige driveforhold, burde kanskje også ha høynet aktsomhetsnivået. Likevel gir tunnelene i nærheten det inntrykk at man tross alt har kunnet takle den dårlige skiferen med sprøytebetong og bolter - f.eks. både i Skarvbergtunnelen, i Sortviktunnelen og i Honningsvågtunnelen.

Imidlertid er det ingen av indikasjonene som er så tydelige og entydige i negativ retning at man selv i etterpåklokskapens klare(?) lys kan hevde at man burde ha sett og til fulle ha forstått faresignalene på undersøkelsesstadiet. Janbus beskrivelse av mangfoldet i naturen er altså fortsatt gyldig, og anbefales derfor som en generell advarsel for alle byggherrer med fjellanlegg under planlegging.

Enkelte forhold kan ha interesse også for senere tunnel- og fjellanlegg:

1. Skiferbergarter og høyt klorittinnhold er en vanskelig kombinasjon. Sammen med utpreget tektonisk påvirkning kan mekanisk styrke etter frisprengning bli sterkt svekket.

2. Stol ikke blindt på en forenklet oppfatning av resultater fra seismikken, spesielt i skifrige bergarter. Refraksjonsseismiske hastigheter må vurderes nøye før man utfra lydhastighet gir en tolkning av fjellkvalitet eller forhold for tunneldriving generelt.

# SVELLELEIRE-UNDERSØKELSE. FORSØK MED SVELLE-TEST SOM BLIR UTFØRT PÅ ANLEGGET.

Sivilingeniør Ingvar Tyssekvam
Statens vegvesen Oslofjordforbindelsen

## SAMANDRAG

Under diplomarbeid hausten 1996 ved NSB Gardermobanen vart det bygd ein ny apparatur for måling av svelletrykk i leirprøver frå svakheitsoner. Denne vert inntil vidare kalla «Apparat for Svelletrykksmåling av Leirmateriale», ASL. Formålet med ASL er å vidareutvikle metodane som blir brukt til å måle svelletrykk, i første rekke måten ein behandlar prøvematerialet før sjølve svelletrykkmålinga. Ødometeret er framleis standarden i Noreg, men den har tydelege begrensninger. Prepareringa medfører mekaniske endringar i strukturen til prøvematerialet. Det nye med ASL er fyrst og fremst at prøvematerialet blir beheldt intakt og mest mogleg uforstyrra, og at prøvene blir noko større enn i ødometeret. Prøvestykka har meir eller mindre form som ein hamburger, og dei gjennomgår ikkje noko avslemming eller anna mekanisk behandling. Ved denne framgangsmåten kan ein eliminere enkelte av dei faktorar som er vanskeleg å kontrollere i ødometertesten. Ein sparer også tid på prepareringa og kan måle trykk rett etter konsolidering/avlasting og tilsetjing av vatn. Kontinuerleg overvaking og logging av måledata ved hjelp av datamaskin reduserer arbeidet ytterlegare i forhold til ødometeranalyse. Resultata så langt er lovande og utprøvinga av ASL blir vidareført ved Statens vegvesen Oslofjordforbindelsen.

## SUMMARY

A new method for measuring the swelling-pressure of clay sited in joints and faults was carried out during thesis-work the autumn of 1996. The apparature is named "Apparature for measurement of swelling pressure in clay" (in norwegian shortened by "ASL"). In Norway the oedometer has been used as a standard for a long time. The experience from these years tell us that the results are insufficient. The idea with ASL is to use larger samples and to keep them as intact and undisturbed as possible. No mechanical treatment. The samples are to be shaped like a "hamburger". The ASL eliminates many factors that are hard to control by using the oedometer. It also save time during the cyclus of preparation, compression/decompression and saturation,both by less preparation of sample and by monitoring swelling pressure on a personal computer. Further development is to be done by the Public road department on the Oslofjordconnection.

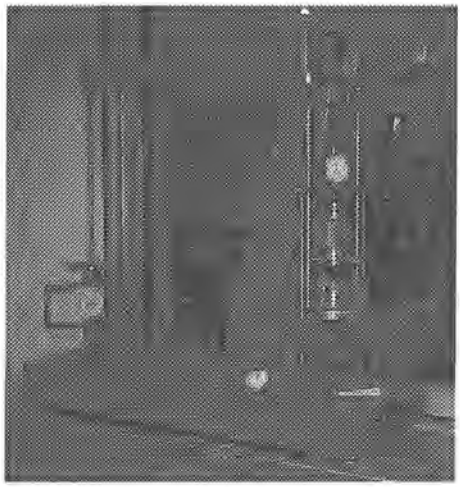
## INNLEIING

Svakheitsoner med svelleleire har i mange tiår vore diskusjonstema for anleggsfolk. "Korleis" og "kor mykje" har vore vanlege spørsmål når det gjeld sikringsarbeid og måten det måtte utførast på. Kjennskap til fjellet, god "synsing" og enkle tommelfingerreglar er blitt brukt i årrekkjer når sikringsomfang skulle vurderast. Ting skjedde ikkje så fort då. I dag er kravet at alt skal gå fort, men ikkje gale. Mykje av anleggsutstyret har hatt ei rivande utvikling, men kva med utstyret som trengst for å vurdere svelletrykk i svakheitsonene? Ideen til den nye apparaturen vart unnfanga av sivilingeniør Anders Beitnes og vidareføringa skjedde som ein del av underteikna sitt diplomarbeid hausten 1996. Dette arbeidet vart utført hos NSB

Gardermobanen A/S, som bekosta prototypen, og med Beitnes som rettleiar. Før ein går vidare inn på den nye apparaturen kan det høve å først sjå kva erfaringar vi har frå dagens ødometer.

## ERFARINGAR FRÅ BRUK AV ØDOMETER

Ødometeret har i mange år blitt brukt som det einaste alternativet når det gjeld måling av svelletrykk. Man har erfart at resultat oppnådd med nettopp ødometeret ikkje utan vidare kan overførast til in-situ forhold. Årsakene til dette er mange og kompliserte og nedanfor er det kort nemnt nokre av dei som har direkte samanligningsverdi med den nye apparaturen:



*Figur1. Ødometer*

Små prøver/forstyrring

Ødometerforsøk på uomrørte prøver kan ofte være vanskeleg å utføre sidan ødometeret har så små prøveskåler (20 $cm^2$). Det fyrste problemet vil være å få uomrørte prøver og det andre er at små steinfragment fort kan gi "steinbruer". Sistnemnde kan både låse kompresjonbevegelsen og det kan medføre at filteret blir knust. Dei aller fleste leirsoner er slik at det er umogleg å få prøver som fyller ødometerskåla. Av denne grunn er test på uomrørte prøver ikkje normert standard.

Representativitet

Når finstoffet vert vaska ut av ei prøve tek ein bort alle dei karakteristiske eigenskapane som har å gjere med struktur, innhald og fordeling av grovare bergartsfragmenter, in-situ konsolidering, porøsitet o.s.b.

Pakningsgrad og vatninnhald

Det naturlege svelletrykket i ei rein leirsone ligg oftast mykje over dei svelletrykk ein oppnår ved vanlege ødometerforsøk på tørr leire (Hov 1995). Årsaka er at ein får ukjent og dårleg pakningsgrad ved tørrpakking i ødometra og ein stor elastisk deformasjon ved avlasting. Sidan

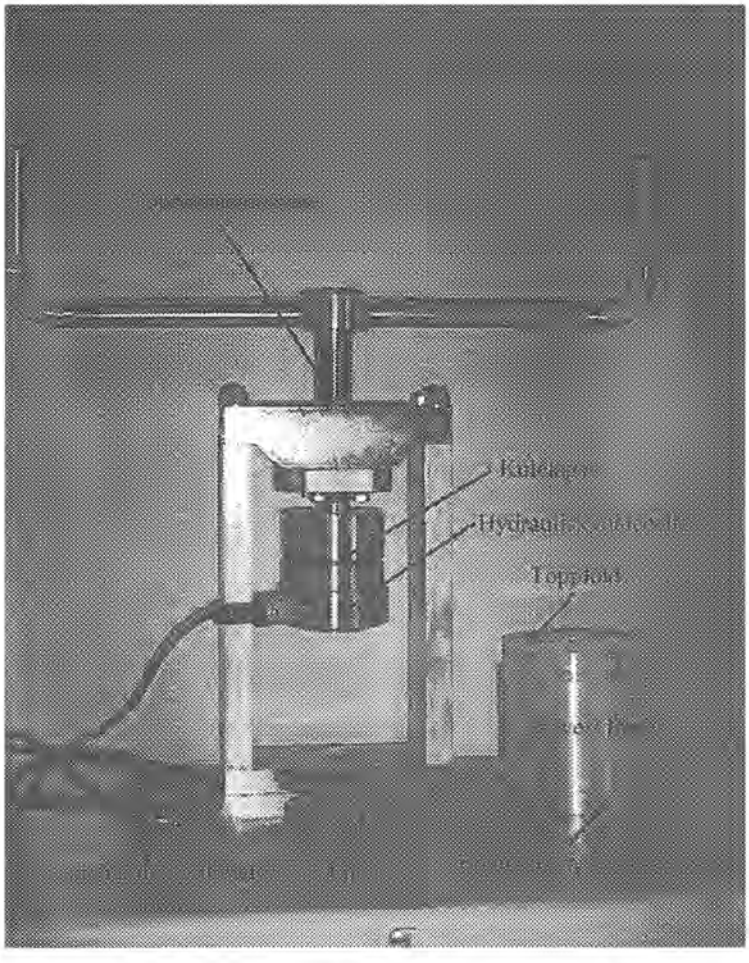
prøva er pakka tørr eller med eit utilstrekkeleg vatninnhald er den ikkje det vi kan betegne som prekonsolidert på 200 t/m$^2$.

Innhaldet av vatn kan også slå ut andre vegen. In-situ har leira eit vist vatninnhald medan den i laboratoriet startar som fullstendig tørka materiale. Forutsatt same komprimeringsgrad vil ein i laboratoriet få måling på heile svellesyklusen medan svellinga in-situ allereie er delvis unnagjort.

Alt i alt medfører dette at ødometertesten kun gir gode indikasjoner på typen svelleleire og kor aktiv den er. Ein kan ikkje bruke svelletrykkmålinga direkte til å dimensjonere ei utstøyping, til det er resultata alt for variable og usikre. Det er også ein tid- og arbeidskrevjande metode. Med dette som utgangspunkt starta arbeidet med å utvikle ein ny apparatur for svelletrykkmåling, der den berande ideen er å byggje ei in-situ prøve inn i sand som fyller ut ødometerskåla.

## NY APPARATUR, "ASL"

I mangel av korte og enkle namn har vi kalla det nye måleinstrumentet "Apparat for Svelletrykksmåling av Leirmateriale", forkorta til "ASL". ASL er konstruert som ei stiv ramme med ein kraftig toppskrue. I underkant av skruen er det på kulelager montert eit oppheng med innebygd trykkmålecelle. Under denne set ein sjølve prøvesylinderen (Ø= 103 mm, H= ca. 90 mm) med toppstempel, leirprøve og innpakkingsmedium, botnfilter og botnplate med dreneringspor.. Apparatet slik det står i dag er vist i figuren nedanfor.




*Figur 2. ASL, ramme med målecelle og prøvesylinder.*

### TEKNISKE DETALJAR

Apparaturen består av tre hovudfunksjonar. Først sjølve **testapparaturen**, dvs ramme med målecelle. Deretter kjem utstyr til eventuell **prekonsolidering**, dvs handpumpe med trykkstempel og trykkmåler. Til slutt kjem utstyr for **registrering av måledata**, dvs voltmeter og datamaskin. Apparatet har plass til prøver med ein diameter på opptil 8 cm og tjukkleik opptil 5 cm. Det kan prekonsolidere med trykk opptil ca 10 MPa og måle svelletrykk i

området 0-10 MPa. Det kraftige rammeverket skal ha så stor stivheit at ein kan sjå bort frå eigentøying i apparaturen under belastning/avlasting.

*Figur 3. ASL slik den står under svelletrykkmåling.*

Rammemål for sjølve apparaturen:

| | | |
|---|---|---|
| Høgde | : | 320 mm |
| Breidde | : | 81 mm |
| Lengde | : | 180 mm |

| | | |
|---|---|---|
| Vekt av ramme med sveiv og trykkmåler | : | 16,2 kg |
| Vekt av registreringsutstyr (PC+voltmeter) | : | 4,6 kg |
| Vekt av hydraulisk pumpe | : | 12,3 kg |
| Sum vekt | : | 33,1 kg |

## FUNKSJONSKRAV

Det var heilt frå starten av lagt opp til at apparaturen skal være så enkel, lett og robust at den kan anvendast ikkje berre på spesielle laboratorium, men også ute på anlegget. Det langsiktige målet er å finne ut om ein kan bruke svelletrykksresultater frå denne apparaturen direkte i dimensjonering av sikringsstøyp.

### Krav til apparatur

Viktige krav til apparaturen:

- Tåle 10 tonn strekk med minimal tøying i rammeverket
- Målecelle og registreringsutstyr tilpassa kontinuerleg måling mellom 0-2 MPa
- Målenøyaktigheit på mindre enn 0,5 %

**Inpakkingsmedium**

Innpakking av leirprøva er ein kritisk faktor for korleis svelletrykket blir formidla til målecella. Dersom massen blir laus kan ein vesentleg del av svelletrykket bli utløyst nede i sanden utan at det overførast til stempelet og målecella. Massen som leirprøva blir pakka inn i må derfor oppfylle ein del vilkår:

- Lett å komprimere til ei stiv masse som gir minimal egentøyning under tilsats av vatn og ved belastning.
- Finkorna nok til å hindre vesentleg inntrenging av leire frå prøveklumpen
- Sterk mot nedknusing
- Massen må ha evne til å fordele seg og fylle tomrom (låg tørr friksjon)
- Mediumet må og kunne lede vatn inn til prøva relativt hurtig

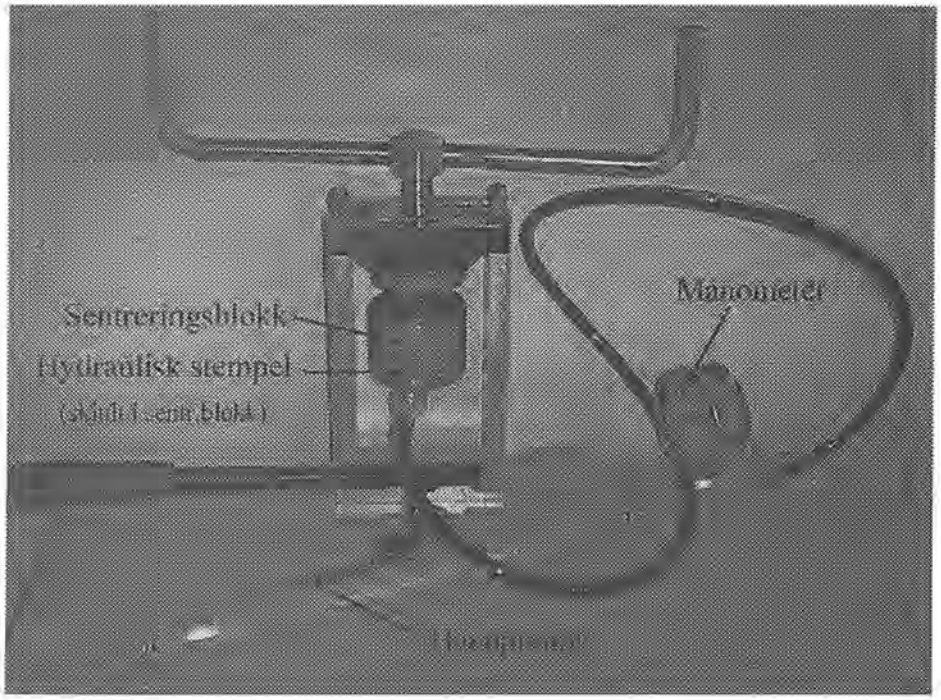
Det er i denne omgang valt å køyre dei innleiande testane av apparaturen med ein kvartssand som er einsgradert og som består av spesielt runde korn. Sanden bærer namnet Ottawa-sand og er henta frå eit prøveparti på lageret til ingeniørgeologisk laboratorium ved NTNU. Sanden er meget einsgradert med kornstorleik omkring 0,5-0,7 mm.

**VIRKEMÅTE**

Prinsippet med ASL er å prøveta sonemateriale så skånsamt at det forblir intakt og mest mogleg uforstyrra. Med hammar og ein stor meisel fjernar ein først material rundt ein større prøve. Denne tek ein så ut, deler den opp og vel eit representativt prøvestykke med høveleg storleik. Det er viktig at ein ikkje opnar sprekker eller riss. Avhengig av valt testprosedyre blir prøvestykket så eventuelt tørka før vidare behandling.

Apparaturen med botnplate, sylinder og filter vert så montert. Ein pakker først eit lag sand i botnen av sylinderen. Deretter legg ein prøvestykket oppi og pressar det litt ned i sanden. Prøva blir vidare pakka inn med sand på sidene og over. Så komprimerer og retter ein av topplaget før toppstempelet til slutt blir lagt på.

Før ein monterer prøvesylinderen i ASL'en må målecella demonterast og takast ut. Denne blir erstatta av trykkstempelet. Når det er montert kan ein plassere prøvesylinderen i ramma og pumpe opp til ønska trykk. Når prøva er ferdig prekonsolidert, noko som er tilfelle når trykket er stabilt på ønska nivå, blir den tatt ut og sett til avlasting nokre timar. På den måten blir trykket som skuldast elastisitet i sjølve prøva fjerna. Trykkstempelet kan så monterast av og erstattast av målecella igjen.




*Figur 4. ASL med utstyr for prekonsolidering (prøvesylinder er ikkje med her).*

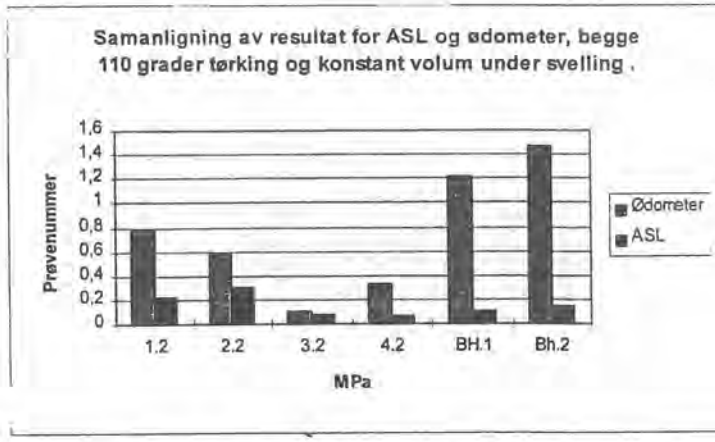
Når prøva er avspent blir målecella skrudd mot toppstempelet. Det er veldig viktig at denne får god kontakt utan å legge noko belastning på stempelet. Ein skrur først til og laster så av igjen til målecella viser 0 MPa. Deretter set ein apparaturen opp i eit kar med vatn (destillert vatn er brukt i diplomarbeidet) slik at prøven kan suge til seg vatnet og svelle opp. Trykket som bygger seg opp under stempelet blir registrert på ei datamaskin. Apparaturen står slik til svellinga er over og trykket har stabilisert seg (i denne fasen kan apparatet stå utan tilsyn). Da koplast utstyret ned og måledataene kan lagrast på datamaskina. Det kan setjast opp ein graf som viser svelletrykk mot tid og alt kan skrivast ut på papir. Toppunktet på denne kurva vil angi det maksimale svelletrykket prøva greidde å sette opp under "konstant" volum.

På denne måten kan ein simulere prøvematerialet sin avlasting under tunnelutdrivinga og deretter påfylgjande innstøyping. Om dette er den beste måten veit ein ikkje no, men den gjer det mogleg å evaluere resultata frå ASL ved direkte å samanlikne med resultata frå ødometerforsøka.

## RESULTAT

Prøver vart tatt frå tunnelane Romeriksporten og Bekkedalshøgda, begge på Gardermobanesporet mellom Oslo og Eidsvoll. I alt 6 prøver vart testa og samanlikna med normerte laboratorietestar på finstoff, bl.a ødometer og mineralanalyse. Disse vart utført ved NTNU.

Resultata frå analyseserien i dette studiet viste av dei målte svelletrykk for ASL tilsvarer frå 8% til 50 % av ødometerresultata. Resultata er vist grafisk i figuren under, der dei også er samanlikna med resultata frå ødometeranalysane.




*Figur 5. Samanlikning av ASL og ødometerresultat.*

Eit mål var å finne arbeidsområdet for trykkmålecella. I utgangspunktet vart det antatt at ASL vil gi bortimot 50 % redusert trykk i forhold til ødometer, dette avdi prosentdel svelleleire er mindre i disse prøvene. Øvre grense for vanleg arbeidsområde er for ødometer opp til ca 1.0 MPa, så utgangskravet til målecella vart at den spesielt skulle gi nøyaktig og detaljert avlesing i området 0 - 0,5 MPa. Friksjon i sida er neglisjert.

## DISKUSJON

Dersom ASL viser seg å være eit apparat for framtida reint resultatmessig vil ein og dra nytte av at laboratoriearbeidet blir vesentleg mindre arbeidskrevjande enn for ødometer. Heile avslemmings-, tørkings- og nedmalingsprosessen som gjerne krev laboratorietilhøve vert unngått. I tillegg vert svelleprosessen overvaka av datamaskina, utan behov for personell til stades. Etter små justeringar vil apparaturen også bli enkel i bruk, men det er viktig at brukaren er innforstått med virkemåten og søker å oppfylle alle kriterier undervegs i prosessen.

ASL-resultat syner ei betre korrelering mot mineralanalysane og smektittinnhald. Dette er eit tekn på at ASL kan være meir representativ for in-situ forhold enn det ødometeret er. Årsaka kan være at strukturen til både leirmaterialet og det omgivande materialet i prøva blir bevart ASL bruker også større prøver enn i ødometeret., noko som saman med strukturen gjer det enklare å etterlikne in-situ forhold under svelletrykkmålinga.

## KONKLUSJON / VIDARE ARBEID VED OSLOFJORDFORBINDELSEN

Foreløpig er denne apparaturen noko uferdig både reint teknisk og når det gjeld prosedyrar for utføring av svelletrykkmålingane. Nøyaktigheit av disse resultata kan ikkje garanterast før fleire målingar er gjort. Likefullt synes resultata å være plausible sett ut frå mange av dei erfaringar som er gjort med ødometeret. Alle prøvene har registrert svelling, noko som i seg sjølv er ein god start. Det viser at det valte innpakkingsmediet har gitt tilfredsstillande stivheit.

Det må også bemerkast at ASL kan anvendast på fleire måtar om ynskjeleg. Ein kan variere belastning under prekonsolidering og variere mellom destillert vatn og det vatnet som faktisk er/kjem i tunnelen. Metoden og behovet for tørking har også alternative metoder. Det er for eksempel kanskje mogleg å klemme ut vatnet ved hjelp høgt trykk?

Under den vidare utprøvinga vil det være naturleg å sjå nærmare på fylgjande punkt:

- Framleis parallell testing med ødometeret
- Teste minimum to prøver av samme sone
- Standardisere storleiken på prøvene?
- Må prøva tørkast, eventuelt korleis?
- In-situ vatn kontra destillert vatn
- Vurdere om det er mogleg med direkte in-situ prøve (presse sylinder inn i sona)

På det nye Rv. 23 anlegget mellom E-18 og E-6, med kryssing under Drøbaksundet, er det i alt 6 tilgjengelege tunnelar. Med så mykje tunnel er det å forvente at apparaturen skal kunne testast i større omfang. Utviklinga vil så skje ut frå dei resultat og erfaringar en får, gjerne i samarbeid med interesserte parter (gjerne også eksterne).

## REFERANSER

Hov, A. (1996): Muntleg meddeling.

Prosjektleder Anders Beitnes
NSB Gardermobanen A/S

FORMANNENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1997

# E16 Lærdalstunnelen
# Høge bergtrykk. Ønskje om ferdig sikring ved stuff - går det?

Prosjektleiar Jon Kvåle
Statens vegvesen Sogn og Fjordane

**Samandrag**

Lærdalstunnelen har stor overdekning og høge bergspenningar. Største hovedspenning er flattliggjande, men det er liten pennings-anisotropi for dei indre delene av tunnelen.

Sikring mot høge spenningar og bergslag vert utført med endeforankra boltar og fiberarmert sprøytebetong. Ved moderat sprak vert det bolta for kvar salve og spruta ein gang pr. døgn. Ved kraftig sprakaktivitet vert det både bolta og spruta for kvar salve.

Det vert lagt vekt på å få utført mesteparten av sikringa som stuffsikring. Dette vil gi optimale driveforhold og sikringsforhold for tunnelen. Behov for ein del ettersikring/supplering etter gjennomslag er forventa.

Samme pris for sikringsarbeida, på og bak stuff, i tunnelentrepriser vil gjere det lettare å få utført mesteparten av sikringa som stuffsikring.

**Summary**

The Lærdal tunnel has high overburden and high rock pressure. The main direction of stress is horizontal, but the stress-anisotropic is low for the inner part of the tunnel.

Endancored steelbolts and shotcreet with steelfibers are used as rock support against high stresses and rock burst. When moderate rock burst occur it has to be bolted after each round and shotcreted once a day. When heavy rock burst occur shotcreting and bolting is necessary after each round.

Most of the total rock support is carried out at face. This way of doing it will give an optimal tunneling performance and optimal cost of rock support. We expect a crtain demand of additional rock support after breakthrough.

Equal fee for rock support, at and behind face, in tunnel contracts will do it more easy to perform the most of rock support at face.

## 1. Prosjektinformasjon.

Lærdalstunnelen skal inngå som ledd i stamvegen E16 mellom Oslo og Bergen. Tunnelen som ligg mellom bygdene Lærdal og Aurland i Indre Sogn vert 24,5 km lang og vil ved opningstidspunket ved årsskiftet 2000/2001 bli verdens lengste vegtunnel.

Byggjearbeida for tunnelen starta opp i Aurland våren 1995. Her skal 11 km av tunnelen drivast frå tunnelinnslaget på Nyheim..

På Lærdalssida starta arbeid med anleggsveg og førebuande arbeid opp på same tidspunkt. Sjølve tunnelarbeida starta opp på Lærdalssida ved nyttår 1996. I Lærdal skal 13 km av tunnelen drivast frå tverrslag i Tynjadalen. Tverrslaget møter hovedtunnelen 6,5 km frå tunnelmunningen i sjølve Lærdalsdalen. Sjølve tverrslaget vert 2,1 km. Dette blir drive på sterkt fall - 1: 9. Tverrslaget tjener fleire formål.:

- Gir kortare stuffar for drivinga.
- Reduserer byggjetida.
- Kortare transport til deponiplass for tunnelmassane.
- Får ein funksjon i ventilasjonsløysinga for tunnelen. Utblåsing av brukt luft.

0,5 km av tunnelen skal drivast frå innslaget ved Håbakken, 5km sør-aust for Lærdal.

Fig. 1 viser oversikt over tunnelen.

Fig. 2 viser tunneltverrsnittet.

## 2. Organisering av byggjearbeidet.

Sprengingsarbeida vert gjennomført som 3-skiftsordning. 2 lag er på anlegget til kvar tid og arbeider 2 x 10-timar. Det 3dje laget er på friveke/avspassering - "Nordsjø-ordning".

Tunneldrivinga i Aurland vert utført i eigen regi av Statens vegvesen si Produksjonsavdeling.

Frå tverrslaget i Tynjadalen vert arbeida utført i hovedentreprise av
NCC Eeg-Henriksen Anlegg AS.

Tunnelarbeida frå Håbakken i Lærdal skal også utførast av Statens vegvesen i eigen regi.

## 3. Geologi.

Fig. 3 viser lengdesnitt av tunnelen der berggrunnsgeologi og oversikt over knusingsoner og forkastningar er lagt inn. Heile tunnelen vil liggje i grunnfjellet. Det er ei viss usikkerheit om grensa mellom grunnfjellet og den overliggjande fyllitt-pakken. Men vi reknar det som svært lite sannsynleg at fyllitten vil nå ned i tunnelnivået. Grunnfjellet består hovedsakleg av båndete gneisar som ofte er gjennomskårne av pegmatitt- og granitt/diorittårer. Mot Lærdalssida er fjellgrunnen meir prega av massiv gneis og øyegranitt. Her finn ein også bergarter av gabbroid samansetning. I heile grunnfjellsområdet opptrer det lokale band/linser av amfiboltt og soner av glimmergneis.

Ein større forkastning kryssar tilnærma vinkelrett på tunnelen vel 10 km frå påhogget i Aurland. Vidare kryssar fleire knusningssoner tunnelen, dei fleste av desse ligg i halvdelen mot Lærdal. Ein forventar ikkje at slepper og knusningssoner vil gi særlege driftsproblem for tunnelen. Stabilitetsproblema og sikringsbehovet for tunnelen vil vere dominert av spenningssituasjonen.

**4. Overdekning og Spenningsforhold**

Fig 3 viser også overdekningen for tunnelen. 21 km av tunnelen har overdekning over 800 m og høgste overdekning er 1450 m.

Første 6 km av tunnelen frå Aurland går rett under og parallelt med ein fjelldal. Tunnelen i dette området er difor utsett for større vertikallaster enn det ein kan lese av lengdesnittet. Fjellområdet nord-vest for tunnelen når opp i 1800 m høgde.

Frå krysset med tverrslaget i Tynjadalen og mot Lærdal kjem tunnelen inn i influensområdet for Tynjadalen. Tunnelen går parallelt med denne med ca 1,5 km sideforskyvning. Dalbotnen i Tynjadalen ligg på same høgde som tunnelen.

Spenningssituasjonen vart ikkje målt i prosjekteringsfasen. Overdekningen er så stor at dette vart sett på som økonomisk urealistisk. Ut frå tidlegare erfaringar frå mange store tunnelprosjekt ( både vegtunnelar og kraftsverksanlegg ) i denne delen av landet, var det forventa at ein ville få stabilitetsproblen på grunn av høge bergtrykk i Lærdalstunnelen. Tidlegare erfaringar tilsa også at for denne djuptliggjande tunnelen ville store horisontalspenningar vere dei mest dominerande for stabilitetsproblema.

Pr. dato er spenningssituasjonen kartlagd i eitt punkt i tunnelen. Bergspenningane er målt i kryssningspunktet mellom tverrslaget i Tynjadalen og hovedtunnelen. Fig. 4 viser nærare detaljar frå målepunktet. Krysningspunktet mellom tverrslaget og hovedtunnelen er utsprengt med ein gjenståande pillar, d = 18 m, og utviding for viftestasjon inn til krysset. Største spennvidde i området er 20 m. I kryssområdet er den vertikale overdekningen 1300 m og krysset ligg 2 km inn frå Tynjadalen. Tynjadalen endar i ein botn ved påhogget, slik at ein kan sei at dalen ikkje skjerer seg lenger inn i fjellmassivet mellom Lærdal og Aurland enn inn til påhogget for tverrslaget. Spenningsmålingane gav desse verdiane:

| | Spenning Mpa | Retning frå N | Fall |
|---|---|---|---|
| Størst hovedspenning: | 31,5 | 154 | 20 |
| Mellomste hovedspenning: | 28,7 | 49 | 36 |
| Minste hovedspenning: | 21,4 | 266 | 47 |

Største hovedspenning ligg tilnærma vinkelrett på tunnelen og er relativt flattliggjande. Anisotropien er relativt liten.

Bergarten i målepunktet er amfibolittisk og diorittisk massiv gneis.Trykkfastheit 120 og 110 MPa og E-modul 64 og 45 GPa for den amfibolittiske og diorittiske gneisen.

Ved sprengning av kryssområdet vart det montert opp 3 ekstensiometer. I tunnelhengen, i pillarveggen og i tunnelveggen i snittet som er smalast inn mot hovedtunnelen, konf. fig. 4. Målepunkta vart montert på siste sprengte salve, etter at bolting var utført, men før spruting av salva. Pillaren var systematisk bolta med 5 m lange polyesterforankra boltar i boltemønster ca. 1,25 x 1,25 m. I heng og vegg vart det brukt 3 m boltelengde og boltemønster 1,5 x 1,5 m. Ekstensiometeret i hengen hadde forankringar på 3, 6 og 9 m. Dei andre hadde forankringar 2, 4 og 6 m inne i fjellet.

Deformasjonar vart målt over ein periode på 7 dagar. Det vart målt små deformasjonar i fjellet. Inn til dei 2 djupaste ankera i kvart målepunkt var det deformasjonar på ca. 1 mm. Inn til det ytterste ankeret (innanfor boltelengden) var deformasjonane under 0,5 mm.

I første omgang (på stuff) vart det bolta og spruta ned til ca. 1 m over solen i dette området. Det viste seg snart at dette ikkje var tilstrekkeleg. Ein fekk så mykje oppbomming og oppsprekking av nedre del av veggen at det etter ca. ei veke var nødvendig å bolte og sprute heilt ned til solen. Etter denne sikringa kan ein ikkje sjå sprekkeutvikling i tunneloverflata.

**5. Måling av spenningar/lastpåføring i sikringstiltaka.**

Statens vegvesen har inngått avtale med SINTEF om å instrumentere og måle lastoppbygginga i endeforankra boltar og sprøytebetong i Lærdalstunnelen. I tilknytning til desse målingane skal deformasjonar i fjellet og spenningstilstanden på målestaden kartleggjast. Desse forsøka er i gang, men resultata føreligg ikkje pr. dato. Instumenteringa er utført i eit område på Lærdalssida der ein vil karakterisere spenningssituasjonen til "moderat sprakefjell". I det området forsøka vert utført har ein hatt så mykje oppbomming og nedfall i tunnelen at det oftast har vorte spruta og bolta etter kvar salve. Det hadde utvilsomt vore ønskjeleg å treft med instrumenteringa i eit område med kraftigare sprakaktivitet og større måleutslag.

**6. Sikringsfilosofi.**

På Vestlandet, og kanskje spesielt i Sogn og Fjordane Fylke, har det i dei siste 10 - 15 åra vore drivne mange lange og djuptliggjande vegtunnelar - Høyangertunnelen, Fjærlandstunnelen, Gudvangatunnelen, Frudalstunnelen og Fodnestunnelen. Alle desse har lengde over 6 km, har stor overdekning og det har stadvis vore høge bergspenningar med stort behov for sikringstiltak. Felles for tunnelar med høge bergspenningar er at det forutan behov for permanent sikring også er behov for omfattande arbeissikring. 10 år tilbake i tida vart arbeissikringa oftast utført med fjellboltar i kombinasjon med stålnett og band. Boltar og nett vart tidlegare også i stor utstrekning brukt som permanent sikring i dei lågtrafikkerte tunnelane på Vestlandet. I dei fleste tilfeller måtte det monterast opp nytt nett etter at drivinga var avslutta. Sprøytebetong i kombinasjon med fjellboltar har dei siste åra overteke den funksjonen boltar og nett hadde tidlegare. Grunnen er først og fremst den utviklinga ein har hatt med sprøyteteknikken (effektiv robotsprøyting), med betydeleg relativ kostnadsreduksjon.

Ved prosjektering av Lærdalstunnelen og ved utarbeiding av anbudsgrunnlag for entrepriser er det lagt til grunn at sikring mot høge bergspenningar i hovedsak skal taklast med varmgalvaniserte endeforankra (polyesterlim) boltar og stålfiberarmenrt sprøytebetong..

Det vert presisert at ein her snakkar om ein tunnel der trafikkmengdene er låge (ÅDT på ca. 1000 kj.) og det er ikkje rekna med at tunnelen skal utstyrast med gjennomgåande sikringshvelv. Det er små lekasjemengder og få lekkasjepunkt i tunnelen.

Hovedgrunnen til at denne sikringsmetoden er valgt er:

- **Kombinasjonen boltar / sprøytebetong er ein sikringsmetode som fungerer både som arbeidssikring og som permanent sikring av tunnelen. Det er antatt at ca. 90 % av sikringa vert utført som stuffsikring**

- **Boltane og sprøytebetongen bind saman det oppsprukne/oppbomma fjellet nærast tunneloverflata og held det på plass. Denne oppsprukne bergmassen tek ikkje tangentsialspenningar. Trykkspenningane vert då tvinga lenger bort frå overflata og sikringstiltaka gir nok understøtting for innanforliggjande fjell til at vidare oppsprekking stansar.**

Grunnen til at vi ønskjer å gjere ferdig mest muleg av sikringsarbeida etter kvart er fleire:

- **Gir god arbeissikring.**
- **Reduserer det totale sikringsarbeidet. Optimalt sikringstidspunkt.**
- **Ønskjer å gjere mykje av kompletteringsarbeidet ferdig parallelt med tunneldrivinga.**

**7. Arbeidssikring / Permanent sikring.**

Oppbomming og nedfall i samband med høge bergspenningar kan skje straks etter sprenging, eller det kan utvikle seg over tid. Normalt stansar aktiviteten innanfor eit tidsrom på ca. ½ år. Dersom ein renskar ned oppbomma fjell kan ny oppsprekking og nedfall starte på nytt. Det er ingen grunn til at ein ved driving i sprakefjell ikkje arbeidssikrar fjellet så omfattande med ein gang at ein er rimeleg sikker på at ein også samtidig får med seg det meste av den permanente sikringen. På den andre sida kan det føre til oversikring dersom ein tek sikte på at ein med 100 % sikkerheit får med seg all permanent sikring. Ein må til ein viss grad prøve seg fram og sjå korleis fjellet oppfører seg. Erfaring frå dei anlegga med sprakefjellsproblem som underteikna har kjennskap til er at ein i det minste må finne seg eit minimumsnivå som ein køyrer etter. Dette kan f. eks. vere eit systematisk boltemønster for heng og vegger og evt. sprøyting av heng. Dersom det er tegn til meir aktiv sprak må ein eventuelt supplere med tettare bolting eller bruk av meir sprøytebetong.

Dersom det er behov for å bruke sprøytebetong som stuffsikring, er det ein stor fordel også å få med seg det meste av den permanente sprøytinga som stuffsikring. For lett arbeidssikring fører ofte til at oppbomming og oppsprekking fortset og gir behov for meir sikring på eit seinare tidspunkt. Dette aukar det totale sikringsbehovet. Tynne lag av sprøytebetong, under 4-5 cm tykkelse, får også ofte så dårlege herdebetingelsar (utørking) at sprøytebetongen sprekk opp sjølv om det ikkje er spenningar/bevegelsar i fjellet som er den direkte grunnen til sprekkedanninga. I slike tilfeller kan det bli behov for tilleggssikring rett og slett for å sikre den dårlege/tynne sprøytebetongen.

Å treffe med sikringsmengdene er ein vanskeleg balansegang. Ein må alltid rekne med at det vert behov for å gå over og kontrollere tunnelen etter at driving er ferdig og supplere med tilleggssikring enkelte stader.

**8. Kompletteringsarbeid.**

Ved bygging av Lærdalstunnelen er det lagt opp til at ein skal få med seg ein betydeleg del av kompletteringsarbeida parallelt med tunneldrivinga. Dette gjeld først og fremst oppbygging av permanent vegbane opp til asfaltert bærelag i tunnelen. Dette for å betre effektiviteten for transporten og redusere eksosproduksjonen i tunnelen. Ferdig oppbygd vegbane krev vidare at grøftearbeida (drenering og trekkerøyr) også vert gjort ferdig etter kvart. Desse arbeida ligg ca. 1000 m bak stuff. Utførde kompletteringsarbeid gjer at ein ikkje står så fritt med omsyn til rigging og tilsøling i tunnelen ved utføring av sikring bak stuff. Spesielt vil spruting kreve tildekking og sjerming av permanente konstruksjonar, opprydding, utkøyring av prelletap o.l. Dette aukar kostnadene med sikring bak stuff i forhold til å få gjort det på stuff.

**9. Bolting**

Bolteboringa vert utført med tunnelriggen. Riggane er utstyrt med 18 fot matarar. Det er lengste matar ein klarer å bruke i ein 60 m2 tunnel. I ein periode er det på Lærdalssida brukt 20 fot matar på 2 bommar og kortare teleskopmatar på ein bom. Denne bommen har då utført all bolteboringa. Ved stort boltebehov vart denne kapasiteten for liten og ein har gått tilbake til 18 fot på alle bommane.

Boltane blir nesten utelukkande montert frå korga på borriggen. Dersom der er svært mykje bolting har ein i enkelte tilfeller montert boltane frå korg på lastemaskina. I T8,5 profil vert det i heng og vederlag mest brukt 2,4 m boltelengde. Ved sterk sprak og evt. ugunstig sprekkesystem har ein gått over til 3 m boltelengde. I nisjer der spennviddene er større, opptil 12 m, vert boltelengden auka til 3 og 4 m for tilsvarande driveforhold. Det er sprengt 2 fjellhallar i tunnelen der spennet er 28 m. I desse hallane har ein nytta 5 m boltelengder, men ein skal då bemerka at her var ein ikkje plaga med høge spenningar og sprak. I veggene går ein i mange tilfeller ned til 1,5 m boltelengde. Bolting i veggene vert for det meste utført av eigen liten borrigg 50 - 200 m bak stuff. Ved sterk sprak kan det vere behov for å bolte heilt ned til solen på stuff.

**10. Betongsprøyting.**

Sprøytinga vert både på Aurlands- og Lærdalssida utført av underentreprenør og mannskap som ikkje har andre funksjonar på anlegget. Det vert brukt fiberarmering i betongen, 50 kg pr. m3. Sprøytinga vert utført med el-hydraulisk lastebilmontert sprøyterobot Det vert brukt vannglass-basert akselerator.

**11. Praktisk gjennomføring av sikringa i Lærdalstunnelen.**

Det viser seg at det er behov for arbeissikring, utover vanleg salverensk, etter kvar salve. Rensk vert i hovedsak utført med hydraulisk dreven hammar montert på 15 -20 tonns

hjulgåande gravemaskin. Manuell rensk vert brukt i liten grad, vesentleg som inspeksjon og lettare etterrensk f. eks. før ladearbeidet startar.

Sprakaktiviteten avgjer omfanget og opplegget for den øvrige arbeidssikringa. Det er 2 mønster som er dominerande:

A. Liten eller moderat sprakaktivitet:
Bolting etter kvar salve og spruting ein gang pr. døgn.

B. Stor sprakaktivitet:
Spruting og bolting for kvar salve.

### 11.1. Bolting for kvar salve og spruting ein gang pr. døgn.

Denne metoden føreset at spenningane ikkje er større, i forhold til styrkeeigenskapane til fjellet, enn at oppbomming og nedfall kan stoppast utan for omfattande bolting. I praksis bør boltebehovet pr. salve ikkje ligge over ca. 30. Ved bolting før ein sprøyter er det lettare å styre boltinga til dei områda av profilet der oppsprekking/oppbomming er størst. Ved sikring av sprakefjell må ein likevel sikre systematisk og til ein viss grad uavhengig av korleis fjellet er "nett no". Spenningane kan føre til at oppsprekkinga kjem på eit litt seinare tidspunkt.

Ved montering av boltane må ein bolte seg framover og heile tida sørge for at ein har sikra fjell over og bak seg. Er sprakinga kraftig og ein benyttar endeforankra limte boltar må ein også setje opp boltane etter kvart som boltehola vert bora. Nedfall rundt boltehola vil ellers kunne føre til at ein ikkje får montert plate på bolten. Oppbomming/sprak i borholet kan også føre til at det vert vanskeleg å få ført limpatrona inn i bolteholet dersom det tek tid før bolten vert montert. Bolten skal ikkje spennast opp, berre teitast inn til fjellet. Stor oppspenning av bolten hindrar fjellet i å setje seg og fører lett til meir oppknusing av fjellet rundt bolteplata.

Ved denne metoden får ein mindre oppstykking av drifta og ein reduserer dermed salvesyklustida i forhold til om ein sprutar for kvar salve. Metoden kan føre til at boltemengden vert noko større. Behovet for manuell rensk/kontroll av fjellet blir også noko større. På den andre sida kan sprutinga føregå under rolegare former og så pass langt bak sjølve stuffen at skadene på den ferske sprøytebetongen vert mindre. Sprøytemengda vil også natuleg bli noko mindre enn om ein går inn og sprutar etter kvar salve - mindre reparasjonssprøyting.

Når tek den umiddelbare arbeidssikringa med rensk og boltar kan ein tilpasse sprutinga til tider då ein ikkje i så stor grad hindrar framdrifta i tunnelen. I praksis vert sprutinga då oftast utført om natta etter 2.skiftet eller som meir konsentrerte jobbar f.eks på laurdag.

### 11.2. Sprøyting og bolting for kvar salve.

Sprøytebetong åleine er ikkje relevant sikring ved høge bergspenningar. Sprøytebetong må brukast i kombinasjon med endeforankra boltar med plater eller band, eller armerte sikringsbogar.

Fersk sprøytebetong har ei evne, eg vil nesten sei utruleg evne, til mellombels å stanse eller utsetje vidare sprakutvikling. Ved sprøyting på sprakefjell kan denne utsetjinga i vidare sprakutvikling vere nok til at ein kan få utført bolting under sikrare/rolegare forhold. Sprøytinga må under slike forhold utførast med sprøyterobot der operatøren oppheld seg under sikra heng.

I Lærdalstunnelen har ein til no brukt vannglass som akselerator. Det er gjort noko forsøk med raskare akseleratorar, men vi kan ikkje sei at vi har noko erfaringsgrunnlag for dette. Det er sansynleg at raskare herding kan gi betre sikkerheitsforhold under arbeidssikringa. Bolteboring i fersk betong kan gi utvasking av betong ved ansettet og spylevatn som trenger inn mellom fjellet og den ferske betongen kan gi nedfall av "betongkaker". For å redusere desse problema har ein i enkelte tilfeller sprøyta etter halv utlasting og på den måten fått litt herding av betongen før boltinga startar.

Ein kan ikkje sjå på fjellet som tilstrekkeleg arbeidssikra med berre sprøytebetong påført. Ved vidare arbeid med bolting må ein heile tida betrakta fjellet som "usikra" og bolta seg fram på same måte som om fjellet ikkje var sprøyta. Det er viktig at bas eller arbeidsleiar opserverer fjellet før sprøytinga vert utført. På den måten kan boltinga styrast betre, men i hovedsak må boltinga utførast etter eit bestemt boltemønster.

Ved den ovanfor beskrivne metoden vert eit relativt tynt lag, 4 - 6 cm, sprøyta på før bolting. Normalt vert slike områder sprøyta på nytt etter neste salve slik at boltar og sprøytebetong får betre samvirkning i tillegg til at sprøytebetonglaget vert forsterka.

Ein kan sjølvsagt også sprøyta for kvar salve sjølv om bolting vert utført før sprøytinga. Korleis stuffmannskapet opplever sikringsforholda er viktige moment ved valg av sikringsprosedyrer.

Ved sprøyting etter kvar salve vil ein ofte ta med overgangen mellom heng og stuff i sprøytinga. I enkelte tilfeller også større deler av sjølve stuffen.

Når ein ikkje sprutar for kvar salve må stuffen sikrast med meir rensk, stuffboltar eller opphenging av nett. Nettet kan då hengast relativt enkelt opp med feste opp og evt. nede, slik at det vert hengande meir som eit visir som fangar opp mindre nedfall.

**12. Framdrift og rytme.**

Ved tunneldriving er det viktig for framdriftsforholda at ein kjem inn i ein gunstig rytme. Rytmen er avhengig av mange forhold, f.eks.: skiftlengde, salvelengde, sikringsmengde, maskinkapasitet for boring og utlasting, reparasjonstid og andre utilsikta stopp.

Dersom arbeida går greitt og boltemengdene ligg innanfor ca. 25 stk pr. salve har ein oppnådd eit rytme med 1,5 salver pr. skift, eller 3 salver pr. døgn. Dersom ein må inn og sprute for kvar salve dett rytmen lett ned på 1 salve pr. skift, eller 2 salver pr. døgn.

Fig. 5 viser stolpediagram over produksjonen for Statens vegvesen si eigenregidrift i Aurland for året 1996. På produksjonsaksen er m tunnel + boltemengde/20 + sprøytemengde/8 summert. Veke 52 viser gjennomsnittet for året. Her er berre summert med aktivitetar som er

utført innanfor dei ordinære skifttidene, 101 timar pr. veke ved 3-skifts drift. Sprøytebetong som er utført på natt eller laurdagar er f.eks. ikkje teke med i produksjonen. Ekvivalent timeproduksjon for dei einskilde operasjonane er sett slik:

| | |
|---|---|
| Tunneldriving: | 1 m |
| Bolting: | 20 stk |
| Sprøytebetong: | 8 m3 |

Vi meiner dette er realistiske einingstider for rasjonell tunneldrift. Dersom all produksjon gjekk greitt og ein ikkje har stopptider og uproduktive tider av noko slag skulle ein då nå ein vekeproduksjon på 101 ekvivalent m tunnel.

I første del av året (fram til påske) var det stabile spenningsforhold i tunnelen. Det var moderat sprak og sikringa vart utført med bolting etter kvar salve og sprøyting om natta som ikkje forstyrra drifta. Vekeinndriftene låg mellom 60 og 80 m og det vart brukt ca. 15 boltar pr. salve.

Ved påsketider forandra spenningssituasjonen seg dramatisk. Fram til litt etter sommarferien var det kraftig sprak, boltebehovet auka til 30 - 40 pr. salve og det vart sprøyta etter kvar salve. Ein del av sprøytinga vart utført om natta, ein del av sprøytinga er utført innanfor dei ordinære skifttidene. Vekeinndriftene gjekk ned til ca. 40 m. Driveforholda var svært vanskelege og det gav, som diagrammet viser, betydeleg produksjonsnedgang.

Frå midten av august mnd. stabiliserte sprakaktiviteten seg slik at ein for ein stor del takla sikringa med bolting (ca. 25 stk. pr. salve) etter kvar salve og spruting om natta. Ein kom inn att i ein stabil rytme med 3 salver pr. skift produksjonen spratt i veret. Vekeinndriftene i denne perioden låg på ca. 75 m.

**13. Tidspunkt for sikringsarbeida og prisforholda i kontrakten.**

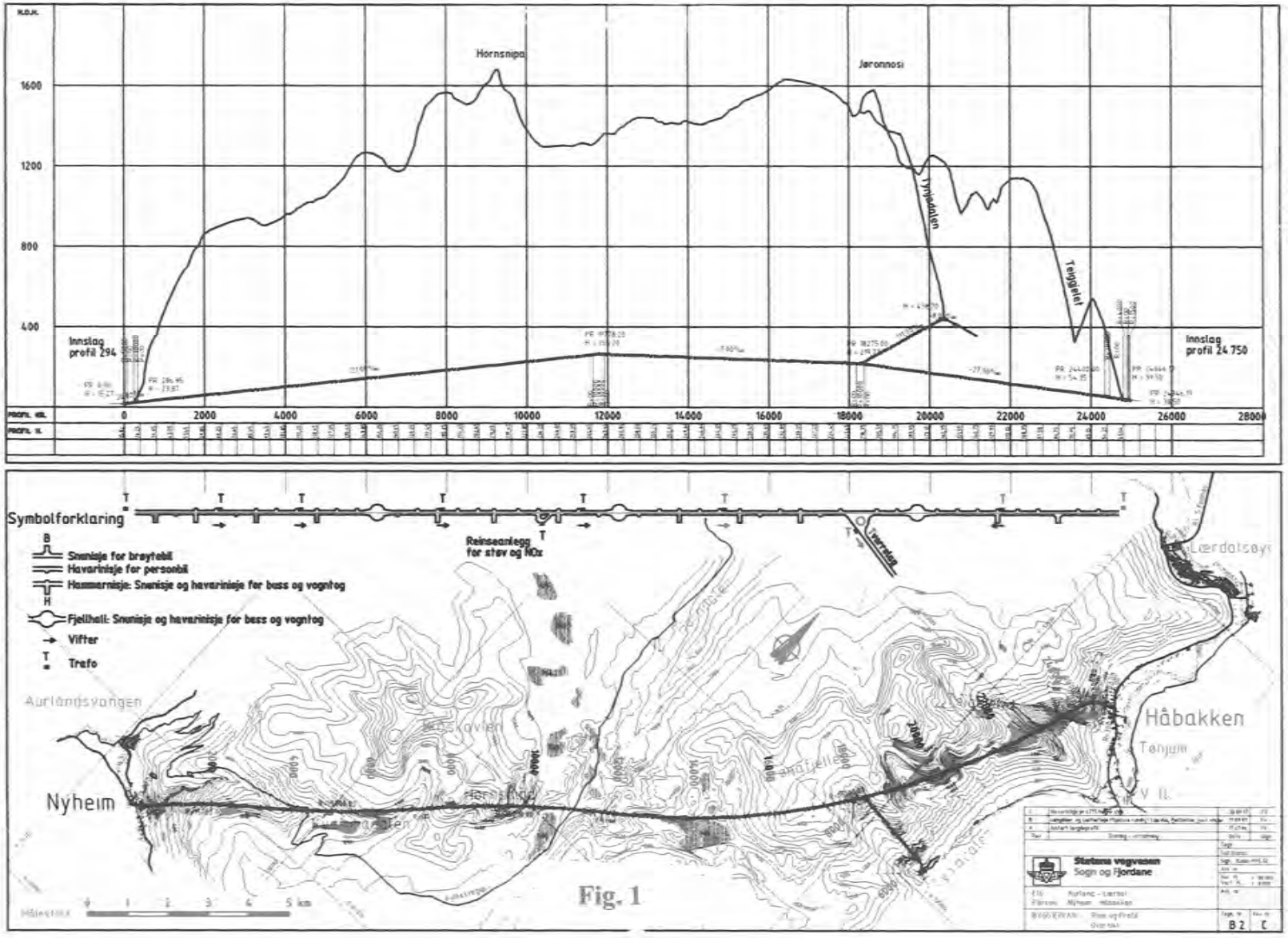
Når eit arbeid vert utført i eigen regi burde det vere enkelt å bestemme sikringsopplegg og tidspunkt for utførelse ut frå kravet om sikker og rasjonell drift til lågast mogelege kostnader.

Når ein tunnel vert bygd av entreprenør kan det kome andre moment inn som har betydning for valg av sikringsmetode og sikringstidspunkt. Ein entreprenør er like interessert i å gjere ein fagleg god og sikker jobb, men vi må innsjå og akseptere at han også gjerne vil tene pengar. Prisar i kontrakten er difor med i bakhovudet når sikringsmetodar og utførelsestidspunkt vert avgjort. Det er særleg i spørsmålet om korleis og kor mykje av den totale sikringen som skal utførast på stuff (arbeidssikring) som kan skape dissens mellom byggherre og entreprenør og lett bli ein belastning for samarbeidsforholdet. Begrepet på/bak stuff er for det første ikkje godt definert i Statens vegvesen sin prosesskode. For det andre kan ein stille spørsmål om det er fornufig å be om eigne prisar for sikring utført på og bak stuff. Personleg trur eg at alle partar ville få eit enklare og bedre samarbeidsforhold om dette skillet vart teke bort.

Tidene har forandra seg. I gamle dagar (10 - 20 år sidan) var det opplest og vedteke at sikringsprisane på stuff var høgre enn bak stuff. Dette er ikkje så sikkert lenger. I alle fall spriker anbudsprisane ofte på dette punktet. Dei vert også ofte snudd om frå anbud til anbud

frå same entreprenør. Det ligg ofte taktiske vurderingar bak slike variasjonar, men det kan også vere andre og rasjonelle grunnar til variasjonane. Taktiske prisar/prisforhold fører lett til at det vert vanskelegare å få til optimal metode og tidspunkt for utføelse av sikringsarbeida.

I entreprisen for Lærdalstunnelen var det også betydeleg forskjell i prisnivå mellom sikring på og bak stuff. Entreprenøren har gjeve ei rasjonell og grei forklaring på dette forholdet. Partane har likevel vorte einige om at prisane er slått saman til ein felles pris som gjeld både på og bak stuff. Underteikna er overbevist om at dette er til fordel for både byggherre og entreprenør.



Hornsnipa
Jøronnosi
Tynjedalen
Teiggjelet
Innslag profil 294
Innslag profil 24.750
1600
1200
800
400
0
2000
4000
6000
8000
10000
12000
14000
16000
18000
20000
22000
24000
26000
28000
Symbolforklaring
Snunisje for brøytebil
Havarinisje for personbil
Hammarnisje: Snunisje og havarinisje for buss og vogntog
Fjellhall: Snunisje og havarinisje for buss og vogntog
Vifter
Trafo
Reinseanlegg for støv og NOx
Lærdalsøyr
Aurlandsvangen
Nyheim
Håbakken
Tønjum
Statens vegvesen
Sogn og Fjordane
B2
C
5 km


Fig. 1

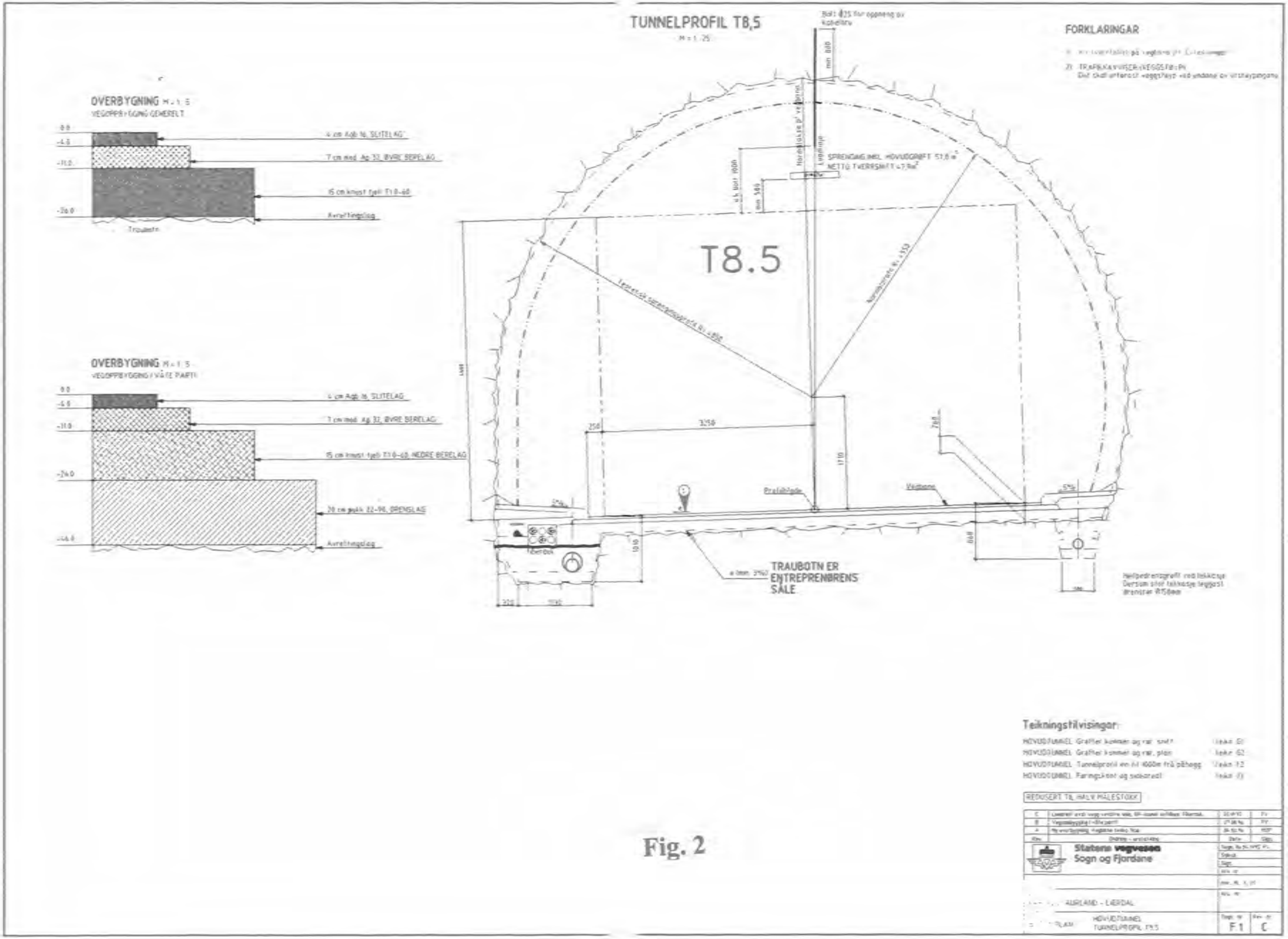
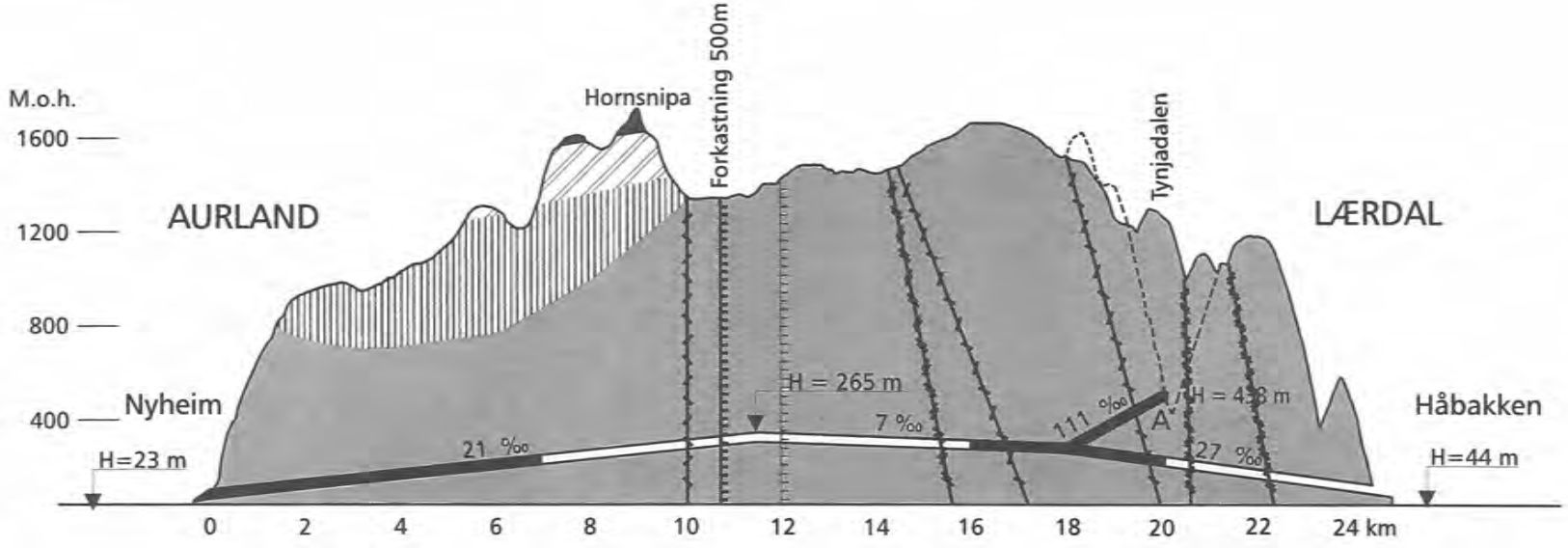

TUNNELPROFIL T8,5
M = 1:25
FORKLARINGAR
OVERBYGNING M = 1:5
VEGOPPBYGGING GENERELT
4 cm Agb 16, SLITELAG
7 cm mod. Ag 32, ØVRE BERELAG
15 cm knust fjell T10-60
Avrettingslag
Traubotn
OVERBYGNING M = 1:5
VEGOPPBYGGING / VÅTE PARTI
4 cm Agb 16, SLITELAG
7 cm mod. Ag 32, ØVRE BERELAG
15 cm knust fjell T10-60, NEDRE BERELAG
20 cm pukk 22-90, DRENSLAG
Avrettingslag
T8.5
SPRENGING INKL. HOVUDGRØFT 57,8 m²
NETTO TVERRSNITT 47,9 m²
Profilhøgde
Vegbane
TRAUBOTN ER ENTREPRENØRENS SAK
Teikningstilvisingar:
REDUSERT TIL HALV MÅLESTOKK
Statens vegvesen
Sogn og Fjordane
AURLAND - LÆRDAL
HOVUDTUNNEL
TUNNELPROFIL T8,5
F1
C

Fig. 2

**Statens vegvesen**
Sogn og Fjordane

# E16 Oslo - Bergen. Parsell: Aurland - Lærdal
## Geologisk oversikt




Anortositt
Gneis
Fyllitt
Grunnfjellsgneis

Knusningssone
Knusningssone > 10 m brei
Forkastning
A Atkomstunnel

Ferdig okt. -97

**Fig. 3**

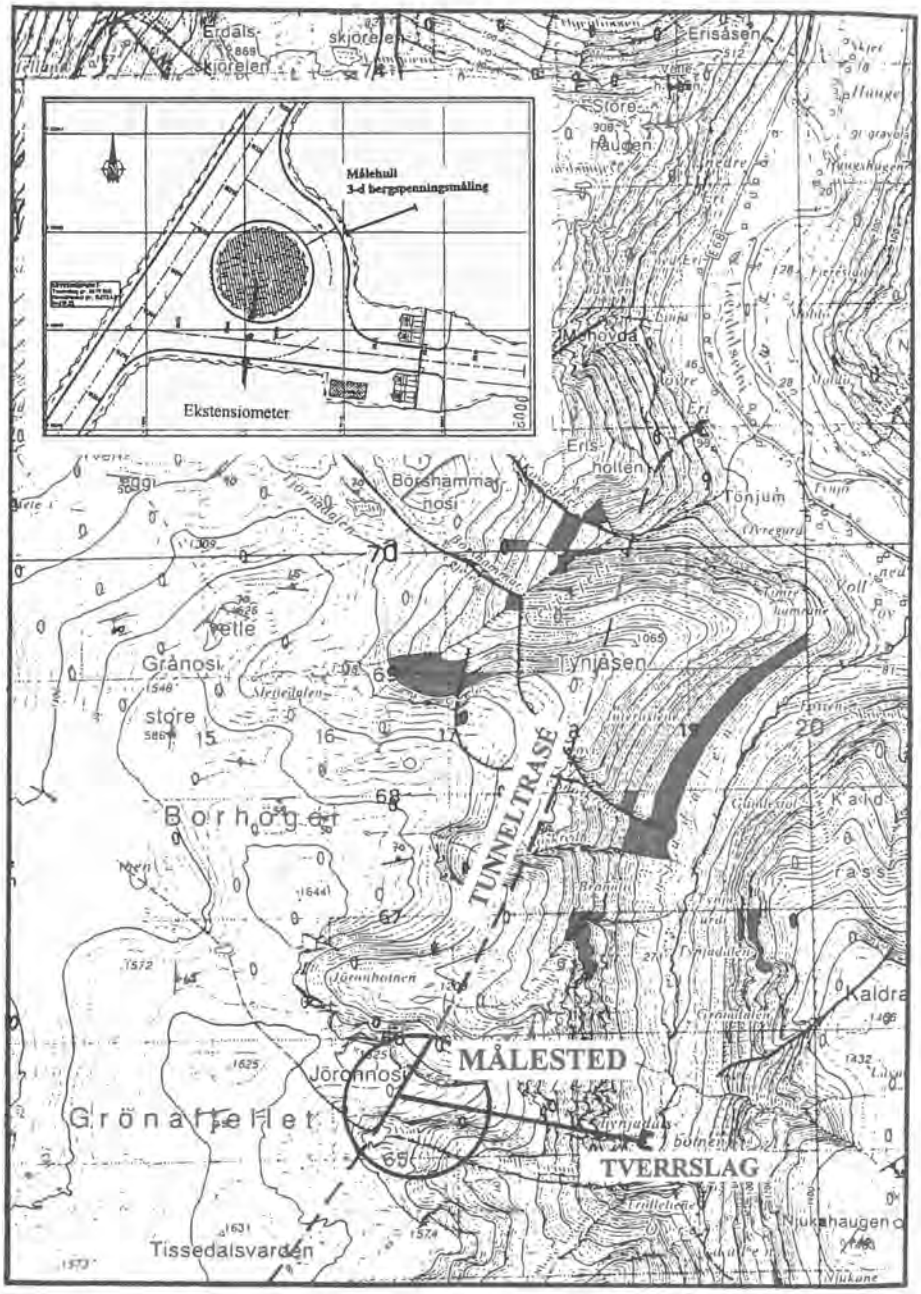



**Fig. 4 Målepunkt for bergspenningar i Tynjadalen**

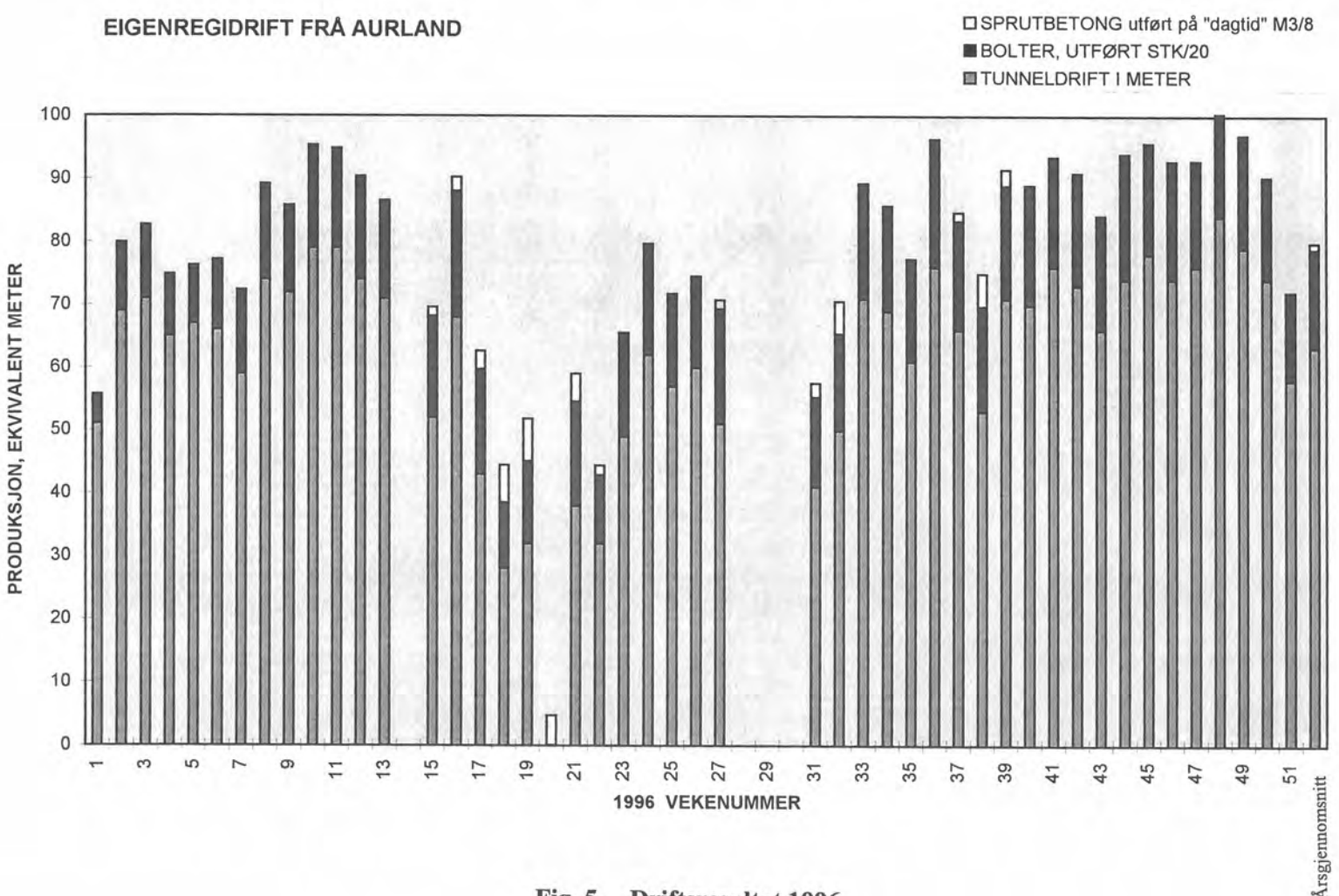



**Fig. 5 Driftsresultat 1996**

# NUMERISK SIMULERING AV FIBERARMERT SPRØYTEBETONG I EN TUNNEL VED BRUK AV "DEN DISKRETE ELEMENTMETODE"

P. Chryssanthakis,[1], N. Barton[1], F. Løset[1], L. Lorig[2], and M. Christianson[2]

[1]Norges Geotekniske Insitiutt, Oslo
[2]Itasca Consulting Group, Minneapolis, Minnesota, USA

## SAMMENDRAG

Fiberarmert sprøytebetong, (S(fr)), er blitt mye brukt som permanent tunnelsikring de siste 15 årene, spesielt i forbindelse med den Norske Tunnelmetoden (NMT). Samvirke mellom S(fr) og boltesikring kan nå modelleres numerisk ved hjelp av den Distinkte Element Metoden (DEM). Den diskontinuerlige koden UDEC (Universal Distinct Element Code) blir brukt til å undersøke totalstabiliteten av et bergrom, til å predikere spenningsfordeling og deformasjon som skyldes utsprengning og til å finne den gunstigste rekkefølgen ved utsprengning av forskjellige seksjoner. Sprekkegeometrien i en trefelts veitunnel i oppsprukket vulkansk tuff er benyttet for å demonstrere den delen av programmet som beregner krefter i fiberarmert sprøytebetong. Resultatene viser at ved å bruke S(fr) og deretter bolting som primærsikring i tunnelen, er den kraften som opptas av enkelte av boltene redusert til omtrent halvparten sammenlignet med tilfeller der det bare er brukt bolting.

## SUMMARY

Fiber reinforced shotcrete (S(fr)) has been widely used as a part of permanent tunnel support during the last 15 years especially in connection with the application of the Norwegian Method of Tunneling (NMT). The interaction of the fiber reinforced shotcrete and the rock bolt reinforcement can now be numerically modelled with the Distinct Element Method (DEM). The discontinuos code UDEC (Universal Distinct Element Code) is used to investigate the overall stability of an excavation, to predict the expected stresses and deformations caused by the excavation and to investigate the optimal excavation sequence to be followed. The jointed rock geometry of a triple lane traffic tunnel in jointed volcanic tuff has been considered for demonstrating the fiber reinforced shotcrete subroutine. The results have shown that by using S(fr) and subsequently rock bolts as primary support in the tunnel, the loads attained by some of the rock bolts is reduced to appoximately half compared to the case were only rock bolts were used.

## INNLEDNING

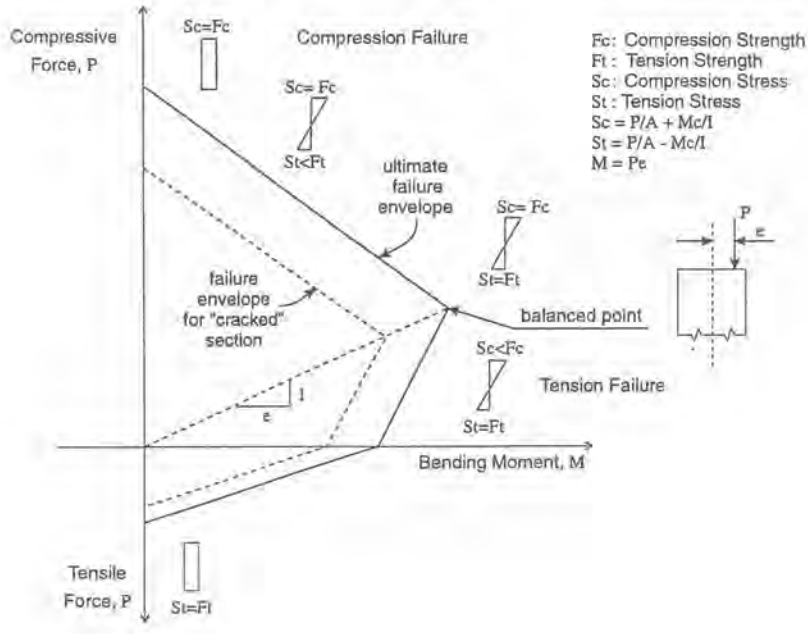
Norges Geotekniske Institutt har i samarbeid med Itasca Consulting Group, Minn. USA, etablert en metode for å bedre simuleringen av fiberarmert sprøytebetong (S(fr)) påført i flere lag i undergrunnsanlegg. Et spesielt delprogram for S(fr), utviklet av Itasca og finansiert av NGI, er blitt tatt inn i UDEC. I NGIs modelleringsarbeid blir versjonen UDEC-BB vanligvis brukt. Dette er en spesiell versjon av UDEC som inneholder Barton-Bandis sprekkemodell

(Barton og Bandis 1990). Et prosjekt som NGI var involvert i for noen år siden i Sørøst-Asia er valgt som eksempel for å demonstrere bruk av S(fr) i UDEC-BB. Prosjektet inkluderte en trefelts veitunnel (spennvidde 16 m og høyde 10 m) i vulkansk tuff. Detaljer om den oppsprukne bergmassen som antas å være representativ for denne tunnelen, er beskrevet senere.

## TEORETISK BAKGRUNN FOR FIBERARMERT SPRØYTEBETONG

De strukturelle elementene i UDEC kan brukes til å modellere effekten av fiberarmert sprøytebetong på enhver bergflate. Det området hvor sprøytebetongen blir benyttet blir spesifisert og UDEC vil automatisk lage de nødvendige elementene som representerer et jevnt tykt lag med sprøytebetong. Modellen beskriver materialegenskapene, og sammen med de strukturelle elementene i UDEC simuleres den ikke-elastiske oppførselen som er typisk for mange vanlige materialer som brukes til forsterkning på overflaten. Dette inkluderer uarmerte og armerte materialer basert på sement, slik som betong og fiberarmert sprøytebetong, som vil oppføre seg sprøtt eller duktilt, men også stål som vil oppføre seg på en duktil måte.

Hvordan materialet som er brukt for S(fr) i modellen oppfører seg, kan anskueliggjøres på et moment-last diagram, se figur 1. Moment-last diagram blir vanligvis brukt ved utforming av betongsøyler. Disse diagrammene illustrerer maksimalkraften som kan bli påført typiske seksjoner med forskjellig eksentrisitet. Den maksimale bruddkurven for uarmerte og armerte sementmaterialer er tilsvarende. Imidlertid har armert materiale en restkapasitet som forblir intakt etter brudd ved maksimal belastning. Uarmert materiale av sement har ingen slik restkapasitet.




Figur 1. Oppførsel av fiberarmert sprøytebetong i et moment-last diagram.

## KORT BESKRIVELSE AV FIBERARMERT SPRØYTEBETONG I UDEC

Den numeriske koden brukt ved NGI, er en UDEC-BB versjon 3.0 datert november 1996 med det nyutviklede delprogrammet for S(fr). Denne nye 3.0 versjonen er en videreutvikling av Cundalls originale distinkte element todimensjonale kode (Cundall 1980). Anvendelse av denne metoden er beskrevet av Makurat et. al 1990, Barton et. al. 1992, Chryssanthakis et.al.1992. Hovedpunktene i S(fr) delprogrammet er følgende:

- Muligheter til å anvende S(fr) ikke bare på idealiserte (geometrisk) tunnelomkretser, men også på ujevne flater (dvs. etter sprengning med uregelmessig utfall).
- Mulighet til å modellere varierende heft mellom S(fr) og bergflaten (f. eks. modellere forskjellig heft i granitt og skifer).
- Mulighet til å modellere innvirkningen av bolter som går gjennom sprøytebetongen. Det siste har i midlertidig sin begrensning fordi boltene og sprøytebetongen bare har ett punkt felles.
- Muligheter til å modellere S(fr) påført i flere lag.

Sju forskjellige grafer kan lages i forbindelse med delprogrammet for S(fr) i UDEC-BB. Disse er: skjær- og aksialkrefter i S(fr), normal- og skjærkrefter på grensen mellom S(fr) og berg, momentet på S(fr), plotting for brudd i S(fr), plotting for heft brudd på grensen mellom S(fr) og berg.

Valg av hensiktsmessig inputdata for å vise heft har resultert i oppdagelsen av potensielle svært høye friksjonskrefter mellom S(fr) og fjelloverflaten når denne fjelloverflaten er en nysprengt flate (eller gravd ut med en road-header) med normalt stor ruhet. Figur 2 viser prinsippene for valg av relevante verdier for kohesjon og friksjon på grensen mellom S(fr) og berg når en bestemt heft (f. eks. 0,5 eller 1,0 MPa) er valgt. Metoden er basert på den ikke-lineære BB-modellen og den lineære Mohr-Coulomb modellen for skjærstyrke. Den sistnevnte modellen er brukt for å beskrive heft i UDEC-S(fr) ved å bruke parametrene JTENS som beskriver heft, JCOH for kohesjon ved kontaktflaten og JFRIC for friksjonsvinkelen. På grunn av den vanlige ruheten på kontaktflaten og lav normalspenning fra sprøytebetongen vil vanligvis kohesjonen overstige strekkstyrken, men ikke i tilfelle med en glatt ubehandlet lagflate når JFRIC ($\phi$) kan være svært lav som i eksemplet i Figur 2.

## VURDERING AV BERGKVALITET, TUNNELSIKRING OG SPENNINGSSITUASJON

### Bergmassebeskrivelse

Bergmasseklassifisering vil være retningslinjer for å estimere sikringstrykk og for utformning av tunnelsikring, Q-systemet (Barton et. a. 1974, Grimstad og Barton 1993) utviklet av NGI er blitt brukt i stor utstrekning for bestemme de geotekniske parametrene som er nødvendige for å forutsi bergmassenes oppførsel. Som nevnt tidligere er tunnelseksjonen som er beskrevet i denne artikkelen, lokalisert i grovkornet krystallin vulkansk tuff. Følgende hovedpunkter kan oppsummeres for denne tuff formasjonen:

- Fem sprekkesett med tilfeldig orientering, men fire av settene har som regel steilt fall. Settene anses å være likeverdige når det gjelder sprekkefrekvens
- Den vanlige sprekkeavstanden for alle sett er 0,20-0,25 m
- Sprekkelengden er mindre enn tunnelens spennvidde
- Sprekkene er beskrevet som glatte og plane
- Forvitringen langs sprekkene er begrenset, sprekkefyllingen er uregelmessig

Detaljert ingeniørgeologisk kartlegging av bergmassen er utført. Det samme geotekniske loggeskjema som er brukt i dette prosjektet er også brukt i stor utstrekning til datainnsamling og presentasjon for utforming av haller for radioaktivt avfall i England (Barton et. al. 1992) og ved kartlegging av store undergrunnsanlegg (Bhasin et al., 1993, Barton et al., 1994, Grimstad og Barton 1995). Q-verdiene bestemt i tunnelen i tuff varierer fra 0,2 til 38, med et gjennomsnitt på 2,0. Denne verdien kommer fram på følgende måte:

$$Q = \frac{68,7}{9,1} x \frac{1,2}{2,3} x \frac{0,70}{2,0} = 2,0$$

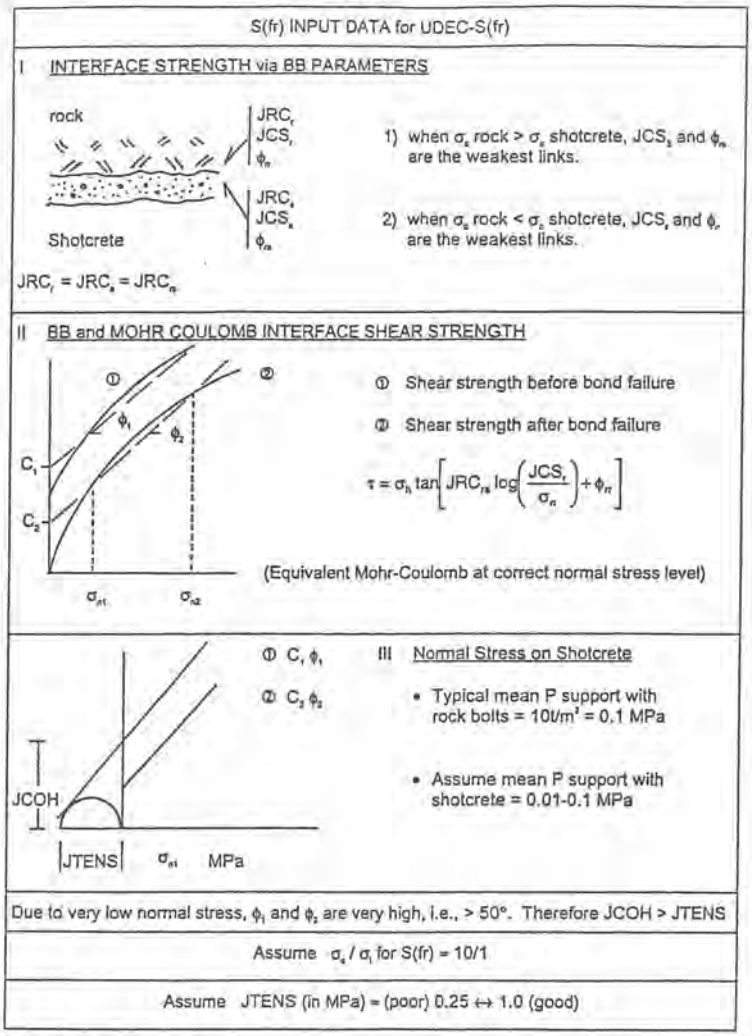
Tuffen har nok sprekkesett til at blokker kan bli kinematisk frigjort (tre sett i gjennomsnitt på samme lokalitet) og vil åpenbart kreve systematisk bolting etter at S(fr) er påført. Sprekkestrukturen i tuffen i modellen synes å inneholde mange blokker som griper inn i hverandre. Da midtseksjonen blir sprengt i første etappe har blokkene i den sentrale delen av sålen og nær tunnelen muligheten til å bevege seg, og andre vil følge etter. Deretter følger utsprengningsetapper på høyre og venstre side (Figur 3).

**Sikring, fiberarmert sprøytebetong**

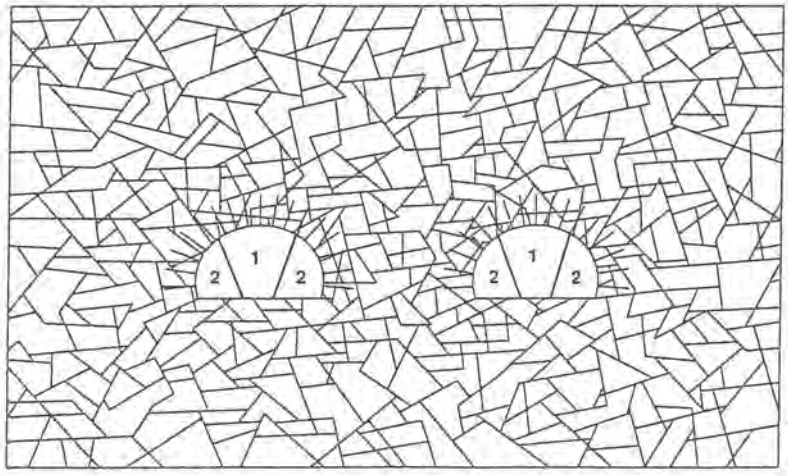
Q-systemets sikringsanbefalinger fra 1974 inneholder bare uarmert og nettarmert sprøytebetong , S(mr). Allerede i 1978 ble S(fr) brukt kommersielt i Norge i forbindelse med vannkraftanlegg. Fra omkring 1984 har bruk av S(mr) nærmest opphørt her i landet. Grunnen til denne dramatiske forandring i teknikk er den vellykkede utviklingen av sprøytebetong-roboter med høy kapasitet (10-25 $m^3$/time) og våtsprøyting med lite prelletap. Bruk av moderne S(fr) har resultert i en revolusjon i sikker, rask og økonomisk tunneldriving (Barton et. al., 1996)

Energien som skal til for å få fiberarmert sprøytebetong til brudd ved deformasjon er ca. 30 til 40 ganger høyere enn for uarmert sprøytebetong, og den uarmerte sprøytebetongen må faktisk forsterkes med to lag nettarmering for at den skal få minst like gode egenskaper som den fiberarmerte. En annen fordel med S(fr) er at det blir god kontakt med bergflaten selv på ujevne flater. Nettarmering kan være vanskelig å bøye, noe som kan resulterer i dårlig kontakt med bergflaten og dermed kan det oppstå korrosjon. Fordi S(fr) gir god kontakt med de eksponerte bergflatene oppnås det også god heft, kohesjon og friksjonskraft. For å legge på et lag med nettarmert sprøytebetong kreves det tre operasjoner: sprøyting, festing av nett og sprøyting. Å legge på et lag med S(fr) kan gjøres i en operasjon, og de som utfører jobben kan oppholde seg på trygg avstand fra ustabile områder før bolting er utført.

Sikringsbehovet for den aktuelle tunnelen ble vurdert ved hjelp av Q-systemet. Estimert tykkelse på S(fr) var mellom 15 og 20cm. S(fr) kan da legges på i to lag med 8-10 cm i hvert lag forutsatt pauser under påføringen. Det første laget vil bli lagt på umiddelbart etter




Figur 2. Metode for å bestemme heftestyrken mellom bergart og fiberarmert sprøytebetong .




Figur 3. Bergmassens sprekkegeometri, det benyttede boltemønster og utsprengningsrekkefølge.

utsprengning og vil bli etterfulgt av systematisk bolting i et rutenett på 1,5 × 1,5 m med 4 m lange bolter, 25 mm i diameter. Det andre laget med S(fr) blir så sprøytet over det første.

## BESKRIVELSE AV DE NUMERISKE MODELLENE

Fire numeriske modeller ble kjørt og sammenlignet for bedre å kunne forstå oppførselen til S(fr) i en tunnel. Analysen av resultatene i denne artikkelen fokuserer på oppførselen av S(fr) og bolter. Alle de fire modellene har de samme geologiske betingelser og grenseforhold (fritt opplagret) og in-situ bergspenninger(se Fig. 3). Resultatene av utsprengningen av bare en av tunnelene (det er en dobbel trefelts veitunnel NGI studerte opprinnelig) blir beskrevet i denne artikkelen. S(fr) ble påført modellen etter at ca. 50 % av den forventede deformasjon hadde skjedd. Bolter ble installert etter ca. 60% av total deformasjon. Dette ble gjort i et forsøk på å tillate den elastiske deformasjonen som allerede hadde funnet sted rundt tunnelen. I modell 2 der det bare ble brukt bolter, ble disse satt inn ved 50 % av total deformasjon. Forskjellen mellom de numeriske modellene er:

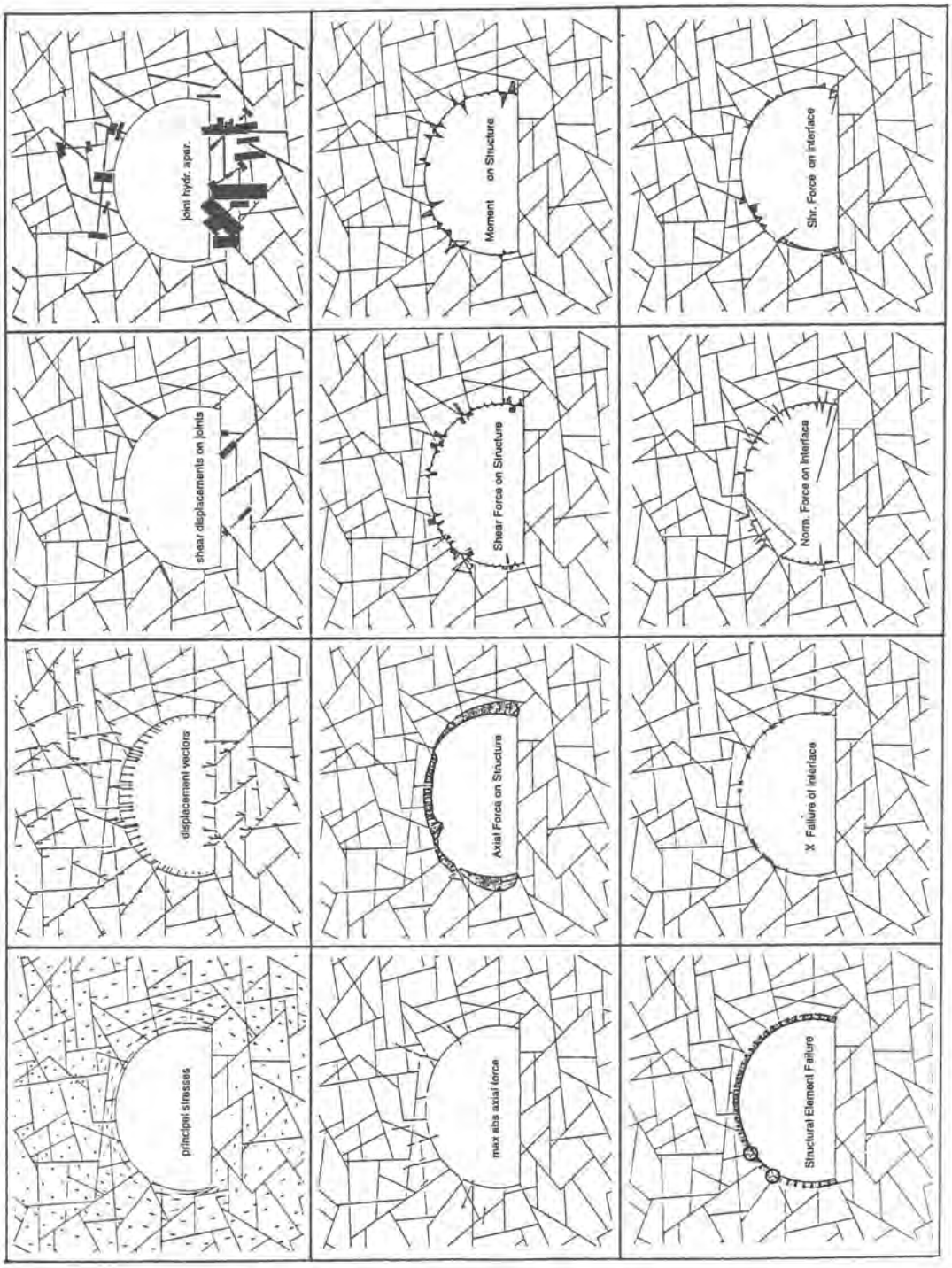
- Modell 1 ble kjørt usikret, ingen S(fr), ingen bolter
- Modell 2 har ingen S(fr), bare bolter
- Modell 3 har en total S(fr) tykkelse på 20 cm i to lag på 10 cm hver, med bloting mellom lag en og to.
- Modell 4 har en S(fr) tykkelse på 20 cm lagt på som ett enkelt lag fulgt av bloting.

I modellene er det brukt et relativt konservativt forhold mellom horisontale og vertikale spenninger $\sigma_h / \sigma_v = 0{,}75$. Deformasjonsmodulen for intakte bergmasser er satt til 15 GPa, Poissons tall = 0,2 og egenvekt 2700 kg/m$^3$ . Sprekkeegenskapene for alle sprekkesett i modellen er vist i Tabell 1. De nødvendige UDEC parametre for modellering av S(fr) og deres verdier brukt i modellarbeidet er vist i Tabell 2. Tunnelen som har en spennvidde på 16m og høyde på 10 m er blitt sprengt ut i tre etapper, se Figur 3. Tallene i tunnelområdet refererer seg til utsprengningsetapper brukt ved den numeriske simuleringen. Boltemønsteret (bolter med diameter 25 mm) som ble satt inn i heng og vegger ble også modellert numerisk. (bolteavstand 1,5 m og boltelengde 4 m). Boltemønsteret er også vist i Figur3. Resultatene fra UDEC-BB for hver modell vises i Tabell 3. Et sett med UDEC utskrifter fra modell 4 er vist i Figur 4.

## NUMERISKE RESULTATER-UDEC-BB

### Bergmekaniske effekter

Det er liten forskjell mellom modellene i størrelse og retning på hovedspenningene som følge av at tunnelen ligger i vulkansk tuff med mange blokker som griper inn i hverandre. I sålen kan det observeres noen blokker som er nesten spenningsfrie. Skjærbevegelser i forbindelse med passive kiler i sålen er markert, og dette ville utvilsomt ha medført økt innlekkasje av vann på grunn av sprekkedilatasjon. S(fr), som ble modellert i to av modellene, vil på en effektiv måte hindre at små blokker dannet av detaljoppsprekkingen i et virkelig tilfelle vil falle ned.




Figur 4. Resultater fra modell 4, hvor 20 cm fiberarmert sprøytebetong og bolter er benyttet i tunnelen.

TABELL 1
SPREKKEEGENSKAPER FOR DET SUB-HORISONTALE SPREKKESETTET OG SETT 2&3

| Parameter | Sprekkesett 1 sub-horisontal $0^o$ - $40^o$ | Sprekkesett 2 Sub-vertikal I $90^o$ - $140^o$ | Sprekksesett 3 Sub-vertikal II $40^o$ - $90^o$ |
|---|---|---|---|
| $JRC_0$ (Joint Roughness Coefficient) | 5,4 | 2,3 | 3,8 |
| $JCS_0$ (Joint Compressive Strength) MPa | 98 | 114 | 136 |
| $\phi_r$ (Residual friction angle) $^o$ | 28,5 | 30,5 | 30,5 |
| $\sigma_c$ Enaksial trykkstyrke av intakt berg MPa | 190 | 190 | 190 |
| $L_0$ Sprekkelengde, laboratorieskala, m | 0,1 | 0,1 | 0,1 |
| $L_n$ In-situ antatt blokkdimensjon, m | 0,4 | 0,3 | 0,3 |
| Aper Initial mekanisk sprekkeåpning ved null last, mm | 0,192 | 0,110 | 0,137 |

TABELL 2
PARAMETRE FOR FIBERARMERT SPRØYTEBETONG BRUKT I MODELLENE

| Parameter | Betegnelse, enhet | Alle modeller |
|---|---|---|
| Elasisitetsmodul | E (GPa) | 15 |
| Poissons tall | ν | 0,15 |
| Egenvekt | ρ (kg/m$^3$) | 2.500 |
| Kompressiv flytestyrke | Ycomp (MPa) | 30 |
| Strekkflytestyrke | Yield (MPa) | 3 |
| Residual strekkflytestyrke | Yresid (MPa) | 2 |
| Friksjon på grensen S(fr)/berg | Jfric (grader) | 60 |
| Kohesjon på grensen S(fr)/berg | J(coh) | 0,5 |
| Heft mellom S(fr) og berg | Jtens (MPa) | 0,86 |

**Utvikling av deformasjonsvektorer under utsprengning**

Den usikrede tunnelen i modell 1 får den største deformasjonen (Tabell 3). På grunn av den forholdsvis stabile karakteren til tunnelen varierer ikke størrelsen på deformasjonen så mye fra modell til modell. Likevel er det en forskjell i størrelse på deformasjon på ca. 8 % mellom modell 1 og modell 4. De største deformasjonene opptrer i tunnelhengen. Anvendelse av S(fr) i tunnelen har liten innvirkning på totalstabiliteten av tunnelen i dette tilfellet, men sprøytebetongen øker selvsagt sikkerheten i tunnelen.

**Aksiale krefter i boltene**

Som ventet reduserer S(fr) belastningen på boltene. Ingen av modellene har vist at de aksiale kreftene på boltene overskrider eller nærmer seg flytegrensen. Da det ikke finnes ustabile kiler, er stabiliteten i tunnelhvelvet god, og boltene er bare i mindre grad mobilisert. Det er likevel verdt å nevne at boltekraften økte med nesten 100 % i modell 2 hvor S(fr) ikke ble benyttet i forhold til modell 3 hvor to lag på 10 cm med S(fr) ble brukt. I følge disse todimensjonale analysene vil den maksimale boltekraften ikke overstige 5,2 tonn som er godt

under flytegrensen på 14,7 tonn (se Fig. 5). Flytegrensen i boltene er beregnet ut fra en flytegrense på 22 tonn per bolt multiplisert med en reduksjonsfaktor på 0,67 (boltemønster 1,5 ×1,5 m) for UDEC-modellen med 1 m tykkelse.

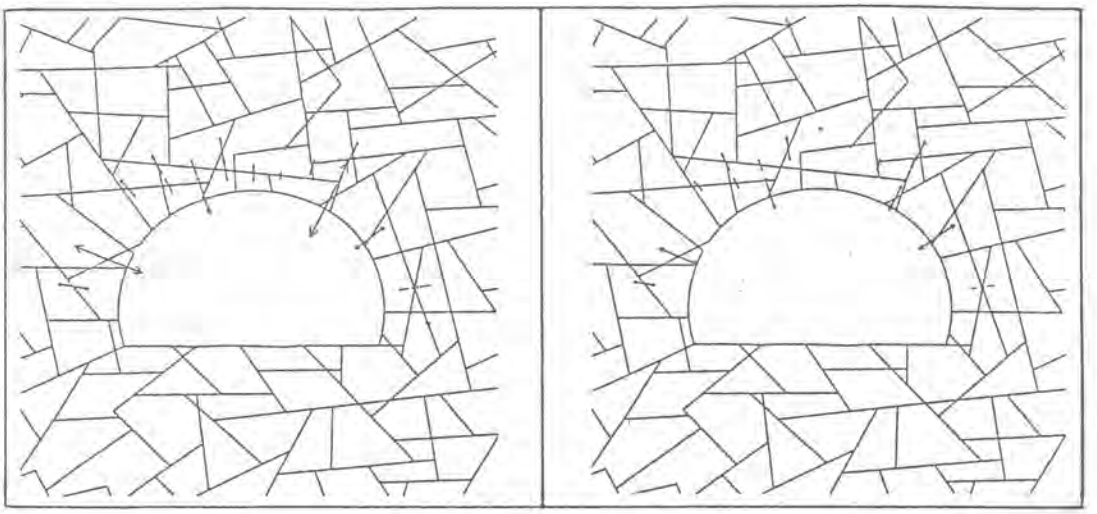
Det er interessant å legge merke til at utviklingen i boltekraften ved forskjellige lag tykkelser på S (fr), i modellene 3 og 4. Det er åpenbart at bruk av to lag S(fr) på 10 cm i stedet for ett lag på 20 cm gir en bedre fordeling av boltekreftene i bergmassen.

TABELL 3
OPPSUMMERING AV NUMERISKE RESULTATER FOR MODELL 1, 2, 3, OG 4

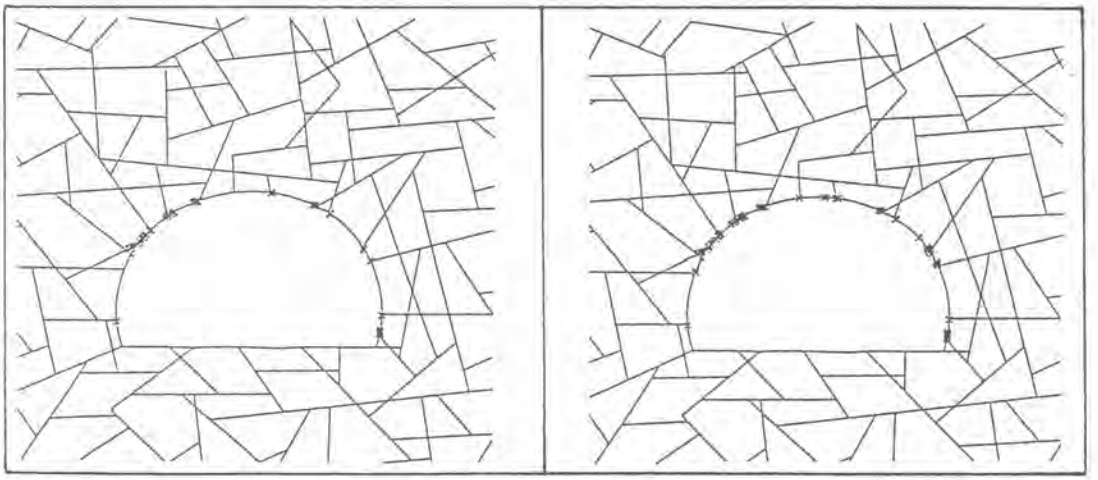
| Parameter | modell 1 | modell 2 | modell 3 | modell 4 |
|---|---|---|---|---|
| Største hovedspenning MPa | 8,04 | 8,05 | 7,98 | 8,00 |
| Maksimum deformasjon i heng (mm) | 3,26 | 3,22 | 3,09 | 3,03 |
| Maksimum skjærdeformasjon (mm) | 1,21 | 1,20 | 1,21 | 1,24 |
| Maksimum aksialkraft på bolter (tnf) | | 5,21 | 2,70 | 3,00 |
| Maksimum aksialkraft på S(fr) (tnf) | | | 6,26 | 39,0 |
| Maksimum moment på S(fr) (tnf) × m | | | 0,48 | 2,10 |
| Maksimum skjærkraft på S(fr) (tnf) | | | 6,04 | 7,72 |
| Maksimum normalkraft på S(fr)/berg (tnf) | | | 27,46 | 26,6 |
| Maksimum skjærkraft på S(fr)/berg (tnf) | | | 15,1 | 8,74 |

**Krefter og momenter på S(fr), ved brudd**

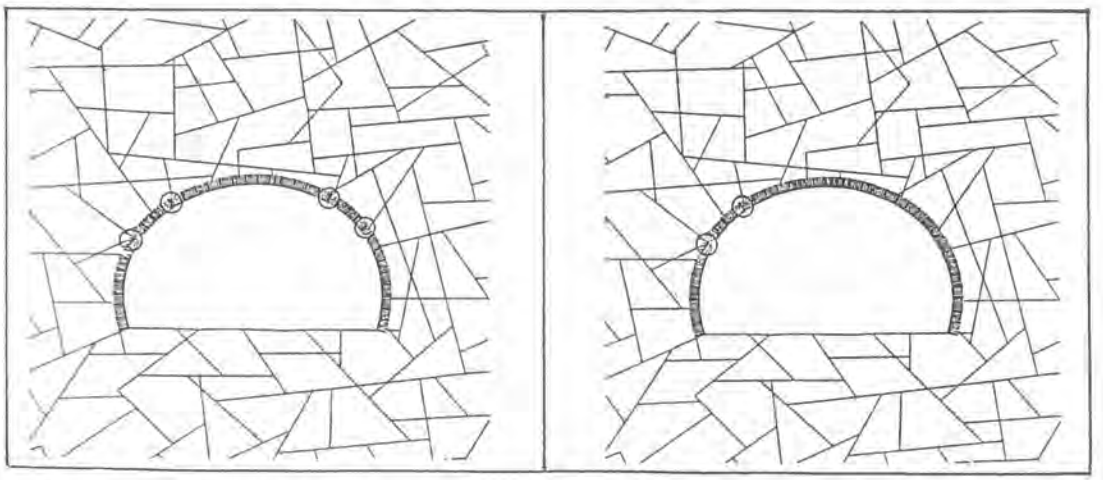
Det er en betydelig forskjell mellom resultatene som er oppnådd i modell 3 og 4. Arealet som kreftene virker på i S(fr) er 1 m (dybden til modellen)×10 eller 20 cm ( S(fr) tykkelse) = 0,1 eller 0,2 $m^2$. Modell 3 med tynnere lag av S(fr) er mindre stiv enn modell 4 der tykkelsen av S(fr) er større. Dette kan også observeres fra heftebrudd plottet, Fig. 6 hvor heftebrudd skjer mellom første lag av S(fr) og bergoverflate som er i kontakt med. Det oppstår brudd flere steder i S(fr) laget på 10 cm i heng og vegger, og sprøytebetongen er ikke i stand til å motstå den betydelige spenningen. På den andre siden er modell 4 med en S(fr) tykkelse på 20 cm i stand til å motstå en høyere aksialspenning. Det er interessant å observere tensjonsbrudd i tunnelhengen i modell 3 og 4 (se avmerking i Figur 7) . Brudd ved tensjon i S(fr) i modell 3 er mer markert enn i modell 4.



Figur 5. Aksiell boltekraft for modell 2 (venstre) med høyeste verdi 5.2 tonn og modell 3 (høyre) med høyeste verdi 2.7 tonn.



Figur 6. Heftebrudd for modell 3 (venstre) og modell 4 (høyre).



Figur 7. Brudd for modell 3 (venstre) og modell 4 (høyre).

## KONKLUSJON

Utforming og konstruksjon av tunneler med store spennvidder i relativ kompetent vulkansk tuff er utført på en lokalitet i Sørøst-Asia ved å bruke den norske tunnelmetoden (NMT). Bergmassekvaliteten varierer mellom svært dårlig og middels til god. De mekaniske egenskapene til disse bergartene er blitt bestemt i laboratoriet og ved feltundersøkelser for bruk i numeriske modellstudier. Til karakteriseringen av bergmassekvaliteten er Q-systemet brukt for å vurdere behov for stabilitetssikring i tunnelene. Q-verdiene varierer mellom 0,2 og 38. Utformingen av tunnelene ble basert på en gjennomsnittlig Q-verdi på 2.

Inngangsdataene for UDEC-BB modellene er blitt vurdert ut fra karakterisering av sprekker og bergmasser, og i nærheten er det også utført målinger av bergspenningene. De fire numeriske modellene som er presentert i denne artikkelen var identiske men med variasjon i sikringen som varierer fra ingen til bolt, S(fr) sikringen. Bolteegenskapene og boltemønsteret er basert på Q-systemet. UDEC-BB er brukt for den todimensjonale modelleringen av tunnelene. Dette er en forholdsvis konservativ metode da flere sider ved oppførselen til bergmasser ikke kan modelleres i 2 D (bare sprekker parallelle eller subparallelle til tunnelaksen er representert etc). Den potensielle begrensning og feilkilder i dette tilfellet er vanskelig å vurdere. Imidlertid vil tilstedeværelsen av sprekkesett ikke-parallelle med tunnelen i praksis ha en tendens til øke deformasjonen slik at 2 D modellen vil bli mindre konservativ enn antatt.

De numeriske modellene 3 og 4 viser at tykkelsen på S(fr) har liten effekt på den totale deformasjonen i tunnelen. Dette er hovedsakelig på grunn av at tunnelen ligger i oppsprukket vulkansk tuff hvor blokkene griper inn i hverandre. Maksimal boltelast ble redusert til omtrent det halve når S(fr) ble brukt før bolting. Likevel blir mye større aksialkrefter bygget opp i det tykkere laget på 20 cm, men dette reduserer ikke den totale derformasjonen i tunnelen i vesentlig grad. Dette er først og fremst en følge av at blokkene griper inn i hverandre og bergmassene deformeres generelt lite. Tykkelsen på S(fr) var 10 + 10 cm og 20 cm for modell 3 og 4.

Bruk av S(fr) ved relativt stabile tunnelforhold med en mengde blokker som griper inn i hverandre vil redusere belastningen på boltene. Modellene 2,3 og 4 har alle maksimum boltelast godt under flytegrensen. Betydningen av S(fr) i mindre stabile tunneler er åpenbar, men dette kan diskuteres i en artikkel senere.

Numerisk modellering kan være et velegnet verktøy til å predikere sikringsomfang i planlegginningsfasen. Modellverdiene for aksial- og skjærkrefter i sprøytebetong og kreftene langs grensen mellom berg og sprøytebetong så vel som boltekapasiteten kan sammenlignes med det Q-systemet antyder, og justeringer kan da bli gjort om det er nødvendig.

## REFERANSER

Barton, N., Lien, R. and Lunde, J., 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mech., 6: 189-236.

Barton, N.,F. Løset, R. Lien and J. Lunde (1980). "Application of the Q-system in design decisions concerning dimensions and appropriate support for underground installations, "Int. Conf. on Sub-surface Space, Rockstore, Stockholm, Sub-surface Space, Vol.2, pp.553-561.

Barton, N., Løset, F., Smallwood, A., Vik, G., Rawlings, C.P., Chryssanthakis, P., Hansteen, H. and Ireland, T. 1992. Geotechnical core characterization for the UK radioactive waste repository design. Proc. ISRM Symp. EUROCK, Chester, UK.

Barton, N., By, T.L. Chryssanthakis, P., Tunbridge, L. Kristiansen, J. Løset, F., Bhasin, R.K., Westerdahl, H. and Vik, G. 1994. Predicted and measured performance of the 62m span Norwegian Olympic Ice Hockey Cavern at Gjøvik. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 31, No. 6, pp. 617-641

Barton, N. and S.C. Bandis (1990). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. International Symposium on Rock Joints. Loen 1990. Proceedings, pp. 603-610.

Bhasin, R Barton, N and Løset, F, 1993. Engineering geological investigations and the application of rock mass classification approach in the construction of Norway's underground Olympic stadium Eng. Geol.,35:93- 101.

Barton, N. and P. Chryssanthakis, 1996, ""Design of Tunnels for NMT using Fibre Reinforced Shotcrete and Bolting as Permanent Support", Proceedings of Second International Symposium on Sprayed Concrete, Gol, 1996

Chryssanthakis, P. and N. Barton, 1992, "Predicting performance of the 62m span ice hockey cavern in Gjøvik, Norway", Proc. of Int. Conf. "Fractured and Jointed Rock Masses, Lake Tahoe, CA, Pre-prints, LBL, 32379, Vol. 3.

Cundall, P.A. (1980). A generalized distinct element program for modelling jointed rock. Report PCAR-1-80, Contract DAJA37-79-C-0548, European Reasearch Office, US Army. Peter Cundall Associates.

Grimstad, E. and Barton, N., 1993. Updating of the Q-System for NMT. Proc. Int. Symp. Modern use of wet mix sprayed concrete for underground support, Fagernes 1993, Norway,: 46-66.

Grimstad, E. and Barton, N., 1995. Rock mass classification and the use of NMT in India. Proc. (under print) Conf. on design and construction of underground structures, 23-25 February 1995, New Delhi, India.

Makurat, A., N. Barton, G. Vik., P. Chryssanthakis and K. Monsen (1990). Jointed rock mass modelling. International Symposium on Rock Joints. Loen 1990. Proceedings, pp. 647-656.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1997

# ANALYSE AV VIBRASJONER FRA SPRENGNING, EKS. ROMERIKSPORTEN

Siv.Ing. Morten Christiansen, i samarbeid med Dyno/NOTEBY

**Sammendrag**

I forbindelse med drivingen av Romeriksporten tunnel mellom Etterstad og Stalsberg ble det iverksatt et program med overvåkning av sprengningsrystelsene for å unngå skader på bebyggelsen på overflaten. Utsatte hus over tunnelen ble utstyrt med geofoner og tilkoblet måleutstyr som kunne kontaktes via telenettet. Data som målepunktnummer, adresse, huseier, koordinater på målepunkt og hver enkelt salve samt salvestørrelse ble lagret i en database kalt Ryst 1,0. Dette gir grunnlag for å utføre beregninger av dempningsfaktorer og fjellkonstanter på grunnlag av kjente formler.

Rystelsesmålingene viser tildels store avvik i svingehastighet mellom målepunkter som ligger i umiddelbar nærhet av hverandre. Det er utført en gjennomgang av geologiske- og anleggstekniske forhold i et forsøk på å avdekke årsakene.

Beregningene for de enkelte målepunkter viser stor spredning i dempningsfaktorer. Verdiene av dempningsfaktorene ligger i området 1,02 til 2,73 med fjellkonstanter mellom ytterpunktene 69 og 21432. En beregning av dempningsfaktorer og fjellkonstanter for hele Starveien øst ga en dempningsfaktor på 1,12 og fjellkonstant på 130.

Gjennomgangen av de geologiske forhold som kartlagt i tunnelen sammenholdt med verdiene av svingehastigheten for de enkelte salver viser at plane strukturer som slepper, ganger og foliasjon kan dempe eller fokusere rystelser fra tunnelsprengningen avhengig av vinkelen mellom innfallende bølgestråle og strukturplanet. Graden av dempning er derimot svært individuell for det enkelte kartlagte element.

**Innledning**

Overvåkning av sprengningsrystelsene er et viktig moment under driving av en tunnel for å unngå skader på hus og andre installasjoner. Ved Romeriksporten tunnel mellom Bryn og Lillestrøm ble programmet med overvåkning av rystelsene overlatt til arbeidsfellesskapet Dyno Consult AS/Noteby AS. Programmet besto i å plassere ut rystelsesmålere på hus i nærheten av sprengningsarbeidene og å overvåke disse. Dessuten ble det foretatt videofilming av bygningene for å unngå falske erstatningskrav i etterhånd.

Rystelsesmålerne kunne kontaktes pr. PC med modem fra f.eks. anleggskontoret på Starveien, og dataene lastes ned. Toppverdiene ble ført inn i databasen Ryst 1.0, en Access-basert database, slik at man etterhvert satt igjen med en stor datamengde (ca. 6000 enkeltmålinger). Denne datamengden var interessant å undersøke med tanke på geologiens og andre parameteres innvirkning på de målte rystelsene. Etterhvert som drivearbeidet skred frem, ble det også klart at det var store variasjoner i de målte rystelsene til tross for at de andre ytre forutsetningene tilsynelatende var like.

Under bearbeidingen av målingene ble det lagt vekt på strekningen Starveien Øst, som er mellom profilnr. 11620 og 14780. Grunnen til dette var både av praktiske og faglige grunner. Rent praktisk var denne seksjonen i nærheten av anleggskontoret ved tverrslaget på Starveien slik at det var lettvint å dra ut for å besiktige området. Dessuten ble det antatt at husene på denne strekningen var hovedsakelig fjellfundamenterte, som eliminerer eventuelle ekstra dempningsfenomener. Antakelsen om fjellfundamentering ble styrket av befaringer i området.

Dataene fra databasen ga grunnlag for å utføre en numerisk analyse av dempningskonstanter og «fjellkonstanter» for strekningen Starveien Øst.

**Sprengningsrystelser - generelt**
Nivået på sprengningsrystelsene i et punkt på overflaten avhenger av en rekke kontrollerbare og ikke-kontrollerbare variable. De forskjellige faktorene som inngår i en slik studie er forsøkt kategorisert i tabellen under.

| **Kontrollerbare** | **Ikke-kontrollerbare** |
|---|---|
| • Ladeplan<br>• Borplan<br>• Tennplan<br>• Sprengstofftype<br>• Avstand til sprengningssted | • Geologiske forhold (bergets mekaniske egenskaper, oppsprekking, svakhetssoner, hardganger etc.)<br>• Løsmassefordeling/-mektighet<br>• De ulike geologiske strukturenes innbyrdes geometri |

De kontrollerbare forhold er altså vesentlig de anleggstekniske, og de ikke-kontrollerbare dreier seg om forhold som ligger fast med en gitt plan for plasseringen av anlegget (trasévalg).

De anleggstekniske forhold vil i korthet påvirke rystelsesnivået slik:

**Ladeplan** Et sprengstoff kalles *høybrisant* når det har høy detonasjonshastighet og høyt energiinnhold. Et slik sprengstoff tilfører omgivelsene en mer konsentrert energipuls. Ved Romeriksporten ble det benyttet Anolit i brytningshull og Gule rør i konturen. Inntil januar 1996 ble det benyttet detonerende lunte i stedet for Gule rør. Ladeplanen bør følges slik at man unngår overladning. Overladning kan finne sted hvis bergmassen er svært oppsprukket slik at bulksprengstoff kan fylle opp tomrom utenfor borhullsveggen.

**Tennplan.** Det er samtidig detonerende ladning som er av betydning for rystelsesnivået i en tunnelsalve. Med samtidig detonerende ladning menes hvor mye sprengstoff som er fordelt på de forskjellige tennernumrene. Ved høye rystelser kan det være fordelaktig å fordele salva på flere tennernumre. Tennplanen må også utformes med tanke på å unngå innspenning av borhull. Et innspent borhull har en utslagsvinkel mindre enn 90°. På en tunnelstuff finnes de mest innspente borhullene i nærheten av overgangen mellom såle og vegg og nær vederlagene.

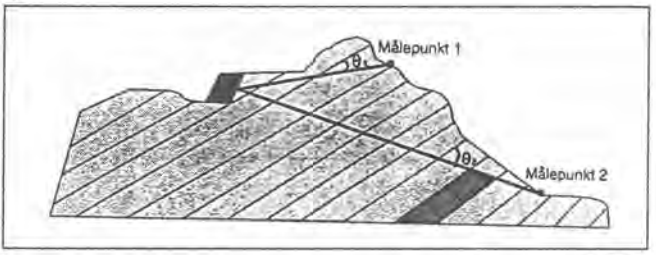
**Borplan**

Ved for tett plassering av borhullene finnes det fare for overslag mellom borhull. I så fall detonerer ikke salva på de forutsatte tennernumre. Samtidig detonerende ladning kan bli mye høyere enn på forhånd beregnet. I den andre ytterlighet er borhullene plassert for langt fra hverandre til å samvirke med brytningen. I så tilfelle kan hullet enten «pile», dvs. detonere uten å bryte, eller «bryte tungt». Når hullet piler eller bryter tungt går mesteparten av detonasjoneenergien over til å produsere rystelser.

De geologiske/ukontrollerbare varieblene påvirker rystelsesnivået slik:

**Geologi**

Diskontinuiteter, bergartsgrenser og plane strukturer i berget vil påvirke bølgeutbredelsen fra en detonasjon ved refleksjon og refraksjon. Andelen av reflektert og transmittert energi gjennom en slik grenseflate avhenger av bølgestrålens innfallsvinkel mot denne. Når deler av bølgeenergien reflekteres betyr dette en dempning av energien i bølgens opprinnelige utbredelsesretning. Dempningen er derfor større ved bølgeutbredelse normalt på sprekkeretningen enn når graden av parallellitet øker (se Figur 1).

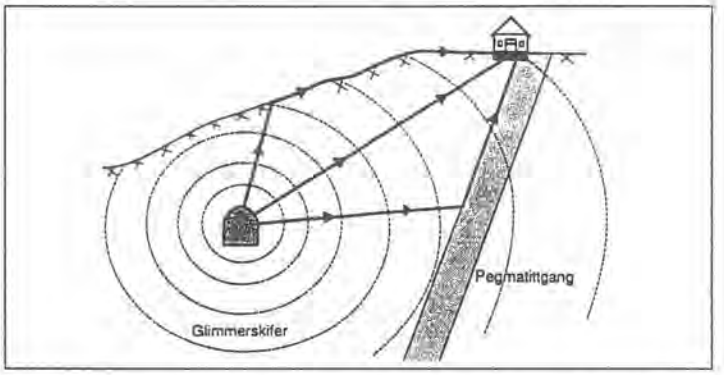



**Figur 1: Vinkel mellom bølgeutbredelse og sprekkeretning har betydning for dempningen av rystelsene (fra NTH Anleggsdrift, 1993)**

Bølgeintensiteten vil også påvirkes av endringer i mekaniske egenskaper i bergmassen. I bløte bergarter er andelen *hysteresedempning* større enn i stive, harde bergarter (Myrvang, 1994). Hysteresedempning vil si at det i bergarten blir igjen en liten resttøyning etter trykkpåkjenning. Bergartens stivhet (E-modul) avtar ofte med økende kvartsinnhold og tunge, mørke bergarter er stivere enn lyse.

**Spesielle forhold**

I enkelte tilfelle kan rystelsesnivået fra en enkelt salve forsterkes av spesielle forhold som enten har sitt utspring i den romlige orienteringen av plane strukturer i bergmassen eller utilsiktede bivirkninger av tennplanen. De viktigste tilfellene av dette kalles fokusering, interferens og resonans. Med fokusering menes at enkelte ganger kan geologien påvirke bølgutbredelsen slik at de fokuseres mot et punkt på overflaten (se Figur 2).




**Figur 2: Fokusering av rystelser på grunn av uheldig geologi og topografi (fra NTH Anleggsdrift, 1993)**

Interferens vil si at bølgetogene fra de enkelte tennernumrene kan samvirke enten positivt eller destruktivt. Ved positiv interferens fra flere forsinkertider kan rystelsespåvirkningen av de enkelte forsinkertider adderes. Resultatet kan bli svært høye rystelser. Resonansfenomer kan oppstå når frekvensen på rystelsene ligger i nærheten av en bygnings egenfrekvens. Dowding (1993) sier at resonansfrekvensen $f_d$ for en bygning tilnærmet vil være $f_d = 10N$, der N er antall etasjer. For normale bolighus vil altså resonansfrekvensene ligge i området 10 - 30 Hz.

**Rystelser og geologi**

Til analysen av rystelsesnivået på bakgrunn av geologiske fohold ble det brukt følgende bakgrunnsmateriale:

- Tunnelkarlegging utført av Noteby AS
- Salverapporter
- Geologisk kart utformet i forundersøkelsene
- Enkelte konsulentrapporter vedrørende grunnundersøkelser i forbindelse med andre arbeider i det aktuelle området
- Byggherrens dagbøker
- Skadebesiktigelsesrpporter
- Bor- og tennplan for Starveien Øst

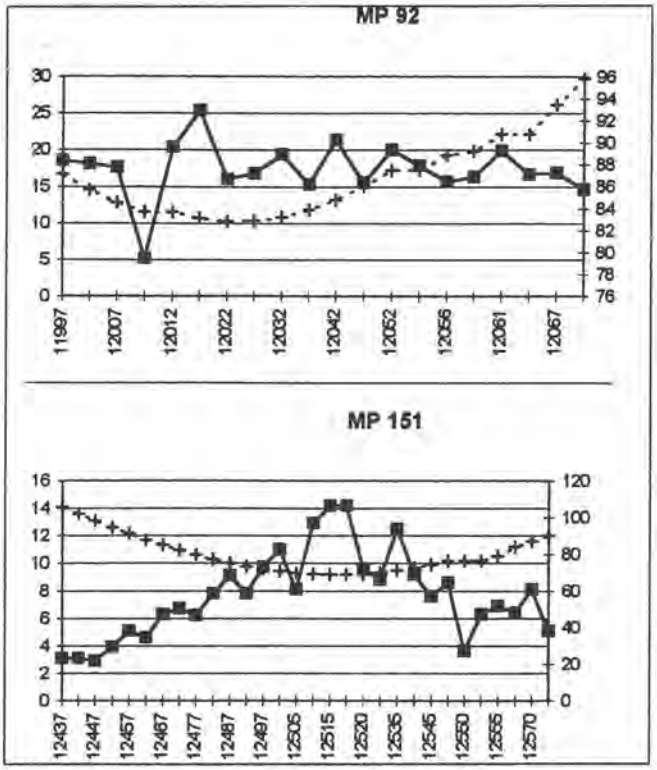
Tunnelkarleggingen ble overført fra projeksjon i horisontalplanet til profiltegning. Dermed var det lettere å se forløpet av svakhetssoner osv. fra tunnelperiferien og opp i dagen. Målepunktene kunne plasseres på overflaten av vertikalprofilet. Hver enkelt salve kunne nå lokaliseres på profilet, og målingene ved hvert enkelt målepunkt for hver enkelt salve kunne sammenlignes og samholdes med det geologiske profilet. Det var mest aktuelt å se etter strukturer som kunne dempe bølgeutbredelsen eller avskjære bølgeutbredelsen mellom salve og målepunkt. Profilet ga grunnlag for å gjøre antakelser om hvorvidt fenomener som fokusering forekom.

Sammenligninger ble gjort for målepunkter med tilnærmet samme avstand til stuffen og svært forskjellige verdier for svingehastigheten. Ved å plotte svingehastigheten i målepunktet som funksjon av profilnummer får man et inntrykk av hvordan svingehastighetene varierer mens

stuffen passerer under målepunktet. Ideelt kunne man tenke seg at grafen for svingehastigheten var parabelformet med toppunkt der hvor avstanden var kortest til stuffen.

Slike grafer bekrefter at svingehastigheten er avstandsavhengig, trenden på de fleste målepunktene viser toppunkter der hvor avstanden til stuffen er kortest. Likevel var det store variasjoner i form på kurvene som ble forsøkt forklart ut fra de lokale geologiske forhold. Eksempler på slike grafer er vist under. I diagrammene er svingehastigheten plottet inn med firkanter og avstanden til salven med kryss. Svingehastighet i [ mm/s] kan avleses på venstre vertikale akse, mens avstand til salve i [m] kan avleses på høyre vertikale akse.

*Målepunktene 92 og 151*




**Figur 3: Maksimale rystelser langs profil for målepunkt 92 og 151.**

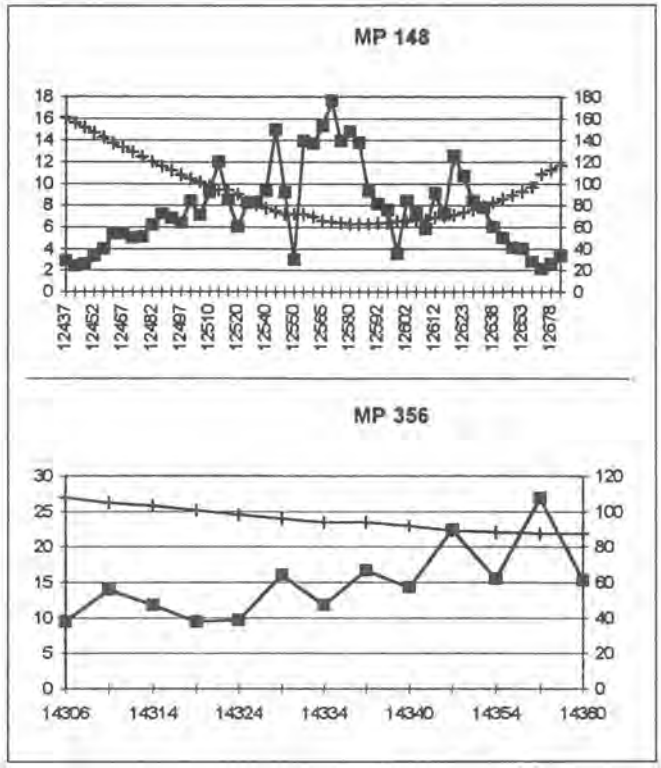
Rystelsene i målepunkt 92 varierer lite med avstanden og holder seg nærmest konstant på ca. 16 - 17 mm/s. Toppunktet for rystelsene ligger i nærheten av bunnpunktet for kurven som beskriver skråavstand. Den geologiske kartleggingen i området er mangelfull, og det er ikke mulig å påvise noen sammenheng mellom geologi og rystelsesnivå.

Formen på kurven i målpunkt 151 er mer av «klassisk» form, der rystelsene stiger til et toppnivå når avstanden til salve er kortest, hvorpå rystelsene avtar igjen når stuffen fjerner seg fra målepunktet. Rystelsene begynner på 3 mm/s og øker til 14 mm/s ved minste avstand. Målingene startet når stuffen sto under Langvannet. Fjellkvaliteten er dårlig, og det opptrer slepper som avskjærer rystelsene mellom salve og målepunkt. Når stuffen nærmer seg og

passerer under målepunktet bedres fjellkvaliteten, og rystelsene tar seg opp til tross for at det også her finnes avskjærende slepper. Etter passering avtar de raskt. Ved profil 12540 er det en hardgang som trolig vil skjerme målepunktet for rystelsene. Markert foliasjon i området vil også gi samme effekt mellom profil 12550 og 12600.

Når stuffen står på profil 12052 og 12463 er avstanden til henholdsvis målepunkt 92 og 151 den samme, dvs. 87,5 m. Likevel er svingehastigheten her 20 mm/s for målepunkt 92 og 4,6 mm/s for målepunkt 151. Det er vanskelig å forklare denne forskjellen ut fra de geologiske forhold, bortsett fra at det ved profil 12475 er en flattliggende sleppe med fall mot øst som kan gi ekstra dempning.

*Målepunktene 148 og 356*



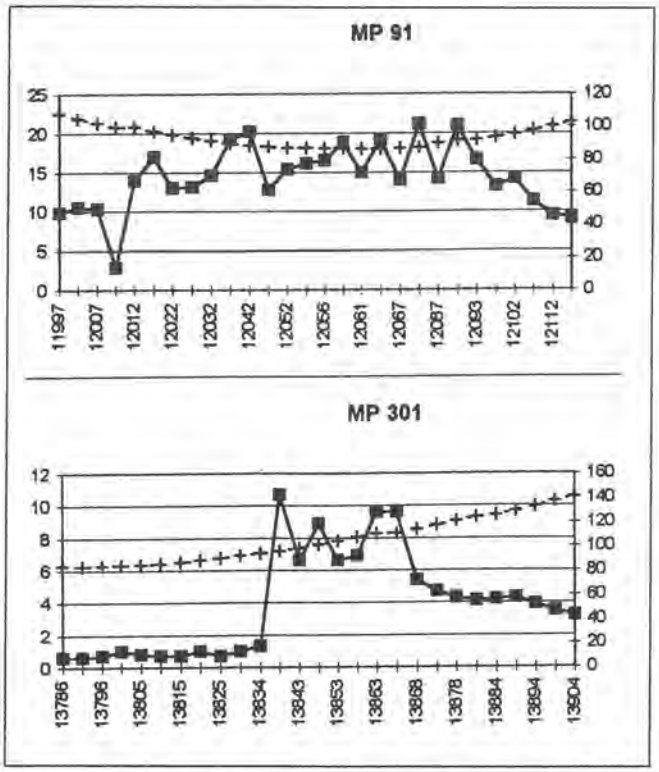

**Figur 4: Maksimale rystelser langs profil for målepunkt 148 og 356.**

Målepunkt 148 viser en parabelformet trend på rystelsesforløpet. Figur 4 viser at det skjer et kraftig fall i rystelsene på hver side av toppen ved profil 12550 og 12602. Her er rystelsene nede i hhv. 3 og 3,5 mm/s. Ved profil 12550 er tunnelen inne i et dårlig parti med registrert Q-verdi 2,2. Sammen med en markert avskjærende sleppe gir dette trolig stor dempning. Ved profil 12602 er det flere elementer i geologien som hemmer bølgeutbredelsen. I hengen er det kartlagt en flattliggende amfibolittgang med tykkelse på maksimalt 1 m, og det er muligheter for at en del av bølgene kan refrakteres langs grensen mellom gangen og sideberget. Mellom profil 12550 og 12600 er foliasjonen markert, og rystelsene fra salven ved 12602 vil utbre seg omtrent normalt på denne mellom salve og målepunkt. På tross av at dempningsfaktorene er

flere ved profil 12602 enn det er registrert ved profil 12550, blir rystelsene noe høyere. Dette kan ha sin årsak i at fjellkvaliteten er bedre med Q-verdi på 8,75. Ved salver mellom profil 12550 og 12600 blir bølgeutbredelsen mer parallell til foliasjonen. Siden rystelsene lettere forplanter seg langs strukturretninger som foliasjon blir verdiene høyest her. Foliasjons-retningen peker faktisk rett mot målepunktet ved profil ca. 12560.

Målepunkt 356 har bare 13 registrerte målinger, og avsluttes ved profil 14360 som ikke gir minste mulige avstand mellom salve og målepunkt. Fjellkvaliteten er god og svært god, som gir relativt høye verdier for rystelsene. Endel slepper med fall mot vest er kartlagt mellom profil 14300 og 14350. Det høye rystelsesnivået kan muligens forklares ved av bølgeforplantningen skjer langs sprekkeplanene som peker i retning av målepunktet. Målepunkt 148 og 356 registrerte svingehastigheter på henholdsvis 4,1 mm/s ved profil 12648 og 22,4 mm/s ved profil 14349. Ved disse salvene var avstanden fra begge målepunkter til salve 89 m. Trolig er det den markerte foliasjonen, det store antallet kartlagte slepper og den tidligere nevnte amfibolittgangen som er årsak til forskjellen i svingehastighet.

*Målepunktene 91 og 301*




**Figur 5: Maksimale rystelser langs profil for målepunkt 91 og 301.**

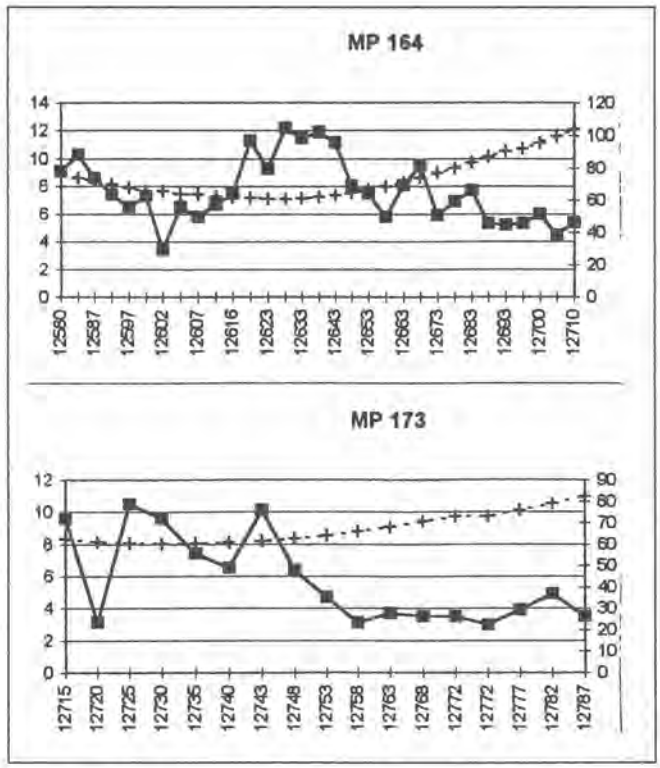
Ved profil 12072 og 13810 er avstanden til salve for henholdsvis målepunkt 91 og 301 87 m. Likevel er forskjellen i svingehastighet for disse to salvene betydelig: 21,1 mm/s for målepunkt 91 og 0,7 for målepunkt 301. Som det øverste diagrammet i viser når svingehastigheten sitt høyeste nivå omtrent ved korteste avstand til stuffen. Svingehastigheten

varierer bare fra ca. 10 mm/s til noe over 20 mm/s med unntak av den lave registreringen på kun 2,9 mm/s ved profil 12012, på grunn av relativt liten variasjon i avstand (bare ca. 20 m under registreringsperioden). Det finnes ikke tunnelkartlegging for området i nærheten av målepunkt 91, annet enn at fjellkvaliteten er bedømt å være god.

Mer påfallende er det å betrakte kurven for svingehastighet i målepunkt 301. Som kurven viser holder svingehastigheten seg på et meget beskjedent nivå frem til profil 13838 der den skyter plutselig i været til 10,7 mm/s. På det geologiske profilet ble det oberervert at det i området mellom profil 13780 of 13800 er en markert foliasjonsretning som står tilnærmet normalt på bølgeutbredelsen fra stuffen i dette området. Dette medvirker trolig til den store dempningen.

De geologiske forhold gir ikke klare indikasjoner på hvorfor rystelsene plutselig øker. Tvert i mot skulle en ut fra kartleggingen tro at slepper og sprekker i området mellom profil 13800 og 13850 ville dempe rystelsene ytterligere. En sammenligning av rystelsesforløpet for de nærliggende målepunkter 293, 298 og 300 viser ikke tilsvarende sprang i svingehastighet for samme salve. Derfor er det sannsynlig at årsaken ligger i de geologiske forhold, for eksempel at en pegmatittgang eller foliasjonsretning som ikke vises på tunnelkarleggingen gir en fokusering av rystelsene mot målepunkt 301 i området mellom profil 13838 og 13868.

*Målepunktene 164 og 173*




**Figur 6: Maksimale rystelser langs profil for målepunkt 164 og 173.**

Målepunkt 164 er antatt å stå på løsmasser, og målepunkt 173 ligger ca. 100 m i luftlinje fra 164. Avstanden fra stuffen til begge målepunkter er 61,2 m ved profil 12628 for målepunkt 164 og 12720 for målpunkt 173, og de respektive svingehastigheter er 12,2 mm/s og 3,1 mm/s.

Foliasjonen mellom profil 12550 og 12600 har fall mot vest slik at dempningen på grunn av strukturretningen blir mindre enn om fallet sto mer normalt på bølgeutbredelsesretningen. Svingehastigheten faller til 3,4 ved profil 12602. Dette kan ha sammenheng med en flattliggende amfibolittgang ved profil 12590. Svingehastigheten avtar også ved passering av to slepper ved profil 12635-40.

Svingehastighetene i målepunkt 173 viser en avtagende trend etter som avstanden til stuffen øker, i tråd med det en skulle forvente. En vertikal amfibolittgang ved 12725 later ikke til å ha innflytelse på svinghastighetene, til tross for at den teoretisk skulle ha betydning.

**Numeriske analyser**

Tidligere har man antatt at en ligning for å beregne svingehastigheten etter en sprengning må være avhengig av ladning og avstand til sprengningsstedet, justert med en eller flere dempningsfaktorer. En ligning for å beskrive dette er ofte brukt på formen:

$$V = K \cdot \frac{Q^{\alpha}}{d^{\beta}}$$

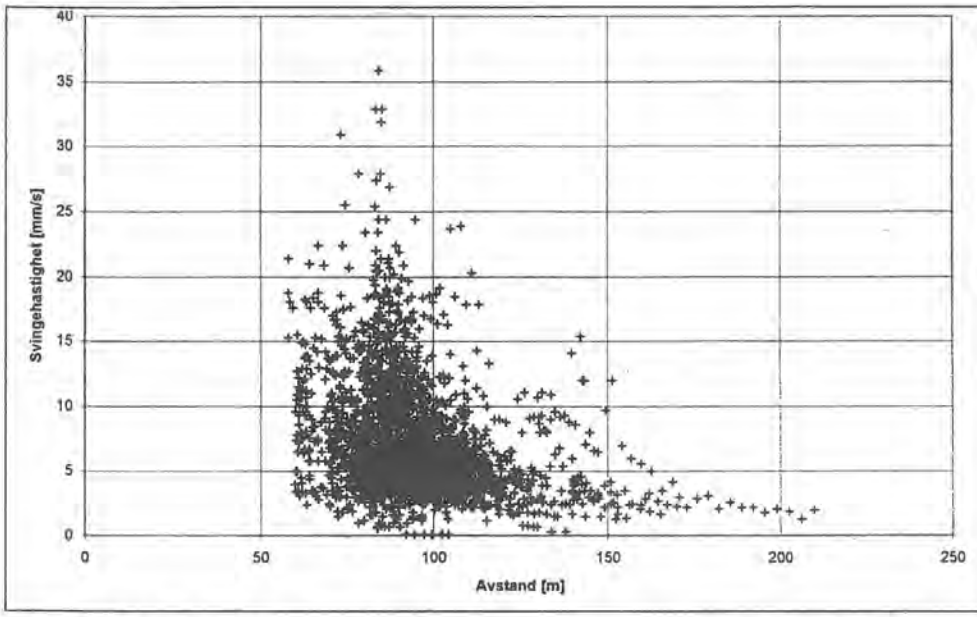
Der V = svingehastighet [mm/s], K = «fjellkonstant», Q = samtidig detonerende ladning [kg], d = avstand til sprengningsstedet [m] og $\alpha$,$\beta$ = dempningsfaktorer. I Norge er det vanlig å sette $\alpha = ½$ og $\beta=1$, slik at ligningen får formen (Boye, 1990):

$$V = K \cdot \frac{\sqrt{Q}}{d}$$

Til beregningene av aktuelle dempningsfaktorer og fjellkonstanter ble det benyttet et analyseprogram kalt Vibra, samt egne regnearkberegninger. NTH-Anleggsdrift (1993) setter verdien for K i uttrykket over til området 50-700. K viser en klar avstandsavhengighet, og er altså en funksjon av avstanden i seg selv. I analyseprogrammet Vibra kan man benytte en alternativ formel der fjellkonstanten settes til en faktisk konstant på denne formen:

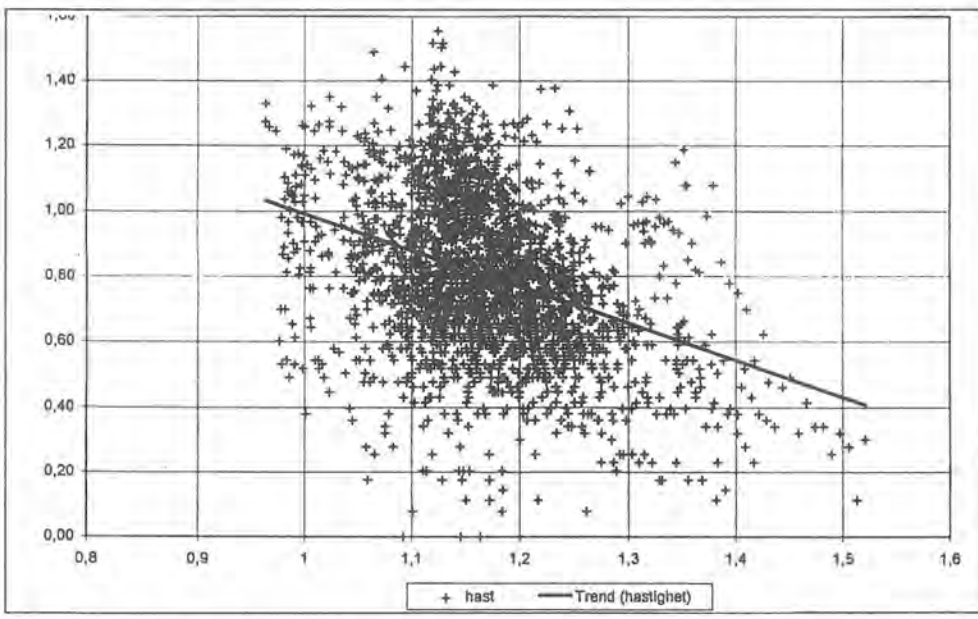
$$V = K\left(\frac{\sqrt{Q}}{d}\right)^{B2}$$

Svingehastighetene på Starveien Øst plottet som funksjon av avstand til sprengning er vist i Figur 7.




**Figur 7: Svingehastighet [mm/s] som funksjon av avstand til salve – Starveien Øst.**

Ved å plotte Log(V) mot Log($d/Q^{1/2}$) får man en rett linje med stigningstall -B2 og konstantledd Log(K). Dette ble gjort for tunnelstrekningen Starveien Øst, og resulatet er vist i Figur 8.




**Figur 8: Log(V) mot Log(red.avstand) på Starveien Øst.**

Denne analysen ga en dempningsfaktor på **B2=1,12** og **K = 130**. Som man klart kan se av Figur 8 er det ikke lett å legge noen regresjonslinje gjennom disse punktene fordi spredningen er såpass stor.

Ved beregning av fjellkonstanter og dempningsfaktorer for de enkelte målepunktene ble det funnet at variasjonen er stor fra punkt til punkt - faktisk helt fra K = 21432 (!) til K = 69. Det later til at beregninger av disse kun har gyldighet for hvert enkelt målepunktpunkt og at det ikke kan sies noe sikkert om forløpet av rystelsene ellers langs tunnelen på bakgrunn av en samlet vurdering av de enkelte tallfestede faktorene.

**Konklusjon**

Lokale geologiske plane strukturer som ganger, foliasjon og slepper mellom det enkelte målepunkt og salven i tunnelen innvirker på den registrerte maksimale svingehastighet. Måten disse innvirker later til å avhenge av deres romlige orientering i forhold til aksen mellom salve og målepunkt. Dempningen er størst når forbindelseslinjen mellom salve og målepunkt står tilnærmet normalt på strukturplanet. Når strukturretninger peker i retning av målepunktet er det mulighet for at vibrasjonene kan forplante seg langs disse og gi fokusering av vibrasjonene på overflaten. Løsmasser gir vesentlig dempning av sprengningsinduserte rystelser.

Dempningsfaktorer og fjellkonstanter varierer sterkt mellom de enkelte målepunkter.

Rystelsesnivået ser ut til å være gjennomgående lavere i de målepunkter som er plassert noe til siden for tunnelens senterlinje.

Erfaringene fra Romeriksporten underbygger at den sikreste måten å gjennomføre et forsiktig sprengningsopplegg på er å føre kontinuerlig kontroll med rystelsene fra hver enkelt salve for å løpende vurdere eventuelle endringer i salveopplegget når rystelsene nærmer seg et antatt skadelig nivå. Beregninger av ladningsmengder på bakgrunn av kunnskap om enhetsladning, fjellkvalitet og avstand til salve gir ikke tilfredsstillende sikkerhet for at fastsatte grenseverdier overholdes, men kan tjene til å gi orienterende verdier i startfasen.

**Referanser**

*Boye, K. 1990:* *Brukerbeskrivelse "VIBRA". Vegdirektoratet. 48 s.*

*Dowding, C.H. 1993:* *Blast vibration monitoring for rock engineering. Pergamon press. s. 111- 135.*

*Myrvang, A. 1994:* *Kompendium i bergmekanikk. NTH Institutt for geologi og bergteknikk.*

*NTH Anleggsdrift. 1993:* *Prosjektrapport 14a-93 FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK Sprengning med restriksjoner. 98 s.*

# FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN

## 20. november 1997

## Seksjon Bergmekanikk

**Injeksjon, sprøytebetong, boltemørtel.**
**Både i anvendelse, virkemåte og bruksytelse er vi avhengig av hjelpestoffer.**
**Er vi oppdatert og utnytter vi mulighetene?**

**v/Geir Tjugum, Rescon AS**

# INNHOLDSFORTEGNELSE


1. INNLEDNING - BAKGRUNN ..... 3

2. INJEKSJON ..... 3

2.1 Tetting av berg ..... 3

2.2. Forsterkning av berg ..... 4

2.3. Tetting og forsterkning/reparasjon av betong ..... 4

2.4. Injeksjonsmidler ..... 4
2.4.1. Sement ..... 4
2.4.1.1. Hjelpestoffer ved sementinjeksjon ..... 5
2.4.1.2. Sementbaserte injeksjonsprodukter ..... 6
2.4.1.3 Noen vanlige tilsetningsstoffer ved injeksjon ..... 7
2.4.2. Kjemiske injeksjonsmidler ..... 8
2.4.2.1. Geldannende ..... 8
2.4.2.2. Skumdannende ..... 8
2.4.2.3. Normalt herdende ..... 9
2.4.2.4. Typer produkter og eksempler ..... 9
Epoxy er tokomponent system, to lettflytende væsker som blandes og herder i løpet av en forutbestemt tid til en fast sterk masse som hefter svært godt til de fleste materialer. I ekstreme tilfeller kan viskositeten komme ned i 50-60 cp ved 20°C. Herding og viskositet er svært temperaturavhengig. Epoxy kan benyttes både til tetting og forsterkning. materialet kan være stivt eller fleksibelt. Det har størst anvendelse p.g.a. sine ypperlige adhesjonsegenskaper og lave svinn i injeksjon av betong. I tunneler benyttes det med fordel ved proppinjeksjon, dvs. kontaktinjeksjon mellom berg og betong. Epoxy er allergifremkallende i uherdet tilstand. ..... 9
2.4.3. Injeksjonsmetoder ..... 11
2.4.4. Injeksjonsutstyret ..... 11
2.4.5. Valg av injeksjonsmiddel ..... 11
2.4.5. Er vi oppdatert og utnytter vi mulighetene? ..... 12
2.4.6. Planlagt utvikling ..... 13

3.0. SPRØYTEBETONG ..... 14

3.1. Tørrsprøyting ..... 14

3.2. Våtsprøyting ..... 14

3.3. Sprøytebetong akselerator ..... 14

3.3. Produkteksempler ..... 22

4.0. BOLTEMØRTLER ..... 23

4.1. inndeling av bergbolter ..... 23

4.2. Produkter og eksempler ..... 23

# 1. INNLEDNING - BAKGRUNN

Undertegnede har jobbet med kjemikalier, dvs. hjelpestoffer til bygningsindustrien hovedsakelig på det norske markedet de siste 30 årene. Hvor hjelpestoffer til injeksjon, sprøytebetong og bolting har vært viktige områder.

Grunnutdannelse har jeg i polymerkjemi fra Universitetet i Oslo i 1968. Min erfaring er i utvikling, produksjon, salg og teknisk service til bransjen. Jeg er ingen tunnelmann, som kan språket og føler meg hjemme der. Min vinkling blir derfor ut fra muligheter jeg ser med spesialkjemikalier utfra leverandørerfaring, og de problemer jeg har fått beskrevet over disse årene fra kunder og våre salgsfolk.

Min oppgave har vært å holde vår bedrift oppdatert på hjelpestoffer og tilby markedet de muligheter som kan utnyttes.

Gjennom disse årene i bransjen er det bygget opp et internasjonalt nettverk til kjemikalie-produsenter over hele verden og inn til vår bedrift. Uten å blunke vil jeg si at vi er godt oppdatert på muligheter, men det er et langt skritt derfra til å utnytte mulighetene ved å tilby konkurransedyktige produkter som løser praktiske problem for tunnelentreprenører. Klart vi har mange spesialprodukter, men det er mange modifiseringer - muligheter igjen. Det finnes ikke mange tunneler som er bygget her i landet hvor ikke et eller annet av våre hjelpestoffer har vært benyttet i de siste 10-20 årene.

# 2. INJEKSJON

Injeksjon utføres med to hovedformål, tetting og/eller forsterkning av materialet. Åpne riss, sprekker og andre hulrom forsøkes fylt med injeksjonsmateriale og det gis ønsket effekt.

Injeksjonsmaterialene kan grovt deles i to hovedgrupper:

- Suspensjoner (stoffer med faste partikler)
- Kjemiske injeksjonsmidler (stoffer uten faste partikler)

## *2.1 Tetting av berg*

Injeksjon utføres for å

- forhindre drening av løsmasser over underjordsanlegg, slik at grunnvannsnivået ikke senkes og poretrykket ikke reduseres. Drening vil gi setninger i løsmasser og dermed overliggende bygninger.

- forhindre endringer i grunnvannsnivå for å unngå forråtnelser i trepeler/flater og svelling i alunskifer
- forhindre store lekkasjer som kan føre til at bekker og tjern tappes og senking av grunnvannsnivå.
- forhindre utlekkasje av olje, gass og andre kjemikalier som lagres i bergrom slik at forurensning unngås.
- forbedre arbeidsforholdene for tunnelarbeiderne. Hvor lenge kan og vil de arbeide under svært fuktige forhold.
- mye vann vil vanskeliggjøre støpearbeidet og påføring av sprøytebetong.
- forhindre store, farlige og uforutsette vannlekkasjer og oversvømmelser.
- senke nødvendig pumpekapasitet både under driving og til det permanente anlegg
- lage det permanente anlegget trafikksikkert.
- forhindre store tap av trykkvann i trykktunneller.
- forebygge vannlekkasjer og fuktproblemer i det permanente anlegg for å sikre tekniske installasjoner.
- senke forbruket av vann i vanngardiner ved lagring av olje og gass, luftputekamre i berg. Vanntrykket skal være med på å holde innholdet (olje, gass, trykkluft) på plass i bergrommet.

### *2.2. Forsterkning av berg*

Ved injeksjon kan man oppnå en viss stabiliserende virkning av massen. Dette kan være et positivt bidrag der hvor f.eks. dårlig overdekking er tilstede.

### *2.3. Tetting og forsterkning/reparasjon av betong*

Injeksjon for tetting og/eller forsterkning eller reparasjon av betong er mye brukt, men omtales ikke her selv om dette er aktuelt i mange tilfeller i forbindelse med fjellanlegg.

### *2.4. Injeksjonsmidler*

Suspensjoner (faste partikler oppslemmet i vann).

#### 2.4.1. Sement

Begrensningen ligger i sementkornenes størrelse og størrelsen på de hulrommene som snart fylles. Partikkelstørrelsen er av stor betydning for inntrengningsevnen, størknings- og herdeforløpet. Sement trenger lang herdetid, noe som betyr lang ventetid til neste salve.

V/c-tallet ved injeksjon varierer fra 5:1 og 0,5:1. Alt vann over v/c 0,35 er unødvendig for hydratasjon. Dette overskuddsvannet benyttes kun til transportmiddel av massen inn og gir kun svakere masse.

**Mikrosementer**

Det er finmalt sement. Mikrosement har høyere spesifikk overflate (>650 $m^2$ kg) enn vanlig. Største kornstørrelsen og (prosentandelen) mengden av disse er avgjørende. Fine partikler tilsetter at finere sprekker kan tettes med sementsuspensjon.

Rescon Mikrocem 650 PC/Rescon Mikrocem 900 PC
Superfin og ultrafin Portlandsement. Materialet er klassifisert ut i fra en Portlandsement klinker og malt til en liten partikkelstørrelse.

Rescon Mikrocem 650 SR.
Superfin sulfatresistent Portlandsement med lavt $C_3A$ og alkalieinnhold, som føyer seg etter BS 4027 "Sulfatresistent Portlandsement".

## 2.4.1.1. Hjelpestoffer ved sementinjeksjon

Dispergeringsmiddel er viktig for å unngå fnokking Mikrosement, ved bruk av f.eks. Rescon HP eller Superflow 400 N kan man få god injiserbaserhet med lavere v/c-forhold.

Muligheter som jeg mener kan utnyttes bedre er:

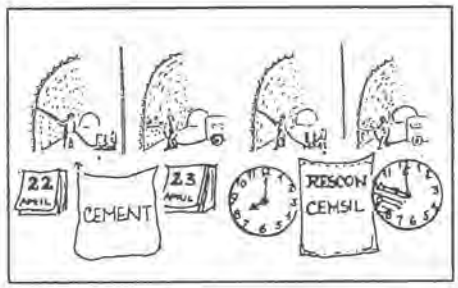
- Smørende og stabiliserende tilsetningsstoffer. Lette injeksjon og stabilisere massene og hindre utvasking. Stoffer av typen Rescon Conoil, T.
- Størknings- og herdningsregulerende stoffer.

Utfra dagens kunnskap må man kunne utvikle og tilby produkter for å regulere avbindingstiden for sement injeksjonsmaterialet på en mye bedre måte enn man gjør idag. Dette må kunne tilpasses temperatur, v/c og sementtype, dvs. standard til den fineste mikrosementen. Kjemikerne må få definert de praktiske forhold og ønskede egenskaper som er drifts- og produksjonsmessige optimale. Kompromisser må inngås mellom hva som er mulig å få til, og hva den praktiske bruker kan benytte med hensyn på sikkerhet vedrørende kvalitet og miljø (indre og ytre). Man må kunne kompensere for uønskede temperatureffekter. Alt må ligge innenfor en akseptabel pris i relasjon til prosessens totalkostnad.

Vår bedrift leverer flere spesialformulerte sementbaserte injeksjonsstoffer som har vært benyttet i mange år på det norske marked hvor noen av ovennevnte effekter er tatt i bruk, men helt klart at her kan det gjøres mye mer.

## 2.4.1.2. Sementbaserte injeksjonsprodukter

Rescon Cemsil er et hurtigherdende sementbasert produkt med forbedret injeksjonsevne og hurtigere herding. Materialets raskhet kan redusere ventetid der det er viktig. Bindetiden avhenger selvsagt av temperatur, akselleratortilsetning og vannmengde. Fordelen med et slikt materiale er anskueliggjort i figuren.




Effekt av et hurtigherdende stoff.

Slike hurtigherdende produkter kan benyttes alene eller i kombinasjon med ren sement, dvs. som avslutning av et hull. Boring av kontrollhull eller salvehull kan da starte nesten umiddelbart. Kombinasjonsbruk er selvsagt mer usikkert. Brukes stoffet alene vil materialforbruket reduseres og pumpetiden kortes ned.

Rescon Mauring er et sementbasert materiale med grove lette tilslagskorn. Produktet benyttes til grovtetting av grove utganger, sprekker, knusningssoner og rundt pakninger på injeksjonsrør. Virkemåten er at de grove kornene setter seg av i sprekker (maures) og tetter disse og stanser utganger på og bak stuffen. Etter at en front og et trykk er bygd opp, kan injeksjon fortsette med vanlig sement eller et hurtigherdende spesialprodukt. Mauringsstoffer brukes for å redusere sementforbruk, slik at sementen ikke skal vaskes ut eller forsvinne i en "uendelig" radius rundt borehullet. Bindetiden for Mauring er raskere enn for vanlig portlandsement.

Rescon Nonset er ekspanderende sementmørtler, tilsatt stabiliserende og plastiserende kjemikalier med ulik maksimal kornstørrelse fra 0,2-4 mm. De leveres også i frostfri varianter, dvs. at utherding skjer selv om temperaturen kommer under 0°C. Ekspansjon skal oppheve setningssvinnet i mørtelen og sikre at den fyller godt i hulrom. Mørtelen har god pumpbarhet selv ved lave v/c-forhold og kan derfor oppnå høy styrke.

Rescon 50 UV-T er en sementmørtel med kombinasjon av sement, silica og antiutvaskingsmiddel. Dette gir et sterkt stabilisert materiale med spesielle smørende egenskaper (glideeffekt) som letter injeksjon. Antiutvaskingsmidlet gjør at materialet ikke lett vaskes ut i vannfylte sprekker. Det kan derfor gi relativt god fasthet på injeksjonsmaterialet. Bieffekten ved bruk av utvaskingsmidlet er relativt lang utherdingstid.

Av andre viktige sementbaserte hjelpestoff kan nevnte Rescon RAPP, en meget hurtigherdende sementmasse. Den kan ikke benyttes til injeksjon. Massen tetter effektivt sprekker og frie utganger for vann og injeksjonsmasse, både før og etter injeksjonsarbeidet. Den kan erstatte kiler og drev. Mørtelen kan påføres der vann kommer ut av berg eller betong og stopper selv store vanninnbrudd midlertidig.

Figuren viser prinsippet.

Bruk av hurtigavbindende masser.

## 2.4.1.3 Noen vanlige tilsetningsstoffer ved injeksjon

Bentonitt tilsettes for å bedre plastisitet, inntrengningsevne og stabilitet.

Silikastøv virker stabiliserende, bedrer smidighet, pumpbarhet og inntrengningsevne. P.g.a. den fine partikkelstørrelsen kan det også være et interessant injeksjonsmiddel som man kan få til å binde av uten sement. Dette blir omtalt av neste foredragsholder.

Vannglass' størkningsaksellererende effekt kan benyttes. På lignende måte kan også alkalialuminater utnyttes.

Dispergeringsmiddel - tilsetningsstoffer. Effektive eksempler på dette kan nevnes Rescon HP og Superflow 400N. Deres anvendelse er spesielt viktig i mikrosement.

Videre kan man selvsagt benytte konvensjonelle tilsetningsstoffer for å oppnå effekter som f.eks.
Rescon FTM (stabiliserende og vannreduserende)
Rescon I (ekspanderende)
Rescon T (antiutvaskingsstoff)

Rescon Cemflyt er et kraftig vannreduserende og stabiliserende tilsetningsstoff som hovedsakelig anvendes ved sementinjeksjon av berg. Det inneholder også en ekspanderende komponent. En flytende injiserbar sementsuspensjon kan fremstilles med vesentlig lavere vanninnhold enn uten.

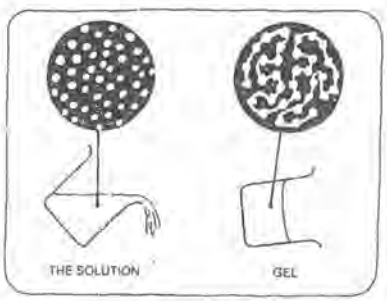
## 2.4.2. Kjemiske injeksjonsmidler

Kjemiske injeksjonsmidler skilles i vår diskusjon fra sementbaserte ved at de ikke inneholder faste partikler, men er rene væsker. Maksimalstørrelse på "partikkelen" i disse blir da molekylet, f.eks. et epoxymolekyl. En relativ partikkelstørrelses betraktning blir da f.eks. et epoxymolekyl setter 1 mm så gir det en max størrelse i en sementsuspensjon på 100 m. Det reelle er 1 nm ($10^{-9}$) og 100 µm ($10^{-6}$). Kjemiske injeksjonsmidler kan derfor selvsagt injiseres i mye finere sprekker.

De kjemiske injeksjonsmidlene kan deles i tre grupper, geldannende, skumdannende og normalt herdende selvsagt finnes kombinasjoner av disse samt at enkelte kan benyttes sammen med sementbaserte alternativer.

### 2.4.2.1. Geldannende

En eller to komponent produkter fra meget lettflytende til produkter med oljekonsistens som har den evne at de binder en del vann som en gel og dermed tetter. Prinsippet er angitt på figur.




Prinsipp for geldannelse.

Vannet er fysikalsk-kjemisk bundet sammen til en gelé. Denne gelen tåler ikke store trykk om den inneholder relativt mye vann. Som regel er ikke vannet sterkere bundet enn at gelen tørker ut til et vesentlig lavere volum når omgivelsen tørker. Grunnen til at et stoff danner gel er at polymeren sveller i vann, dvs. at den går nesten i oppløsning. Svelling er første trinn i all oppløsning av høy polymerer. Gelene er litt tverrbundet eller akkurat ikke løslig. Geler vil ved tørking ha meget stort svinn. Aldringsstabilitet som bygningsmateriale vil også da være betenkelig - et stoff som nesten er oppløst i vann.

### 2.4.2.2. Skumdannende

Skumdannende midler er en eller tokomponentige væsker som skummer opp ved injeksjon. Enten når de treffer vann og utvikler $CO_2$-gass som er drivkraften i skummings reaksjon eller det kan være tokomponentige systemer som inneholder andre drivmiddel. Oppskummingen blokkerer sprekker og hulrom og tetter på den måten.

## 2.4.2.3. Normalt herdende

Er lettflytende en eller tokomponent polymerer/monomerer ikke blandbare med vann, men skyver det foran seg og herder til en fast masse.

## 2.4.2.4. Typer produkter og eksempler

Silikat (gel)
Dette er vanligvis natriumsilikater $NSiO_2Na_2O$, mest kjent som vannglass. Forholdet silica/natriumoksyd bestemmer egenskapene til midlet. Som herder benyttes som regel en organisk ester/syre. Silikatgelene har ikke de beste mekaniske egenskapene og bør ikke benyttes i kritiske tilfeller. Man kan lett få synirese, dvs. at gelen skiller ut vann.

Akryl (gel)
Dette er meget lettflytende injeksjonsmiddel hvor viskositeten er uforandret helt til like før geling. Gelingstiden kan varieres fra et minutt til timer. For tetting kan det være svært effektivt å bruke gel injeksjon. I prinsippet kan det oppnås så hurtig geldannelse at man man injisere rett mot rennende vanns om strømmer ut av sprekken. Tiden det tar før massen kommer ut igjen er nok til at materialet herder og tetter. Slik kan man arbeide seg gjennom lekkasje. De mest effektive akrylgelene som har vært i mest praktisk bruk inneholder akrylamider, som er giftige ved inntak. De er i litteratur beskrevet som kreftfremkallende og kan medføre nerveskader ved langvarig effekt.

Akryl har også blitt benyttet i stor utstrekning i kombinasjonsprodukter med vannglass. Det mest kjente produktet på markedet er idag Siprogel/Rockagel.

Rescon har tatt fram et ikke acrylamidholdig injeksjonsmiddel Rescon Resil med bedre miljømessige egenskaper, men bransjen har ikke vært interessert p.g.a. at de acrylamidbaserte produktene har vært i full bruk.

Epoxy

Epoxy er tokomponent system, to lettflytende væsker som blandes og herder i løpet av en forutbestemt tid til en fast sterk masse som hefter svært godt til de fleste materialer. I ekstreme tilfeller kan viskositeten komme ned i 50-60 cp ved 20°C. Herding og viskositet er svært temperaturavhengig. Epoxy kan benyttes både til tetting og forsterkning. materialet kan være stivt eller fleksibelt. Det har størst anvendelse p.g.a. sine ypperlige adhesjonsegenskaper og lave svinn i injeksjon av betong. I tunneler benyttes det med fordel ved proppinjeksjon, dvs. kontaktinjeksjon mellom berg og betong. Epoxy er allergifremkallende i uherdet tilstand.

Rescon Epoxy BI-R og BI-R-30 er spesialformulerte epoxyer for injeksjon av betong og berg. BI-R-30 er spesielt retardert for at den kan gi lang brukstid (15-20 timer) ved høy temperatur.

Polyuretan (faststoff skum og gel)
Polyuretans viskositet er relativt høy uten fortynning er det gjerne mer enn 200 cp. Polyuretan kan leveres som en og to komponentig og variasjonsmulighetene for å oppnå spesielle egenskaper er store.

I praksis benyttes fire ulike polyuretan systemer ved injeksjon:

1. To komponent, meget langsomt reagerende når det ikke treffer vann, men meget hurtig herdende når det treffer vann. Denne type kan benyttes ved hurtig blokkering av lekkasjer.

2. En komponent skummende, reagerer kun når det treffer vann og da fra sekunder til 5-10 minutter.

3. Enkomponent kombinert skummende og gelende. Reagerer kun når det treffer vann eller det tilsettes vann ved injeksjon.

4. Tomkomponent skummende sealer. Dette herder til et gummielastisk materiale i tørre sprekker, ved tilgang av vann skummer produktet langsomt opp (5-10 minutter og tettes).

Rescon Purgel er et enkomponentig polyuretan kombinasjonsprodukt. Injeksjon i konsentrert form gir skum, mens mye vann i injeksjonsmidlet dannes en myk gel. Både skum og gel sveller i vann.

Rescon Resfoam 1K-1 er et enkomponent injeksjonsmiddel som skummer når det treffer vann. Ved tilsetning av akseleratoren kan skummingshastigheten reduseres til sekunder.

Rescon Resfoam S er et tokomponent injeksjonsmiddel som herder både med og uten vann. Massen reagerer med vann og danner skum, uten tilgang på vann reagerer produktet til en fast fleksibel masse.

Sammensatte geler
Mulige kombinasjoner er:
silikat og acrylamid
latex og acrylamid
fenolplast og aminoplast
fenol og dikromat
silikat og polyuretan.

### 2.4.3. Injeksjonsmetoder

Det er en lang rekke navn på injeksjonsmetoder. Prinsipper som jeg ikke skal gå inn på, men kort nevnte de viktigste. De kan ha sine særkrav hvor materialkjemien kan skreddersys for å optimaliseres:

Forinjeksjon
Systematisk forinjeksjon
Sporadisk injeksjon
Korthulls injeksjon
Etappe injeksjon
Seksjonsvis injeksjon
Flerhulls injeksjon
Etterinjeksjon
Damfot injeksjon
Overflate injeksjon
Dyp injeksjon
Proppinjeksjon
Kontaktinjeksjon

### 2.4.4. Injeksjonsutstyret

Injeksjonsutstyret og bruk av dette er meget viktig og må være tilpasset type produkt man skal benytte. Jeg ramser fort opp viktig utstyr:

- Boreutstyr
- Blandeutstyr/Aktivator
- Aktivator/Omrører
- Injeksjonspumper sementbaserte produkter
- Pumper for kjemisk injeksjonsmidler
- Trykkmålere og gjennomstrømsmålere
- Slanger og pakkere

### 2.4.5. Valg av injeksjonsmiddel

Bestemmende faktorer for materialvalg er:

- tilgjengelig tidligere erfaring
- eksisterende dokumentasjon
- økonomi
- målet for injeksjon
- bergets egenskaper

- vanntapsmålinger
- vannforhold (trykk og mengde)
- sprekkestørrelsen

Det er viktig å ha oversikt over tilgjengelig midler, deres egenskaper og priser. Valg av injeksjonsmiddel må bestemmes utfra en totaløkonomisk metode, krav til tetthet, antatt masseforbruk og tidsforbruk veies opp mot hverandre. Det dyreste midlet trenger absolutt ikke være det mest effektive. Belastningen på indre og ytre miljø må optimaliseres, dvs. gjøres så liten som praktisk mulig.

Valg av injeksjonsmiddel styres av:

- Pris - tid
- Egnethet - krav
- Tilgjengelighet - Leveringstid
- Erfaring - kunnskap
- **Indre og ytre miljøvurdering må mye mer på banen i tiden fremover.**

### 2.4.5. Er vi oppdatert og utnytter vi mulighetene?

Akkurat som omtalt ved sementinjeksjonsmidler finnes en lang rekke muligheter for tillemping av kjemiske injeksjonsmidler. Dette må skje i et utviklingssamarbeide mellom den praktiske bruker i tunnellen som vet hva han ønsker og spesialkjemikalie kjemikeren. Utfra dette må man kompromisse for å finne de mest økonomiske løsninger basert på miljøriktige tekniske løsninger.

Mange praktiske eksempler på dyre tunnelinjeksjoner demonstrerer at vi har mye å hente her ennå. Tabellen viser en oversikt over de mest vanlige system satt opp på en forenklet måte.

| EGENSKAPER FOR FORSKJELLIGE INJEKSJONSMATERIALER | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Injeksjonsmateriale Egenskap | Sement-basert | Epoxy | Polyuretan | | | Gel (Akryl/ polyuretan) | |
| | | | Skum | Skum/gel | Skum/ sealer | Akryl | Silikat |
| Antall komponenter | 1-2 | 2 | 1 | 1 | 2 | 1, 2 el. 3 | 2 |
| Suspensjoner | Ja | Nei | Nei | Nei | Nei | Nei | Nei |
| Blanding med vann | Ja | Nei | Nei | Ja | Nei | Ja | Ja |
| Reagerer med vann | Ja | Nei | Ja | Ja | Ja | Nei | Nei |
| Danner gel med vann | Nei | Nei | Nei | Ja | Ja/Nei | Ja | Ja |
| Ekspansjon ved herding (%) | 0-3 | 0 | 0.40 | 0-20 | 0-40 | Svelling 0-100 | Sveller |
| Utvikler gass ved ekspansjon | Ja/Nei | Nei | Ja | Ja | Ja | Nei | Nei |
| Svelling ved kontakt med vann etter herding | Nei | Nei | Nei | Ja | Nei | Ja | Ja |
| Svinn | Stort | Lite | Ved trykk stort | Stort | Lite/stort | Lite/stort | Lite/stort |
| % aktivt materiale | 20-65 | 100 | 100 | 80 | 100 | 5-90 | 29.59 |
| Aldringsbestandighet | God | God | God | God | God | Dårligere | Dårligere |
| Inntrengningsevne | Dårlig | God | God | God | God | Bedre | Bedre |
| Brukstid | Lang | Kortere/ lang | - | | Kort/ Kortere | Kortere | Kortere |
| Herdetid | Lang/Kort | Lang/kort | Kort | Kort | Lang | Kort | Kort |
| Reaktivitet | Langsom/ rask | Langsom/ rask | Rask | Rask | Langsom/ Rask | Langsom/ Rask | Langsom/ rask |
| Heft til underlag | God | Meget god | Dårlig | Dårlig | Dårlig | Ingen | Ingen |
| Trykkfasthet | Høy | Meget høy | Lav | Lav | Høy/lav | Minimal | Minimal |
| Viskositet (cP) | 1-tykk | 100-400 | 300-700 | Lav | 100-400 | 1-1000 | 1-300 |
| Spesifikk vekt (kg/l) | 1- 2.0 | 1.1-1,5 | 1.2 | 1-1,2 | 1.1-1,2 | 1.0 | 1,2-1,3 |
| Pris | Lav | Høy | Høy | Høy | Høy | Middels | Lav |
| Giftvirkning | Liten | Middels | Middels | | Middels | Liten/Stor | Liten/stor |

### 2.4.6. Planlagt utvikling

For å forbedre og sikre en samlet kvalitet på tunnelområdet er det bl.a. fokusert på praktisk injeksjon i fjell. Målsetningen er sålangt en "state of the art utredning" fra litteratur. Oppgaven søkes i en første fase løst innenfor rammen av et forprosjekt, organisert som en industriell forsknings- og utviklingskontrakt mellom Rescon og PEAB. Det er ønskelig at prosjektet videreføres i et hovedprosjekt med bred deltagelse fra et offentlig byggherremiljø.

## 3.0. SPRØYTEBETONG

Som kjent er det to hovedmåter å sprøyte på

Tørrsprøyting
og
Våtsprøyting

### *3.1. Tørrsprøyting*

Tørrsprøyting i større skala enn ved betongreparasjoner er lite brukt her i landet. Vi har svært lite erfaring med leveranse av hjelpestoffer til dette. Utfra vår erfaring og brede internasjonale kontakt på kjemikalieprodusentsiden ser jeg ingen grunn til at vi ikke relativt raskt skulle kunne gi markedet et oppdatert program.

På reparasjonssiden har vi i 5-10 år levert skreddersydde spesialformulerte tørrsprøytemørtler. Disse mener vi er fullt oppdatert, og det mest kjente produktet er Rescon DS og Rescon DS-RSF. Begge produktene er formulert for å gi minimal støving under utførelse og være sprøyteteknisk gode, samt tilfredsstille de tekniske krav.

### *3.2. Våtsprøyting*

Våtsprøyting er som kjent mye benyttet og vi har vært en stor leverandør på hjelpestoffer her i 20 år. Det er først og fremst sprøytebetongakselerator, tilsetningsstoffer for sprøytebetong-produksjon og membranherder som er det aktuelle produktspektre.

### *3.3. Sprøytebetong akselerator*

Her har man utviklet erfaring med tillempede alkaliesilikat - vannglass i mange år. Pris og bransjens holdning har gjort at andre varianter og dyrere løsninger har ikke brukerne eller byggherrene vært interessert i. For et par år siden startet fokuseringen på alkaliefrie

akseleratorer for alvor, da en silikatholdig eller aluminatholdig akselerator kan har alkalieinnholdet fra 5-30% og således være med å tilføre alkalier som kan bidra til øket sjanse for alkalie silica reaksjon. Vannglass baserte akseleratorer har også en relativt stor reduksjon av betongens trykkfasthet.

Vi har gjennom våre internasjonale råvareleverandører tatt fram en rekke interessante alternativ. Problemet har vært å kunne levere dette som væsker egnet for eksisterende sprøyteroboter. Man ønsket heller ikke en suspensjon, dvs. faste partikler i løsning slik enkelte konkurrenter har. Slike produkter kan fort separere og produktet blir inhomogent. Enkelte kjemikalier er basisk-aluminiumkarbonat eller kalsiumaluminium silikat. Dette er stoffer som har vært vanskelige, nærmest umulig å levere i suspensjon eller løsning.

For vel 1-2 år siden har vi som en av de første i verden lykkes å ta fram flytende alkaliefrie eller lavalkalieholdige akseleratorer egnet for sprøyting med dagens robotsystem. Disse ble første gang presentert i et paper på internasjonale sprøytebetongkonferanse på Fagernes i 1996, The future approach of chemicals in practical production of resistant shotcrete with liquid accelerators without $Na^+$ and $K^+$ which enhance the risk of alkali-silica reaction, by G. Tjugum, B. Kristiansen and G.O. Johannessen, Rescon AS.

Figur 13 fra ovennevnte paper viser referanse 4 alkaliefrie akselerator alternativ samt en vannglass basert (Sprut 34) og en alkalie aluminatbasert Sprut NA 43.

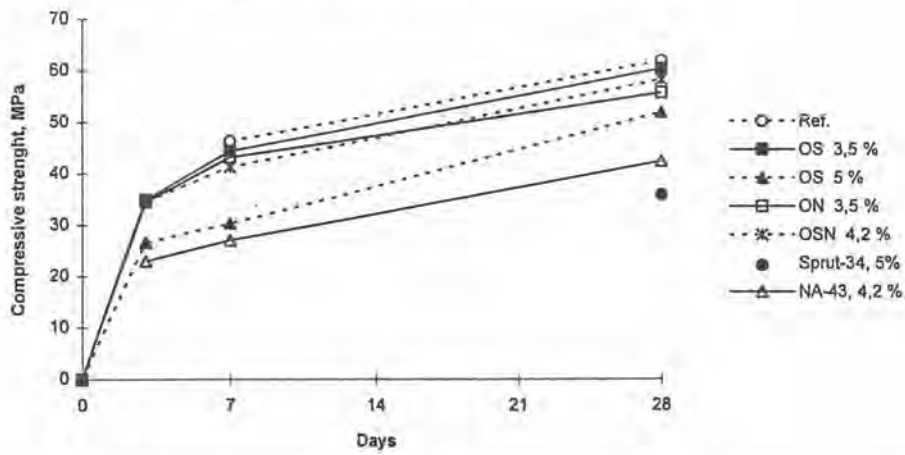



*Figure 13: Compressive strength.*
*Alkalifree accelerator OS, ON and OSN and alkali containing accelerator Sprut-34 and NA-43 in concrete III, with Norwegian standard cement.*

I slutten av 1996 og 1997 har vi lykkes å videreutvikle disse og fått produsert og prøvesprøytet mye prisgunstigere alternativ enn vi hadde den første tiden. Intensivt laboratoriearbeide og praktisk utprøving på norsk og japansk standard sement har ført til meget interessante resultater. Dette er i motsetning til de konvensjonelle sprøyte-

betongakseleratorer som er sterkt basiske pH 12-14, produkter som ligger på den sure siden pH 2-6, og de er ikke blandbare med de konvensjonelle variantene. Man får da umiddelbart utfelling, så utstyret må være rent og tåle disse svakt sure belastningene. Som man så av kurvene på figur har de heller ikke den negative effekt på sluttfastheten, som med vannglass og alkaliealuminat. Det er prøvesprøytet på flere anlegg hvor interessante resultat er oppnådd.

1. Vegtunnel i Kønigshainer Berge, Gørliz i Tyskland 10.-11.12.96.
   Sprøyting av ca. 40 $m^3$ med Rescon Sprut AF-OS og LA-OS.
   Stikkord: Dårlig fjell, forsterkning med stålbuer for hver 1-2 m med armering mellom. Vanskelig å få til god omstøping av armering med konvensjonell akselerator. Ekstremt høyt prelltap. Fokusering på alkalie-kisel-reaksjoner i tilslag.
   Tilslag ble undersøkt på Resconsenteret og resepter for sprøytebetong etter tyske krav ble utviklet. Betongreseptene ble utprøvet i fullskala og forsøkene viste at bruk av norsk betong- og sprøytebetongteknologi kan redusere prelltapet og dermed bidra til å begrense kostnader og tidsforbruk til midlertidig og permanent sikring i tunnelprosjekter.
   Tilrettelegging: Tunnel Support v/Nomeland.
   Sprøyterigg: Snemyr og Limm AS v/Robert Limm
   Hovedentreprenør: Hochtief.

   *Tabell 1: Resept 11.12.96:*

| Materiale | Mengde ( kg ) |
|---|---|
| Sement (tysk) | 440,0 |
| Silicaslurry | 52,0 |
| Sand (tysk) | 1090,0 |
| Grus (tysk) | 500,0 |
| Rescon P | 3,6 |
| Rescon HP - SF | 3,6 |
| Vann | 193,0 |

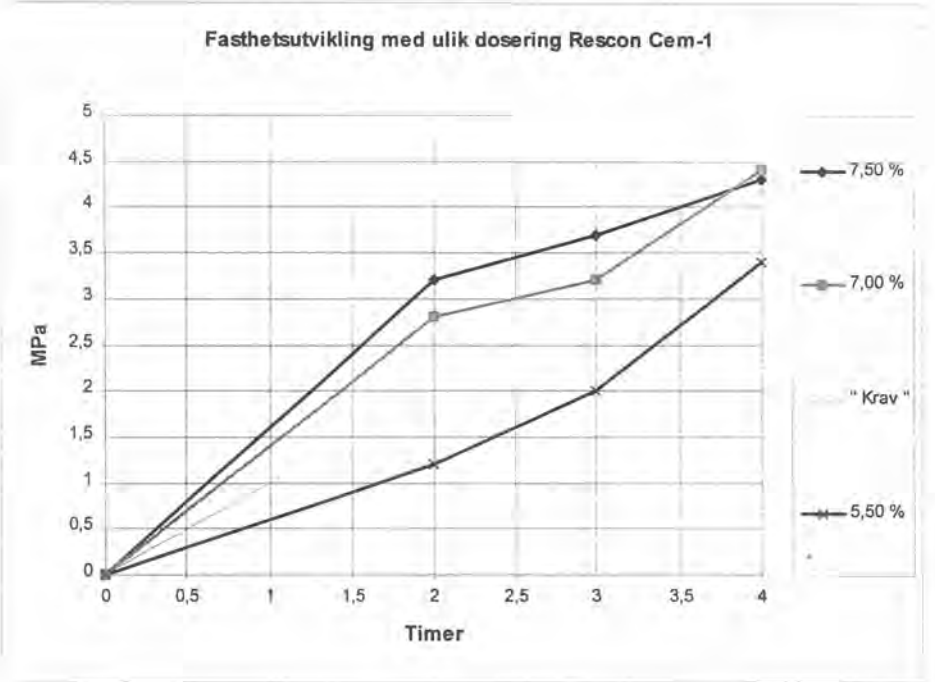
2. Vegtunnel E134, Strømsås Vest i Drammen 16.04.97.
   Statens Vegvesen Buskerud.
   Sprøyting med Rescon Sprut AF-OS og LA-OS.
   Stikkord: Forsøksprosjekt ledet av dr. Christine Hauch. Statens Vegvesen Buskerud.
   Sprøyterigg: PEAB AS.
   Betong fra Drammen Ferdigbetong med samme resept som ellers benyttes i tunneler.

*Tabell 2: Resept 16.04.97*

| Materiale | Mengde ( kg ) |
|---|---|
| Norcem Std. | 480 |
| Silica | 25 |
| Sand 0 - 8 mm | 1530 |
| Rescon P | 4 |
| Rescon Superflow 400 N | 6 |
| Totalt Vann | 210 |
| Stålfiber | 50 |

3. Lærdalstunnelen 27.05.97
Statens Vegvesen Sogn og Fjordane.
Sprøyting med Rescon Sprut AF-OS, Rescon CEM og Rescon CEM-1.
Stikkord: Sprakfjell. Krever høy tidligfasthet for økt sikkerhet.
Oppnådde 3,2 MPa etter 2 timer!
Entreprenør: Eeg Henriksen AS.
Sprøyterigg: Entreprenørservice AS.
Betong fra Lærdal Betong AS

| **Tidligfastheter med Rescon Cem-1 i Lærdalstunnelen :** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Nr. 1 Prøvesprøyting 27.05.97 | Dosering 7,5 % Cem-1 av sementvekt, dvs. 35 kg/m3 | | | | |
| Nr. 2 Prøvesprøyting 20.06.97 | Dosering 5,5 % Cem-1 av sementvekt, dvs. 26 kg/m3 | | | | |
| Nr. 3 Prøvesprøyting 26.06.97 | Dosering 7,0 % Cem-1 av sementvekt, dvs. 32 kg/m3 | | | | |
| **Betongresept, 1 m3 :** | **Ordinær** | **Nr. 1** | **Nr. 2** | **Nr. 3** | |
| Viking P30 | 441 kg | 406 kg | 415 kg | 409 kg | |
| Silica | 27 kg | 27 kg | 27 kg | 27 kg | |
| Finsand | 335 kg | 335 kg | 335 kg | 335 kg | |
| Grovsand | 1003 kg | 1003 kg | 1003 kg | 1003 kg | |
| *Rescon Cem-1* | *0* | *35 kg* | *26 kg* | *32 kg* | |
| Rescon P | 5,3 kg | 0 | 0 | 0 | |
| Rescon Superflow 400 N | 1,7 kg | 4,7 kg | 4,7 kg | 4,7 kg | |
| Totalt vann | 203 kg | 203 kg | 203 kg | 203 kg | |
| Stålfiber | 45 kg | 45 kg | 45 kg | 45 kg | |
| **Trykkfasthet i MPa etter 2, 3 og 4 timer :** | | | | | |
| | | **Nr. 1** | **Nr.2** | **Nr. 3** | |
| **Timer** | **" Krav "** | **7,50 %** | **5,50 %** | **7,00 %** | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| 2 | 2 | 3,2 | 1,2 | 2,8 | |
| 3 | 3 | 3,7 | 2 | 3,2 | |
| 4 | 4 | 4,3 | 3,4 | 4,4 | |




4. Vegtunnel E134, Strømsås Øst i Drammen, 8.7.97.
Statens Vegvesen Buskerud
Sprøyting med Rescon Sprut AF-OS-N
Sprøyterigg: PEAB AS.
Stikkord: Meget gode sprøytetekniske egenskaper, men ikke rask nok fasthetsutvikling. Betongresept som 16.4.97.

5. Tiråstunnelen på Osterøy utenfor Bergen, 13.09.97 og 20.09.97.
Statens Vegvesen Hordaland
Sprøyting med Rescon Sprut AF-N, Sprut AF-2, Sprut NA 50, Sprut AF-OS-N2.
Stikkord: Vanskelig fjell med tildels store forekomster av leire og vann. I vanskelige soner støper de med skjold for hver salve, men ønsker p.g.a. tidspress å sprøyte hele tverrsnittet.
Rescon Sprut AF-OS-N2 var svært fin på fuktig flate og hadde de beste sprøyteegenskapene.
Sprøyterigg: Snemyr og Limm AS.
Betong fra Indre Arna.

*Tabell 3: Resept 20.09.97*

| Materiale | Mengde ( kg ) |
|---|---|
| Norcem Std. | 482 |
| Silicaslurry | 60 |
| Sand 0 - 8 mm | 1500 |
| Rescon Superflow 400 N | 4 |
| Totalt Vann | 230 |
| Stålfiber | 50 |

Betongtemp. : ca 15 °C
Slump : > 20 cm
Akselleratortemp. : ca 10 °C
Temp. i tunnel : 10 - 12 °C

6. Honningsvågstunnelen E69 Fatimaprosjektet, 09.10.97
Statens Vegvesen Finnmark.
Sprøyting med Rescon Sprut AF-OS-N2
Stikkord: Ettersikring i dårlige partier. Armering med gitterbuer av stål. Typisk sprøytetykkelse 20 cm i hengen og 30-60 cm i vegg. Enkelte steder har hele profilen rast ut og det er snakk om sprøytetykkelser på 1-2 meter!
Håpløst å bruke konvensjonell aksellerator. Ved normal dosering størkner betongen så raskt at den bygger seg på armeringen. For å sikre god omfylling må derfor doseringen holdes nede på et minimum. Ved denne doseringen henger betongen dårlig og gir kun mulighet for tykkelser i størrelsesorden 3-5 cm før nedslepp. Med Rescon Sprut AF-OS-N2 kan hele buen fylles i en omgang.
Sprøyterigg: PEAB AS.
Betong: Eget mobilt blandeverk type "Marimer" med kapasitet 5 $m^3$.

*Tabell 4: Resept 09.10.97:*

| Materiale | Mengde ( kg ) |
|---|---|
| Norcem Std. | 500 |
| Silica | 30 |
| Sand 0 - 8 mm | 1500 |
| Rescon P | 5 |
| Rescon HP - SF | 3 |
| Totalt Vann | 220 |

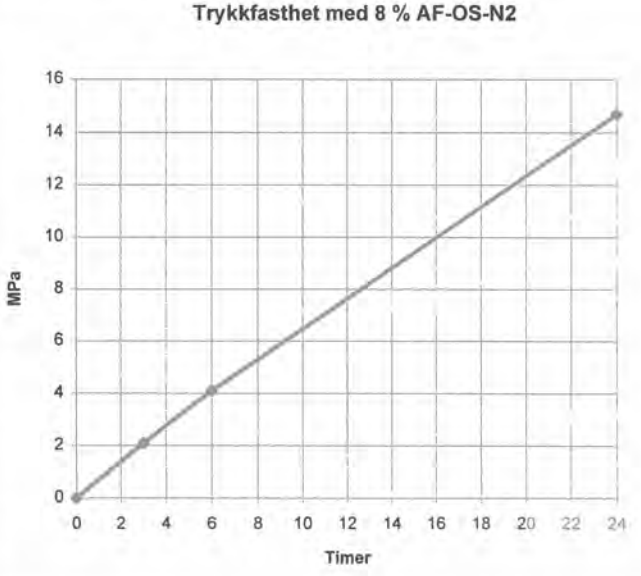
**Fasthetsutvikling for Sprut AF-OS-N2 basert på lab. forsøk**

**Betongresept :**

| | |
|---|---|
| Norcem Std. | 480 kg |
| Silica | 25 " |
| Sand 0 - 8 mm | 1530 " |
| Rescon Superflow 400 N | 8 " |
| Tot. Vann | 210 " |

Dosering 8 % av sementvekt

| Timer | MPa |
|---|---|
| 0 | 0 |
| 3 | 2,1 |
| 6 | 4,1 |
| 24 | 14,7 |




For det japanske våtsprøyte betongmarkedet som er 20-30 ganger det norske i størrelse har vi utviklet en spesielt alkalieholdig sprøytebetong akselerator Rescon Sprut NA 50 som allerede er i produksjon. Den siste tillemping av alkaliefri for dette markedet foregår i lab. på Rescon og prøvesprøyting i Japan.

Japansk sement har en annen sammensetning enn norsk sement og krever derfor en litt annen sammensetning av en akselerator.

Japansk sement inneholder lite $C_3A$ og forholdsvis mye $C_4AF$ sammenlignet med norsk sement. Totalmengde av $C_3A$ og $C_4AF$ er imidlertid ganske lik norsk sement.

a) Rescon Sprut NA 50 brukes idag som akselerator i Shimizu nr. 3 i forbindelse med det Japanske motorveiprosjektet.

Betongresept:

*Tabell 5*

| | |
|---|---|
| Sement, japansk standard | 500 kg |
| Sand/stein 0-10 mm | 1560 kg |
| Silica | 25 kg |
| Rescon HP-SF | 9 kg |
| Stålfiber | 60 kg |
| Totalt vann | 220 kg |

Fjellet er av relativt dårlig forfatning etter norske forhold. Sprøytetykkelse 10-30 cm i en omgang.

Prosjektet går meget bra. Rescon Sprut NA 50 er valgt istedet for vanlig japansk metode med pulverakselerator. Påbegynt september 1997.

b) Prøveprosjekt med det japanske vegvesen ved Itsakaichi Tunnel Project.
Samme betong resept som beskrevet under a).
Testsprøyting utført 8-9.10.97. Relativt dårlig fjell etter norske forhold. En del vanntilsig på fjell. Vanskelige sprøyteforhold.
Meget godt resultat med sprøytetykkelser opp til 40 cm i en omgang.
Fungerte også meget godt på fuktig underlag.

Testresultat:

| Tid fra sprøyting | Akseleratormengde (Sprut NA 50) 8% | Referanse |
|---|---|---|
| ½ time | ca. 0,3 MPa | 0 |
| 1 time | ca. 0,4 MPa | 0 |
| 2 timer | ca. 0,6 MPa | 0 |
| 1 døgn | ca. 18 MPa | 15 |
| 28 døgn | ca. 45 MPa | 60 |

**Ved praktisk utprøving og tillemping av kjemikaliene sitter jeg absolutt med den følelse at norsk bransje er oppdatert på området og fremover kan utnytte de muligheter som foreligger.**

Imidlertid er det helt klart at vi kan bli bedre til å utnytte de muligheter bruk av spesialstoff gir ved at praktisk kjemikunnskap blir klar over hva den praktiske bruker ønsker og de betingelser han ønsker det under.

Under følger en oversikt over dagens tilbud av hjelpestoffer ved sprøytebetong.

### *3.3. Produkteksempler*

Rescor SPRUT 34 alkaliesilikat basert sprøytebetong akselerator som foreløpig står for 99% av markedet.

Rescon SPRUT NA 43 alkalie aluminat sprøytebetong akselerator som ble utviklet for det japanske marked.

Rescon SPRUT NA 50 spesiell alkalie aluminat som er raskere enn produktet over, spesielt sammensatt for japanske sementer.

Rescon SPRUT AF-OS-N2 er en alkaliefri akselerator med spesielt gode egenskaper for tykke påslag. Ved riktig sammensatt sprøytebetong kan påslag på 30-50 cm gjøres i et påslag.

Rescon Superflow 400N er et høy effektivt superplastiserende tilsetningsstoff særlig godt egnet for sprøytebetong med alkaliefri akselerator. Av denne finnes også spesialvarianter som Superflow 5400 og 700 med ennå sterkere effekt. I sprøytebetongproduksjon kan selvsagt også de mer konvensjonelle produktene som Rescon P, HP-SF, HP(S) og R benyttes.

Rescon Conoil og Easypump er nyttige hjelpemidler for å bedre og lette pumpbarheten.

Rescon Cemblokk er en spesielt sementherdings blokkeringsmiddel (retarder) som gjøre det mulig å retardere sprøytebetongen inn til et par døgn og så sprøytes den like godt.

Rescon Cur-1 og Rescon MH er nyttig etterbehandlingsmiddel for å forhindre at betongen tørker for raskt ut.

Rescon CEM-1 hjelpebindemiddel for å oppnå rask fasthetsutvikling ved våtsprøyting.

# 4.0. BOLTEMØRTLER

Forankring og bolting er et teknisk avansert og omfattende fagfelt som krever detaljert praktisk kunnskap om forspenning, korrosjonsbeskyttelse, materialkunnskap (berg, betong, stål, kjemi etc.) samt bergmekanikk, geoteknikk og fundamentering.

Hensikten med en bolt er å overføre krefter.

## *4.1. Inndeling av bergbolter*

Bolter kan prinsipielt deles i to hovedgrupper

- bolter med forspenning
- bolter uten forspenning

Det er en lang rekke bolter som ikke jeg skal forsøke å gi noen beskrivelse av, men bare nevnte de viktigste

- Kilebolt
- Ekspansjonsbolt
- Rundstålbolt
- CT-bolt
- Kamstålbolt
- Friksjonsbolt
- Splittrett
- Swellex
- Rørbolt
- Kabelbolt

## *4.2. Produkter og eksempler*

Vi har sementbaserte mørtler som dekker hele spekteret. Jeg føler ikke at bransjen ligger etter, men er oppdatert til det som gjøres på fagfeltet andre steder i verden. Imidlertid er jeg her også overbevist om at det ligger nye muligheter i bruk av hjelpestoffer. Det kan være i korrosjonsbeskyttelse og praktiske egenskaper, herdningstempo etc. for å spare tid. Dette vil kreve en nøyere studie av gyseprosessen og de praktiske betingelsene på anlegget slik at kravspesifikasjonene blir uttrykt i et språk som spesialkjemikeren forstår. Da først kan man sammen finne de beste løsninger.

Masser som anvendes i oppadrettede hull, må være pumpbar, ikke separere eller renne ut av borhullet. Massen bør også ekspandere noe slik at den slutter godt rundt bolten og sikrer god heft og korrosjonsbeskyttelse.

Rescon Nonset 50 er en sementbasert setningsfri tørrmørtel som ekspanderer 1-3% ved avbinding. Maksimal kornstørrelse er 0,2 mm. Ved maksimal vanntilsetning (10 l pr. 25 kg sekk) har den en 28 døgns fasthet på 45 Mpa ved +20°C. For å holde gysekonsistens på mørtelen brukes 7 l vann. Denne mørtelen benyttes både til innstøpte bolter uten forspenning og gysing av forankrede forspente bolter for korrosjonsbeskyttelse.

Rescon Nonset 50 SR er en variant av Nonset 50 med sulfatresistent sement og benyttes i tilfeller hvor det er ønskelig.

Rescon Nonset 50 FF er en variant av Nonset 50 som herder i kuldegrader ved temperatur ned til -25°C.

Rescon Nonset 120 har stort sett samme egenskaper som Nonset 50, men med grovere sand, dvs. sand opp til ca. 1,2 mm. Denne leveres også med de samme spesialvariantene med sulfatresistent sement Nonset 120 SR og for bruk i kuldegrader Nonset 120 FF.

Rescon Zinkbolt er en nyere variant av Nonset 50 med spesielle egenskaper. Den ble tatt fram når Arbeidstilsynet forbød å benytte gysemasse med tilstrekkelig mengde kromatforbindelser for å oppnå tilstrekkelig heft ved innstøping av varmforsinkede bolter. Mørtler som ikke inneholder stor nok mengde løslige kromatforbindelser kan gi gassdannelse ($H_2$) mellom mørtel og den varmforsinkede bolten slik at heften blir lavere. Sammensetningen av Zinkbolt sikrer heft tuen forhøyet kromtilsetning. Dette har vært et voksende marked de siste 2-3 årene. Det er heller ikke problem å modifisere denne bindemiddelkombinasjonen for andre spesialmørtelvarianter.

Rescon Boltrask er en spesielt rask boltemørtel som benyttes der det er behov for raskere herding for å fortsette arbeidet.

Rescon Rørmørtel er en boltemørtel spesielt beregnet for rørbolter.

Rescon 50 UV-T er en boltemørtel med svært gode antiutvaskingsegenskaper som er spesielt egnet i vannfylte hull.

Rescon Epoxy L og L-mørtel er flytende tokomponent lim og mørtel for gysing av bolter. Rask fasthetsutvikling og meget høy styrke.

Rescon Rescryl MM er flytende polymetylmetacrylat mørtel for festing av bolter. Ekstremt rasktherdende og høy fasthet. Herder også ved temperatur ned til -10-20°C.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1997

# FORBEDRET INJEKSJON VED BRUK AV MICROSILICA

Oddny Jørgensen, Per Fidjestøl
Elkem ASA Materials

I løpet av de siste to tiår har microsilica vært forsøkt brukt ved injeksjon, dog med varierende hell. Et spesialprodukt, basert på microsilica, er nå utviklet for bruk i kombinasjon med mikrosement- og sementbaserte injeksjonsmasser. Produktet kan gi mer kostnadseffektiv injeksjon fordi såvel egenskapene til injeksjonsmassen som det endelige resultat forbedres.

En av de største fordelene med bruk av produktet, er muligheten til å lage stabile injeksjonsmasser med svært lave tørrstoffinnhold (dvs. høye vann/pulver-forhold).

## GENERELT

Injeksjon er ofte en viktig del av tunnelarbeid i fjell og løsmasser, og har hittil primært vært brukt for å forhindre vannlekkasjer. Til nå har størstedelen av injeksjonen i grovere masser vært utført med sementbaserte injeksjonsmasser, mens det for finere masser har vært nødvendig å bruke kjemiske midler. Etterhvert som mikrosementene har gjort sitt inntog på markedet har anvendelsesområdet for sementbasert injeksjon økt, og med kombinasjonen mikrosement og microsilica er mulighetene til stede for å utvide dette området ytterligere.

Fordelene med bruk av microsilica i sementbaserte systemer er velkjente fra betongteknologien, der viktige egenskaper som redusert vannseparasjon og permeabilitet, økt fasthet, bestandighet og motstand mot kjemiske angrep oppnås ved tilsetning av microsilica. Flere av disse egenskapene er viktige også for injeksjonsmasser.

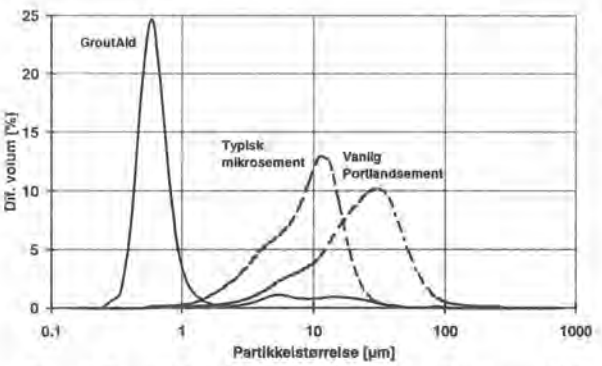
Microsilica har i noen år vært brukt ved injeksjon med det såkalte "Micron S" systemet, utviklet av den franske entreprenøren Bachy (1,2), da i kombinasjon med lesket kalk. Dette foredraget omhandler imidlertid bare sementbaserte injeksjonsmasser.

## MICROSILICA FOR INJEKSJON

GroutAid® tilsetningsmiddel er basert på spesielt utvalgte kvaliteter av Elkem Microsilica®, slik at innholdet av grove partikler (større enn 3 µm) er svært lavt. Figur 1 viser at selv sammenlignet med mikrosementer er microsilica-partiklene svært fine, med mer enn 90% mindre enn 1 µm.

---

GroutAid® og Elkem Microsilica® er registrerte varemerker som eies av Elkem ASA.




**Figur 1** *Partikkelfordeling for GroutAid tilsetningsmiddel sammenlignet med en typisk mikrosement og vanlig portlandsement.*

Flere av injeksjonsmassens viktigste egenskaper forbedres ved bruk av GroutAid tilsetningsmiddel:

- kraftig stabilisering av massen.
- forbedret inntrengningsevne.
- redusert permeabilitet av det injiserte objekt.
- økt fasthet, forbedret mikrostruktur og bedre overgangssone mellom injeksjonsmassen og det injiserte objekt (fjell, løsmasse, betong).

Sementbasert injeksjon kan gjennomføres i finere sprekker og løsmasser enn det som til nå har vært mulig, noe som kan innebære et redusert behov for kjemiske injeksjonsmidler. Dette gjør konseptet interessant også av miljøhensyn.

## LABORATORIEFORSØK

Egenskaper ved injeksjonsmassen som er viktige for å oppnå et vellykket injeksjonsresultat er blant annet massens viskositet, stabilitet, inntrengningsevne og fasthet/permeabilitet. Til tross for at sement gjennom flere tiår har vært det mest brukte materialet ved injeksjon finnes det få standardiserte metoder for å karakterisere en injeksjonmasses egenskaper ved laboratorieforsøk, for dermed å kunne forutsi hvordan den vil virke i felt.

I vedlegget er ulike metoder for karakterisering av injeksjonsmassers egenskaper beskrevet, og i det følgende presenteres resultater fra laboratorieforsøk som er gjort i henhold til disse. Forsøkene er gjort med injeksjonsmasser med og uten GroutAid tilsetningsmiddel.

### Viskositet

Et enkelt uttrykk for viskositeten til en injeksjonsmasse fås ved bruk av en såkalt Marsh-kon. Metoden er beskrevet i vedlegg.

Marsh-viskositeten til vann er omtrent 26 sekunder. Injeksjonsmasser med Marsh-viskositeter på 27-30 sekunder karakteriseres som svært tyntflytende, og i henhold til (3) bør viskositeten til sementbaserte injeksjonsmasser være lavere enn ca. 40 sekunder. Dette kan oppnås ved tilsetning av dispergeringsmiddel eller ved å øke vann/pulver-forholdet.

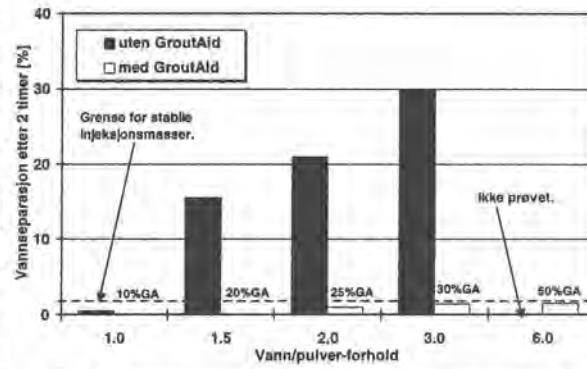
Alle injeksjonsmassene i våre forsøk hadde Marsh-viskositeter mellom 29 og 32 sekunder. Siden det ble brukt dispergeringsmiddel er det vanskelig å se noen effekt av GroutAid tilsetningsmiddel.

Det er imidlertid viktig å merke seg at Marsh-viskositeten bare er et grovt anslag for injeksjonsmassens viskositet. Metoden kan være nyttig som rutinekontroll ved produksjon, men er ikke egnet for kvalifiserende forsøk, da den skiller for dårlig mellom de ulike blandingene.

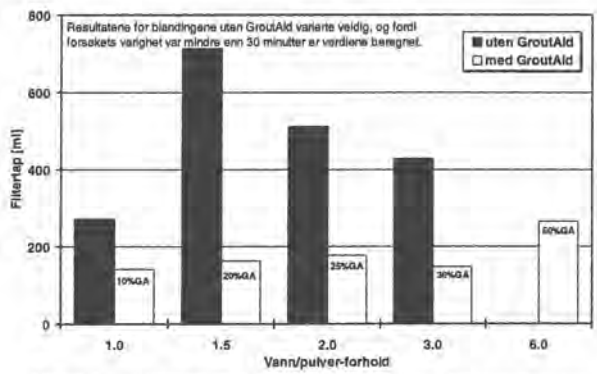
## Stabilitet

For å oppnå et vellykket injeksjonsresultat er det viktig at injeksjonsmassen er homogen og har god evne til å holde på vannet - altså at den er stabil. Stabile masser vil gi sprekker og hulrom en mer komplett fylling, noe som igjen kan gi redusert injeksjonsbehov. Viktige parametre for å bestemme stabiliteten hos en injeksjonsmasse er vannseparasjon og filtertapsmålinger. Metodene er beskrevet i vedlegg.

Iflg. (3) er definisjonen på en stabil injeksjonsmasse at vann-separasjonen er lavere enn 2%, mens (4) angir at vann-separasjonen må være lavere enn 5% etter 2 timer. Tilsetning av microsilica medfører innføring av et stort antall svært små partikler med høy spesifikk overflate. Dette gir store indre tiltrekningskrefter, slik at sementkorn og microsilica-partikler holdes svevende i suspensjonen, også ved høye vann/pulver-forhold. Figur 2 viser vannseparasjon ved ulike vann/pulver-forhold for injeksjonsmasser med og uten GroutAid tilsetningsmiddel. Som figuren viser, er det mulig å lage stabile injeksjonsmasser selv med så høye vann/pulver-forhold som 6.0.




**Figur 2** *Vannseparasjon etter 2 timer, injeksjonsmasser med og uten GroutAid tilsetningsmiddel.*




**Figur 3** *Filtertap etter 30 minutter ved 7 bar. Injeksjonsmasser med og uten GroutAid tilsetningsmiddel.*

Når en injeksjonsmasse utsettes for trykk i en permeabel formasjon vil filtrering inntreffe; vannet presses ut av massen og inn i formasjonen mens faststoffet blir liggende igjen. En prøvemetode som er velegnet for å anslå en injeksjonsmasses evne til å holde på vannet (under trykk) er kjent fra oljeindustrien, og kalles filtertap (fluid loss).

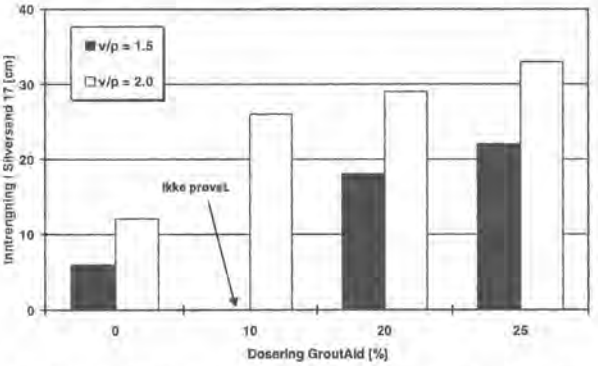
Selv om vannseparasjonen er lav, er det mulig å presse vann ut av en injeksjonsmasse. Mengden utpresset vann indikerer hvor stabil massen er ved en gitt trykkgradient. I (3) foreslås det at definisjonen på en stabil sementsuspensjon er at filtertapet er lavere enn 100 $cm^3$ etter 30 minutter, mens for en ustabil suspensjon er forsøkets varighet mindre enn 30 minutter og/eller

filtertapet godt over 100 $cm^3$. Siden injeksjonsmassene som kan lages i henhold til det nye konseptet kan være svært tyntflytende, føler forfatterne at varigheten av forsøket sier mer om stabiliteten enn det volumet av vann som presses ut av massen før prøvingen er fullført.

Den indre stabiliteten som oppnås med GroutAid tilsetningsmiddel kan blant annet forklares med kreftene som virker mellom vann og faststoff. Figur 3 viser at vannet i rene sementsuspensjoner presses ut i løpet av relativt kort tid, mens suspensjoner basert på GroutAid tilsetningsmiddel er stabile og holder på vannet i de 30 minuttene forsøket varer, selv ved vann/pulver-forhold så høye som 3.0. Disse resultatene indikerer at microsilica-baserte sementsuspensjoner vil ha større motstand mot vannseparasjon pga. trykk enn konvensjonelle sementsuspensjoner.

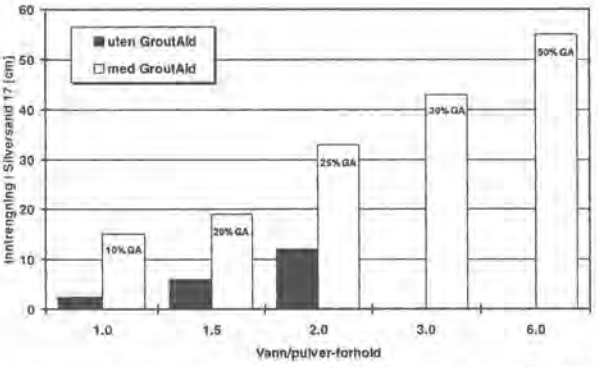
## Inntrengningsevne

I laboratoriet er injeksjons-massenes inntrengningsevne i sand prøvet i henhold til metoden som er beskrevet i vedlegg. Selv om resultatene ikke kan overføres direkte til inntrengning i fjell eller løsmasse, er metoden nyttig for å karakterisere - og skille mellom - ulike blandinger.




**Figur 4** *Inntrengningsdybde i Silversand 17 for injeksjonsmasser med vann/pulver-forhold 1.5 og 2.0, med varierende innhold av GroutAid tilsetningsmiddel.*

Som figur 4 viser vil tilsetning av GroutAid tilsetningsmiddel, ved samme tørrstoffinnhold (definert som samme vann/pulver-forhold), medføre en klar forbedring av injeksjonsmassens inntrengningsevne. Den mest sannsynlige forklaringen på dette er at den modifiserte massen er betydelig mer stabil, noe som gir minimal vannseparasjon og sedimentering, og dermed ingen blokkering. Faststoff vil ikke avsettes i sprekker eller hulrom nær borhullet, fordi vannet ikke presses ut ved injeksjonen.



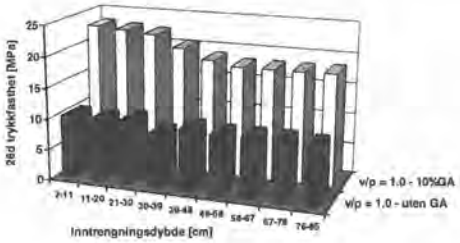

**Figur 5** *Inntrengningsdybde i Silversand 17 for injeksjonsmasser med ulike vann/pulver-forhold, med og uten GroutAid tilsetningsmiddel.*

Som tidligere nevnt er en mulig konsekvens av den stabiliserende effekten til GroutAid tilsetningsmiddel at det kan lages suspensjoner med høyere vann/pulver-forhold. Når vann/pulver-forholdet øker reduseres injeksjonsmassens viskositet, og forsøkene viser at de stabile microsilica-baserte injeksjonsmassene med høye vann/pulver-forhold og lav viskositet har betydelig forbedret inntrengningsevne sammenlignet

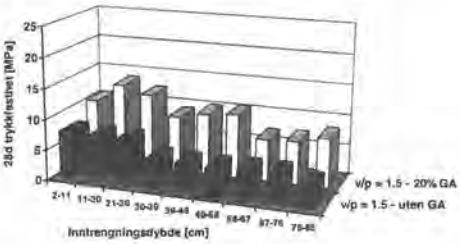
med ordinære stabile sement-suspensjoner med vann/pulver-forhold omkring 0.8 (figur 5).

## Trykkfasthet

En metode for å bestemme trykkfastheten til injisert sand er beskrevet i vedlegg. Også for denne metoden gjelder det at resultatene ikke nødvendigvis direkte uttrykker styrken av injisert fjell eller løsmasse, men de gir nyttig informasjon om de forskjellige blandingenes egenskaper, og kan brukes til å skille mellom disse.

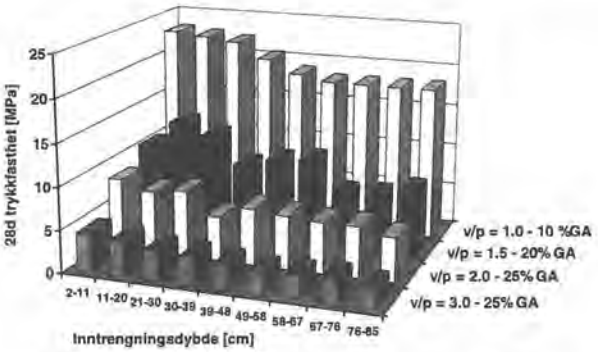



**Figur 6** *Fasthet av injisert sand. Injeksjonsmasser med vann/pulver-forhold 1.0, med og uten GroutAid tilsetningsmiddel.*




**Figur 7** *Fasthat av injisert sand. Injeksjonsmasser med vann/pulver-forhold 1.5, med og uten GroutAid tilsetningsmiddel.*

Når sement hydratiserer dannes bindemiddel og kalsiumhydroksid. Etter mange års erfaring fra bruk av microsilica i betong er det velkjent at microsilica reagerer med kalsiumhydroksid og danner mer bindemiddel. Dette gir styrke og bestandighet. I tillegg gjør de små microsilica-partiklene at pakkingen av partiklene i injeksjonsmassen forbedres, og at overgangssonen mellom injeksjonsmasse og sand eller stein forbedres. Som det fremgår av figurene 6 og 7 er trykkfastheten til sand injisert med en suspensjon basert på GroutAid tilsetningsmiddel 1.5 til 2 ganger høyere enn en tilsvarende sand injisert med en ren sement-suspensjon.




**Figur 8** *Fasthet av injisert sand. Injeksjonsmasser med ulike vann/pulver-forhold.*

## ØVRIGE FORDELER VED BRUK AV MICROSILICA

Effekten av microsilica på sementbaserte systemer er velkjent fra ordinær betongteknologi, og i årenes løp har et utstrakt forskningsarbeid blitt utført på betong med microsilica, både med tanke på egenskapene til fersk og herdet betong og langtidseffekter.

Bortsett fra at vann/pulver-forholdet er mye høyere enn for vanlig betong, vil sementbaserte injeksjonsmasser fungere på samme måte som pastafasen i betong. Mekanismene er de samme, og erfaringene fra bruk av microsilica i betong er derfor også anvendbare når det gjelder sementbaserte injeksjonssystemer.

### Bestandighet

De fleste former for kjemisk nedbryting av en sementbasert injeksjonsmasse skjer som følge av utlaking av kalk. Microsilica reagerer med, og binder, lettløselig kalsiumhydroksid, slik at utlakingen reduseres. Dette vil sikre en varig effekt av injeksjonen.

Sulfatresistente sementer anbefales ofte for injeksjon, sannsynligvis fordi man har fryktet ekspansjon pga. reaksjonen mellom sementhydrater og sulfater. Dette burde imidlertid ikke representere noe problem, da det høye vanninnholdet i injeksjonsmassene gjør dem svært porøse, med god plass for reaksjonsprodukter i porene. Faktisk vil en avsetning av reaksjonsprodukter i poresystemet bare redusere permeabiliteten til det injiserte objektet enda mer.

### Økonomi

Bruk av GroutAid tilsetningsmiddel muliggjør sementbasert injeksjon i finere sprekker og i finere løsmasser enn det som til nå har vært mulig, noe som medfører at området for bruk av sementbaserte injeksjonsmidler utvides og som kan gi et redusert behov for svært dyre kjemiske midler. Dette kan gjøre injeksjonen mer kostnadseffektiv.

Den forbedrede inntrengningsevnen til injeksjonsmasser basert på GroutAid tilsetningsmiddel kan brukes for å redusere totalkostnadene på flere måter:

- ved å øke avstanden mellom injeksjonshullene, slik at antallet injeksjonshull kan reduseres.
- ved å bore lengre injeksjonshull, slik at det kan sprenges flere salver mellom hver gang det injiseres.

I tillegg kan materialkostnadene reduseres fordi det er mulig å benytte masser med høyere vann/pulver-forhold.

### Miljø

Introduksjonen av GroutAid tilsetningsmiddel vil ha en positiv effekt på miljøet ved at behovet for kjemiske midler, noen potensielt miljøskadelige, kan reduseres. Siden også kompliserte injeksjonsarbeider kan utføres ved bruk av mineralbaserte midler, unngår man at store mengder

organiske midler pumpes inn i grunnen.

## REFERANSEPROSJEKTER

GroutAid tilsetningsmiddel har vært benyttet med godt resultat ved sementbasert injeksjon i flere mindre prosjekter, deriblant reparasjon av dammer, skråningsstabilisering og for fylling av hulrom i karst-formasjone.

Også for større prosjekter har erfaringene med GroutAid tilsetningsmiddel vært gode:

### Hallandsåsen

To parallelle jernbanetunneler, totalt 17 km, gjennom Hallandsåsen i Sør-Sverige. Kvaliteten på fjellet er svært dårlig, og det er store problemer med vannlekkasjer. Omfattende utprøving med GroutAid tilsetningsmiddel har gitt svært gode resultater for sementbasert injeksjon med tanke på inntrengningsevne, stabilitet og tetting.

Siden august har imidlertid injeksjonen i Hallandsåsen vært gjort med det kjemiske middelet Rhoca Gil. På grunn av dagens situasjon med hensyn til dette er det gode muligheter for at det videre arbeidet vil bli gjort med et konsept basert på GroutAid tilsetningsmiddel i kombinasjon med en svært finmalt sement.

### Bjorøytunnelen

Undersjøisk tunnel ved Bergen, der en sandsone forårsaket store problemer. GroutAid tilsetningsmiddel i kombinasjon med mikrosement ble brukt i den siste delen av svakhetssonen, som - uheldigvis for den fullstendige utprøvingen av GroutAid - tok slutt før forsøkene var avsluttet. Resultatene indikerte imidlertid god effekt, (5).

### Nationaltheateret stasjon

Jernbanetunnel og terminalhall i Oslo. Vanskelige grunnforhold og nærhet til den gamle teaterbygningen gjorde at spesielle hensyn måtte tas for å unngå setningsskader. Fullskalaforsøk med GroutAid tilsetningsmiddel ble gjort, og resultatene mht. inntrengningsevne og tetting var gode. Andre forhold gjorde imidlertid at konseptet ikke ble brukt videre.

## OPPSUMMERING

En spesiell kvalitet av microsilica beregnet for bruk i kombinasjon med sement- og mikrosement-baserte injeksjonsmidler er utviklet. GroutAid tilsetningsmiddel er miljøvennlig, gir et generelt forbedret injeksjonsresultat, og muliggjør også stabile injeksjonsmasser med svært høye vann/pulver-forhold. Bruk av GroutAid tilsetningsmiddel medfører at partikkelbaserte mineralske injeksjonsmidler får forbedret inntrengning, det injiserte objekt får redusert permeabilitet og forbedret styrke og bestandighet.

Disse fordelene gir en mer kostnadseffektiv injeksjonsprosess av bedre kvalitet enn det som til nå har vært mulig.

## REFERANSER


1. Fidjestøl, P., Dingsøyr, E., Gandais, M., Marchini, H.
"Microsilica-based grouts for ground injection". CANMET/ACI International Workshop on Silica Fume in Concrete. Washington, USA, 1991.

2. Sherwood, D.E., Gandais, M.
"Neutral mineral micro particle grout and its application in recovery of a collapsed tunnel in Switzerland". Proceedings Conference on Grouting in the Ground. London, UK, 1992.

3. "Håndbok nr. 1 - Fjellinjeksjon"
Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, 1995.

4. International Society for Rock Mechanics, Commission on Rock Grouting
Final Report, May 1995.

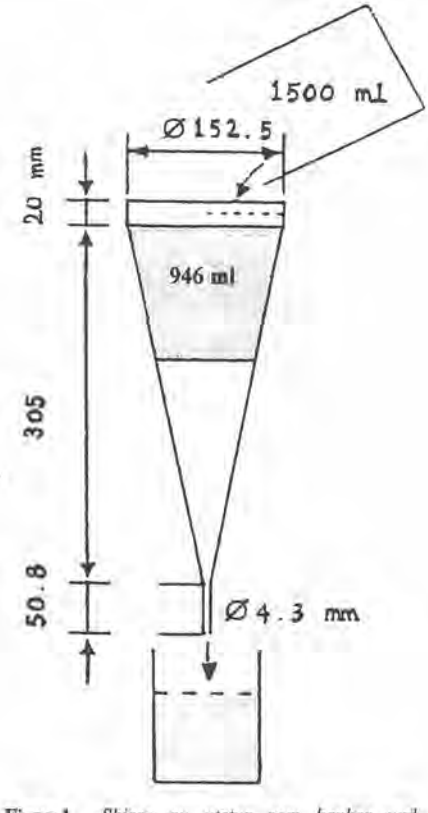
5. Johansen, E.D.
"Passering av sandsone Bjorøy, hvordan gikk det?"
Fjellsprengningskonferansen 1995.

## VEDLEGG - FORSØKSMETODER

### Metode for bestemmelse av Marsh-viskositet

I henhold til Marsh-metoden uttrykkes flytegenskapene til en injeksjonsmasse som den tiden i sekunder det tar for et gitt volum å renne ut av en fylt trakt. Metoden er beskrevet i API-spesifikasjon RP13B-1.

Figur 1 viser en skisse av trakten. 1500 ml injeksjonsmasse fylles i denne. Marsh-viskositeten er forholdet mellom hastigheten til injeksjonsmassen idet den passerer utløpet (skjærhastigheten) og kraften, dvs. vekten av injeksjonsmassen (skjærspenningen). Marsh-viskositeten uttrykkes som det antall sekunder det tar før en "US quart" - 946 $cm^3$ - injeksjonsmasse renner ut av en full Marsh-kon. Resultatet påvirkes spesielt av ruheten i utløpet, som derfor må holdes rent og glatt.



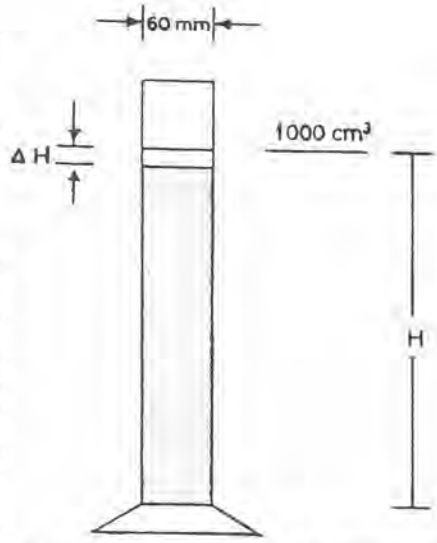

**Figur 1** *Skisse av utstyr som brukes ved bestemmelse av Marsh-viskositet.*

**Metoder for bestemmelse av stabilitet**

*Vannseparasjon*

Når en injeksjonsmasse får stå en tid før den binder av, inntreffer sedimentering. Utfellingen av faststoff avhenger av tiden, finheten til sementen og vann/pulver-forholdet. Sedimentering reduserer fyllingen av sprekker og hulrom, noe som gir økt permeabilitet.

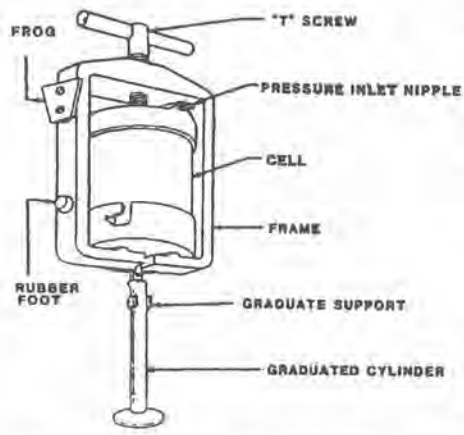
Bestemmelse av fritt vann/sedimentering gir en indikasjon på hvor stabil en injeksjonsmasse er. Metoden er beskrevet i API-spesifikasjon 10, "Materials and Testing for Well Cements". For å bestemme vannseparasjonen fylles en 1000 ml målesylinder med injeksjonsmasse. Ved sedimentering felles faste partikler ut mot bunnen av sylinderen, mens klart vann blir liggende på toppen. Vannseparasjonen uttrykkes som høyden av klart vann (ΔH) som prosent av den totale høyden H av suspensjonen i målesylinderen etter 2 timer.




**Figur 2** *Skisse av utstyr som brukes ved bestemmelse av vannseparasjon.*

*Filtertap*

Filtertapsforsøk er utviklet for å måle avvanningen av en oljebrønnssement. Metoden er beskrevet i vedlegg F til API-spesifikasjon 10.




**Figur 3** *Skisse av utstyr som brukes ved filtertapsmålinger.*

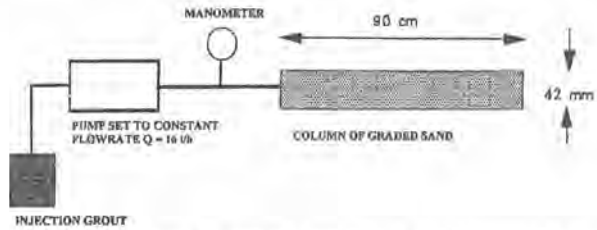
Injeksjonsmassen fylles i en beholder som vist i figur 3, og filtertapet ved en trykkgradient på 100 psi (7 bar) måles over et standard filter. Varigheten av forsøket er 30 minutter, og volumet av filtratet ($F_{30}$) noteres. Dersom all væsken passerer filteret i løpet av kortere tid enn 30 minutter kan følgende formel brukes for å anslå en teoretisk $F_{30}$:

$$F_{30} = F_t \frac{\sqrt{30}}{\sqrt{t}}$$

$F_t$ er volumet av filtrat (ml) som er samlet opp ved tiden t (min.). Det gjøres oppmerksom på at denne formelen kun kan brukes for kvalitativ sammenligning, den gjengir ikke nøyaktig det som skjer i testen.

**Metode for bestemmelse av inntrengningsevne i sand**

Metoden for å måle inntrengningsevnen til en injeksjonsmasse i sand er utviklet av Elkem, basert på tidligere arbeid av SIF Bachy. Et rør av plexiglass, med lengde 900 mm og indre diameter 42 mm, fylles med en gitt mengde sand og plasseres horisontalt. Vann pumpes først gjennom sanden, deretter følger injeksjonsmassen. Strømningshastigheten er 16 l/min, og maksimalt injeksjonstrykk er 6 bar. Inntrengningsdybde og injeksjonstrykk registreres hvert 15. sekund.




**Figur 4** *Skisse av utstyret som brukes ved bestemmelse av inntrengningsdybde i sand.*

Sanden som normalt brukes er en kvalitet kalt Silversand 17 eller 20, med kornstørrelse 0-0.50 mm, og $d_{50}$ på hhv. 0.17 og 0.20 mm.

**Metode for bestemmelse av trykkfasthet**

For å bestemme trykkfastheten til injisert sand pumpes injeksjonsmassen gjennom en grovere sand enn den som benyttes i inntrengningsforsøkene. Sanden som brukes har kornstørrelse 0.25-0.50 mm, dette for å sikre at hele røret med sand fylles med injeksjonsmasse. Injeksjonsmassen herder så i røret i 28 dager, da deles røret i 9 sylindre med lengde 90 mm. Svovelmasse støpes på endeflatene for å sikre at disse blir planparallelle, og sylindrene prøves i en trykkprøvemaskin med en pålastingshastighet i henhold til NS3668.

Bergingeniør Knut Garshol
MBT International

# INJEKSJON, SPRØYTEBETONG, BOLTEMØRTEL: BÅDE ANVENDELSE, VIRKEMÅTE OG BRUKSYTELSE ER AVHENGIG AV HJELPESTOFFER. ER VI OPPDATERT OG UTNYTTER VI MULIGHETENE ?

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Sjefsingeniør Lars Mørk
Jernbaneverket Ingeniørtjenesten

FORMANNENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 1997

# NYE NATIONALTHEATRET STASJON- UTGRAVING TIL 15 M DYBDE I BLØT LEIRE INNTIL ET AV LANDETS MEST KJENTE BYGG

## DEL I:

## ALTERNATIVENE SOM BLE VURDERT

**Siv.ing. Arne Schram Simonsen, NOTEBY AS**

## 1. Sammendrag

Foredraget beskriver alternative løsninger som ble vurdert for å sikre utgraving til 15 m langs Nationaltheatret for utvidelse av løsmassetunnelen.

Løsninger med tunneldrift i løsmasser, jordforsterkning med frysing ble vurdert. Spesielt ble støtteveggskonstruksjoner med spunt, slissevegg, pilarer og senkkasse utredet. Særskilte metoder for å begrense deformasjoner og hindre bunnoppressing ved avstivning/ forsterkning ved gravenivå omfattet bruk av jet-peler/kalk-sement peler/tverrvegger under gravenivå, trykkplater i gravenivå, graving under vann, forspent avstivning og suksessiv utgraving.

Den valgte løsning ble HZ-spunt til fjell med spesiell avstivning i takt med utgraving i området nærmest bygget. Jet-peler er benyttet som avstivning under gravenivå i arbeidsområde 1.

### Summary

The paper describes alternative solutions to secure the excavation to 15 m depth along the National Theatre building for extension of the existing railway tunnel.

Alternatives comprising soil tunnelling , soil improvement by freezing were discussed. Especially, retaining structures was evaluated using heavy sheet piles, diaphragm walls, secant bored piles walls, caissons. Special measures to limit the deformations and prevent bottom heave by support/strengthening at excavation level comprised the use of jet-piles/lime-cement piles/lateral walls below excavation level, prestressed plates in excavation level, excavation under water, special prestressed support together with excavation in small sections.

The selected solution was HZ-sheet piles driven to bed rock with special supports established together with excavation. Jet -piles were used as support below the final excavation level in working area 1

# 2. Innledning

Jernbaneverket Utbygging skal utvide og oppgradere eksisterende tunnelanlegg ved Nationaltheatret stasjon. Utvidelsen innebærer etablering av to nye spor i ny stasjonshall, og stiv linjeføring medfører at også eksisterende løsmassetunnel forbi Nationaltheatret må utvides med ca 3 meter i bredden. Dette medfører bla. utgraving til ca 15 meters dybde i en smal sliss mellom eksisterende tunnelvegg og ny spunt mot teateret.

Dr. Ing. Aas-Jakobsen A/S er hovedkonsulent for prosjektet, og NOTEBY A/S er underkonsulent med blant annet ansvar for geoteknisk prosjektering.

Anleggsområdet er delt inn i fire arbeidsområder, kfr. fig 1:

- **Arbeidsområde 1** ligger lengst mot øst, og det er her store dybder til fjell. Sporutvidelsen innebærer en utvidelse av eksisterende slissevegg både for T-Banen og for NSB tunnelen.
- **Arbeidsområde 2** ligger umiddelbart inntil Nationaltheatret, og utvidelsen må her foregå under eksisterende T-bane tunnel som tidligere er blitt utvidet i bredden.
- **Arbeidsområde 3** ligger ved vestre del av Nationaltheatret. Eksisterende tunneler er i dette området ikke lenger basert på felles slisseveggløsning, og utvidelsen medfører her en større grad av forsterkning av eksisterende konstruksjoner.
- **Arbeidsområde 4** ligger lengst vest og innebærer tunneldrift i fjell mot tunnel drevet fra Stasjonsområdet.

# 3. Grunnforhold

## 3.1 Topografi

Terrenget faller fra vest mot øst tilsvarende ca. kt + 8,5 ved Nationaltheatret stasjon til ca. kt + 6,8 ved Paviljongen. I nord - syd retningen er terrenget tilnærmet flatt.

## 3.2 Løsmasser

I forbindelse med utbygging av tunnel i Studenterlunden for Oslo Sporveier og NSB i 1970 årene ble det foretatt detaljerte grunnundersøkelser av NGI, kfr. ref.(1). Supplerende undersøkelser ved Nationaltheatret, data fra omfundamentering av Nationaltheatret og peling for tunnel er sammmenstilt av NOTEBY, kfr. ref.(2).

Løsmassene består av stedvis 2 m fyllmasser over et ca. 2 meter tykt lag av tørrskorpe-leire over middels fast marin leire.

Under tørrskorpen er leira siltig til ca. 7 meters dybde. Vanninnhold er ca. 40 %, og viser en svakt avtagende tendens med dybden. Plastisitetstallet er ca. 20 til 25 %, dvs. meget plastisk etter norske forhold. Vanninnholdet ligger midt i det plastiske området, og sensitiviteten er derfor lav,

Leira er middels fast, med udrenert (aktiv) skjærstyrke fra treaksialforsøkene utført ved Nationaltheatret økende fra ca 30 kN/m$^2$ ved 7 meters dybde, til ca 50 kN/m$^2$ ved 15 meters dybde. Passiv skjærstyrke fra de samme forsøkene er målt til ca. 50 til 60 % av aktiv styrke.

Rutineparametrene viser god overensstemmelse med nyere forsøk, mens skjærstyrkeverdiene målt ved hjelp ved tidligere vingeborforsøk ligger noe under utførte treaksforsøk for prosjektet.

Resultatene fra en prøveserie ved Nationaltheatret er vist i fig 2

Det er registrert varierende tykkelse sand/grus og til dels morenelag over fjell i størrelsesorden 0-3 m. Mektigheten varierer med lokale dybdevariasjoner i fjellet.

### 3.3 Grunnvann

Det er foretatt piezometermålinger ved Nationaltheatret. Målingene viste en grunnvannstand på ca kt + 4,5. Poretrykket øker tilnærmet lineært med dybden tilsvarende en romvekt $\gamma_w$= 8,6 kN/m$^3$. Grunnvannstanden må forventes å variere ut ifra nedbørsforhold og generelle sesongmessige variasjoner.

### 3.4 Fjellforhold

Fjellet stiger fra ca. kt - 23 ved Paviljongen til ca. kt + 5 mot Nationaltheatret stasjon, dvs. fjelldybder varierende fra ca 30 til 3 m. Et lengdesnitt gjennom de aktuelle arbeidsområder er vist i fig 1.

På den aktuelle strekningen fra ca. km 0,95 til ca km 1,12 er det registrert en moderat oppsprukket, tykkbenket kalkstein med strøkretning ca. NØ-SV og med steilt fall varierende mot N og S.

Det er tidligere ikke registrert intrusivganger på strekningen, men det kan allikevel ikke utelukkes at slike kan påtreffes. Den leirfylte dyprenna som går under og øst for teaterbygningen representerer større svakhetssoner.

## 4. Eksisterende konstruksjoner

### 4.1 Slissevegger/betongkonstruksjoner

T-banen og jernbanen går over hverandre i en to-etasjers kulvert med førstnevnte i øverste etasje. Sideveggene er i hovedsak utført som slissevegger, dvs. seksjonsvis utstøpte armerte vegger (paneler) i åpne slisser til 21.5 m dybde Dette tilsvarer 5.5 m under underkant bunnplate som ligger 16 m under terreng. Bunnplate, etasjeskillere og topp plate er støpt som vanlige betongkonstuksjoner. Prinsipp for utførelse av tunnelene er vist i fig 3, ref.(3). Nærmere detaljer vdr. utførelse framkommer under alternative løsninger. I vest er deler av kulverten sprengt ned i fjell og veggene etablert innenfor avstivet spunt til fjell.

### 4.2 Nationaltheatret

Nationaltheatret ble oppført i 1880 årene. Bygningen ble fundamentert på 3800 stk. svevende trepeler med gjennomsnittlig lengde 10 m. Bunnplata med innlagte stålbjelker har tykkelse varierende fra 600 mm til 1000 mm.

Fjelldybdene varierer fra ca 7 m til 30 m, og bygget fikk gjennom årene ujevne og til dels skadelige setninger. Fra 1953 ble det utført jevnlige setningsnivellement som viste 2-5 mm setninger per år på bygget. Planene for fellestunnelen gjennom Studenterlunden var pådriver til at Nationaltheatret ble restaurert og omfundamentert i 1972/73. Massive stålpeler i korte seksjoner, 1.7 m ble presset til fjell eller fast grunn. Innvendige peler ble etterrammet med luftlodd og innstøpt i bunnnplata. Utvendige peler ble prøvebelastet til 1200 - 1400 kN ved bruk av veggen som mothold. Pelene har kvadratisk tverrsnitt med dimensjon 120x120 mm for utvendige peler og 90x90 mm for innvendige peler, ref.(4).

Ved omfundamenteringsarbeidene ble gjennomsnittlige setning av fasaden registrert til ca 7 mm og innvendig ca 3 mm. Slisseveggarbeidene med utgraving medførte tilleggsetninger i størrelsesorden 5 -10 mm, og dette er i noe overkant av elastisk sammentrykning slik at pelene. Senere har setningene stoppet opp. Områdesetningene er imidlertid ca 1-2 mm per år.

## 5. Beskrivelse av løsninger

### 5.1 Innledning

Alternative løsninger ble vurdert for å etablere en permanent, stabil og vanntett konstruksjon til 15 m dybde for sammenføring av spor fra ny Nationaltheatret stasjon inn på eksisterende tunnel i Studenterlunden.

De nye konstruksjoner er inndelt i arbeidsområder med forskjellige forutsetninger:

- **Arbeidsområde 1(48m)** ligger lengst mot øst, og det er her store dybder til fjell. Sporutvidelsen innebærer en utvidelse av eksisterende slissevegg
- **Arbeidsområde 2(45 m)** ligger umiddelbart inntil Nationaltheatret, og utvidelsen må her foregå delvis under eksisterende T-bane tunnel som tidligere er blitt utvidet i bredden. Fjelldybdene avtar fra stor dybde, ca 30 m til fjell i bunnplatenivå.
- **Arbeidsområde 3(25 m)** ligger ved vestre del av Nationaltheatret. Eksisterende tunneler er i dette området ikke lenger basert på felles slisseveggløsning, og utvidelsen medfører her en større grad av forsterkning av eksisterende konstruksjoner og delvis utvidelse under T-bane.
- **Arbeidsområde 4(> 20 m)** ligger lengst vest og innebærer tunneldrift i fjell mot tunnel drevet fra Stasjonsområde.

Alternative løsninger er fokusert på arbeidsområde 1 og 2. I arbeidsområde 3 har kun en hovedløsning vært aktuell og i arbeidsområde 4 er løsning med fjelltunnel ikke behandlet i dette foredrag.

Følgende kriterier er spesielt lagt til grunn ved vurdering av metoder:

- Deformasjoner
- Sikkerhet mot bunnoppressing
- Sikker og optimal framdrift

- Økonomi

Fig. 4 og 5 viser typiske snitt med konstruksjonsutvidelse i arbeidsområde 1 og 2 sett i sammenheng med eksisterende konstruksjoner og Nationaltheatret.

Alternative løsninger er hentet fra vurderinger under prosjekteringsfasen, mulighetsstudier utført av SCC Bonde/NGI(5)og prosjektstudier/hovedplan utført av Berdal Strømme(6) og NSB Bane Region øst(7).

## 5.2 Arbeidsområde 1

### 5.2.1 Slissevegger

Slisseveggløsning som er vist i plan og oppriss i fig. 6 og 7 var tenkt utført på tilsvarende måte som for fellestunnelen som ble bygget i 1972-75. Hovedveggen skulle bygges først med etablering av slissevegg paneler med lengde ca 4.5 m og bredde 1.0 m. Slissene for disse panelene etableres med grabbing innen for ledevegger i væskefylt grøft med spesial utstyr som sikrer toleransekravene med hensyn til vertikalitet og horisontal avvik. Ledeveggene var forutsatt ført ned i leira for å sikre lekkasje ut i grunnen. Utvikling av utstyr i de siste 25 år skulle også sikre en god utførelse ikke minst med hensyn til toleranser og kvalitet av skjøter mellom panelene og evt. fjellfot.

Etterat hovedveggen var etablert skulle tverrvegger støpes med senteravstand ca 4.5 m. Disse ville bli avsluttet i bunnplate nivå. Tverrveggenes funksjon var å virke som horisontalavstivning før utgraving til kritisk dybde samt ivareta tilfredsstillende sikkerhet mot bunnoppressing. Tradisjonell åpen utgraving mellom avstivede vegger ville neppe kunne gjennomføres til større dybder enn 8-10 m. I takt med oppfylling av grøftene ville evt. midlertidige avstivninger bli etablert i nivå med mellomdekke og takplate. Alternativt kunne avstivning i mellomdekke nivå etableres i takt med utgraving til denne dybde. Utgraving til endelig dybde var forutsatt utført til dels i seksjoner.

### 5.2.2 Senkkasse

Senkkasseløsning som ble lansert av Berdal Strømme(6) er vist i plan og oppriss i fig. 8 . Snitt og arbeidssekvens framgår av fig. 9 . Senkkassen var tenkt delt i to seksjoner på hver 24 m. Senkkassen skulle trekkes ned ved hjelp av vertikale stag som går igjennom veggene og som er forankret til fjell. Den ene langveggen ville være den eksisterende slissevegg. Tverrveggene skulle være plassert på samme steder som tverrveggene for slisseveggen, dvs. med senteravstand 4.5 m.

Etterhvert som veggen ville bli trukket ned skulle massene mellom veggen og eksisterende slissevegg graves ut til full dybde tørt, eller evt. delvis under vann. Pga gunstig geometri viste foreløpige beregninger at sikkerheten mot bunnoppressing var tilfredsstillende ved tørr utgraving. Veggen ville bli påført et jordtrykk under utgraving og presset inn mot slisseveggen. Underkant av senkkassen var tenkt trukket ned til 2 m under endelig gravenivå.

Langs slisseveggen var det planlagt etablert vertikale føringsskinner som tverrveggene skulle gli langs. Disse skinnene skulle bestå av rammede stålprofiler som etter ramming ville bli forbundet med den ujevne slisseveggen med en jet-pel. Det ville være av vesentlig betydning at disse føringene ville være vertikale og innenfor toleransene for pressing av tverrveggene.

Fundamentering av kassen var tenkt utført på rammede stålpeler/stålkjernepeler i kombinasjon av gyste forankringsstag med diameter 50 mm anvendt ved nedpressing av senkkassen.

Etter støp av bunnplaten måtte tverrveggene i tunnelprofilet fjernes.

### 5.2.3 Spunt

Opprinnelig spuntløsning er vist i plan i fig. 10 . Snitt og arbeidssekvens framgår av fig. 11. Det var tenkt å benytte kraftig spesialspunt som ble rammet til ca 20 m dybde. Utgraving skulle skje fra terreng , seksjonsvis og med fortløpende avstivning mot eksisterende slissevegg i fire nivåer med demontering av tverrstiver rett over hverandre. Beregninger viste at man teoretisk kunne grave til endelig nivå tørt forutsatt 1 m seksjoner og med fortløpende utstøping av avstivende dekke på endelig gravenivå.

For å unngå den meget kompliserte utgraving og avstivning i avsluttende gravefaser kunne man grave og etablere nedre avstiving under vann. Andre alternativer som ble vurdert i forbindelse med hovedplan var å etablere avstivning under utgravingsnivå på forhånd for opptak av horisontalkrefter og tiltak mot bunnoppressing, installasjon av jet-peler, kalk/sement peler eller frysing.

Ulemper ved jet- peler var primært kostnader. Frysing ville sannsynligvis gi uønskede krefter inn mot eksisterende slissevegg. Det kunne reises spørsmål om metoden med kalk/sement peler kunne gi god nok kontakt mellom den forsterkede leira og veggene på hver side.

Ved den videre detaljering ble det også vurdert løsning med installasjon av prefabrikkerte trykkplater i endelig gravenivå for å hindre bunnoppressing. Platene ville bli etablert ved seksjonsvis utgraving til planum i 2-3 m lengde og forankret ved stempling/konsoller eller stag til fjell etablert fra høyere nivå innvendig under mellom dekke.

Under detalj prosjekteringen viste det seg at slisseveggen ikke hadde tilstrekkelig kapasitet til å ta opp horisontallastene på avstivningsnivåene. Avstivning kunne primært etableres ved mellomdekke og utgravingsnivå.

For å tilfredsstille krav til bunnoppressing samt å begrense lateral deformasjonene ble spuntalternativet ført videre med spunt til fjell, fordyblet i foten og avstivet med betongdekke med utsparing for grabbing i topplate og mellomdekke nivå. Nedre avstivning under endelig gravenivå ble prosjektert med 3 m lange jet-peler i hele tverrsnittet installert fra terreng nivå.

For å tilfredsstille krav til nødvendig motstandsmoment og bøyestivhet samt rammetekniske forhold ble det vurdert å benytte HZ-spunt, dvs H profiler med senteravstand 1,6 m og med mellombuer av Z-profiler. Spunten har gode rammeegenskaper og kan tilfredsstille strenge toleransekrav ved bruk av rammemal. Det ble lagt vekt på å begrense støy og vibrasjoner med bruk av vibrolodd som kan begrense vibrasjoner forårsaket av resonans spesielt i start og stoppfasen. Hydraulisk lodd ble kun benyttet ved etterramming i fast lag mot fjell. Ramming innenfor avtalte tidsperioder inngikk også som en del av forutsetningene. Utstyr for hydraulisk pressing av spunt hadde ikke tilstrekkelig kapasitet.

Bruk av spunt som permanent yttervegg ble ikke vurdert som aktuelt på et tidlig tidspunkt pga problemer med å etablere tilstrekkelig kraftoverføring mellom vegger og dekker.

### 5.2.4 Konklusjon arbeidsområde 1

I utgangspunktet var slissevegger et likeverdig alternativ til spunt. I tillegg ville støy og vibrasjoner være noe mindre ved slisseveggløsning. Ved detalj prosjekteringen viste det seg vanskelig å få tilstrekkelig momentkapasitet i bla. hjørner mot mellomdekke og takplate. Slisseveggen måtte da kun være provisorisk og ville være dyrere enn spunt, ikke minst pga av høye mobiliseringskostnader for en relativ begrenset vegg i areal.

Senkkasse løsning ble ikke utredet videre under detaljprosjekteringen pga høyre kostnader enn spunt og teknisk årsaker. En betydelig usikkerhetsfaktor lå bla. i nedpressing av kassen inn mot den uregelmessige slisseveggen.

Ved anbud(8) kom det ikke inn alternative løsninger med slissevegger eller andre støttekonstruksjoner. Alternativ avstivningsløsning av spunt er omtalt under arbeidsområde 3.

## 5.3 Arbeidsområde 2

### 5.3.1 Tunneldrift

Utgraving innenfor bevegelig skjold ble vurdert i forprosjekt(6). På grunn av den korte ettappelengden( 45 m) og behov for å dele gravehøyden i minst to høyder ville det bli en relativ omfattende operasjon å rigge til for skjolddrift. Det ville også være behov for en startstrekning i spuntet grop. Eksisterende konstruksjoner i form av spunt og stålpeler i varierende avstand fra ny vegg ville også komplisere forholdene.

Utgraving av massene i løsmassetunnel med seksjonsvis utstøping/midlertidig avstivning er ikke gjennomførbart i den bløte leira og naboforhold med bla. Nationaltheatret.

### 5.3.2 Frysing

Frysestabilisering ble vurdert i forprosjekt studie(6). To metoder ble vurdert:

Innboring av horisontale fryserør for etablering av en frosset bue rundt tverrsnittet. Buen skulle støtte seg på eksisterende vegger over og under tunnelen , og jordtrykket overføres via buen til disse veggene. Etter utgraving innefor buen skulle bunnplate, vegg og nytt mellomdekke etableres seksjonsvis. Frysing ville sannsynligvis medføre store og ukontrollerbare krefter inn mot eksisterende vegger. I tillegg måtte fryserør etableres under Nationaltheatret. Disse kunne evt skade pelene under Nationaltheatret og evt forårsake setninger etter frysing.

En alternativ løsning ville være forsterkning av leira under gravenivå som nevnt ovenfor under spunt i område 1. Fra arbeidsområde 3 måtte fryserør bores inn mellom veggene. Løsningen ville ha noe begrenset effekt da mellomdekke ville være etablert før massene var frosset. Metoden ble vurdert som betenkelig pga faren for stort trykk mot eksisterende vegg ved frysing.

### 5.3.3 Slissevegg

Det er begrenset med plass langs deler av strekningen for etablering av slissevegg. Det ville heller ikke være mulig å etablere tverrvegger pga overhengende T-bane. Risiko ved evt brudd ved utgraving i sliss nærmest Nationaltheatret ble også tillagt vekt ved vurdering av slisseveggløsning i arbeidsområde 2.

### 5.3.4 Boret pilarvegg

Utførende spesialister på slissevegg og borede pilarer, Bachy(9) som var med i en verifikasjon av løsninger frarådet bruk av slissevegg i område 2 og anbefalte som et alternativ til spunt en pilarvegg til fjell med sekantpeler med diameter 1180 mm og senteravstand 1600 mm. Annenhver pilar ville være armert med mellomliggende pilar av bentonitt/sement. Pilarene ville bli etablert med kjent teknologi med foringsrør til fjell. Fundamentering av tunnelen kunne etableres ved stålkjerner i foringsrør innstøpt i pilarene.

Pilarvegg med jet- peler ble vurdert som et ikke realistisk alternativ.

### 5.3.5 Spunt

Spuntløsning følger de samme prinsipper som beskrevet ovenfor under arbeidsområde 1. Stabiliseringsmetoder for etablering av forsterkning under endelig graveplanum krevde spesialutstyr av hensyn til plassforholdene fra midlertidig gravenivå under mellomdekke. Metoder for etablering av eksempelvis kalk/sementpeler var for eks. ikke tilgjengelig. I anbudet var det forutsatt benyttet 3 m lange jet-peler etablert med rigg med begrenset høyde fra midletidig planum.

### 5.3.6 Konklusjon arbeidsområde 2

Anbudet var basert på HZ spunt rammet til fjell og fordyblet i spuntfot tilsvarende som for område 1. Etter seksjonsvis graving til mellomdekke og avstivning av spunt mot topp plate ble det støpt ut en betongpropp. Deretter ble stålkjernepeler for fundamentering av tunnelen etablert før utstøping av slissen mellom T-bane og spunt, kfr snitt i fig 6 i del II. Den videre arbeidsrekkefølge omfattet kapping av lokal spunt og eksisterende stålkjernepeler i takt med utgraving til midlere avstivningsnivå mellom mellomdekke og endelig graveplanum. Jet-peler var forutsatt etablert fra dette nivå i takt med etablering av midlertidig avstivningdekke. Utgraving var deretter tenkt utført til planum i takt med utlegging av 200 mm magerbetong lag.

Man mottok ingen løsning med bruk av pilarvegg.

Bruk av jet peler i arbeidsområde 2 ble av entreprenør vurdert ugunstig både tidsmessig og pris. Alternativ løsning fra Selmer som ble hovedentreprenør, omfattet sikring av utgraving fra midlertidig avstivningsnivå med følgende metode som erstatning til anbudsløsning med jet-peler i arbeidsområde 2:

Det etableres en massiv fordelingsbjelke på kote: - 4.0 med jekker mot spunt og slissevegg som fordeler kreftene inn mot slisseveggen uten å overbelaste denne. Utgraving til planum utføres i meget korte seksjoner med steil graveskråning , 3:1 og suksessiv etablering av forspente stivere og magerbetong lag. Denne sikres med sikkerhetsgrind som er låst til avstempling i topp og bunn.

Alternativ løsning med forankringsstag under Nationaltheatret ville også kreve horisontalavstivning for å holde på eksisterende tunnel og ble derfor ikke vurdert videre av entreprenør.

Tilsvarende prinsippløsning for område 1 ble ikke detaljert pga av vesentlig fordyrelse av kostnader for bla. spunt.

## 5.4 Arbeidsområde 3

Utgraving i dette område baserer seg på mer konvensjonelle løsninger med ramming av tung Z-spunt til fjell forankret med fordyblingsbolter. Spunten er avstivet i takt med utgraving til fjell med forankring og innvendige avstivninger. Før videre sprenging /pigging av fjell til endelig dybde til dels inntil eksisterende konstruksjoner ble det etablert en forankret betongdrager i spuntfot. Prinsipper på utførelse framgår av fig. 12 og 13.

## 5.5 Arbeidsområde 4

Et typisk snitt er vist i fig. 14

Dimensjonering og erfaring med den valgte sikringsløsning er behandlet i del II.

## REFERANSER


1 NGI rapport 62062-28
Jernbanens forbindelsestunnel øst-vest gjennom Oslo.
Sammenstilling av grunnundersøkelser i forbindelse med fellestunnelen gjennom Studenterlunden

2 AAS-JAKOBSEN - NOTEBY
Nye Nationaltheatret stasjon |
Oppsummering av grunnforhold. Datarapport
Dokument nr. - 04, 04, 26.96

3 NGI publikasjon nr. 112. Oslo 1976

4 AAS-JAKOBSEN - NOTEBY
Nye Nationaltheatret stasjon
Nationaltheatret
Kapasitet av eksisterende peler

5 NSB Bane, Region Øst/Ing. Bonde & Co AS
Mulighetsstudie OsloS-Nationaltheatret Skøyen
Hovedrapport, tegningshefte, kostnadsoverslag, fagnotater NGI. Mai 1994

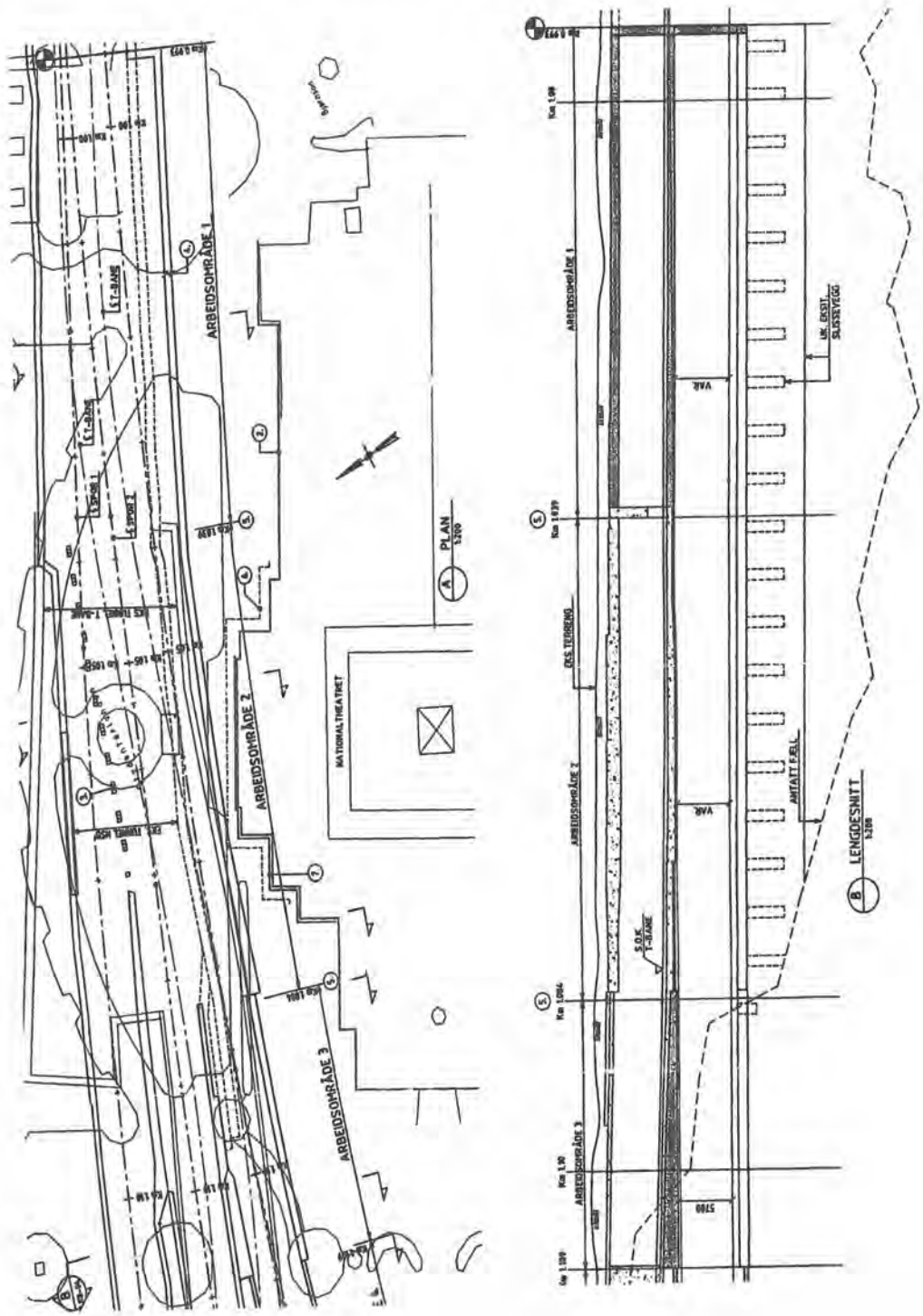
6 Utvidelse av Nationaltheatret stasjon
Tilknytning til eksisterende spor i øst. Prosjektforstudie
Tekst og tegningshefte
Berdal Strømme, 1. Juni 1995

7 NSB Bane Region Øst
Nye Nationaltheatret stasjon
Teknisk hovedplan
Tekstdel og tegningshefte. 21. Juni 1995

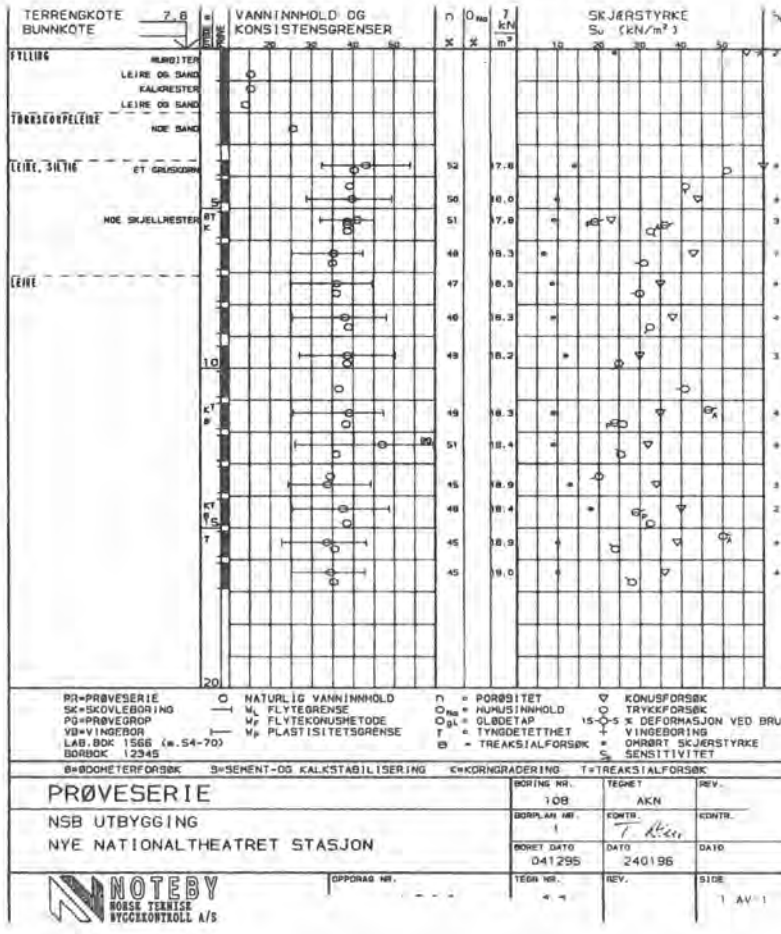
8 NSB Utbygging
Anbud.
Entreprise 8121 Løsmassetunnnel. 14 juni 1996

9 Nye Nationaltheatret stasjon
Review of Proposed Construction Methods for Widening NSB Tunnel
Bachy Limited, WS Atkins Consultant Limited, 16. February 1996

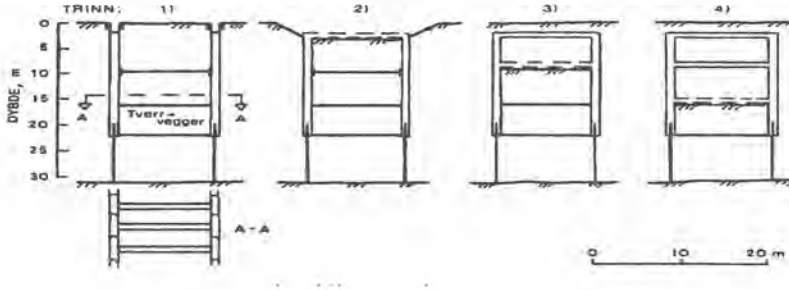
Figur 1: Arbeidsområder - Plan og Oppriss



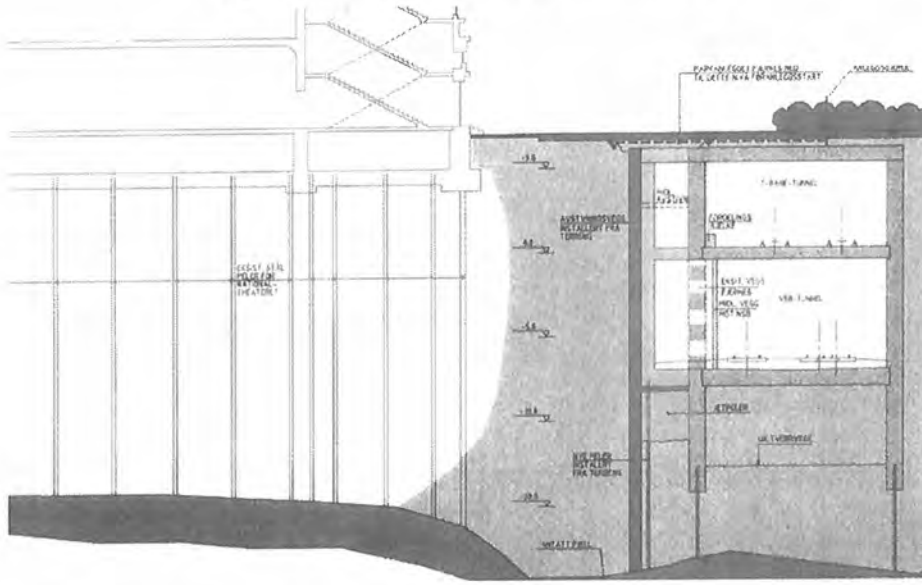
Figur 2: Typisk Jordprofil



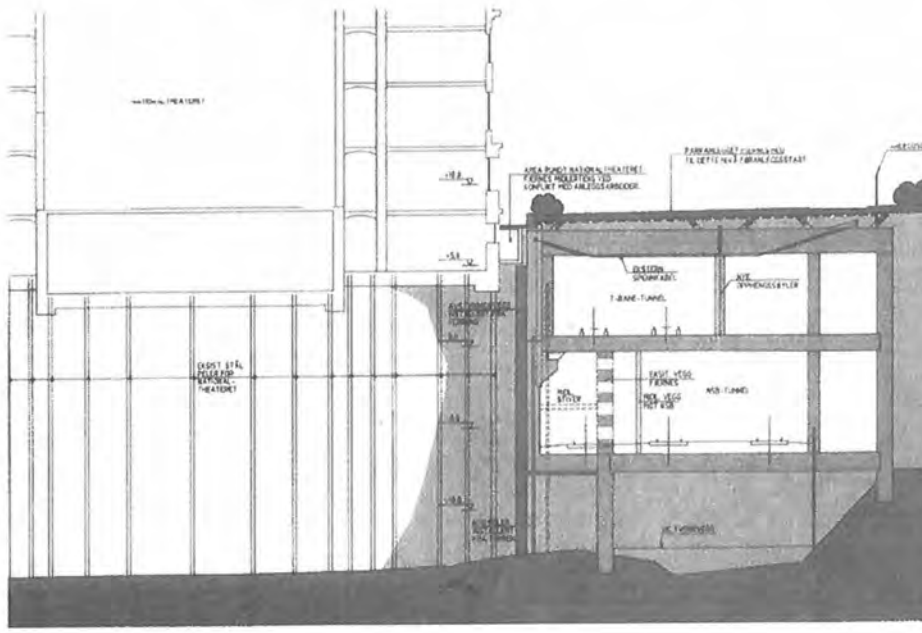

Figur 3: Prinsipp for Utførelse av Tunnel (NGI)



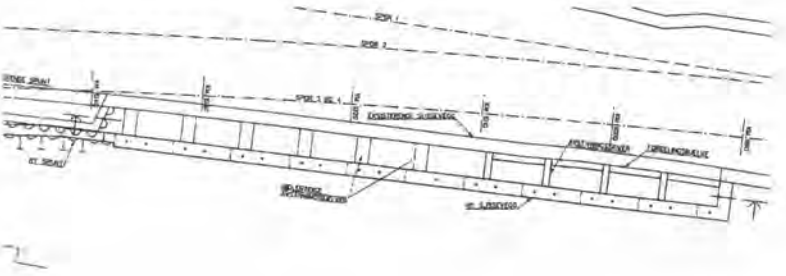
Figur 4: Typisk Snitt - Arbeidsområde 1



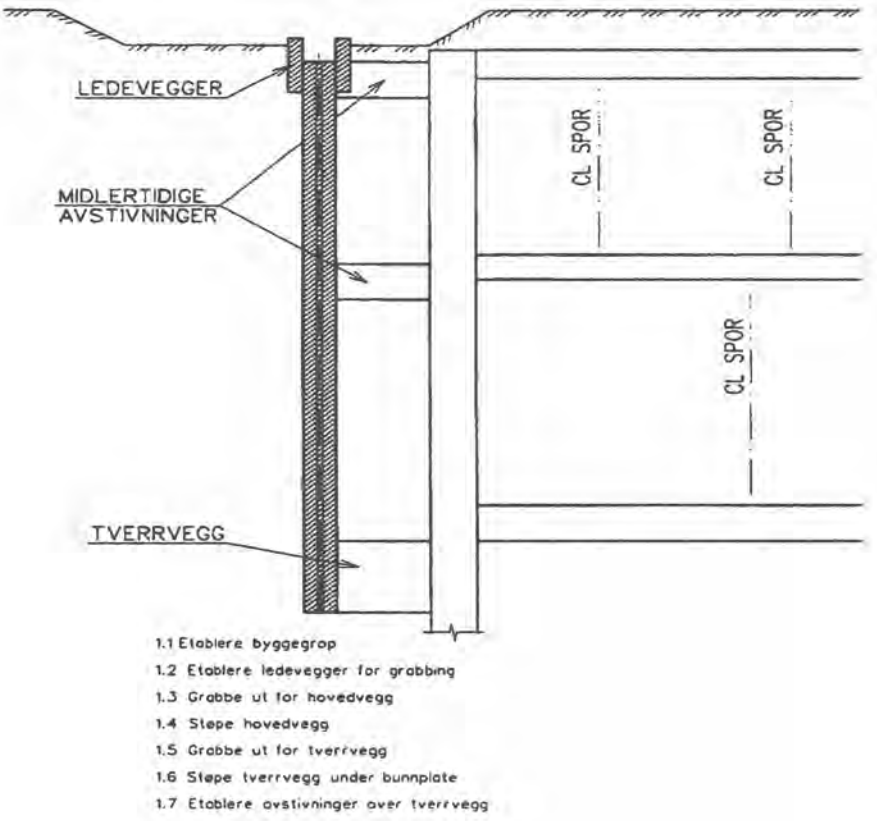
Figur 5: Typisk Snitt - Arbeidsområde 2



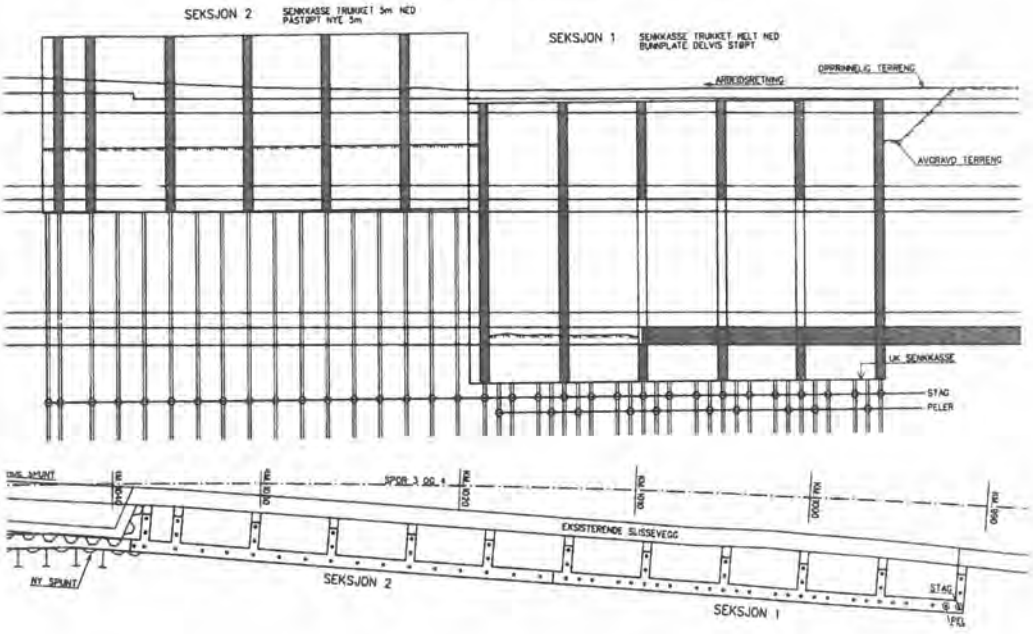
Figur 6: Plan Alternativ Slissevegg



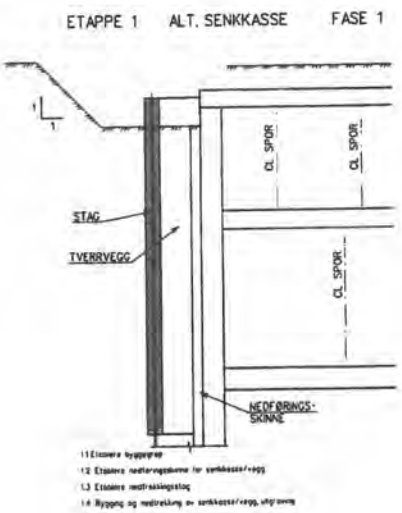
Figur 7: Snitt Alternativ Slissevegg

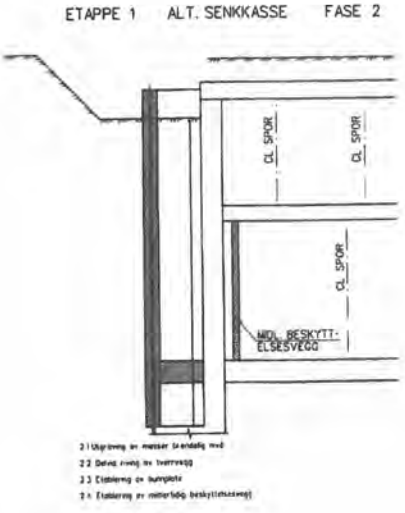


Figur 8: Plan Alternativ Senkkasse

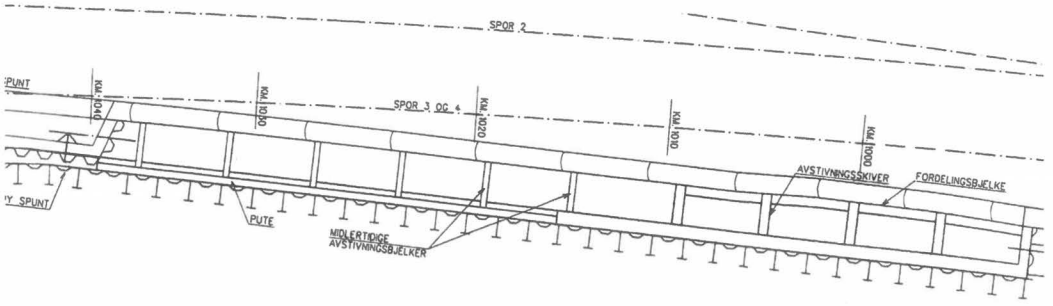



Figur 9: Snitt Alternativ Senkkasse

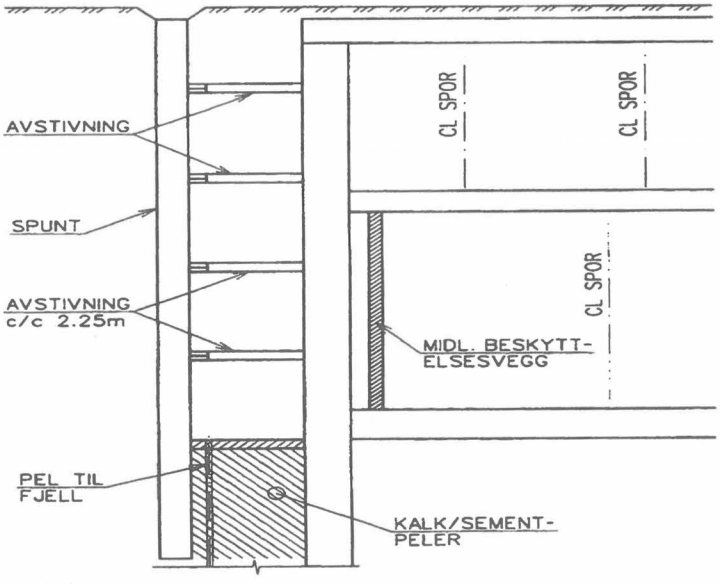


Figur 10: Plan Alternativ Spunt

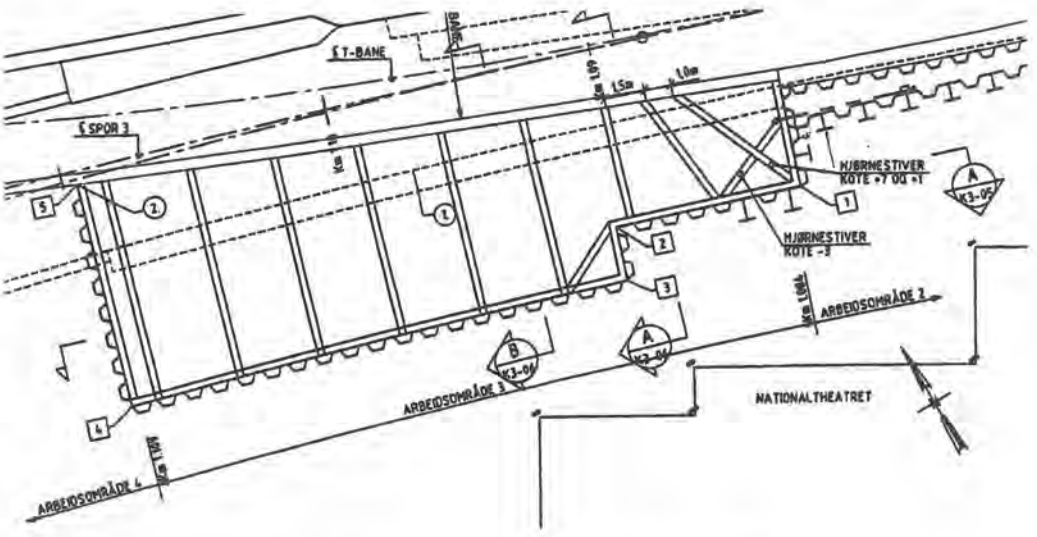



Figur 11: Snitt Alternativ Spunt

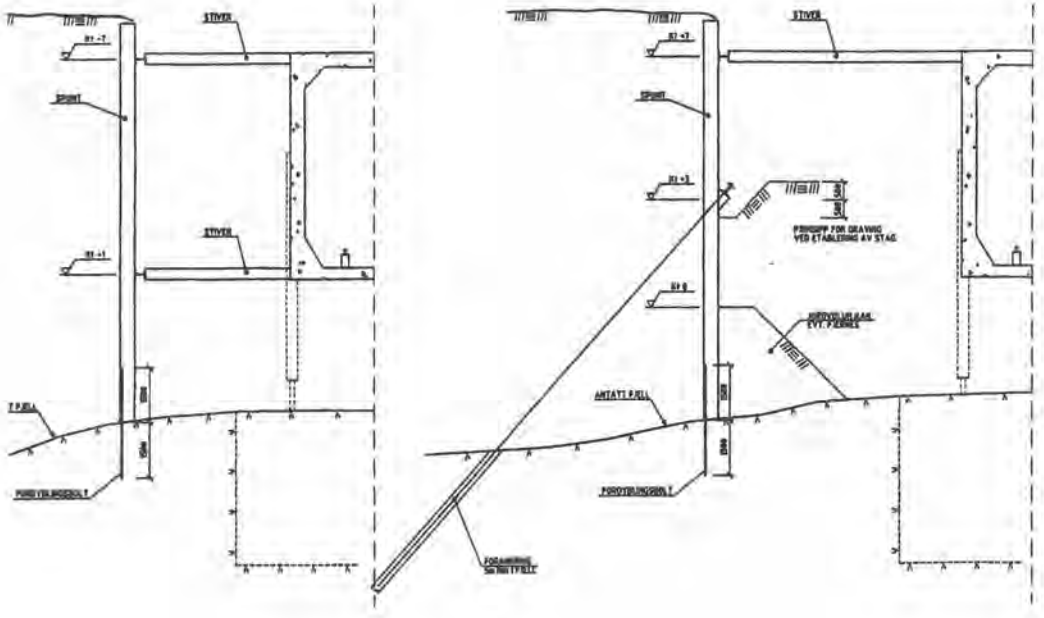



1.1 Etablere spunt
1.2 Slå stålpeler til fjell
1.3 Etablere kalk/sement-peler
1.4 Utgravning og avstivning av byggegrop
1.5 Kappe stålpeler
1.6 Etablere midlertidig beskyttelsesvegg

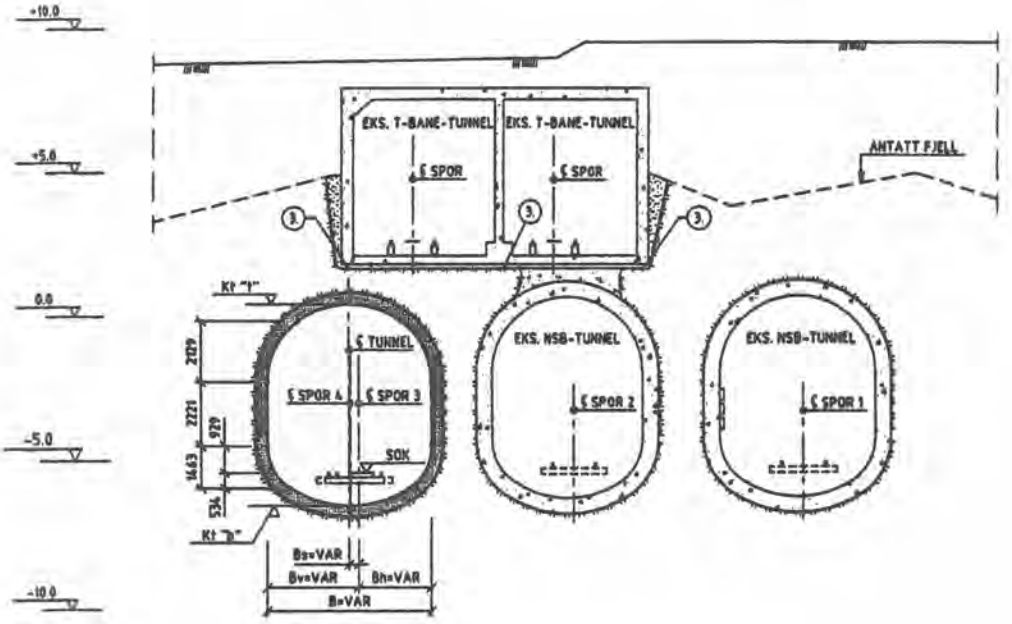
Figur 12: Plan Arbeidsområde 3




Figur 13: Typiske Snitt Arbeidsområde 3



Figur 14: Typisk Snitt Arbeidsområde 4



FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 1997

# NYE NATIONALTHEATRET STASJON UTGRAVING TIL 15 M DYBDE I BLØT LEIRE INNTIL ET AV LANDETS MEST KJENTE BYGG

## DEL II :

## VALGT SIKRINGSLØSNING MED HZ SPUNT OG JETPELER

**Siv.ing. Anders Bye, NOTEBY AS**

## Summary

The present paper, Part II (of II), describes the design of the retaining structures installed for the 15 m deep excavation in soft to medium stiff clay adjacent to the National Theatre building in Oslo. Part I of this paper presents the different solutions that were considered, impact on decision from neighbouring structures and the general soil conditions at the site.

The primary goal for the retaining structure was to limit lateral soil movement which would influence the massive steel piles supporting the theatre building. At the same time the construction activities should require a minimum of space above ground level.

The chosen solution described in the bid documents was a sheet pile wall of H and Z profiles driven to bedrock and secured with steel dowels into rock. An internal lateral support by jetpiles was described to be installed below final excavation level at an early stage of excavation. Other internal supports should be installed as excavation proceeded.

During the bid period, an alternative solution where the jetpile support were ommitted, was chosen for one part of the excavation. This solution includes prestressed internal supports at the two lower excavation levels, combined with restricted excavation process for the final excavation level.

## 1. Innledning

Foredraget er Del II i en presentasjon om løsmassedelen av Nye Nationaltheatret stasjon. Del I omhandler de alternativene som ble vurdert, og beskriver prosessen fram til og med valg av sikringskonstruksjon for anbudsutsendelse. Alle generelle forhold med betydning for valg av sikringskonstruksjon og utførelse er beskrevet i Del I, og gjentas ikke i Del II. Dette gjelder også grunnforhold, beskrivelse av eksisterende konstruksjoner og historikk.

Valgt sikringskonstruksjon for anbud besto av en kraftig spunt med kombinasjon av H og Z profiler, og med et motstandsmoment i størrelse 8500 $cm^3/m$. Denne løsningen inkluderte etablering av en innvendig avstivning mellom spunt og eksisterende slissevegg under endelig gravenivå ved hjelp av jetpeler før utgraving ble foretatt. Videre ble det etablert innvendige stivere i flere nivåer i takt med utgravingen. Denne løsningen skulle benyttes i Arbeidsområde 1

og 2, (se Del I av artikkelen, Figur 1), mens det i Område 3 var beskrevet spunt med konvensjonell innvendig avstivning og stag.

I anbudsfasen fremmet Selmer ASA et økonomisk konkurransedyktig alternativ for Arbeidsområde 2. I denne løsningen er jetpelene under gravenivå erstattet med en forspent kraftfordelingsbjelke på nest nederste gravenivå på kote - 4.5 m. I tillegg er det suksessiv utgraving, montering og forspenning av stivere og utstøping av betong på laveste gravenivå på kote - 8.5 m.

Løsningen med jetpeler ble gjennomført i Arbeidsområde 1, se Figur 1, 2 og 3. Selmers løsning med forspent fordelingsbjelke og stivere kombinert med etappevis utgraving ble benyttet i Arbeidsområde 2, som vist på Figur 4, 5 og 6.

Med de valgte sikringsmetodene var det forventet en vesentlig reduksjon i horisontaldeformasjon på spunten sammenlignet med konvensjonell suksessiv utgraving og montasje av stivere.

Da denne artikkelen gikk i trykken var deler av Arbeidsområde 1 ferdig utgravd og sikret, mens en i Arbeidsområde 2 var nede på nest laveste gravenivå, og i ferd med å støpe fordelingsbjelken. Erfaringer så langt viser at sikringsløsningen med jetpeler har fungert som forutsatt.

## 2. Grunnforhold og Styrkeparametre

De generelle grunnforhold er beskrevet i Del I foran, og i det følgende er styrkeparametre for prosjektering av sikringskonstruksjonene beskrevet.

Leiras skjærstyrke parametere er vurdert på totalspenningsbasis ut ifra resultater fra konsoliderte udrenerte treaksialforsøk. Det er primært benyttet resultater fra 5 aktive og 6 passive forsøk som er utført på prøver fra 2 prøveserier tatt opp for prosjektet. I tillegg er også resultatene fra tidligere treaksialforsøk, som ble utført i forbindelse med byggingen av den opprinnelige tunnelen, tatt med i vurderingene.

På Figur 7 er det gjengitt resultater fra en av de to nye prøveseriene sammen med karakteristiske profiler for aktiv og passiv styrke. Aktiv styrke er tolket til $0.35 \cdot p_o'$ ved 7 meters dybde, avtagende til $0.28 \cdot p_o'$ ved 15 meters dybde, og derunder konstant på denne verdien. Passiv styrke er tatt som $0.18 \cdot p_o'$ for dybder under 7 meter. For $p_o'$ beregningen er det benyttet total romvekt for jord på 18 kN/m$^3$ til 7 meters dybde, derunder 18.5 kN/m$^3$ til 15 m og derunder 19 kN/m$^3$.

Effekt av kryp er vurdert basert på resultatene fra krypforsøk, samt ut ifra tidligere rapporterte erfaringsverdier for styrkereduksjon på grunn av kryp. Resultatene fra krypforsøket faller godt sammen med de tidligere rapporterte verdiene, og en reduksjon i styrke på 18 % i forhold til kort tids designverdier er benyttet som grunnlag ved beregning av deformasjoner for en langtids tilstand.

## 3. Forhold til Eksisterende Konstruksjoner

Utvidelsen av jernbanestasjon og tunnel ligger mellom Nationaltheatret og eksisterende jernbanetunnel som vist i plan på Figur 1 i Del I. Over jernbanen ligger T-banetunnelen, som er delvis fundamentert på stålkjernepeler som går gjennom den planlagte utvidelsen. Selve teaterbygningen er omfundamentert i forbindelse med de tidligere arbeidene med T-bane og

jernbane. Teaterets bærende konstruksjoner er fundamentert på stålkjernepeler presset ned i fast morene eller til fjell, mens kjellergulvet er omfundamentert på rammede stålkjerner.

I forbindelse med de tidligere tunnelarbeidene ble stålkjernepelene påført horisontale forskyvninger i størrelsesorden 30 mm. Disse utbøyningene gir bøyemomenter i pelene, og en redusert aksial kapasitet. I tillegg betyr utbøyningen at pelene teoretisk sett kan være mer utsatt for knekking.

Et viktig punkt i prosjekteringen av sikringskonstruksjonen for dagens utvidelse har derfor vært å vurdere og beregne eventuell reduksjon i kapasitet på grunn av ytterligere utbøyning av pelene, og å fastslå om knekking er et aktuelt problem eller ikke.

For avstivninger mellom spunt og eksisterende slissevegg for jernbanetunellen, har det på grunn av begrenset kapasitet på slisseveggen vært ønskelig å plassere avstivningene i dekkenivåer for de eksisterende konstruksjonene. Dette er mulig i Arbeidsområde 1, hvor det er installert jetpeler under gravenivå. Her spenner spunten fritt ca 8.0 m ved graving til endelig nivå på ca kote - 8.5 m i Arbeidsområde 1, se Figur 1, 2 og 3.

I Arbeidsområde 2, hvor det ikke er installert jetpeler, er det nødvendig med et stivernivå på ca kote - 4.0 m før graving til endelig nivå på kote - 8.5 m. Kreftene som overføres til slisseveggen på kote - 4.0 m kontrolleres i denne løsningen ved en fordelingsbjelke med jekker både mot spunt og mot slissevegg som vist på Figur 4, 5 og 6. I tillegg graves det i korte seksjoner til endelig nivå på kote - 8.5 m, med umiddelbar montasje av forspent stiver og utstøping av betongdekke, mens man holder en kontinuerlig kontroll med kreftene som overføres gjennom fordelingsbjelken på kote - 4.0 m.

# 4. Utførte Analyser

Beregningene er utført etter Grensetilstandsmetoden, og med programmet VEGG, som er utviklet internt i NOTEBY. Bestemmelse av partialkoeffisienter, beskrivelse av programmet VEGG og modellene som er benyttet i beregningene er gjengitt nedenfor.

## 4.1 Last- og Materialkoeffisienter

Prosjektet er plassert i geoteknisk prosjektklasse 3 etter NS 3480, med bakgrunn i vurdering av:

- Skadekonsekvens: Meget alvorlig
- Vanskelighetsgrad: Høy

Tilsvarende er materialkoeffisient valgt til 1.5 i henhold til "Sikkerhetsprinsipper i geoteknikk - Veiledning for bruk av grensetilstandsmetoden", og med bakgrunn i vurdering av:

- Bruddmekanisme: Nøytral

Lastkoeffisienter er benyttet i henhold til NS 3479.

Det er for alle beregninger forutsatt terrenglast på bakside spunt. I de områder der lagringsplass er planlagt eller sannsynlig, er det benyttet en karakteristisk last lik 10,0 kN/m$^2$, mens det ellers er benyttet 5,0 kN/m$^2$. Der terrenget varierer i forhold til beregningsmodell er overliggende masser iberegnet som terrenglast.

## 4.2 Beregningsprogram VEGG

Alle spunt beregninger er utført ved hjelp av beregningsprogrammet VEGG, (NOTEBY,1995)

VEGG er et diskret element program som utfører statiske beregninger av slisse- og spuntvegger med tilhørende stag- eller stiversystemer under trinnvis utgraving og avstivning. Programmet baserer seg på bjelketeori der virkningen av jord modelleres som krefter og ikke-lineære fjærer.

For hver beregningsmodell inndeles veggen i elementer der eksterne krefter og stivheter påføres i knutepunktene. For hver arbeidssekvens påføres endringer i ytre krefter/momenter forårsaket av utgraving eller laster, mens programmet automatisk beregner tilhørende endringer i jordtrykk. På grunnlag av de endringer som foretas beregner programmet for hver fase utbøyning, rotasjon, moment og skjærkraft samt jordtrykk på begge sider av veggen.

Veggens deformasjonskarakteristikk er gitt ved dens bøyestivhet, mens jordens karakteristikk er definert ved en kontinuerlig ikke-lineær oppførsel mellom aktivt og passivt trykk for hvert knutepunktnivå. I modelleringen av jorda er det er også tatt hensyn til hysterese-effekt. Jordstivheten er således både avhengig av forskyvningens retning og størrelse.

For hver modell må alle parametre angis i en input-fil som leses av programmet. Her spesifiseres geometri, randbetingelser, stivheter, jordartsparametere samt utførelsesfaser. Resultatene skrives for hvert element og for hver fase på utfil. Grafisk fremstilling av deformasjoner, moment- og skjærkraftdiagram og stagkrefter er også mulig.

Spesielle opsjoner som langtidsvirkninger og initielle spenningsendringer kan tas med i beregningene.

## 4.3 Modellering

For hvert arbeidsområde er de dimensjonerende snitt valgt på grunnlag av fjelldybder, stivernivåer og terrenglaster. Spuntens lengde er delt opp i 0.5 m lange elementer og antatt leddlagret til fjell. Påvirkende krefter og stivheter er påført sekvensvis i sine tilhørende knutepunkter. Terrenglast er beregnet som variabel last på bakside spunt med uendelig utstrekning.

Utgraving i en smal sliss inntil eksisterende slissevegg i arbeidsområde 1 og 2 vil medføre at endring i vertikalspenninger under gravenivå ikke reflekterer direkte vekt av utgravd jordvolum. I en smal sliss vil det bli begrenset effekt av utgravingen i dybden på grunn av vertikalt skjær mot sidene (siloeffekt). Dette medfører at vertikalspenningene etter en utgravingsfase vil minke mindre enn jordas romvekt tilsier, noe som medfører økt jordtrykkskapasitet i slissen.

Totale vertikalspenninger under endelig graveplanum vil også, i tillegg til silo-effekten som beskrevet ovenfor, bli påvirket av eksisterende totaltrykk under bunnplaten på eksisterende tunnel. Dette trykket kan imidlertid ikke bestemmes nøyaktig, og beregningene er derfor utført på bakgrunn av kvalifiserte forutsetninger om både poretrykk og oppnåelig totaltrykk.

Stiversystemet er modellert som horisontale fjærstivheter i sine respektive knutepunkter. Stivhet av stålstivere og puter er beregnet ut fra en gjennomsnitts-deformasjon over et felt. Den teoretiske ekvivalente fjærstivhet regnes dermed fra en deformasjon lik summen av aksiell deformasjon og halve putens bøyedeformasjon.

I tillegg er det gjort antakelser for andre forhold som følger:

- Stiverens aksielle stivhet er avhengig av avstand fra spunt og til det punkt på stiveren som globalt sett ikke har forskyvning. I realiteten vil tunnelkonstruksjonen, bevege seg inn mot utgravingssiden da eksisterende hviletrykk her fjernes, og erstattes med et lavere trykk, som er i likevekt med trykket på baksiden av spunten. Punktet for null forskyving vil dermed ligge mellom tunnelveggen og stiverens midtpunkt. For å være på den konservative siden med hensyn på deformasjoner er den beregningsmessige lengden valgt lik den virkelige lengden av stiveren.

- De deformasjoner som oppstår på grunn av toleranser ved installasjon, eller på grunn av lokale deformasjoner i innfesting ved endene, er kompensert for ved å anslå en gitt minimumsdeformasjon. Denne deformasjonen er så lagt til totale beregnede deformasjoner, og fjærstivheten er så korrigert til en lavere ekvivalent stivhet.

Betongstivernes aksielle stivhet avhenger av geometri og betongens langtids elastisitetsmodul. Dimensjonerende langtids elastisitetsmodul er for alle betongdekker satt lik en tredel av dimensjonerende korttidsmodul. Den midlertidige betongbjelken i Arbeidsområde 2 er beregnet med karakteristisk elastisitetsmodul.

Fjærstivheten for volumet av jetpeler er en funksjon av geometri og materialegenskaper som vil være fullstendig avhengig av utførelsen av jetpelene. Det er derfor benyttet en konservativt relasjon mellom kraft og deformasjon som er vurdert til å gi akseptabel total deformasjon for et nødvendig kraftopptak. Ved en deformasjon på 50 mm skal resultantkraften i fjæra tilsvare omlag 2000 kN per løpemeter. Dette gir en stivhet k = $4 \cdot 10^4$ kN/m. Teoretisk stivhet for en ideell installasjon ville være i størrelsesorden 10 ganger større enn denne design verdien.

De beregningsmessige fasene med beskrivelse er for hvert beregningssnitt vist i Tabell 4.1 og Tabell 4.2. I tillegg til korttidstilstanden er det også utført beregninger for langtidstilstand og etter støp av permanente konstruksjoner.

### 4.3.1 Arbeidsområde 1 (km. 0,993 - 1,039):

Beregningsmodellen er vist i Figur 8 og består av en 32 m lang spunt (W = 8500 $cm^3/m$) til fjell. Terrengnivået er satt til kote + 6.5 og fjellnivå til kote -26. Terrenglasten er satt lik summen av variabel last (10 kPa) og 1 m fylling (18 kPa). Stivernivåene er plassert med senter i kote +5,5, kote +2,5, kote 0 og kote -10. Arbeidssekvensene finnes av Tabell 4.1

**Tabell 4.1, Arbeidssekvenser for arbeidsområde 1.**

| Arbeidssekvens | Beskrivelse |
|---|---|
| 1 | Utgraving fra kote 6 til kote 4,5 |
| 2 | Utgraving til kote 2 med permanent dekke kote 5,5 og jetpeler |
| 3 | Utgraving til kote -0,5 med midlertidig stiver kote 2,5 |
| 4 | Utgraving til kote -4,5 med permanent dekke kote 0, men uten midlertidig stiver kote 2,5 |
| 5 | Utgraving til kote -8,5 |
| 6 | Langtidstilstand, reduksjon av skjærstyrke med 18 % |
| 7 | Støp av permanente dekker kote -7 og vegg fra kote -7 til kote -0,5 |
| 8 | Støp av vegg mellom permanente dekker kote 0,5 til kote 5 |

### 4.3.2 Arbeidsområde 2 (km. 1,039 - 1,084):

Beregningsmodellen er vist i Figur 9, og består av en 26 m lang spunt (W = 8500 $cm^3/m$) til fjell. Terrengnivået er satt til kote + 8 og fjellnivå til kote -19.5. Som terrenglast er det benyttet 5 kPa variabel last. Stivernivåene er plassert med senter i kote +6, kote +1, kote -4.0 og kote -8. Arbeidssekvens finnes av Tabell 4.2.

**Tabell 4.2, Arbeidssekvenser for arbeidsområde 2.**

| Arbeidssekvens | Beskrivelse |
|---|---|
| 1 | Utgraving til kote kote + 5.0 og etablering av stivernivå 1 på kote + 6.0 |
| 2 | Utgraving til kote 0,5, avstiving med betongplate kote 1.0 |
| 3 | Utgraving under T-Banen til kote -4,5, støping av fordelingsbjelke og montering av jekker på kote -4.0. |
| 4 | Oppspenning av jekker mot spunt og slissevegg |
| 5 | Etappevis utgraving til kote - 8.5 med forspenning av fordelingsbjelke kote - 4.0 |
| 6 | Suksessiv installasjon og forspenning av stiver på kote - 8.0 m samt utstøping |
| 7 | Nedspenning av jekker kote - 4.0 |
| 8 | Videre graving i full lengde |
| 9 | Støp av endelige konstruksjoner |

## 4.4 Spenningsendringer etter utgraving

Som nevnt innledningsvis i kapittelet gir de eksisterende nærliggende konstruksjoner kompliserte spenningsforhold mot spunten under gravenivåene, og vertikalspenningen i grunnen under siste gravenivå vil være høyere enn det en ren romvektsbetraktning vil tilsi. Riktig vertikalspenning vil være kritisk i forhold til dimensjonering av spunt og stivere, og denne spenningen er derfor beregnet manuelt ut ifra gitte forutsetninger.

Forutsetninger for den manuelle spenningsberegningen er basert på antagelse av spenningsnivå under kulvert og spenningsnivå mellom spunt og slissevegg ved nedre kant slissevegg. Mellom slissevegg og spuntvegg antas spenningene å øke lineært med dybden fra siste gravenivå tilsvarende summen av tyngdetettheten og friksjonsbidraget fra spunt- og slissevegg. Skjærstyrken regnes som omrørt mot spuntvegg og uomrørt mot slissevegg. Spenningsnivået under kulvert bestemmes ut fra to forskjellige forutsetninger:

- Det vertikale totaltrykket under kulverten er bestemt av trykket som må til for å presse "jordpluggen" mellom tverr- og langsgående slissevegger opp, dvs tyngden av jordmateriale mellom tverrveggene og friksjon mot veggene. Forutsetningen innebærer at det ikke er vertikaltrykk under dekket.
- Poretrykket i jordpluggen under kulverten tilsvarer poretrykket målt utenfor. Dette betyr at det står et statisk vanntrykk på ca. 100 kPa mot dekket i kulverten. Totaltrykket blir dermed summen av poretrykket og effektive tyngdetettheten av jordmaterialet.

Begge antagelser gir et tilgjengelig totaltrykk under kulvert på ca. 200 kPa som fordeles med 45° inn mot spuntvegg.

For hver utgravingsfase er det angitt en influensdybde som avlastningen virker over. I utgangspunktet er denne dybden valgt ca 2 - 3 ganger bredden på slissen. Influensdybden er

imidlertid justert slik at fordelingen av vertikalspenninger etter siste gravefase blir nærmest mulig den tidligere beregnede. Eventuelle forskjeller er korrigert for ved å endre spenningstilstanden forut for utgraving, i prinsippet på en slik måte at utgangsspenningene er noe lavere enn det grunnens romvekt skulle tilsi.

# 5. Resultater fra beregningene

## 5.1 Arbeidsområde 1

| | | |
|---|---|---|
| Dimensjonerende moment spunt, | $M\gamma$ = 1850 kNm/m | ved kote -10 |
| Deformasjon i bruksgrensetilstand spunt, | $\delta$ = 37 mm | ved kote -6 |
| Dimensjonerende boltekraft, | P = 470 kN/m | ved kote -26 |

**Tabell 5.1, Dimensjonerende stiverkrefter.**

| Stiver kote | Type stiver | Dim. stiverkraft, P [kN/m] | Fase |
|---|---|---|---|
| 4.0 | Fordelingsbjelke | 120 | 2 |
| 2,5 | Midlertidig stålstiver | 330 | 3 |
| 0 | Permanent betongdekke | 1050 | 6 |
| -10 | Jetpeler | 2050 | 6 |

## 5.2 Arbeidsområde 2

| | | |
|---|---|---|
| Dimensjonerende moment spunt, | $M\gamma$ = 2880 kNm/m | ved kote -12.5 |
| Deformasjon i bruksgrensetilstand spunt, | $\delta$ = 38 mm | ved kote -11 |
| Dimensjonerende boltekraft, | P = 750 kN/m | ved kote -19.5 |

**Tabell 5.2, Dimensjonerende stiverkrefter.**

| Stiver kote | Type stiver | Dim. stiverkraft, P [kN/m] | fase |
|---|---|---|---|
| 1 | Betongpropp | 1210 | 3 |
| -4.0 | Midlertidig betongbjelke (forspent) | 2590 | 5 |
| -8.0 | Stålstiver(forspent) | 2155 | 8 |
| -19.5 | Fotbolt | 750 | 5 |

## 5.3 Spunt

Det er ikke valgt spesifiserte spunttyper, men satt krav til motstandsmoment for hvert beregningssnitt. For den største spunten er det dessuten satt krav til bøyestivhet. Krav til motstandsmoment er funnet ut fra dimensjonerende moment og flytespenning.

# 6. Erfaring fra Utførelse

Erfaringene er delt i to kategorier:

- Installasjon av spunt og jetpeler
- Måledata fra utgraving

## 6.1 Utførte kontrollmålinger

Under installasjon av spunt og jetpeler ble det utført følgende:

- Montasje av inklinometerkanaler på utvalgte spuntnåler (H spunt)
- Etterramming av spunt til fjell for å sikre fjellkontakt
- Innmåling av topp av spunt
- Rystelsesmålinger på omliggende konstruksjoner
- Akustisk måling på spunt for kontroll av spylediameter for jetpeler
- Kontroll av betongvolum mot antatt diameter for opptrekk av erosjonsrør og støperør

Videre ble det utført generell kontroll :

- Setningsnivellement av teaterbygget samt utvalgte andre punkter
- Måling av horisontalforskyvning på teaterbygget
- Måling av poretrykk

Alle målinger ble gjennomgått av prosjektet for å kunne identifisere avvik på et tidligst mulig tidspunkt.

## 6.2 Installasjon av spunt og jetpeler

Spunten ble rammet med vibrasjonslodd gjennom leira og ned i morene eller til fjell. Det viste seg som forventet at effekten på vibrasjonsloddet ikke var tilstrekkelig til å penetrere alle spuntnåler til fjell, og etterramming ble utført systematisk med hydraulisk fall-lodd. Ramming med fall-lodd forårsaket en del rystelser, som i sin tur medførte at pelene under en del av nordveggen på teateret satte seg i størrelsesorden opp til 7 mm. Årsaken til denne setningen er sannsynligvis at pelespissene har penetrert i morenemassene på grunn av rystelsene under etterramming. Målte vibrasjoner på Nationaltheatret var imidlertid innenfor de spesifikke krav som var satt (4 mm/s).

Spunten ble rammet etter mal, og det var lite problemer med penetrasjon. I arbeidsområde 1 var det imidlertid noen nåler som sannsynligvis ikke kom ned på fjell, men stoppet på blokk. Disse nålene ble forankret i den antatte blokken, som høyst sannsynlig er omgitt av faste morenemasser.

Under utgraving i Arbeidsområde 2 viste det seg at en Z spunt var ute av lås under ca kote 0. Denne glipen ble sveiset igjen med plater (flattjern) etterhvert som det ble gravet.

Vannlekasjer fra fjell/morene over fjell er registrert i område 3 og i overgangen til område 4, spesielt der hvor fjelloverflaten er blottlagt. Det synes ellers også å være en tendens til drenasje langs låsene i spunten, og poretrykk over fjell utenfor utgravingen viste generelt en synkende tendens. Synkningen er liten i øst og øker mot vest der fjellet er frigravet.

Jetpelene ble installert som sekantpeler, og med lengde ca 3.0 m. I forkant ble det installert et antall prøvepeler, som ble frigravet for inspeksjon og undersøkt ved kjerneboring. Kontroll av selve utførelsen besto blant annet i akustiske målinger på spunten og kontroll av innpumpet betongvolum under opptrekk av spylerør og støperør. De akustiske målingene på spunten viser at erosjonstrålen har nådd fram til spunten, og innpumpet betongvolum står også i forhold til forventet diameter på jetpelene. Dessverre fikk man ikke gjort akustiske målinger på slisseveggen, slik at det er en større usikkerhet med kontakt mot denne enn mot spunten. Ved frigraving av jetpelene i Arbeidsområde 1 viser det seg at toppen av jetpelene har gjennomgående god kvalitet.

## 6.3 Måledata

### 6.3.1 Måling av horisontale forskyvninger

Som beskrevet over framdriften i prosjektet slik at kun en del av Arbeidsområde 1 er fullt utgravd, mens en i Arbeidsområde 2 fremdeles er ca 3-4 m over endelig nivå. Det er derfor bare prinsippet med jetpeler som avstivning som kan vurderes på dette tidspunkt.

Generelt kan det slås fast at avstivning med jetpeler har virket som forutsatt, og at horisontal forskyvning av spunt har vært i størrelsesorden som forventet. Figur 14 viser målte laterale forskyvninger i inklinometerkanal 1 i Arbeidsområde 1 for 2 faser under utgraving sammen med bruksgrenseforskyvninger beregnet ved prosjektering for full utgraving.

Når en sammenlikner teoretiske beregning for prosjektering og målte verdier, er det to forhold som må kommenteres:

- Forskjell i forskyvning i toppen av spunten
- Forskjell i forskyvning i nivå jetpeler

Det er registrert en forskyvning i størrelsesorden 30 mm på topp av spunt, mot beregnet ca 5 mm. Denne forskjellen kan forklares med at øvre stivernivå har hatt en "slakk" på en eller annen måte, samtidig som det i dette området har foregått uttransport av masser langs spuntlinjen.

Videre er det registrert ca 40 mm forskyvning i jetpelnivå ved graving til kote - 8.5 m. Detter er noe mer enn de forutsatte 30 mm. Dette kan forklares med mulig dårlig kontakt mellom jetpeler og f. eks. slissevegg, idet en stor del av denne deformasjonen skjedde allerede ved graving til kote -0.5 m. For videre utgraving til full dybde på kote - 8.0 m, er forskyvningene mindre enn forventet, det vil si at jetpelene etter en initial forskyvning sannsynligvis er stivere enn forutsatt.

Totalt sett er det nå registrert en maksimal lateral forskyvning på ca 60 mm, mens den forhåndsberegnede verdi var ca 40 mm.

Måling av horisontale forskyvninger på teaterbygget viser at bygget har stått i ro.

Måling av horisontale forskyvninger på teaterbygget viser at bygget har stått i ro.

### 6.3.2 Setningsmålinger

Det er utført jevnlige setningsmålinger på teaterbygget og på noen terrengpunkter foran teateret. Maksimale setninger på bygget per dato er 8 mm mot nord, mens største målte terrengsetning foran teateret i øst er i størrelsesorden 25 mm.

### 6.3.3 Poretrykksmålinger

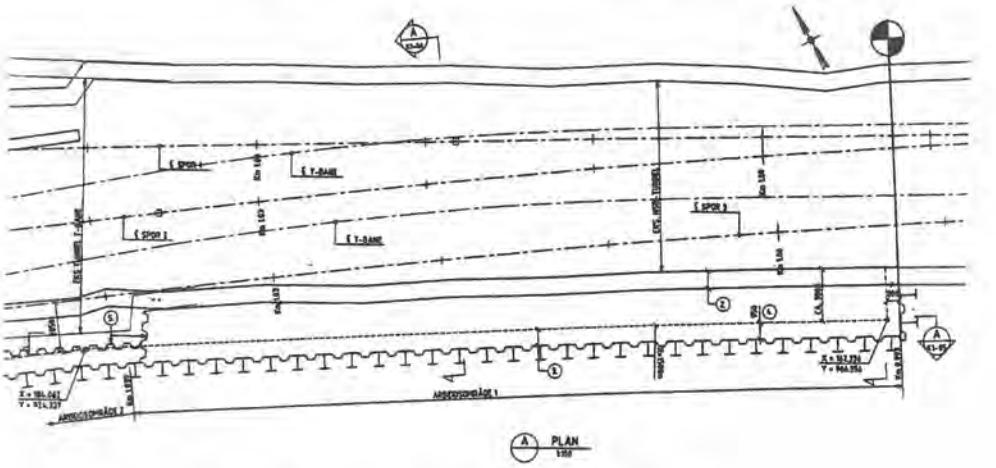
Portrykksmålingene viser at poretrykk på fjelloverflaten i området nærmest utgravingen har sunket med opptil 2.5 m i den vestlige delen der dybden til fjell er minst. I den østlige delen er det kun ubetydelig senkning av poretrykk på fjell.

## 7. Sluttkommentar

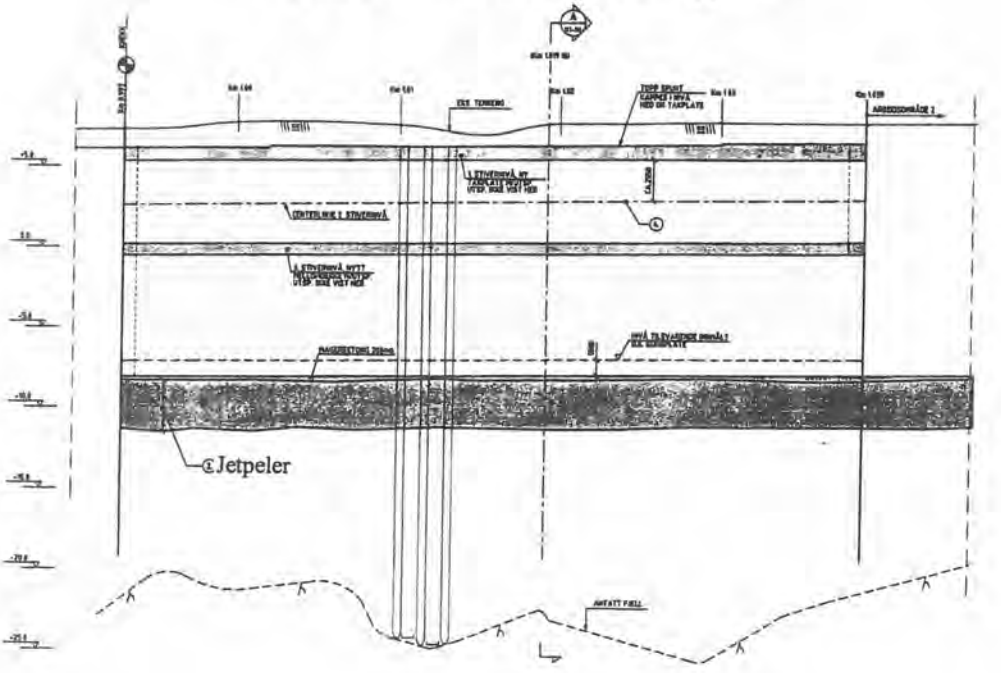
Så langt i utførelsen tyder målinger og registreringer på at arbeidet ikke vil influere omgivelsene mer enn forutsatt under prosjekteringen. Dette viser at jetpeler er et godt alternativ når det er viktig å minimere lateraldeformasjoner og derved setninger for denne type utgraving.

På Geoteknikkdagen regner vi med at det forefinnes mer komplette erfaringsdata, og at arbeidet i Arbeidsområde 2 er kommet så langt at data kan presenteres også for denne løsningen.

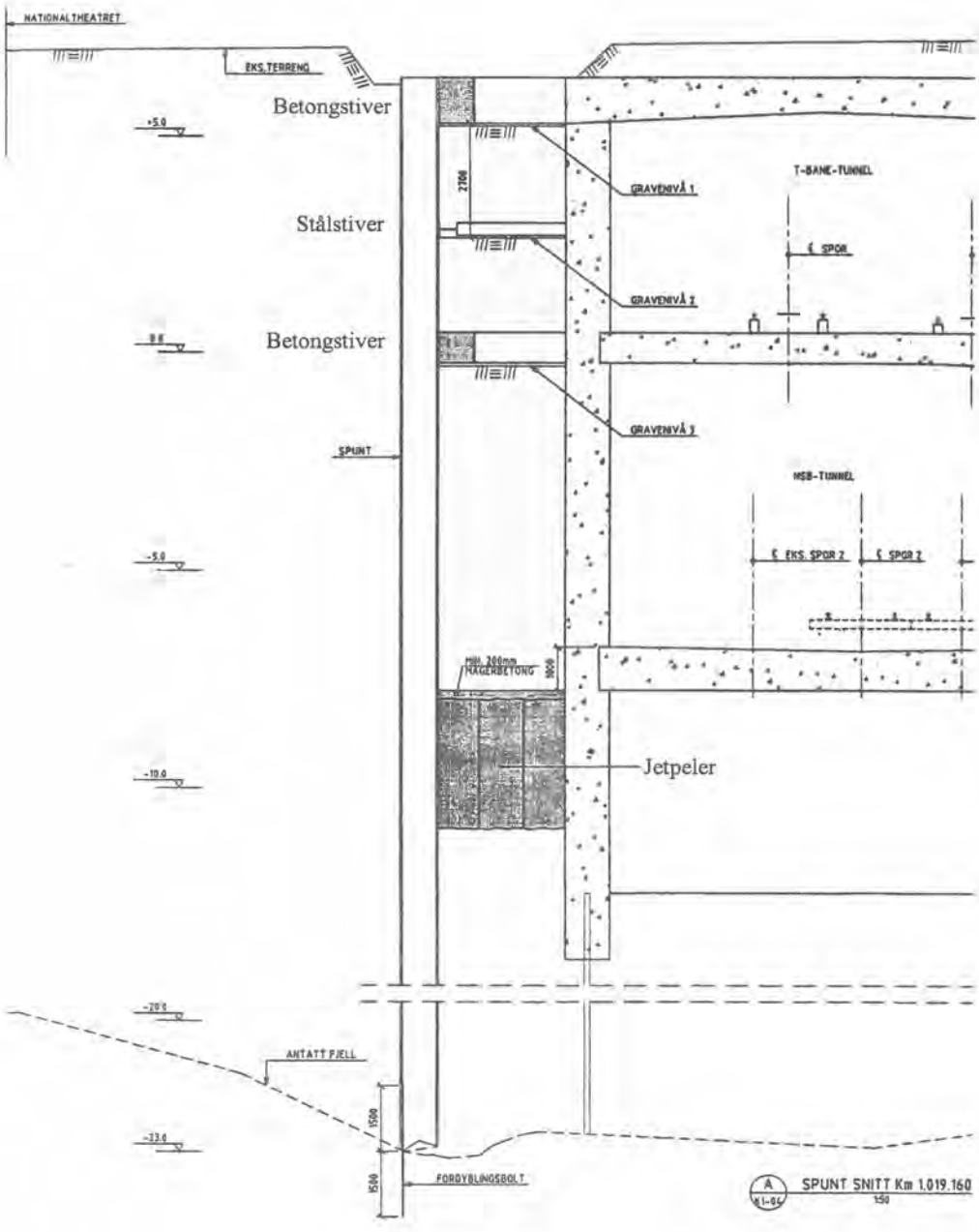
Figur 1: Arbeidsområde 1 - Plan



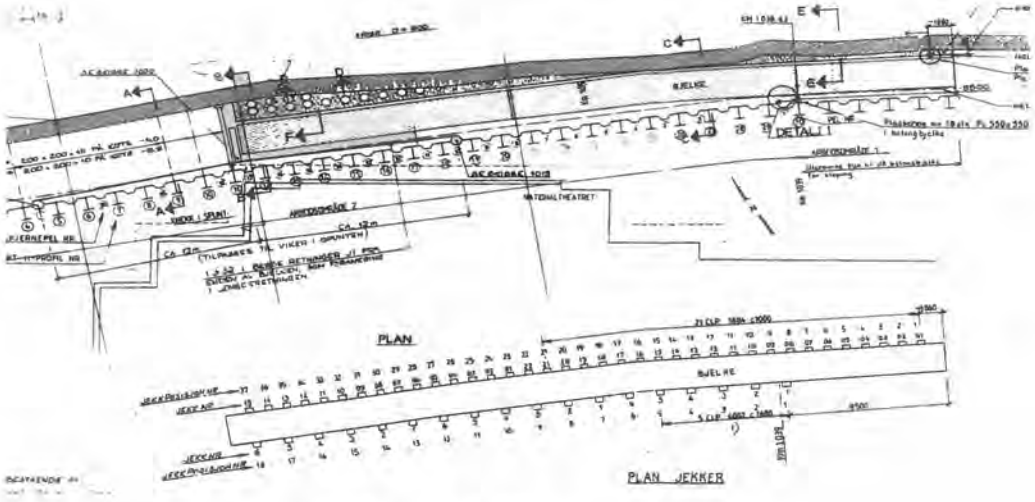

Figur 2: Arbeidsområde 1 - Oppriss



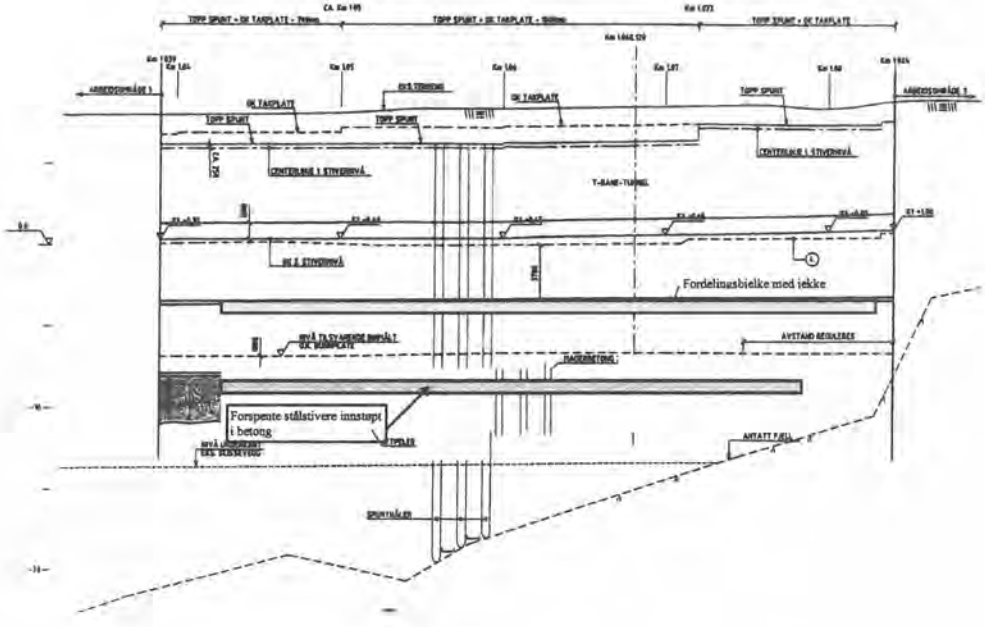
Figur 3: Arbeidsområde 1 - Snitt



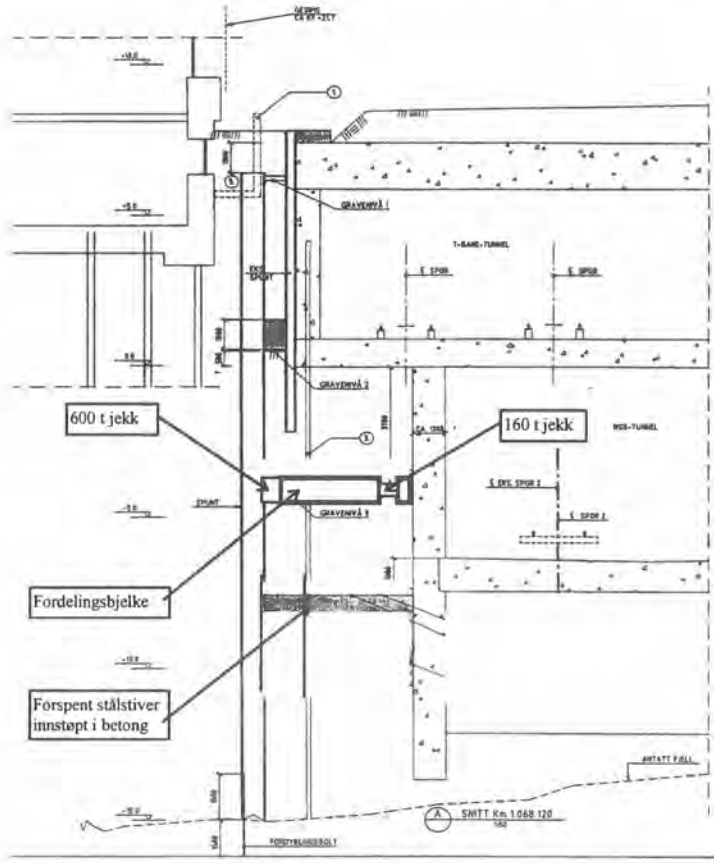
Figur 4: Arbeidsområde 2- Plan



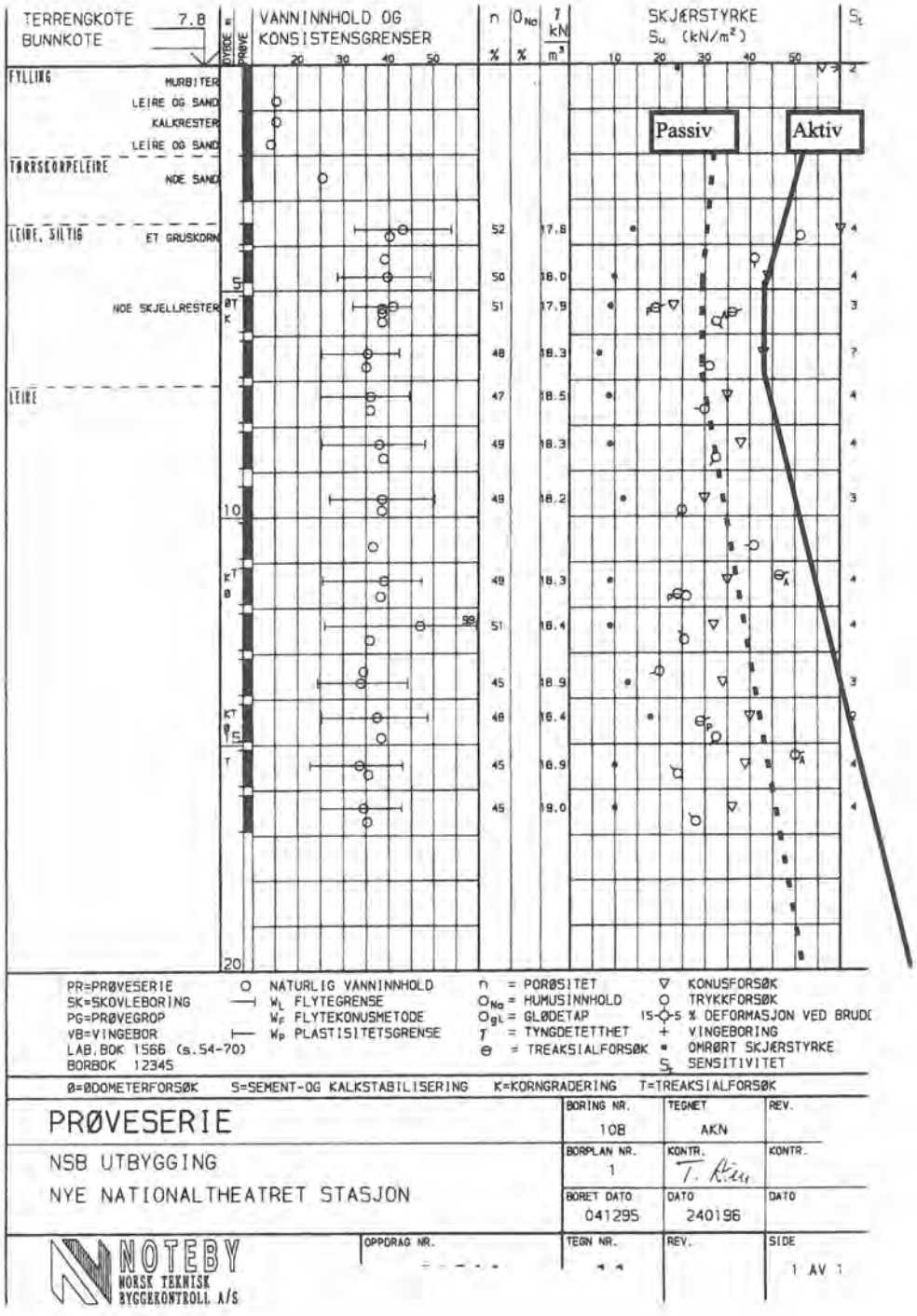

Figur 5: Arbeidsområde 2- Oppriss



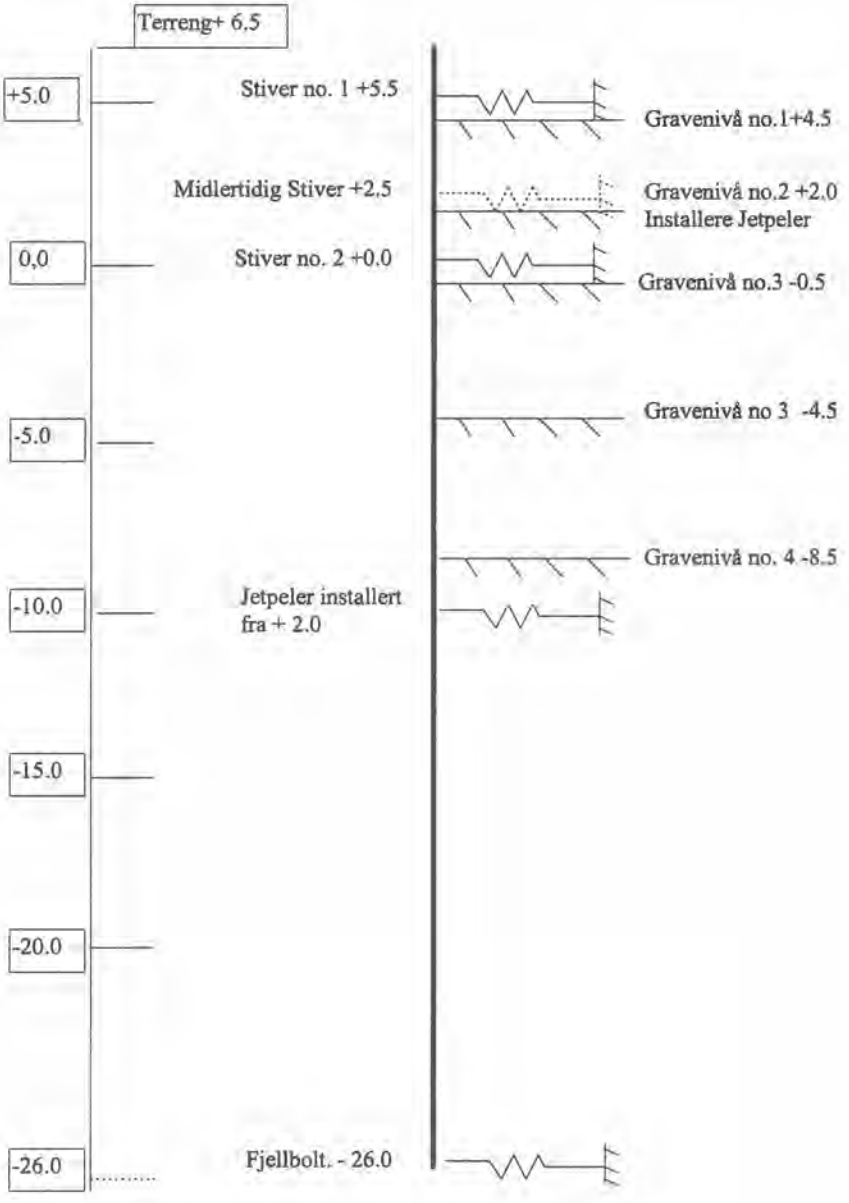
Figur 6 Arbeidsområde 2- Snitt



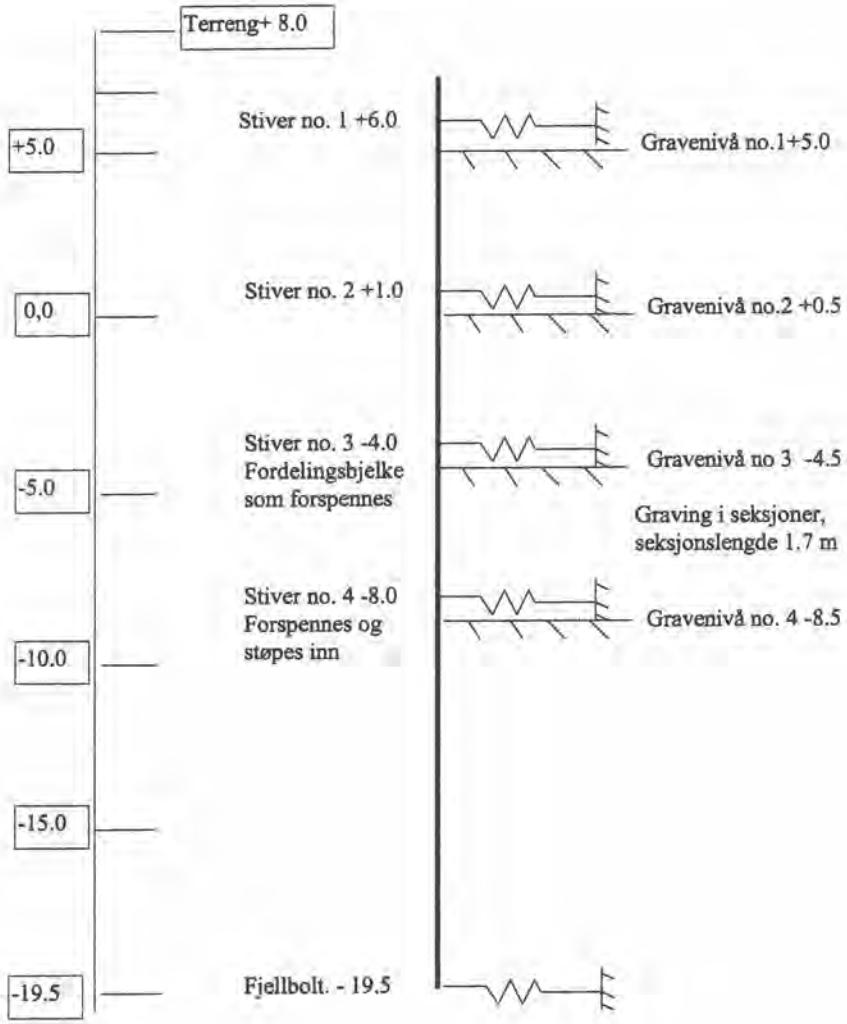
Figur 7 Udrenert Skjærstyrke for Design



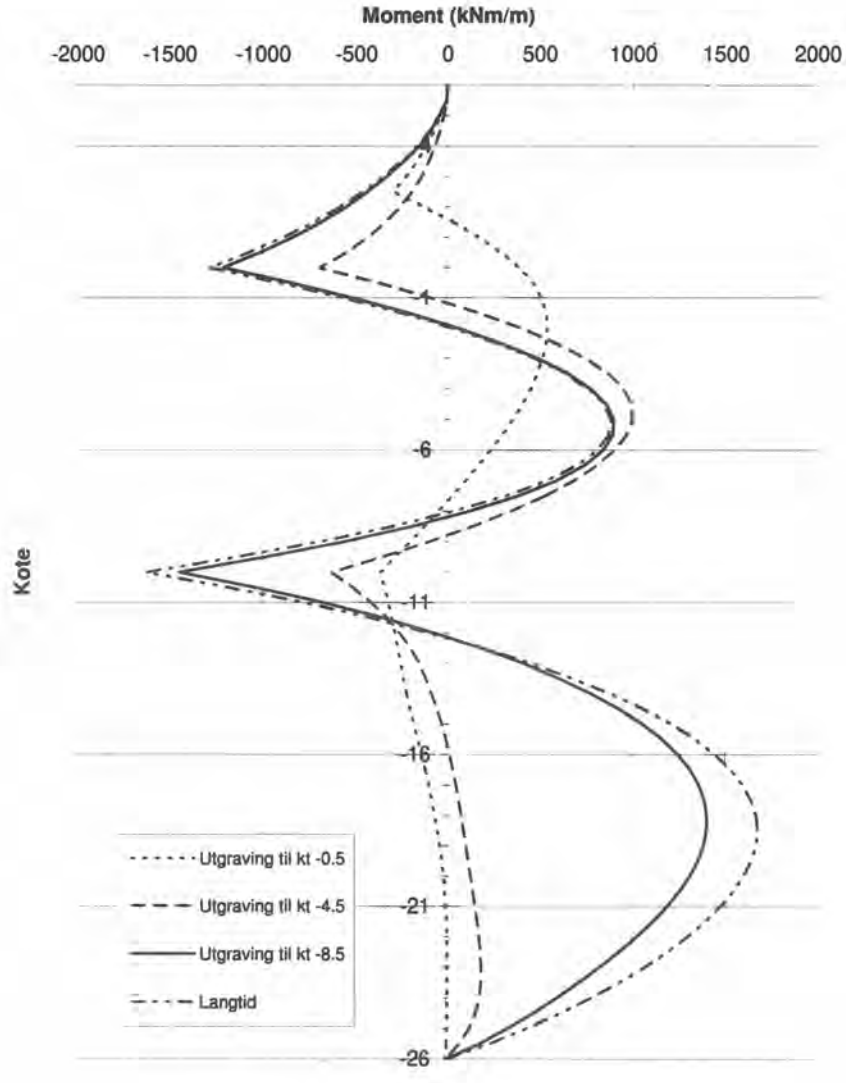
Figur 8 Arbeidsområde 1- Beregningsmodell



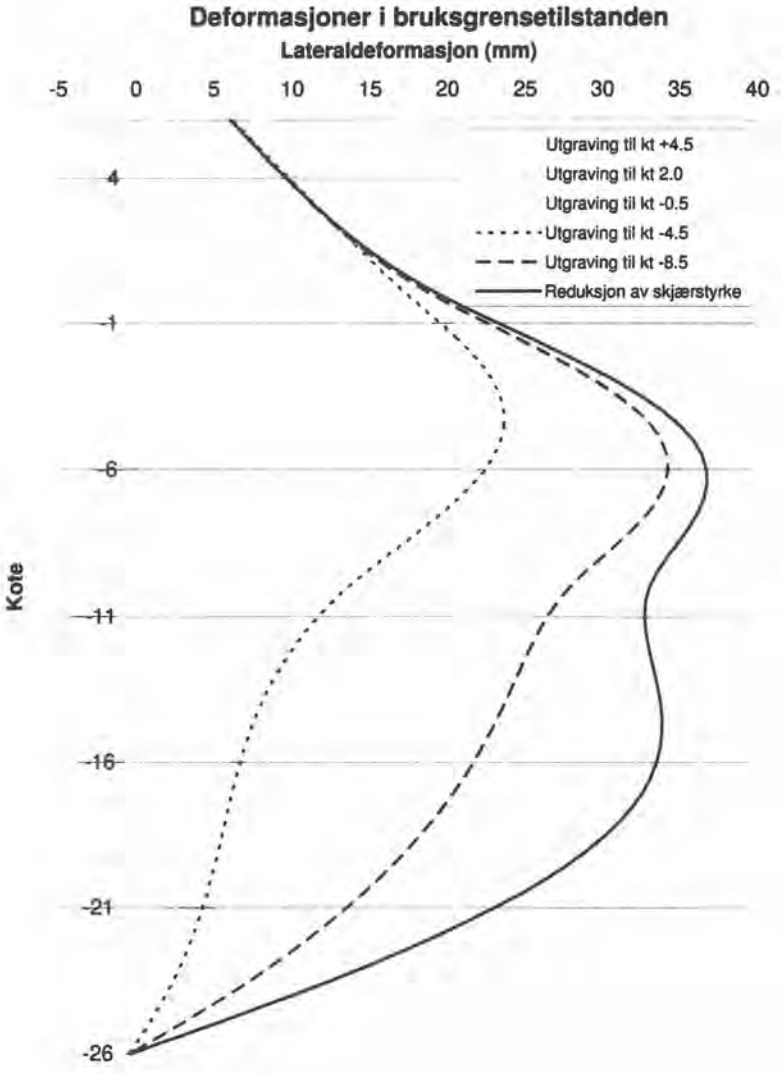
Figur 9 Arbeidsområde 2- Beregningsmodell



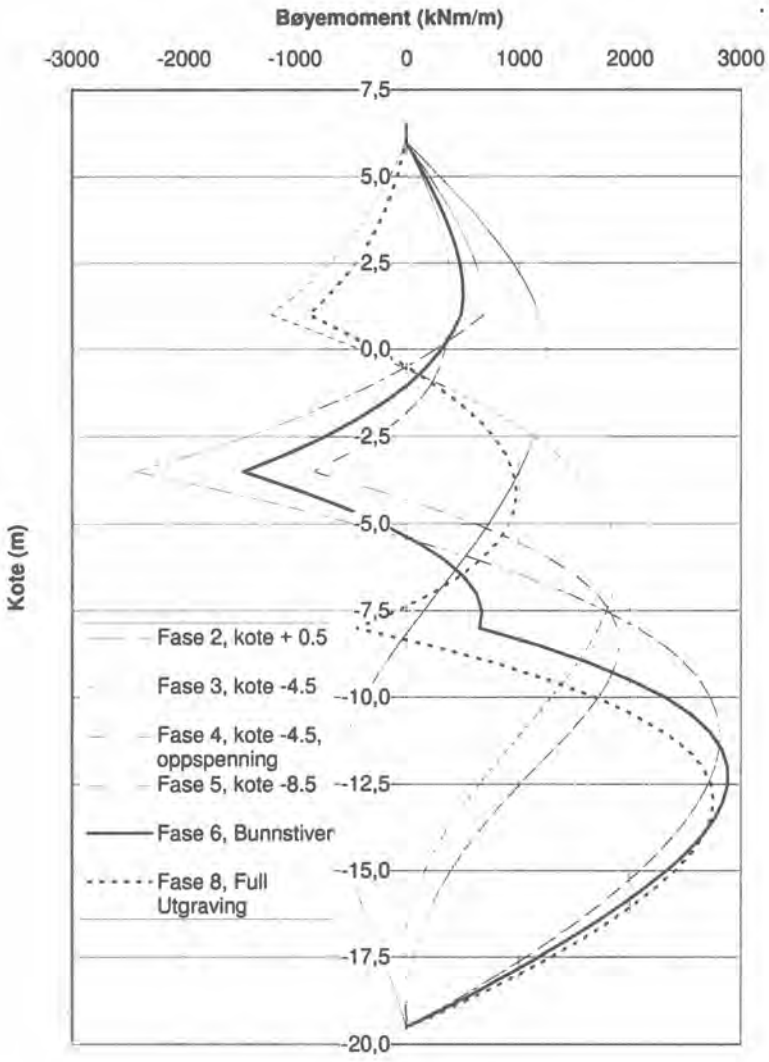
Figur 10 Arbeidsområde 1- Momentdiagram



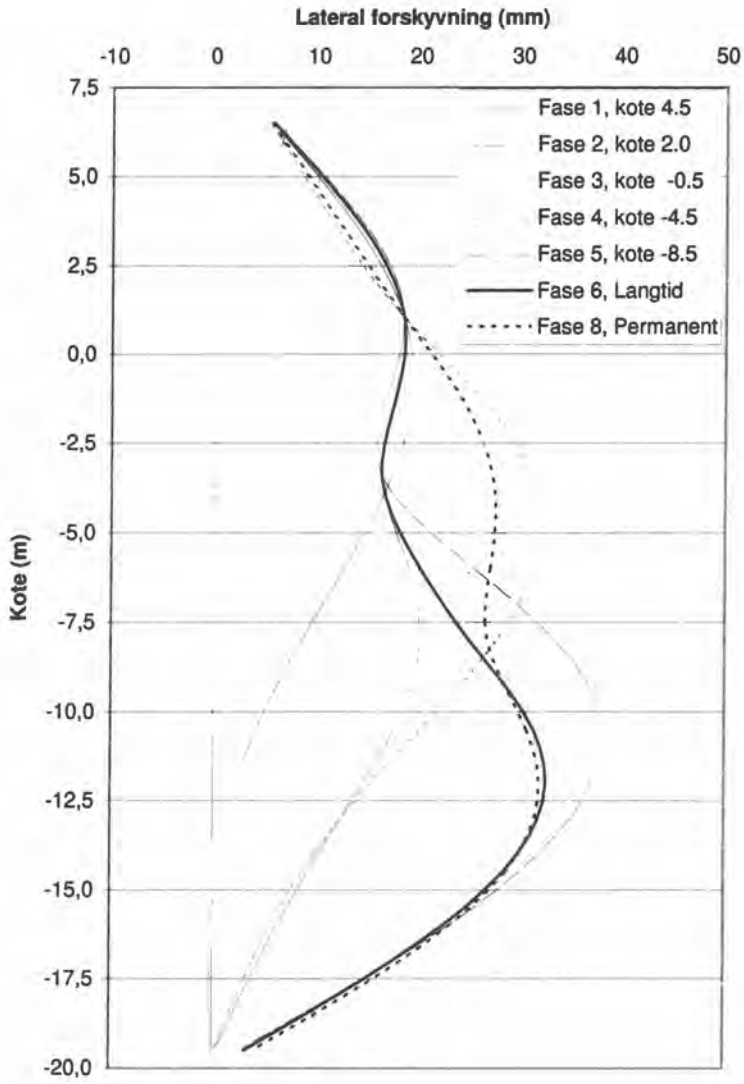
Figur 11 Arbeidsområde 1- Beregnet Deformasjon på Spunt



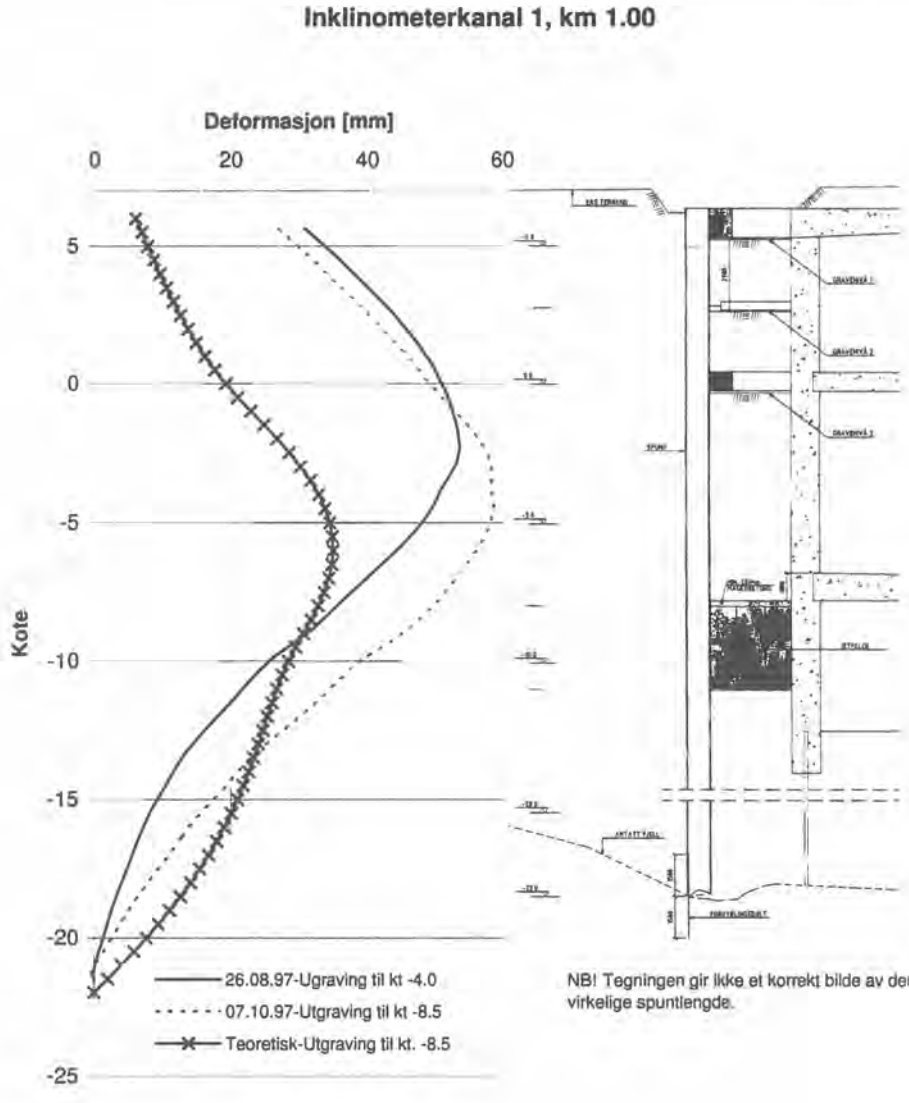
Figur 12 Arbeidsområde 2- Beregnet Momentdiagram



Figur 13 Arbeidsområde 2- Beregnet Deformasjon av Spunt



Figur 14 Arbeidsområde 1- Målt Deformasjon av Spunt



Viseadm. direktør Oddvar Kjekstad
NGI

# GEOTEKNIKK I EKSPORTMARKEDET - MULIGHETER OG ERFARINGER

Skriftlig manus ikke innlevert.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 1997

# FORNEBU ETTER 1998. HVILKE UTFORDRINGER SKAPER 30 ÅRS FORURENSNING FRA FLYAKTIVITETENE?

## MILJØGEOLOGISKE UNDERSØKELSER

**Siv.ing. Gunnar Brønstad, NOTEBY A/S**

## Sammendrag

Fornebu skal nedlegges som flyplass ved årsskiftet 1998/99. Deretter skal flyplassområdet frigis til andre formål. Før området kan frigis til annen arealbruk, må det være avklart om det kan finnes grunnforurensning på området.

På bakgrunn av en bakgrunnsregistrering av mulige forurensede lokaliteter i 1993, valgte Luftfartsverket ut 13 lokaliteter som skulle undersøkes nærmere. NOTEBY ble tildelt kontrakten med å gjennomføre disse undersøkelsene, som ble utført i perioden juni - desember 1994. I dette tidsrommet ble det ble foretatt et betydelig antall forskjellige felt- og laboratorieundersøkelser.

Undersøkelsene viste at den mest forurensede lokaliteten var brannøvningsfeltet, hvor det var betydelig forurensning av hydrokarboner. Generelt tilsier likevel resultatet av kartleggingen av enkeltlokaliteter at grunnen i området nord for øst-vest rullebanen ikke er betydelig forurenset. Det var i grunnen overraskende at undersøkelsene ikke avdekket grunnforurensning i større omfang enn tilfellet var, ut fra de bakgrunnsopplysninger som forelå.

Undersøkelsesprogrammet var meget omfattende, og vi anser derfor at det med akseptabel grad av sikkerhet er avdekket at det ikke finnes alvorlig grunnforurensning utover det som ble avdekket. Ved enkelte av lokalitetene ble det likevel foreslått tiltak og/eller videre undersøkelser ved dagens arealbruk og/eller tiltak ved fremtidig graving eller arealbruksendringer.

## 1. Innledning

Fornebu skal nedlegges som flyplass ved årsskiftet 1998/99. Deretter skal flyplassområdet frigis til andre formål. Deler av grunnen på Fornebu har vært utsatt for forurensende aktiviteter. Før slik frigivelse til annen arealbruk kan gjennomføres (eksempelvis boliger), må det derfor være klarlagt i hvilken grad det kan finnes lokale områder hvor grunnen er/kan være forurenset eller hvor det finnes gamle avfallsdeponier.

På oppdrag for Luftfartsverket hadde ENCO a.s i 1993 utført en innledende kartlegging av Oslo Lufthavn Fornebu for å skaffe en samlet oversikt over alle områder hvor det kunne være mistanke om grunnforurensning. Det ble registrert et stort antall lokaliteter.

På bakgrunn av denne rapporten valgte Luftfartsverket ut 13 lokaliteter (kfr. tabell 1) som skulle undersøkes nærmere for å avklare i hvilken grad grunnen kunne være forurenset. NOTEBY ble tildelt kontrakten med å gjennomføre disse undersøkelsene.

Feltundersøkelsene startet i juni 1994 og sluttrapport ble overlevert Luftfartsverket i desember 1994.

Formålet med undersøkelsen var å kartlegge omfanget av forurensningen ved lokalitetene, vurdere om det er behov for tiltak ved dagens arealbruk samt klarlegge om det finnes forurensninger i grunnen som kan medføre arealbruksrestriksjoner for framtidig bruk av Fornebu.

Alle de 13 lokalitetene undersøkt av NOTEBY ligger på Fornebu Nord, dvs. nord for øst-vest rullebanen. Det har også blitt gjennomført miljøtekniske undersøkelser av glykolforurenset grunn på Fornebu Syd samt av tjæreholdig bindemiddel i bærelag under de eldste rullebanene. Disse undersøkelsene omtales ikke i dette foredraget.

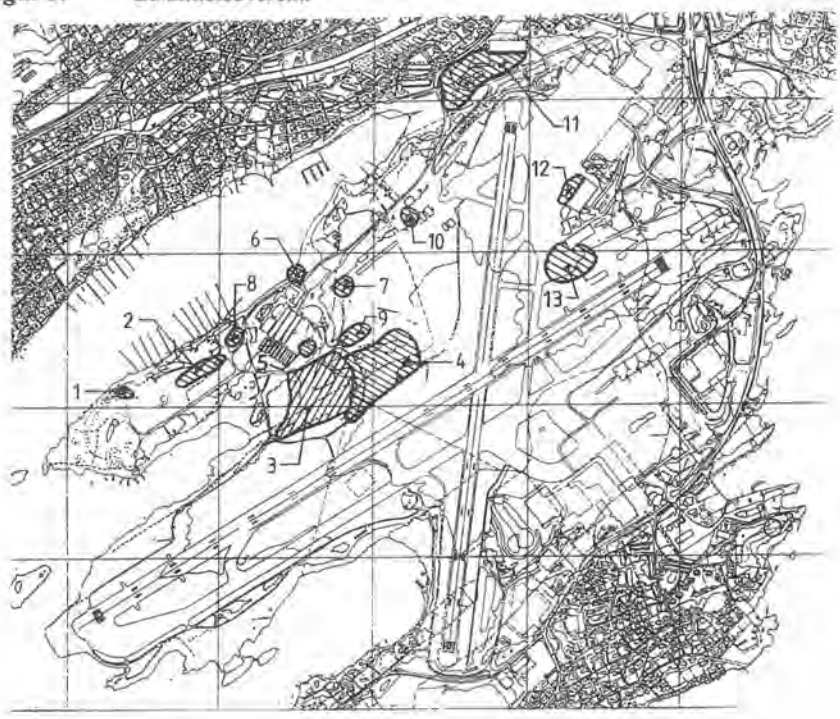
***Tabell 1*** *Lokalitetsoversikt*

| LOKALITET NR | LOKALITET | PROBLEMSTILLING | BELIGGENHET |
|---|---|---|---|
| 1 | Tidligere skraphandler | Mulig forurensning pga. skraphandlerdriften | Vest for Oksenøen Brug |
| 2 | Tidligere skraphandler | Mulig forurensning pga. skraphandlerdriften | Vest for Oksenøen Brug |
| 3 | Fylling sør for gartneri/privat fylling | Ukontrollert utfylling, spesialavfall kan være deponert | I og øst for Storøykilen naturreservat |
| 4 | Gammel fylling med avfall etter krigen | Fylling med krigsmateriell og ulike typer avfall fra Oslo og flyplassen | I forlengelsen av lok. 3 mot øst |
| 5 | Gartnerifylling | Ukontrollert utfylling, muligens med spesialavfall | Ved Oksenøen Brug |
| 6 | Søppelfylling ved Holtekilen | Eldre ukontrollert fylling, muligens med spesialavfall | Like nord for Oksenøen Brug |
| 7 | Boblaområdet | Oppfylt område hvor spesialavfall kan være deponert | Vest på oppstillingsområde for småfly |
| 8 | Tidligere treindustri | Mulig forurensning med malings-, lim- og lakkrester m.m. | Ved marina vest for Oksenøen Brug |
| 9 | Brannøvingsfelt | Forurensning pga. brannøvelser med oljeprodukter | Øst for Storøykilen naturreservat, ved lok. 4 |
| 10 | Gammelt fyrhus | Mulig grunnforurensning fra fyrhuset | På oppstillingsområde for småfly |
| 11 | Dumpa-området | Antatt omfattende forurensning fra galvanisering, hangar, fyrhus, motorprøvestand m.m. | I dalsøkket nord for N-S rullebanen |
| 12 | Fred Olsen hangar | Mulig grunnforurensning av olje, løsemidler, lakk | Like nord for flytårnet |
| 13 | Infiltrasjon av overvann fra Fornebu Nord | Grunnforurensning pga. utslipp av forurenset overvann | Ved brannstasjonen |

Lokaliseringen av hver lokalitet er vist på figur 1. I tillegg til å undersøke de 13 lokalitetene ble det foretatt referanseboringer på 3 forskjellige steder for å fremskaffe sikre opplysninger om bakgrunnsnivåer for ulike typer miljøgifter.

Som det fremgår av tabell 1 og figur 1 hadde den mulige forurensningen ved en del av lokalitetene direkte tilknytning til flyplassaktiviteter, mens det på en del av lokalitetene utenfor selve flyplassområdet hadde foregått virksomheter helt uavhengig av flyplassen (skraphandlere, treindustri) eller mulig forurensning kunne skyldes tilførte fyllmasser og avfall utenifra.

*Figur 1:* *Lokalitetsoversikt*




## 2. Områdebeskrivelse og geologi

### 2.1 Beliggenhet

Oslo Lufthavn Fornebu ligger på Fornebulandet, som er en halvøy ut i Oslofjorden. Mot øst er strandlinjen noe ujevn med lite løsmasser. Mot vest er området brutt opp av de SV-NØ-orienterte buktene Koksabukta, Storøykilen og Holtekilen.

Selve flyplassen ligger på et delvis utfylt og delvis nedsprengt flatt område med svakt fall mot sørvest. Mot nordøst ligger området på maksimalt kote 18. Mot vest faller terrengoverflaten noenlunde jevnt av til kote 3 ved hovedrullebanens vestre ende.

### 2.2 Historikk og naturforhold

Fornebu har en lang og interessant historie, og mange kulturminner ligger fortsatt bevart i utkanten av flyplassen. Oslo kommune kjøpte i 1934 et større areal med formål å bygge en flyplass, og to rullebaner var ferdig til åpningen av flyplassen i 1939. Den opprinnelige øst-vest rullebanen lå den gang nord for dagens hovedrullebane.

Under krigen ble flyplassen benyttet av det tyske flyvåpen. Det ble satt opp mange bygninger og en rekke forsvarsanlegg ble bygget. En rullebane ble forlenget mot Koksa. I 1955 ble sumpene på Snarøya sprøytet med parafin og DDT pga. myggplagen. Samtidig ble sumper, myrer og søkk drenert.

Mange naturtyper og ulike plantearter er registrert utenfor flyplassarealene. Det er også et rikt dyreliv, særlig m.h.p fugler. Området ligger i hovedtrekket langs kysten, og er et av få gjenværende uforstyrrede våtmarksområder i indre Oslofjord. Våtmarksområdene i Koksa og Storøykilen ble vernet i 1992.

## 2.3 Geologiske hovedtrekk

### 2.3.1 Løsmassegeologi

Opprinnelig var Fornebu meget kuppert med karakteristiske SV-NØ-gående daler og lave rygger, og med myrdrag og jorder i dalsøkkene. Det antas at høydedragene kun hadde et tynt løsmassedekke. I opprinnelige dalbunner finnes marin leire. På mindre kuperte områder kan det finnes leiravsetninger med liten mektighet. Det kan også finnes rester av moreneavsetninger.

En markert dal krysset hele området, og gikk like sør for dagens brannstasjon og under de undersøkte fyllinger (lokalitet 3 og 4) i vest. Dalsidene var bratte med et trangt skar i vest, men selve dalbunnen var flat og antagelig myrlendt (kfr. navnet "Sladdermyren»). Også delvis under og øst for oppstillingsplassen for småfly (Boblaområdet) har det vært myrlendt ("Stubbemyran"). Vest på området, bl.a. der lokalitet 3 ligger i dag, var det fulldyrka mark og beitemark.

Store planerings-/utfyllingsarbeider ble iverksatt ved etableringen av Fornebu Lufthavn sist på 30-tallet. Ved åpningen av flyplassen i 1939 var sentrale deler av området planert. Høydedrag var avrettet/sprengt ned. Dalsøkkene var igjenfylt. Vestover var planeringen på dette tidspunkt avsluttet i nærheten av Koksatjernet.

Fra 1959 til 1962 fortsatte utfyllingen vestover over Storøymyra, der hovedrullebanen ligger i dag.

Mye av utfyllingen har foregått med tilkjørte masser fra Oslo kommune, bl.a. sprengstein. Også husholdningsavfall fra Oslo kommune ble i en periode deponert på Fornebu. Rutinemessig dumping av søppel skal ha foregått fra 1937 - 1940 og 1945 - 1947, først og fremst i et dalsøkk ved Koksatjernet syd på flyplassområdet.

### 2.3.2 Berggrunnsgeologi

Berggrunnen på Fornebu består av foldede kalk- og leirskifere. Foldene ligger i SV-NØ retning, noe som er årsak til den opprinnelige topografien med tilsvarende orienterte daler og rygger.

Området er også gjennomsatt av mange N-S orienterte sprekker og forkastningslinjer, som også har forårsaket forsenkninger i terrenget. I en del av disse sprekkene finnes intrusivganger med menaitt, porfyrer og diabas. Det finnes også SV-NØ-orienterte intrusivganger.

Området var i tidligere geologisk tid overdekket av sandstein og vulkanske bergarter. Disse lagene har senere forvitret bort og blitt fjernet av isen i istidene. Det er også isen som har gitt området den endelige topografiske form, med unntak av de marine avsetninger.

## 3. Utførte miljøtekniske undersøkelser

For å fremskaffe tilstrekkelige opplysninger om lokalitetene ble det gjennomført et betydelig antall forskjellige feltundersøkelser på kort tid, kfr. tabell 2. Undersøkelsene ble gjennomført i 2 faser for i størst mulig grad å kunne tilpasse undersøkelsesprogrammene til opplysninger som fremkom underveis.

***Tabell 2*** *Oversikt gjennomførte feltundersøkelser*

| Lokalitet | Geofysikk | totalsondering | piezometre | jordprøvetaking | antall brønner | antall sjakter | vannprøvetaking |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SUM | 5200 m | 35 stk | 25 stk | 42 borpkt. | 21 stk | 52 stk | 52 prøver |

*Anm.: Jordprøvetaking ble gjennomført ved skovling, 54 mm sylinderprøvetaking eller Odex avh. av lokale grunnforhold*

Det ble gjennomført geofysiske undersøkelser ved 3 lokaliteter hvor det var mistanke om avfall i grunnnen. Det ble både benyttet magnetometri og elektromagnetiske målinger, og de geofysiske målinger ble utført før øvrig feltundersøkelsesprogram ble fastlagt for å kunne nyttiggjøre seg opplysningene.

Det ble gjennomført laboratorieanalyser på jord-, sediment- og vannprøver for ulike typer miljøgifter som vist i tabell 3.

**Tabell 3** *Oversikt utførte laboratorieanalyser*

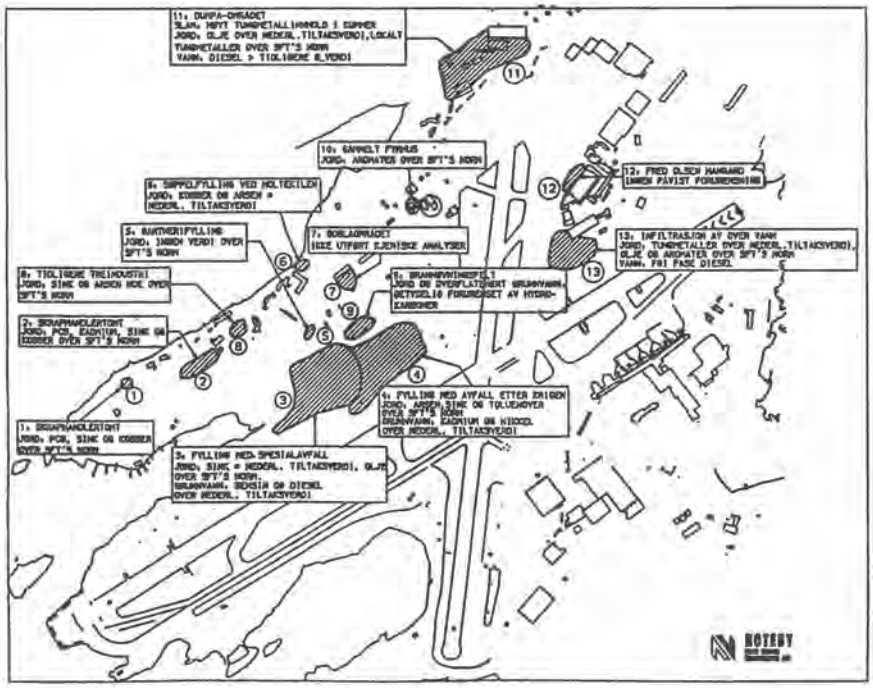
| Prøvetype | olje GC/MS | PCB | PAH | haloformer * | organiske miljøgifter | tungmetall | klorid |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Jordanalyser | 45 | 6 | 14 | 27 | 10 | 46 | |
| Vannprøver, 1. runde | 20 | | 9 | 15 | 8 | 22 | 15 |
| Vannprøver, 2. runde | 17 | | 3 | 3 | 8 | 17 | |

** klorerte løsningsmidler*

## 4. Lokalitetsvis oversikt over forurensningssituasjonen

En oversikt over registrert forurensning ved de ulike lokaliteter er vist i figur 2. I undersøkelsesrapporten ble analyseresultater sammenlignet både med SFTs foreløpige normverdier for forurenset jord, mest følsomt arealbruk, og nederlandske grenseverdier («tiltaksverdier»).

*Figur 2* *Oversikt over registrert forurensning*




## 4.1 Lokaliteter med mest tilknytning til flyplassdriften

*Lokalitet 9 (brannøvningsfelt)*
Det antas at brannvæske tidligere ble helt ut direkte på bakken før antennelse. Senere ble det bygget et rektangulært betongkar med lave kanter. Som brannvæske brukes hovedsaklig jetdrivstoff som antennes med bensin, men også diesel og vanlig flybensin kan benyttes.

Dette var den mest forurensede lokaliteten, og undersøkelsene viste at store deler av området var betydelig forurenset av smøreolje, diesel og flybensin. Løsmasseoverdekningen er meget tynn, og forurensningen hadde spredt seg både vestover og sørvestover. Det var høyt PAH-innhold i enkelte jordprøver; hovedsaklig naftalen som utgjør en betydelig bestanddel i flybensin. PCB-analysene viste at området også var tilført PCB.

*Lokalitet 10 (gammelt fyrhus)*
Det ble ikke påvist forurensede masser av betydning ved lokaliteten. Det ble registrert noe forhøyede tungmetallverdier, og lokaliten var påvirket bl.a. hva angår innhold av BTEX (aromater).

*Lokalitet 11 (fyrhus, motorverksted og -vask, galvanisk verksted i Dumpa)*
Det ble registrert høyt innhold av enkelte tungmetaller i slammet i flere kummer. Registreringene indikerte at svært forurensede utslipp må ha kommet fra galvaniseringsverkstedet.

Det forelå ikke klare opplysninger om utløpet fra kummene, men det er grunn til å tro at kummene kan ha hatt utløp i Holtekilen, evt. via en tidligere åpen bekk/kanal.

Det ble ikke påvist høye konsentrasjoner av tungmetaller i vann- og jordprøver tatt nedstrøms det tidligere galvaniseringsverkstedet. Undersøkelsen klarla at lokaliteten ikke er alvorlig forurenset, men det lå et usikkerhetsmoment i at det ikke foreligger sikre opplysninger om avløpsforholdene fra galvaniseringsverkstedet.

*Lokalitet 12 (verksted og lakkeringsvirksomhet)*
Pga. grove masser direkte på fjell ble det ikke foretatt analyser av løsmasseprøver. Det ble ikke påvist forurenset grunnvann ved lokaliteten (fjellbrønner), og det foreligger ingen indikasjon på at lokaliteten kan være alvorlig forurenset.

*Lokalitet 13 (infiltrasjon av overvann, nedgravde oljetanker)*
Grunnen til at denne lokaliteten ble undersøkt var at det hadde foregått utslipp av overvannn. I to av brønnene ble det registrert inntil 7 mm fri fase diesel. Årsaken til dieselforurensningen var imidlertid ikke overvannsutslippet, men lekkasje fra en nærliggende dieseltank som ble skiftet ut. Tungmetallinnholdet i vannprøvene var ikke markert høyt. I de andre brønnene ble det kun registrert små mengder med hydrokarboner i vannet.

Lokaliteten er forurenset ved at det er registrert fri fase oljeprodukter i to av brønnene og høyt tungmetallinnhold i enkelte jordprøver. Høyest tungmetallinnhold i jordprøver ble påvist i søppelholdige fyllmasser under 6 m dyp. Det er mulig at de høye konsentrasjonene skyldes de deponerte masser og ikke utslippet av overvann. Det ble imidlertid også påvist forhøyede konsentrasjoner av nikkel og krom i 2 brønner som kan skyldes utslipp av overvann.

## 4.2 Øvrige lokaliteter

*Lokalitet 1 og 2 (tidligere skraphandlere)*
Lokalitetene var lite forurenset. Det ble registrert forhøyede konsentrasjoner av enkelte elementer, bl.a. PCB, i forhold til SFTs norm.

*Lokalitet 3 (fylling)*
Lokaliteten ligger som en fylling ut i et våtmarksområde (naturreservat). I en brønn som ligger rett innenfor fyllingsfoten foran en nedfylt fjellrygg, ble det påvist sterk bensinforurensning. Den mest flyktige fraksjonen var sterkt redusert sammenlignet med en fersk bensin. I tillegg ble det i en annen brønn nedstrøms brannøvningsfeltet (lokalitet 9) påvist til dels høyt innhold av diesel, noe som må skyldes spredning fra brannøvningsfeltet.

Forøvrig ble det ikke funnet forurensning av betydning i vann- eller jordprøver. (Det var etablert 5 grunnvannsbrønner for registrering av evt. spredning av miljøgifter i/fra lokaliteten.) Det kan ikke utelukkes at det finnes uoppdaget spesialavfall i fyllingen, men dersom det ikke ble funnet tegn på forurensningsspredning i en anbefalt ekstra grunnvannsprøvetaking som vi anbefalte, ser vi ingen grunn til videre undersøkelser i selve fyllingen ved dagens arealbruk.

Utslipp fra brannøvningsfeltet (lokalitet 9) hvor det er registrert markert forurensning av diesel og flybensin, synes å være den viktigste kilde til forurensning i lokalitet 3.

*Lokalitet 4 (fylling)*
Både på lokalitet 3 og 4 ble det gjennomført geofysiske undersøkelser. Målingene ga mange kraftige magnetiske og elektromagnetiske anomalier som ble tolket som mulige forekomster av metall/jernskrot i de øvre 3-4 m av fyllingen. De elektromagnetiske målingene ved lokalitet 4 viste generelt et høyere ledningsevnenivå enn ved lokalitet 3, noe som kan skyldes mer leire i fyllmassene. Ved kontrollsjakting i angitte områder ble det bare påtruffet byfyll (mye teglstein) og stein/grus/leire. Undersøkelsene ga en avgrensning av oppfylt område mot sørøst og nordvest som stemte meget godt med kart fra 1937.

Lokaliteten ble kun antatt å være moderat forurenset. Det undersøkte området utgjør likevel et stort fyllingsvolum i forhold til antall undersøkelsespunkter, så lokale ansamlinger av forurensede masser kan ikke utelukkes.

*Lokalitet 5 (avfallsforbrenning ved gartneri)*
Det ble ikke påvist forurensning ved denne lokaliteten.

*Lokalitet 6 (liten avfallsfylling)*
Det ble ikke påvist alvorlig forurensning ved lokaliteten. Det ble registrert noe forhøyede tungmetallverdier i fyllmassene med særlig høyt innhold av kobber i en prøve og arsen i to prøver.

*Lokalitet 7 (delvis fylling)*
Det forelå usikre opplysninger om mulig deponert spesialavfall, bl.a. i gjenfylte skyttergraver etter krigen. Geofysiske målinger gav ingen indikasjoner på deponering av metallholdig materiale. Totalsondering og sjaktgraving gav heller ingen opplysninger som kunne indikere at avfall var deponert.

*Lokalitet 8 (tidligere treindustri)*
Det ble ikke påvist markert forurensede masser ved lokaliteten, men det ble registrert noe forhøyede tungmetallverdier.

# 5. Konsekvensvurderinger og anbefalinger

## 5.1 Totalt forurensningsbilde

I hovedsak lå de 13 lokalitetene adskilt uten å kunne påvirke hverandre, slik at de kunne vurderes separat. Tre lokaliteter lå imidlertid i kontakt med hverandre innenfor Storøykilen. Disse var brannøvningsfeltet (lok. 9), gammel fylling med antatt avfall etter krigen (lok. 4) og en nyere fylling med mulig spesialavfall (lok. 3).

*Generelt tilsier de utførte undersøkelser av enkelt-lokaliteter at grunnen i området nord for øst-vest rullebanen ikke er betydelig forurenset.* Det var i grunnen overraskende at undersøkelsene ikke avdekket grunnforurensning i større omfang enn tilfellet var, ut fra de bakgrunnsopplysninger som forelå.

Undersøkelsesprogrammet var imidlertid meget omfattende, og vi anser derfor at det med akseptabel grad av sikkerhet er avdekket at det ikke finnes alvorlig grunnforurensning utover det som ble avdekket.

Et mulig unntak kan være de to store fyllingene nevnt over (lok. 3 og 4) hvor det kan finnes «isolerte» forurensninger som ikke forårsaker forurensningsspredning. Det er likevel ikke gjort registreringer av miljøgifter som ikke kan kildeforklares, og det har ikke dukket opp andre opplysninger som kan tyde på at det finnes forurensningskilder ved lokalitetene som ikke var omtalt tidligere.

*Den mest forurensede lokaliteten var brannøvningsfeltet (lokalitet 9),* hvor det ble påvist høyt innhold av oljerelaterte hydrokarboner i grunnen. Også ved enkelte andre lokaliteter ble det påvist markerte forurensninger innenfor lokalt avgrensede delområder. Dette gjelder følgende lokaliteter:

- lokalitet 3 (bensin og diesel i grunnvann, sink i en jordprøve)
- lokalitet 4 (tungmetaller i grunnvann)
- lokalitet 6 (kobber og arsen i fylling)
- lokalitet 9 (smøreolje, diesel og flybensin i jord og delvis vann)
- lokalitet 11 (hydrokarboner i jord ett sted, tungmetaller i slam i kummer)
- lokalitet 13 (fri fase diesel, arsen og nikkel i jord)

Det er forøvrig i utstrakt grad påvist mindre grad av forurensning og forhøyet innhold av enkelte miljøgifter sammenlignet med registreringer i referanseboringene og SFTs foreløpig normverdi, mest følsom arealbruk.

## 5.2 Konsekvenser for lokalitetene

Behovet for videre undersøkelser, overvåkning og tiltak ble vurdert for hver lokalitet. Det ble også vurdert i hvilken grad påviste forurensninger kunne medføre restriksjoner ved fremtidige grave- og anleggsarbeider eller arealbruksendringer. Et sammendrag av vurderingene er presentert i tabell 4.

### 5.2.1 Forurensningsfare ut fra dagens situasjon

I tabell 4 er antatt fare for skadevirkninger angitt. Forklaring til tabellen:

- Ved angitt "ingen" fare for skadevirkninger er det etter vår vurdering ingen fare for at forurensninger skal forårsake skader på miljøet hverken lokalt eller utenfor selve flyplassområdet.
- Ved angitt "liten" fare for skadevirkninger kan det etter vår vurdering ikke helt utelukkes mindre lokale virkninger. F.eks. kan spredning til lokal resipient og hovedresipient ikke utelukkes, eller det foreligger mangelfull informasjon om spredningsforholdene.

### 5.2.2 Fremtidig endret arealbruk

Fra SFT foreligger et sett foreløpige normer for forurenset jord, mest følsomt arealbruk.

Ved vurdering av konsekvenser for fremtidig endret arealbruk, ble det foretatt sammenligninger mot disse normverdiene. Det ble angitt i hvilken grad det må pålegges restriksjoner i forhold til fremtidig arealbruk, evt. om det må gjøres en ny vurdering av situasjonen når arealbruksplaner foreligger.

Generelt anbefalte vi at bør tas spredte grunne jordprøver for analyser innenfor de deler av flyplassområdet som ønskes tatt i bruk til utbygginger av boliger, barnehager, skoler o.l. Omfanget av slik prøvetaking må vurderes nærmere når nye arealbruksplaner foreligger.

I enkelte massemedia ble disse vurderingene tolket slik at store områder på Fornebu er så forurenset at det ikke vil være forsvarlig å bygge boliger der, kfr. figur 3. På bakgrunn av de opplysninger som er fremlagt i dette foredrag, synes nok vi det var en vel drastisk slutning.

***Figur 3*** *Avisutklipp etter offentliggjøring av undersøkelsesrapport*

***Tabell 4:*** *Oppsummering av konsekvensvurderingene*

| Lokalitet | Problemstilling | Påvist forurensing | Antatt fare for skader dagens situasjon | Foreslåtte undersøkelser/tiltak dagens situasjon | Grave-/ anleggs-arbeider | Anbefalinger ved fremtidige arealbruksendringer (følsomt bruk) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Skraphandlerdrift | Jord: PCB, sink og kobber over SFTs norm | ingen | ingen | kontroll med gravemasser | Fjelloverflaten renskes for løsmasser |
| 2 | Skraphandlerdrift. | Jord: PCB, kadmium, kobber og sink over SFTs norm | ingen | ingen | kontroll med gravemasser | Fyllmasser over kvitr/fjell fjernes |
| 3 | Ukontrollert utfylling, spesialavfall kan være deponert | Jord: sink ≈ nederlandsk tiltaksverdi, olje over SFTs norm. Grunnvann: bensin og diesel over nederlandsk tiltaksverdi | liten. Vil kunne påvirke Stonøyrkilen naturreservat | ny vannprøverunde, analysere overflate-jordprøver fra våtmarksområdet | kontroll med gravemasser | Overflatejordlaget og gravemasser undersøkes ved prøvetaking og analyser |
| 4 | Fylling med krigsmateriell og ulike typer avfall fra Oslo og flyplassen | Jord: arsen, sink og toluen over SFTs norm Grunnvann: kadmium og nikkel over nederlandsk tiltaksverdi | ingen | ingen | kontroll med gravemasser og drensvann | Overflatejordlaget, gravemasser og grunnvann undersøkes ved prøvetaking/analyser |
| 5 | Ukontrollert utfylling, muligens spesialavfall | Jord: ingen verdier over SFTs norm | ingen | ingen | ingen | Rester etter avfallsbrenning fjernes |
| 6 | Eldre ukontrollert fylling, muligens spesialavfall | Jord: kobber og arsen ≈ nederlandsk tiltaksverdi | Ja, avrenning til Holtekilen | utføre utlekkingstester på prøver fra fyllingen | kontroll med gravemasser | Resultater av utlekkingstester vurderes |
| 7 | Oppfylt område muligens med spesialavfall | ingen (geofysiske undersøkelser gir ingen indikasjon på deponering av avfall) | ingen | ingen | ingen | Ikke behov for restriksjoner |
| 8 | Mulig forurensning med malings-, lim- og lakkrester | Jord: sink og arsen noe over SFTs norm | ingen | ingen | ingen | Det tas flere overflatenære jordprøver for tungmet.analyse |
| 9 | Forurensning pga. brannøvelser med oljeprodukter | Jord og overflatenært grunnvann: betydelig forurenset av hydrokarboner | spredning til lokalitet 3. Forsapling. | masseutskiftning. Forbedrede driftsrutiner. Anleggets tetthet | gravemasse og vann » spesialavfall | Forurensede løsmasser må være fjernet |
| 10 | Mulig grunnforurensning fra fyrhuset | Jord: aromater over SFTs norm | ingen | ingen | ingen | Det tas flere overflatenære jordprøver for aromat-analyse |
| 11 | Antatt omfattende forurensning fra galvanisering, hangar, fyrhus, motorprøvestand m.m. | slam: høyt tungmetallinnhold i kummer jord: olje og lokalt tungmetaller over SFTs norm vann: diesel > tidligere B-verdi | liten | fjerne forurensede masser i to kummer | tungmet. analyser og/eller observasjon av gravemasser | Når arealbruksplaner foreligger, må det gjøres en ny vurdering av området. Ny prøvetaking for analyse aktuelt. |
| 12 | Mulig grunnforurensning av olje, løsemidler, lakk | ingen | ingen | ingen | ingen | Porelufmålinger på tuft fra permeabelt topplag |
| 13 | Grunnforurensning pga. utslipp av mulig forurenset overvann | Jord: olje, aromater og tungmetaller over SFTs norm<br>Vann: fri fase diesel | ingen | gassmåling i kjeller | beredskap for håndtering av oljeforurensede masser | Forurensede oljeholdig masser fjernes. Det må gjøres en ny vurdering av mulige tiltak. |

FJELLSPRENINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1997

# Fornebu etter 1998. Hvilke utfordringer skaper 30 års forurensning fra flyaktivitetene? Risiko- og konsekvensvurdering for etterbruk

**Forfattere:**
Sivilingeniør Vidar Ellefsen ENCO Environmental Consultants a.s.
Sivilingeniør Jens Laugesen ENCO Environmental Consultants a.s

## INNHOLDSFORTEGNELSE

1. SAMMENDRAG ..... 1

2. REGISTRERTE LOKALITETER MED FORURENSET GRUNN ..... 3
2.1 UTFØRTE UNDERSØKELSER ..... 3
2.2 AVFALLSFYLLINGER OG OMRÅDER MED FORURENSET GRUNN PÅ FORNEBU ..... 3

3. RISIKOVURDERING FOR ETTERBRUKSSITUASJONEN MED HENSYN TIL FORURENSNINGER I GRUNNEN. ..... 5
3.1 MILJØMÅL FOR ETTERBRUKSSITUASJONEN (FORURENSNINGER I GRUNNEN). ..... 5
*3.1.1 Kommentarer til miljømålene.* ..... 9
3.2 EKSEMPEL PÅ RISIKOVURDERING ..... 14

4. REFERANSER ..... 17

## OVERSIKT OVER TABELLER:

TABELL 1, DE VIKTIGSTE LOKALITETENE HVOR DET KAN BLI NØDVENDIG Å GJENNOMFØRE MILJØBESKYTTENDE TILTAK ..... 4
TABELL 2, ULIKE FORMER FOR EKSPONERING MED FORURENSET JORD (MILJØSTYRELSEN 1996).. 6
TABELL 3, MILJØMÅL FOR ULIK AREALBRUK PÅ FORNEBU MHT. FORURENSNINGER I GRUNNEN. . 7
TABELL 4, GRENSEVERDIER/NORMER FOR FORURENSET JORD ..... 8
TABELL 5, NORMALISERTE GRENSEVERDIER FOR EKSPONERING MED FORURENSET JORD I FORHOLD TIL SFTS GRENSEVERDI FOR FØLSOM AREALBRUK. ..... 9
TABELL 6, RISIKOVURDERING FOR BRANNØVINGSFELTET, LOK. 041, ..... 14

## 1. SAMMENDRAG

Som et ledd i hovedflyplassutbyggingen på Gardermoen, skal flyplassområdet på Fornebu frigis til andre formål. I denne forbindelse må det gjennomføres en sanering av lokaliteter hvor grunnen er forurenset, slik at områdene kan «friskmeldes» til planlagt, fremtidig bruk som rekreasjonsområde eller som tomtegrunn til boliger eller næringsbygg.

På oppdrag fra Statsbygg har ENCO Environmental Consultants a.s utarbeidet forslag til miljømål for etterbrukssituasjonen, for å sikre at forurenset grunn ikke skulle utgjøre en risiko for uakseptabel eksponering for mennesker (eller for dyr og planter; spesielt i naturreservatene). Miljømålene ble godkjent av Statens forurensningstilsyn (SFT) i brev av 01.04.96, med presiseringer/endringer i brev av 01.07.96.

Ved hjelp av miljømålene er det utført lokalitetsvise risikovurderinger ut fra planlagt fremtidig arealbruk (Bærums kommunes forslag til kommunedelplan 1, juni 1996). De lokalitetsvise risikovurderingene (31 lokaliteter) vil danne grunnlag for arbeidet med videre undersøkelser eller miljøbeskyttende tiltak på de lokaliteter der grunnforurensningen anses å utgjøre en uakseptabel risiko. Det er tatt utgangspunkt i 6 konkrete miljømål for 3 ulike typer arealbruk:

| | | Arealbruk | | |
|---|---|---|---|---|
| **Nr** | **Miljømål** | **Bolig** | **Rekreasjon** | **Næring** |
| 1 | Konsentrasjon av forurensning | SFTs norm og humantoksikologiske vurderinger | Risiko-vurdering utført | Risiko-vurdering utført |
| 2 | Utbredelse av forurensning | Dekkes av miljømål 1 | Vurdert | Vurdert |
| 3 | Mobilitet av forurensning | Dekkes av miljømål 1 | Vurdert | Vurdert |
| 4 | Kvalitet hos sjøresipient | Vurdert | Vurdert | Vurdert |
| 5 | Effekt p.g.a. omdanning/synergi | Vurdert | Vurdert | Vurdert |
| 6 | Flyktighet | Vurdert | Ikke aktuelt | Vurdert, Arbeidstil-synets normer |

Risikovurderingen for annen arealbruk enn boliger er utarbeidet med bakgrunn i forventet oppholdstid i forurensede lokaliteter. Det er også tatt hensyn til ulike former for eksponering; innånding (støv og damp), hudkontakt og jordspising.

Risikovurderingen viser at det på grunn av lavere eksponeringstid kan tillates høyere forurensningsgrad i jordsmonnet i områder utenom boligområder etter følgende tabell (beregnet i forhold til SFTs norm for mest følsom arealbruk):

| **Arealbruk** | **Inhalering av støv** | **Inhalering av damp** | **Hudkontakt** | **Jordspising** |
|---|---|---|---|---|
| **Rekreasjons-områder** | Barn **6 x SFT norm** | Barn **6 x SFT norm** | Barn **3 x SFT norm** | Barn **6 x SFT norm** |
| **Nærings-områder** | Ikke aktuelt | Voksne **30 x SFT norm** | Ikke aktuelt | Ikke aktuelt |

# 2. REGISTRERTE LOKALITETER MED FORURENSET GRUNN

## 2.1 *Utførte undersøkelser*

I SFTs database for avfallsfyllinger og områder med forurenset grunn er det totalt registrert 70 lokaliteter i Bærum kommune. Av disse ligger 36 på området til Oslo lufthavn Fornebu. Dette tallet inkluderer også de 5 sjøområdene («kilene») rundt lufthavnen. Luftfartsverket har gjennomført miljøtekniske grunnundersøkelser av 16 lokaliteter (Noteby 1994, og Berdal Strømme 1996a og b). På oppdrag fra Statsbygg har Berdal Strømme undersøkt bærelagsmassene under asfaltdekket for tjæreforbindelser og PAH (Berdal Strømme 1996c).

Det er utført flere undersøkelser av ev. forurensninger på grunn av miljøgifter i de tilgrensende sjøområdene, i tillegg til NIVAs overvåkning av Oslofjorden med Bærumsbassenget. Holtekilen og Storøykilen ble undersøkt av Veritas i 1994. Supplerende analyser av prøver fra Holtekilen ble analysert i 1996 (Veritas, 1996a) og bekreftet forurensningsbildet fra 1994. Undersøkelsen viste at deler av PCB-forurensningen i Holtekilen høyst sannsynlig stammer fra områder som tidligere skraphandlere på Fornebu har benyttet, samt at det i dag skjer en tilførsel eller remobilisering (oppvirvling) av PCB innerst i Holtekilen.

Statsbygg har gjennomført sedimentundersøkelser i Lysakerfjorden, herunder Rolfsbukta (Veritas 1996b), mens Hundsund og Koksabukta ble undersøkt av Berdal Strømme i (avisingssesongen) 1995-1996 på oppdrag av Luftfartsverket (Berdal Strømme 1996a).

Luftfartsverket har i løpet av vinteren/våren 1997 utføre nye undersøkelser i Lysakerfjorden for å kartlegge ev. effekter fra utslippene av avisningsvæske (herunder tilsetningsstoffene). Disse undersøkelsene er utført av Veritas, og arbeidet med vurdering og rapportering er ennå ikke avsluttet.

## 2.2 *Avfallsfyllinger og områder med forurenset grunn på Fornebu*

I tabell 1 på neste side er det gitt en oversikt over de viktigste lokalitetene hvor det kan bli nødvendig å gjennomføre tiltak på grunn avfallsfyllinger eller forurenset grunn. Lokalitets-nummereringen er den samme som i SFTs database.

**Tabell 1, De viktigste lokalitetene hvor det kan bli nødvendig å gjennomføre miljøbeskyttende tiltak.**

| Lok nr. | Lok. navn | Antatt arealbruk [1] | Grunn-eier [2] | Påvist forurensning/ Antatt forurensning |
|---|---|---|---|---|
| 034 | Gml. fylling sør for brannøvingsfelt | Bolig | Sb/Ok | Tungmetaller (kadmium og nikkel). Olje og BTEX (benzen, toluen, xylen, etylbenzen). |
| 035 | Tidl. skraphandler-tomt, inv. 134 | Rekreasjon | Sb | Polyklorerte bifenyler (PCB). |
| 036 | Tidl. skraphandler-tomt, inv. 141 | Rekreasjon (gravlund) | Sb | PCB og tungmetaller. |
| 037 | Fylling i naturreservat (sør for gartneri) | Rekreasjon (naturreservat) | Sb | Olje og BTEX i jordprøver og i grunnvann i 1994. Mindre i 1995 og 1996. |
| 039 | Søppelfylling ved Holtekilen | Rekreasjon | Sb | Tungmetaller (arsen, kobber og sink). |
| 041 | Brannøvingsfelt | Bolig | Ok | Løsmassene er forurenset av smøreolje, diesel, flybensin. Spor av PCB. |
| 042 | Dumpaområdet | Bolig/ næring | Ok | Olje, BTEX, PAH og tungmetaller. Kan være ukjente tanker og ledninger i grunnen. |
| 043 | Forurenset grunn ved brannstasjonen | Bolig/ næring | Ok | Fri fase olje på grunnvannet. Metangass i grunnen fra gml. fylling. Oljelukt i kjeller og i Forsvarets terminal. |
| 046 | Støyvoll | Rekreasjon (naturreservat) | Ok | Kan inneholde forurensede masser fra tidligere Koksatjern. |
| 056 | Avisingsplattform (tidl. Koksatjernet) | Næring | Ok | Glykol og nedbrytningsprodukter. Metangass og merkaptaner. |
| 064 | Gjenvinnings-anlegg/p-plass | Bolig/ næring | Ok | Løklukt. Olje, PAH og glykol. Må undersøkes mhp. PCB. |
| 066 | Oljelekkasje Postterminalen | Næring | Sb | BTEX (etter jetfuel) og PAH. |
| 067 | Fornebu Auto-Statoil | Rekreasjon | Sb | Olje og BTEX. |
| 068 | Hangarområde for småflyklubber | Bolig | Ok | Antatt: Olje, BTEX, PAH og tungmetaller. |

[1] Antatt på grunnlag av Bærum kommunes forslag til kommunedelplan 1 (juni 1996).
[2] Grunneier når Fornebu nedlegges som flyplass, Sb=Statsbygg, Ok=Oslo kommune

# 3. RISIKOVURDERING FOR ETTERBRUKSSITUASJONEN MED HENSYN TIL FORURENSNINGER I GRUNNEN.

## *3.1 Miljømål for etterbrukssituasjonen (forurensninger i grunnen).*

Miljømålene for etterbrukssituasjonen skal sikre at forurensninger i grunnen ikke medfører en uakseptabel eksponering for mennesker. I naturreservatene skal det også tas spesielt hensyn til eksponering for dyr og planter.

Miljømålene knyttes til arealbruken, det vil si at hvis arealbruken for et område forandres så vil også miljømålene forandres. Med arealbruk menes i første rekke menneskers bruk av arealet.

Følgende kategorier av arealbruk er aktuelle på Fornebu:

A. Boligområde, inkl. barnehager og lekeplasser (mest følsom arealbruk).
B. Rekreasjonsområder (i denne kategorien er også naturreservater og buffersoner tatt med)
C. Næringsområder (kontor, industri etc.) og asfalterte arealer som veger og plasser.

I områder hvor det forekommer en blanding av flere kategorier, legges strengeste miljømål til grunn. I et område hvor det for eksempel er planlagt både boliger og næringsbygg, så innebærer dette at kriteriene for et boligområde legges til grunn. Denne regel foreslås brukt frem til en endelig bebyggelsesplan foreligger og en mer detaljert kategori-inndeling kan foretas.

Miljømålene for forurenset grunn som utredes for hvert område, er valgt utfra de anbefalinger som gis i SFT-rapport 95:09 "Håndtering av grunnforurensningssaker, foreløpig saksbehandlingsveileder". I tillegg er humantoksikologiske vurderinger i forbindelse med fastsettelse av grenseverdier/miljømål i Danmark (Miljøstyrelsen, 1994, 1995a-b og 1996) samt i Canada (CCME, 1991 og Environment Canada, 1994) lagt til grunn.

For å kunne utrede miljømålene for et spesifikt område med henblikk på forurenset grunn, må en se på de ulike eksponeringsmåtene. Tabell 2, på neste side, viser antatt mengde forurenset jord som mennesker daglig er eksponert for via inhalering av støv og damp, hudkontakt og jordspising. Tabellen viser opptaket for den mest utsatte gruppen (barn eller voksne) for respektive eksponeringsmåte. For de fleste eksponeringsmåtene er det barn som er mest utsatt. Eksponeringen som er oppgitt i tabellen er den midlere daglige verdien når en ser på den totale eksponeringen over ett år.

**Tabell 2, Ulike former for eksponering med forurenset jord (Miljøstyrelsen 1996)**

| Arealbruk | Inhalering av støv | Inhalering av damp | Hudkontakt | Jordspising |
|---|---|---|---|---|
| **Boligområde**[1] | Barn (0,82 mg/dag) | Barn (5,10 $m^3$/dag) | Barn (0,82 g/dag) | Barn (0,164 g/dag) |
| **Rekreasjons-områder**[2] | Barn (0,14 mg/dag) | Barn (0,85 $m^3$/dag) | Barn (0,27 g/dag) | Barn (0,027 g/dag) |
| **Nærings-områder**[3] | Ikke aktuelt | Voksne (0,18 $m^3$/dag) | Ikke aktuelt | Ikke aktuelt |

[1] (Miljøstyrelsen 1996, Bilag A, Tabell 1)
[2] Estimert av ENCO
[3] Miljøstyrelsen 1996, Bilag A, Tabell 6

Kommentarer til Tabell 2:

For boligområder har Miljøstyrelsens oppgitt tall for "day care centers" (barnehage). Det antas at barn oppholder seg 5 dager i uken i barnehage (tilknyttet boligområdet), dvs. ca. 250 dager i året. ENCO antar at barn også oppholder seg i boligområdet en av dagene i weekenden slik at barn til sammen blir eksponert for forurenset jord 6 dager i uken i boligområdet , hvilket tilsvarer ca. 300 dager i området. ENCO har derfor økt den gjennomsnittlige daglige eksponeringsmengden med (300-250/250=) 20 % i forhold til Miljøstyrelsens tall. På Fornebu vil det være snødekte flater om vinteren, men ENCO har for sikkerhets skyld valgt å regne samme opptak/eksponering over hele året.

Rekreasjonsområder på Fornebu ligger til dels i tilknytning til planlagte bolig områder. Det antas at derfor at barn også i viss utstrekning vil bruke rekreasjonsområdene som lekeplass. Et forsiktig anslag tilsier at oppholdstiden for barn i rekreasjonsområder gjennomsnittlig vil være 2 dager i uken, dvs. ca. 100 dager i året. Jordspising er spesielt knyttet til små barn, men antas å utgjøre et begrenset problem da små barn normalt ikke vil ta seg til de aktuelle rekreasjonsområdene på egen hånd.

Miljøstyrelsen har i sin rapport (Bilag A, tabell 4) oppgitt verdier for barns opphold i parker. Miljøstyrelsen definerer parker som areal som brukes av barnehager som lekeområder. Dette gir selvfølgelig en forholdsvis høy oppholdstid (250 dager i året). Slik hyppig bruk av rekreasjonsområdene antas ikke være aktuell for Fornebu. Ut fra 100 dagers reell oppholdstid har ENCO derfor redusert den gjennomsnittlige eksponeringsmengden med (250-100/250) 60 % i forhold til Miljøstyrelsens tall.

I de planlagte næringsområdene på Fornebu vil barn normalt ikke oppholde seg og mesteparten av arealet vil ha et fast dekke. Dette medfører at inhalering av støv (fra forurenset jord), spising av jord og hudkontakt ikke er aktuelt. Faste dekker er normalt ikke damptette, slik at damp fra forurenset jord vil kunne være et problem for voksne. De som oppholder seg i næringsområder på Fornebu vil fremst være voksne som arbeider i området. Miljøstyrelsen har satt oppholdstid i områder med fast dekke til 220 dager i året. Siden det bare er èn eksponeringsvei (damp fra forurenset jord) så er det bare jord som er forurenset med flyktige stoffer som vil utgjøre en direkte fare i næringsområder.

I tabell 3 nedenfor presenteres miljømål for de tre viktigste arealkategoriene for etterbruk av Fornebu. Spredning til grunnvann er ikke tatt med, siden det ikke foreligger planer om å utnytte grunnvannskilder til drikkevann på Fornebu og forekomsten heller ikke er egnet. Spredning via grunnvann til andre arealbruksområder er tatt med, og slik vil det indirekte også bli satt mål for grunnvannskvaliteten. Dette er i overensstemmelse med SFTs kommentarer i brev av 01.04.96.

**Tabell 3, Miljømål for ulik arealbruk på Fornebu mht. forurensninger i grunnen.**

| | | Arealbruk | | |
|---|---|---|---|---|
| **Nr** | **Miljømål** | **Bolig** | **Rekreasjon** | **Næring** |
| 1 | Konsentrasjon av forurensning | *SFTs foreløpige norm for forurenset jord skal ikke overskrides. Hvis mennesker er eksponert for overflatejord gjelder også at danske humantoksikologiske grenseverdier ikke skal overskrides.* | *Risikoen for de stoffer hvor SFTs foreløpige norm overskrides vurderes. Hvis mennesker er eksponert for overflate-jord gjelder i tillegg at danske humantoksi-kologiske grenseverdier ikke skal overskrides.* | *Risikoen for de stoffer hvor SFTs foreløpige norm overskride vurderes. Hvis mennesker er eksponert for over-flatejord gjelder i tillegg at danske humantoksi-kologiske grenseverdier ikke skal overskrides.* |
| 2 | Utbredelse av forurensning | | *Forurenset jord som overstiger kravene som er satt for Boligareal må ikke ta opp mer enn 10 % av arealet.* | *Forurenset jord som overstiger kravene som er satt for Boligareal må ikke ta opp mer enn 50 % av arealet.* |
| 3 | Mobilitet av forurensning | | *Det skal ikke foreligge fare for spredning av forurensning til områder med strengere miljømål.* | *Det skal ikke foreligge fare for spredning av forurensning til områder med strengere miljømål.* |
| 4 | Kvalitet hos sjøresipient | *Utlekking til sjø som forverrer forurensningsgraden (tilstandsklassen) i sjøresipienten skal ikke forekomme.* | *Utlekking til sjø som forverrer forurensningsgraden (tilstandsklassen) i sjøresipienten skal ikke forekomme.* | *Utlekking til sjø som forverrer forurensningsgraden (tilstandsklassen) i sjøresipienten skal ikke forekomme.* |
| 5 | Effekt p.g.a. omdanning/ synergi | *Det må klarlegges om det foreligger spesielle omstendigheter som tilsier en forverring av effekten (toksisiteten) av jordforurensningen.* | *Det må klarlegges om det foreligger spesielle omstendigheter som tilsier en forverring av effekten (toksisiteten) av jordforurensningen.* | *Det må klarlegges om det foreligger spesielle omstendigheter som tilsier en forverring av effekten (toksisiteten) av jordforurensningen.* |
| 6 | Flyktighet | *Lettflyktige stoffer må vurderes særskilt med hensyn til luftkvalitet (inneklima).* | | *Lettflyktige stoffer må vurderes særskilt med hensyn til luftkvalitet (arbeidsatmosfære).* |

**Tabell 4. Grenseverdier/normer for forurenset jord**

| | Forslag Fornebu | | | Slamforskr. | | Danmark | | Canada | | | Nederland | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Bolig * | Rekr.** | Næring** | Jordbr. | Grontar. | Humantok | Økotoks | Agricult | Parkland | Industrial | Bakgr.-verdi | Tiltaksverdi |
| **Metaller** | | | | | | | | | | | | |
| Arsen | 20 | | | | | 20 | 2 | 20 | 30 | 50 | 29 | 55 |
| Barium | | | | | | | | 750 | 500 | 2000 | 200 | 625 |
| Bly | 40 | | | 80 | 200 | 40 | 50 | 375 | 500 | 1000 | 85 | 530 |
| Kadmium | 0,5 | | | 2 (2,5) | 5 | 0,5 | 0,3 | 3 | 5 | 20 | 0,8 | 12 |
| Kobolt | | | | | | | | 40 | 50 | 300 | 20 | 240 |
| Kopper | 100 | | | 650 | 1000 | 500 | 30 | 150 | 100 | 500 | 36 | 190 |
| Krom tot. | 100 | | | 100 | 150 | 500 | | 750 | 250 | 800 | 100 | 380 |
| Krom Cr(VI) | | | | | | 20 | 2 | 8 | 8 | | | |
| Kvikksølv | 1 | | | 3 | 5 | | 0,1 | | | | 0,3 | 10 |
| Nikkel | 30 | | | 50 | 80 | | 10 | 150 | 100 | 500 | 35 | 210 |
| Sink | 150 | | | 800 | 1500 | 500 | 100 | 600 | 500 | 1500 | 140 | 720 |
| **Uorganiske forbindelser** | | | | | | | | | | | | |
| Cyanid, totalt | 1 | | | | | 500 | | 5 | 50 | 500 | 5 | 650 |
| Cyanid, fritt | 0,1 | | | | | 10 | | 0,5 | 10 | 500 | 1 | 20 |
| **Aromatiske forbindelser (Flyktige)** | | | | | | | | | | | | |
| Benzen | 0,05 | | | | | 1,5 | | 0,05 | 0,5 | 5 | 0,05 | 1 |
| Toluen | 0,05 | | | | | | | 0,1 | 3 | 30 | 0,05 | 130 |
| Etylbenzen | 0,05 | | | | | | | 0,1 | 5 | 50 | 0,05 | 50 |
| Xylen | 0,05 | | | | | | | 0,1 | 5 | 50 | 0,05 | 25 |
| Tot. aromater | 0,1 | | | | | | | | | | | |
| Fenol | | | | | | 70 | | | | | 0,05 | 40 |
| **Polyaromatiske hydrokarboner** | | | | | | | | | | | | |
| PAH, total | 5 | | | | | 5 | 1 | | | | | |
| PAH (sum 10 Dutch) | | | | | | | | | | | 1 | 40 |
| Benzo[a]pyren | 0,1 | | | | | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 1 | 10 | | |
| **Klorerte hydrokarboner** | | | | | | | | | | | | |
| PCB (totalsum) | 0,02 | | | | | | | 0,5 | 5 | 50 | | |
| PCB (sum 7 Dutch) | | | | | | | | | | | 0,02*** | 1 |
| Dioksiner og Furaner | | | | | | | | 1E-05 | 0,001 | | | |
| **Sprøytemidler** | | | | | | | | | | | | |
| Pestisider | 0,1 | | | | | | | | | | | |
| HCH-forb. | | | | | | | | | | | | 2 |
| DDT/DDE/DDD | | | | | | | | | | | 0,0025 | 4 |
| Atrasin | | | | | | | | | | | 0,00005 | 6 |
| **Andre forurensninger** | | | | | | | | | | | | |
| Mineralolje (alkaner) | 100 | | | | | | | | | | 50 | 5000 |

* I henhold til SFTs foreløpige normer for mest følsom arealbruk (SFT rapport 95:09), unntatt bly og kadmium hvor det foreslås høyere grenseverdier.

** For hver lokalitet vurderes risikoen for de stoffer hvor SFTS foreløpige norm for forurenset jord overskrides

*** Ved beregning av bakgrunnsverdi skal ikke PCB-118 tas med

### 3.1.1 Kommentarer til miljømålene.

**Generelt**

SFTs foreløpige saksbehandlingsveileder (95:09) sier at når innholdet av miljøgifter ligger over SFT-normen (som på Fornebu er satt som krav for boligarealene) skal det gjennomføres en stedegen risikoanalyse. Tabell 3 med krav til miljømål kan ikke erstatte alle de faktorer som skal vurderes ved en risikoanalyse. Tabellen er tenkt å være et verktøy for en grov første vurdering av de vesentligste faktorene for en avfallsfylling eller et område med forurenset grunn.

Basert på tabell 2 kan eksponeringen kvantifiseres for annen arealbruk enn boligområde.

Hvis en omsetter tabell 2 i tillatt forurensning i jord så er denne allerede gitt for boligområder. For boligområder så må forurensningen ikke overstige SFTs foreløpige norm og samtidig heller ikke humantoksikologiske grenseverdier. I boligområder er barn mest eksponert for forurenset jord (tabell 2). Ved en lavere eksponering som f. eks. i rekreasjonsområder vil en kunne tolerere en noe høyere forurensning. Hvis eksponeringsmengdene for rekreasjons- og næringsområder normaliseres til eksponeringsmengden for boligområder får en følgende "grenseverdier":

**Tabell 5, Normaliserte grenseverdier for eksponering med forurenset jord i forhold til SFTs grenseverdi for følsom arealbruk.**

**(tallverdiene er fra tabell 2)**

| Arealbruk | Inhalering av støv | Inhalering av damp | Hudkontakt | Jordspising |
|---|---|---|---|---|
| **Boligområde** | Barn<br>0,82/0,82 = **1** | Barn<br>5,10/5,10 = **1** | Barn<br>0,82/0,82 = **1** | Barn<br>0,164/0,164 = **1** |
| **Rekreasjons-områder** | Barn<br>0,82/0,14 = **6,0** | Barn<br>5,10/0,85 = **6,0** | Barn<br>0,82/0,27 = **3,0** | Barn<br>0,164/0,027 = **6,0** |
| **Nærings-områder** | Ikke aktuelt | Voksne<br>5,10/0,18 ≈ **30** | Ikke aktuelt | Ikke aktuelt |

Tabell 5 viser at i rekreasjonsområder vil en kunne ha en "grenseverdi" for forurenset jord som er ca. 5 x SFTs grenseverdi (den som brukes i boligområder). Da vil en ha akkurat samme eksponering i rekreasjons- som i boligområder.

I beregningen for næringsområder har en normalisert med barns inhalering i boligområder (voksnes inhalering i boligområder er noe lavere enn 5,10 $m^3$/dag p.g.a. kortere oppholdstid). Voksen legemsvekt i beregningene er antatt til 60 kg og barns vekt til 10 kg. Det betyr at påvirkningen hos en voksen ved antatt samme inhaleringsmengde vil være

lavere. I næringsområder vil en kunne ha en "grenseverdi" som er ca. 30 x SFTs grenseverdi for lett-flyktige stoffer, ettersom dette må fastsettes på bakgrunn av eksponeringen for friske, voksne mennesker. For ikke-flyktige stoffer, eller for stoffer som i gassform er tyngre enn luft, vil en i prinsipp kunne tillate ennå høyere konsentrasjoner på grunn av at mennesker ikke er direkte eksponert for disse. Det er åpenbart at her må en se på andre kriterier som mobilitet, mulighet for utlekking til sjø etc., eller fare for eksponering under anleggsarbeider i området.

Miljømålene gjelder for jord ned til den dybde hvor det regelmessig arbeides med jorden i forbindelse med arealbruken. For boligområder er denne dybden satt til minimum 1,0 m og for rekreasjons- og næringsområder minimum 0,5 m. (For bygninger regnes dybden under grunnplaten eller kjelleren.) Dette er i henhold til den danske Miljøstyrelsens anbefalinger.

På denne bakgrunn kan en, når forurensningsgraden i jordsmonnet er kartlagt, beregne behovet for tiltak for de ulike lokalitetene ved ulike arealutnyttelser på Fornebu. På samme måte kan effekten av ulike tiltak vurderes opp mot hverandre.

**Ad pkt. 1, Konsentrasjon av forurensning.**

Dokumentasjon av forurensningsnivå i forhold til gjeldende grenseverdier skal skje med 75 % statistisk sikkerhet (krav fra SFT for Fornebu). Ved ulike former for eksponering benyttes normaliserte grenseverdier i tabell 5.

A. Boligområder

I boligområder må en regne med at barn kommer i direkte kontakt med jord. Forskning viser at små barns eksponering er langt større enn for voksne, i tillegg til at barns kroppsvekt er lavere enn for voksne (se foran) . For barn er jordspising hovedkilden til opptaket av miljøgifter, men også hudkontakt må vurderes. Den danske Miljøstyrelsen har utarbeidet en oversikt over toksikologiske grenseverdier for forurenset jord (Miljøstyrelsen, 1995c) på grunnlag av menneskers (barns) opptak av jord. SFTs foreløpige grenseverdier ligger under disse danske verdiene med unntak for bly og kadmium.

Ved bruk av SFTs foreløpige grenseverdier samt danske humatoksikologiske grenseverdier for bly og kadmium, vil det ikke være noen risiko for barn å komme i kontakt med jord i boligområdene.

SFTs foreløpige grenseverdier er også så lave at jord som disse oppfyller kravene, kan brukes i kjøkkenhager (SFT veiledning 95:10). Inntak av frukt, bær og grønnsaker som er dyrket på eller i slik jord utgjør derfor ingen helserisiko.

Grenseverdiene som er foreslått for boligområdene vil sikre mot alle typer av eksponering og bruk, dvs. de vil oppfylle krav til "multifunksjonalitet".

B. Rekreasjonsområder (samt naturreservater)

I rekreasjonsområder kan det på grunn av lavere eksponering (jf. tabell 5) aksepteres noe høyere forurensningsgrad i jordsmonnet. Dette gjelder selv om små barn også kan bli eksponert for jord i disse områdene.

Dersom grenseverdiene for boligområder ikke overskrides med mer enn en faktor på 5 (jf. tabell 5), vil det ikke være noen helserisiko ved barns opphold i rekreasjonsområder.

Det er ikke påvist skader i eksisterende naturreservater som følge av forurensning fra områder med forurensninger i grunnen (Veritas, 1994 og Berdal Strømme 1996a). ENCO har derfor ikke sett behov for å fastsette egne grenseverdier for jordsmonnet i naturreservatene i bufferområdene, men antar at foreslåtte grenseverdier for rekreasjonsområder også vil dekke hensynet til naturreservatene.

C. Næringsområder (kontor, industri etc.)

I næringsområder ses det bort fra at barn blir eksponert for forurenset jord. Vurderinger av helserisiko og oppryddingstiltak gjøres derfor kun ut fra friske, voksnes eksponering (tabell 2 og 5), samt de yrkeshygieniske kravene til arbeidsatmosfære i pkt. 6.

Dersom grenseverdiene for flyktige stoffer i boligområder ikke overskrides med mer enn en faktor på 30, anses dette ikke å representere noen helsemessig risiko.

**Ad pkt. 2, Utbredelse.**

Utbredelsesområdet for forurensningen skal ikke overstige en viss prosentsats av det totale arealet. For boligareal er det definisjonsmessig ikke tillatt noen utbredelse av forurensning. Dette fordi at det under pkt. 1 er sagt at SFTs foreløpige norm (eller danske humantoksikologiske grenseverdier) ikke skal overskrides noe sted. Jord med konsentrasjoner lavere enn SFT-normen ses på som "ren" jord i denne sammenheng.

For rekreasjons- og næringsområder innebærer det angitte miljømålet at jord som er lettere forurenset (dvs. som ikke tilfredsstiller kravet til boligområder) ikke skal utgjøre mer enn 10 % av arealet i definerte rekreasjonsområder og 50 % i næringsarealer.

**Ad pkt. 3, Fare for spredning til et annet areal.**

For områder beregnet til boliger eller til rekreasjon, må det ikke skje noen tilførsel av forurensning fra andre arealer, hverken via luft eller sigevann/grunnvann.

Dette ivaretas når jordens retensjonskapasitet (varierer for ulike miljøgifter) ikke overskrides. Det vil si at jorden kan være forurenset men den må kunne «holde på» forurensningen slik at den ikke spres til mer sårbare områder. I praksis vil allikevel jord

som er forurenset opp mot retensjonskapasiteten oftest bli sanert allikevel, på grunn av for høy forurensningsgrad etter pkt. 1 eller fare for avdamping (pkt. 6).

For mer detaljert kartlegging av faren for spredning via sigevann/grunnvann må dette kontrolleres mot utlekkingstester i laboratorium eller ved opptak av sigevanns-/grunnvannsprøver i felt. For tiden finnes det ingen nasjonale retningslinjer for hvilke typer analyser og utlakingstester som skal benyttes som grunnlag for slike risiko- og konsekvensvurderinger. Arbeid med standardisering foregår i regi av Nordtest, hvor Norge er representert ved SINTEF.

Inntil videre foregår derfor utlekkingstester i henhold til utenlandske normer. ENCO har god erfaring med bruk av nederlandske kolonnetester. For informasjon til SFT og aktuelle analyselaboratorier har ENCO oversatt NEN 7344, og andre relevante nederlandske normer for utlekkingstester til norsk (ENCO 1996b).

**Ad pkt. 4, Kvalitet hos sjøresipient.**

Mange arealer ligger i direkte tilknytting til sjø, og dette miljømålet skal sikre at forurensningssituasjonen i sjøresipienten ikke forverres. Som mål for forurensnings-situasjonen i sjø, brukes SFTs tilstandsklasser for fjorder og kystfarvann (SFT-veiledning 93:03). Ev. utlekking av forurensning skal være så liten at ikke tilstandsklassen forandres på grunn av dette.

På Fornebu er det ingen av lokalitetene på land som i dagens situasjon medvirker til en forverring av kvaliteten til noen av sjøresipientene. Det meste av miljøgiftene i f. eks. Holtekilen er tilført ved aktiviteter som nå er avsluttet eller flyttet (skraphandlere og verkstedaktivtet i Dumpaområdet). Sanering av forurensede lokaliteter på land vil derfor indirekte medføre en forbedring av kvaliteten til sjøresipientene, samtidig som risikoen for fremtidig forurensning reduseres ytterligere. Det forutsettes at selve utførelsen av tiltaket ikke medfører økt utslipp.

**Ad pkt. 5, Effekt.**

En del stoffer kan ved omdanning og under nedbrytning danne farligere forbindelser som forverrer effekten av den opprinnelige forurensningen. Det kan skje på grunn av at pH i jord eller vann forandres og/eller i forbindelse med mikrobiologisk nedbryting hvor sluttproduktet (eller en intermediær) er mer toksisk enn utgangsproduktet. Videre kan toksisiteten til en blanding av en del stoffer være høyere enn hva summen av hvert enkelt stoffs toksisitet skulle tilsi (synergistisk effekt).

**Ad pkt. 6, Flyktighet.**

Lett-flyktige stoffer kan gi luktproblemer (og bruksforringelse) i boliger og i nærings-bygg, selv om de ikke forekommer i konsentrasjoner som gjør dem direkte helsefarlige for mennesker. Løklukt-problemene på Fornebu er et eksempel på dette (Berdal Strømme 1996a).

For inneluftkvalitet finnes det egne normer. Normer for inneluftkvalitet i boliger er utgitt av Helsedirektoratet (1991). Normene angir konsentrasjoner av enkeltkomponenter og/eller komponentgrupper, som ved overskridelse indikerer utilfredsstillende luft-kvalitet.

For inneluft i næringsbygg brukes "Administrative normer for forurensning i arbeidsatmosfære" (Arbeidstilsynet, 1995) for å vurdere om det foreligger helsefare. Normene er anbefalinger, men de blir juridisk bindende dersom de brukes i konkrete pålegg fra Arbeidstilsynet.

### 3.2 *Eksempel på risikovurdering*

Ved å foreta en forenklet risikovurdering av et areal, sammenlignes forurensningstilstanden for arealet med miljømålene. For at miljømålet for et areal skal være oppnådd, må alle de seks delmålene være godkjent. Modellen tar også hensyn til tiltak som må gjennomføres, hvis ett eller flere delmål ikke blir godkjent. I det følgende er vist et eksempel, basert på brannøvingsfeltet på Fornebu:

**Tabell 6, Risikovurdering for brannøvingsfeltet, lok. 041,**

| **Lok.nr. :** 041 | **Lok. navn:** Brannøvingsfelt | **Rev:** 01 | **Dato:** 02.08.96 |
|---|---|---|---|
| **Planlagt arealbruk:** Bolig | | **Lokalitetens areal:** 8.200 $m^2$ | |
| **Type forurensning:** Forurenset grunn | | **Forurenset volum:** 1.500 $m^3$ | |

**Utførte undersøkelser:**
Grunnundersøkelser av Noteby i 1994 tilsvarende en fase 2 undersøkelse. Fase 3 undersøkelse er utført av Berdal Strømme, 1995-96. I Berdal Strømmes undersøkelse er det bare tatt vannprøver i området.

**Referanser:**
Norsk Teknisk Byggekontroll NOTEBY A/S 1994. Fornebu - Etterbruk Miljøkartlegging. Rapport fra miljøtekniske grunnundersøkelser på land - fase 2, Rapport 1: Vurderingsrapport 43626-1.

Berdal Strømme AS 1996: Miljøtekniske undersøkelser Fornebu nord, oppdragsnr. 2778200, 31 oktober 1996.

**Miljømål 1: Konsentrasjon av forurensning**

| Beskrivelse av analyseresultat jordprøver (N =NOTEBY, B= Berdal Strømme): | Forur. areal ($m^2$): | Forur. volum ($m^3$): |
|---|---|---|
| Olje (N: 6 prøver): Klart over grenseverdien i samtlige prøver (880 til 22000 mg/kg tørrvekt). | 7.500 | 1.500 |
| BTEX (N: 6 prøver): Klart over grenseverdien i samtlige prøver (1,6 til 57 mg/kg tørrvekt). | 7.500 | 1.500 |
| PAH (N: 3 prøver): Klart over grenseverdien i 2 av 3 prøver (verdiene som er over er 674 og 955 mg/kg tørrvekt). | 7.500 | 1.000 |
| PCB (N: 2 prøver): Over grenseverdien i begge prøvene (verdiene er 0,09 og 0,17 mg/kg tørrvekt). | 7.500 | 1.500 |
| Tungmetaller (ingen prøver): - | Σ forurenset areal uansett type forur.:7.500 | Σ forurenset volum uansett type forur.: 1.500 |

Resultat:
Underkjent

| Lok.nr. : 041 | Lok. navn: Brannøvingsfelt | Rev: 01 | Dato: 02.08.96 |
|---|---|---|---|

Tiltak:
Hele det forurensede området må saneres. Bytte av arealbruk hjelper ikke for å unngå en sanering fordi mange av prøvene også ligger over grenseverdien for næringsområde.

**Miljømål 2: Utbredelse av forurensning**

Beskrivelse:
Gjelder ikke planlagte boligareal (området skal være rent).

Resultat: -

Tiltak: -

**Miljømål 3: Mobilitet av forurensning**

Beskrivelse:
Gjelder ikke planlagte boligareal (området skal være rent).

Resultat: -

Tiltak: -

**Miljømål 4: Kvalitet hos sjøresipient**

Beskrivelse:
Ev. noe mulighet for utlekking til Storøykilen (retning sørvest) via lokalitet 034 og 037. På grunn av de høye overkonsentrasjonene på oljeprodukter ved brannøvingsfeltet foreligger en risiko for forverring av tilstanden i Storøykilen. Imidlertid er det en forholdsvis lang transportvei (drøyt 400 m) for oljeprodukter til Storøykilen. Den lange transportveien medfører at mesteparten av oljeproduktene brytes ned eller bindes til partikler underveis og ikke når frem til Storøykilen.

Resultat:
Underkjent

Tiltak:
For å unngå mulig utlekking må det forurensede området saneres.

Alternativt kan det lages en fysisk sperre slik at det ikke er forbindelse mellom det forurensede området og sjøresipienten, men dette medfører at oljeforurensingen blir liggende og dette er ikke forenlig med arealbruken

**Miljømål 5: Effekt pga. omdanning/synergi**

Beskrivelse:
Forurensningen ved brannøvingsfeltet består av forskjellige oljeprodukter. Det er ingen ting som tilsier at det skjer en forverring av toksisiteten av disse produktene sammenlignet med nåsituasjonen. (Det som derimot kan forverre effekten er at PCB er funnet sammen med andre oljeprodukter. PCB er normalt svært lite mobilt, men mobiliteten kan øke betraktelig hvis det spres sammen med andre oljeprodukter.)

Resultat:
Godkjent

Tiltak: -

**Miljømål 6: Flyktighet (av forurensning)**

Beskrivelse:
Det er påvist flyktige stoffer (BTEX = benzen, toluen, etylbenzen, xylen) i store konsentrasjoner. Disse vil kunne forårsake inneklimaproblemer hvis det opprettes boliger på brannøvingsfeltet uten at det gjennomføres tiltak.

Resultat:
Underkjent

| Lok.nr. : 041 | Lok. navn: Brannøvingsfelt | Rev: 01 | Dato: 02.08.96 |
|---|---|---|---|

Tiltak:
Hele brannøvingsfeltet må saneres for BTEX. Sanering til under grenseverdier for boligareal som i miljømål 1, vil samtidig sikre inneklima i boliger.

**Behov for mere undersøkelser:**
Type:
Ingen videre undersøkelser før tiltak er valgt.

Omfang:
Velges en metode hvor forurenset jord fjernes kan prøver tas løpende mens jorden fjernes (analyseres på olje, PAH og PCB). En kan i stor grad bruke feltmetoder til dette (immunoassay-analyser). Velges en metode hvor forurenset jord ikke fjernes så må det tas ca. 10 st. jordprøver (analyseres på olje, PAH og PCB) for å nøyaktig avgrense areal og volum av forurensningen.

**Konklusjon:**
Miljømål 1, 4 og 6 er underkjent. Kravet er at samtlige seks miljømål skal være oppfylt. Tiltak for de tre underkjente miljømålene vil være sanering av olje og BTEX fra brannøvingsfeltet til konsentrasjoner som ligger under grenseverdier for boligareal (miljømål 1). Biologisk behandling på et egnet sted på Fornebu vil være aktuelt. For PCB og PAH vil deponering være mest egnet (ev. lokalt på Fornebu der det ikke medfører konflikt med arealbruk eller fare for spredning).

Ved å oppfylle miljømål 1 oppfyller en samtidig miljømål 4 og 6.

Tiltaksmetode:
Forurenset jord fjernes.

Tid:
Ca. 1 måned for fjerning og ca. 1 år behandlingstid for olje og BTEX.

Alternative tiltaksmetoder:
Avskjerming og tildekking på stedet, men dette krever endret arealbruk eller vesentlig oppfylling av terrenget.

## 4. REFERANSER

Arbeidstilsynet 1995, Administrative normer for forurensning i arbeidsatmosfære. Best. nr. 361.

ATV Akademiet for de tekniske videnskaber (Danmark) 1992. Risikovurdering ved affaldsdepoter. ATV-komiteen vedrørende grundvandsforurening.

Berdal Strømme a.s (1996a), Luftfartsverket region Fornebu. Miljøtekniske grunnundersøkelser av glykol og løklukt på Oslo lufthavn Fornebu. Oktober 1996.

Berdal Strømme a.s (1996b), Luftfartsverket region Fornebu. Miljøtekniske grunnundersøkelser Fornebu nord. Oktober 1996.

Berdal Strømme a.s (1996c), Statsbygg. Etterbruk av Fornebu. Målinger av PAH i bærelaget under asfalt. August 1996.

Bærum kommune, forslag til kommunedelplan 1, juni 1996.

CCME Canadian Council og Ministers of the Environment 1991. Interim Canadian Environmental Quality Criteria for Contaminated Sites. Report CCME EPC-CS34.

Det Norske Veritas, Luftfartsverket, Miljøundersøkelse av Holtekilen og Storøykilen - 1994. Rapport 94-3549. Desember 1994.

Det Norske Veritas (1996a), Luftfartsverket, Supplerende analyser av sedimentprøver fra Holtekilen. Rapport 96-3205-rev. 01. Februar 1996.

Det Norske Veritas (1996b), Statsbygg, Sediment- og marinbiologisk undersøkelse i Lysakerfjorden Fornebu. Rapport 963400-rev. 01. August 1996.

ENCO Environmental Consultants a.s 1993. Luftfartsverket. Fornebu - etterbruk, miljøkartlegging. Rapport fra kartlegging av forurenset grunn - fase 1.

ENCO Environmental Consultants a.s 1996a. Statsbygg. Etterbruk av Fornebu. Sammenstilling av utførte miljøtekniske grunnundersøkelser ved Oslo lufthavn Fornebu og forslag til miljømål for etterbrukssituasjonen. Rapport 9606.

ENCO Environmental Consultants a.s 1996b. Uautorisert oversettelse av NEN 7344 med tillatelse fra Norsk Standardiseringsforbund (Fredrik Hilsen 21.11.1996).

Environment Canada 1994. A Framework for Ecological Risk Assessment at Contaminated Sites in Canada, Review and Recommendations. The National Contaminated Sites Remediation Program. Scientific Series No. 199.

Helsedirektoratet 1990. Retningslinjer for inneluftkvalitet. Helsedirektoratets utredninger, nr. 6.

Helsedirektoratet 1991. Normer for inneluftkvalitet. Rundskriv nr. IK-39/91.

Miljøstyrelsen (Danmark) 1994. Deponering av lettere forurenet jord. Vurdering af olie- og benzinforurenet jord.

Miljøstyrelsen (Danmark) 1995a. Soil Quality Criteria for Selected Inorganic Compounds. Arbejdsrapport fra Miljøstyrelsen, nr. 48.

Miljøstyrelsen (Danmark) 1995b. Soil Quality Criteria for Selected Organic Compounds. Arbejdsrapport fra Miljøstyrelsen, nr. 47.

Miljøstyrelsen (Danmark) 1995c. Toksikologiske kvalitetskriterier for jord og drikkevand. Projekt om jord og grundvand fra Miljøstyrelsen, nr. 12.

Miljøstyrelsen (Danmark) 1995d. Projektstyringshåndbog for jord- og grundvandsforureninger. Projekt om jord og grundvand fra Miljøstyrelsen, nr. 5.

Miljøstyrelsen (Danmark) 1996. Humatoksikologiske vurderinger i forbindelse med depotindsatsen. Arbejdsrapport fra Miljøstyrelsen, nr. 16.

Miljøverndepratementet 1993. Rikspolitiske retningslinjer for Oslofjorden. Fastsatt ved kgl. res. av 09.07.93.

Ministerie van Volkshuisvesting, Ruimtelijke Ordening en Milieubeheer (Nederland) 1994. Interventiwaarden bodemsanering. Nr. DBO/07494013.

Multiconsult. Oslo kommune - Etat for eiendom og utbygging, Fornebu - etterbruk av asfalt og betongflater. Rapport 9516.01. Oktober 1996.

Norsk Teknisk Byggekontroll NOTEBY A/S 1994. Fornebu - Etterbruk Miljøkartlegging. Rapport fra miljøtekniske grunnundersøkelser på land - fase 2, Rapport 1: Vurderingsrapport 43626-1.

Oslo Hovedflyplass a.s. Plan for håndtering av forurenset grunn på Gardermoen. August 1994.

Statens forurensningstilsyn (SFT) 1991. Veiledning for miljøtekniske grunnundersøkelser, SFT-veiledning 91:01.

Statens forurensningstilsyn (SFT) 1993a. Datarapport for miljøgifter i Norge. SFT-rapport 93:23.

Staten forurensningstilsyn (SFT) 1993b. Klassifisering av miljøkvalitet i fjorder og kystfarvann, Virkninger av miljøgifter. SFT-veiledning 93:03.

Staten forurensningstilsyn (SFT). 1995a. Miljømål for vannforekomstene. SFT-vei-ledning 95:04

Statens forurensningstilsyn (SFT) 1995b. Håndtering av grunnforurensningssaker, Foreløpig saksbehandlingsveileder. SFT-rapport 95:09.

Statens forurensningstilsyn (SFT) og Statens helsetilsyn 1995. Veiledning for prøvetaking av slam. SFT-veiledning 95:10.

Statens helsetilsyn 1986. Inneklima, Helsetilsynets veiledningsserie 1-86, IK 2225.

Statens helsetilsyn 1991. Normer for inneluftkvalitet. Rundskriv nr. IK-39/91.

Statens helsetilsyn 1994. Målemetoder for inneklimaparametre. Veileder 2-94, IK-2462.

Statens helsetilsyn 1995. Inneklima - En veileder for kommunehelsetjenesten. Veileder 4-95, IK-2489.

Statsbygg 1995. Etterbruk av Fornebu, melding etter Plan- og bygningslovens bestemmelser om konsekvensutredninger.

Statsbygg 1996. Etterbruk av Fornebu. Konsekvensutredning juni 1996.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1997

Seksjonsleder Ole-André Helgaas,
Statens vegvesen Troms

# RAS/UTGLIDNINGER I TROMS PÅ 90-TALLET, BARE I STRANDSONEN?

SAMMENDRAG:

- Ras oftest i strandsonen/marbakken
- Ras ikke bare i sensitiv/kvikk leire, men også i sandige/siltige løsmasser ("flyteskred")
- Ras også langs elver/bekker, ofte ifm. erosjon ved vårflom/snøsmelting
- Ras oftest i forbindelse med anleggsaktivitet (fyllinger), og i kombinasjon med mye nedbør
- Ras i sjøfyllinger vanlig p.g.a. manglende fortanning i bratt fjellterreng, dvs. utvasking gir ustabil fyllingsfot
- Lokale kløfter/viker i terrenget(fjellet) på mange ras-steder, gir mer konsentrert grunnvannsstrømning og erosjon. Ofte "overraskende", ikke påtruffet ved grunnundersøkelse.

- Grunnforhold i Troms ofte svært sammensatt/lagdelt med ulike jordarter - riktig grunnundersøkelse er en utfordring
- Prøvetaking i sjøbunnen fra flåte = vanskelig å få gode uforstyrrete prøver av tynne bløte lag mellom fastere/steinete masser (i kombinasjon med krevende klimatiske forhold)
- Kartlegging av poretrykk og grunnvannsstrømning i strandsonen også stor utfordring

## 1. BAKGRUNN / INNLEDNING

Typisk for hverdagen til en geotekniker på vegkontoret i Troms er å vurdere:
- planlagt vegbygging i strandsone, eller allerede
- utrast vegfylling i strandsone

Terrenget er som for resten av kysten av Nord Norge preget av fjorder og fjell, med et relativt smalt bebygd areal langs fjorden = strandsonen. Her skal også stadig bedre veger få plass. Det betyr ofte vegfyllinger ut i sjøen, med de mange geotekniske utfordringer det medfører - *inkludert risiko for ras/utglidninger.*

- Vi har i Norge hatt endel ras og utglidninger som har gitt oss både ettertanke og svært verdifull kunnskap innafor faget geoteknikk (Verdalsraset 1893, Rissa 1978, ....).
- Ras = Full-skala-forsøk i målestokk 1:1
- Ut fra viten om tidligere ras-tilfeller er det lettere å vurdere geotekniske forhold (terreng-, grunnforhold og klimatiske forhold) slik at vi kan unngå og forebygge framtidige ras og utglidninger.
- Utfordringen er stor. Det finnes *ingen fasitsvar* på nøyaktig hvor - når - hvordan !

Flere katastrofale utrasinger med etterfølgende "de lærde strides"-diskusjoner har vi hatt i.f.m. vegbygging her nord, spesielt:
- Sandbukt i Balsfjord august 1988
- Finneidfjord i Nordland juni 1996

Fra "tidligere tider" kan dessuten Sokkelvik-raset mai 1959 i Nordreisa (Nord-Troms) også nevnes. Heile bygda Indre Sokkelvik som lå på kvikkleire raste ut i sjøen. Totalt 17 ble tatt av raset, 9 mennesker omkom. Raset startet trolig ved "naturlig utløst" initialras utafor marbakken, raset utviklet seg så innover den slake strandsonen (helning kun 1:15). Totalt 2-3 millioner $m^3$ raste ut. (Kilde: NGI-publikasjon). Raset er relativt ukjent p.g.a. at det skjedde så langt nord.

Marin grense innenfor kyststripa i Troms ligger på kote 40-90.

## 2. RAS PÅ 90-TALLET I TROMS.

Min erfaring fra Troms er fra februar 1990 til idag (-det forklarer tittelen). Og litt i "rykk og napp" skjer det stadig større og mindre ras/utglidninger langs vegnettet i fylket, og oftest i strandsonen. Dessuten sig/deformasjoner i veg som krever raske sikringstiltak for å hindre utrasing.

På grunn av flere utrasinger av vegfyllinger, har vi i Troms de siste åra hatt bedre planlegging og bygging av veg i strandsoner som *satsingsområde*. Ikke minst gjelder dette satsing på bedre kartlegging av sjøbunnstopografi (i tidlig planfase), men også bedre grunnundersøkelser.
Likevel har vi fortsatt en utfordring i alle ledd å endre den holdningen at "under vann ser vi jo ikke, så det går sikkert bra å fylle ut .....".

*Jeg skal hovedsaklig illustrere med lysbilder.*

## 3. STRANDSONESTABILITET = MANGE ULØSTE SPØRSMÅL ?

Kanskje spesielt for oss geoteknikere som sitter som "ensomme utposter"( som på vegkontoret i Tromsø), *ønsker at diskusjonen om strandsonestabilitet etter Balsfjord- og Finneidfjordraset bør resultere i avklaring på de mange teorier om årsaksforhold, mm.:*

- hva er riktig saksbehandlerpraksis for byggeprosjekt i strandsonen etter de siste raserfaringene?
- hvor langt ut i sjøen forventes det at topografi og grunnforhold skal undersøkes, og hvordan?
- detaljeringsgrad/omfang av undersøkelser? (- skal byggherren belastes for store sjøundersøkelser?)
- betydning av rystelser fra bl.a. tungtrafikk og sprengning?
- betydning av store tidevannsforskjeller (ca.3-4m høydeforskjell mellom springflo og -fjære) for poretrykksforhold/stabilitet i strandsonen?

Geoteknikk kan aldri bli fasitsvar som spyttes ut av et dataprogram, men gode retningslinjer er en fordel!

*********

Fig. 1: Oversiktskart med noen ras/utglidninger i Troms.

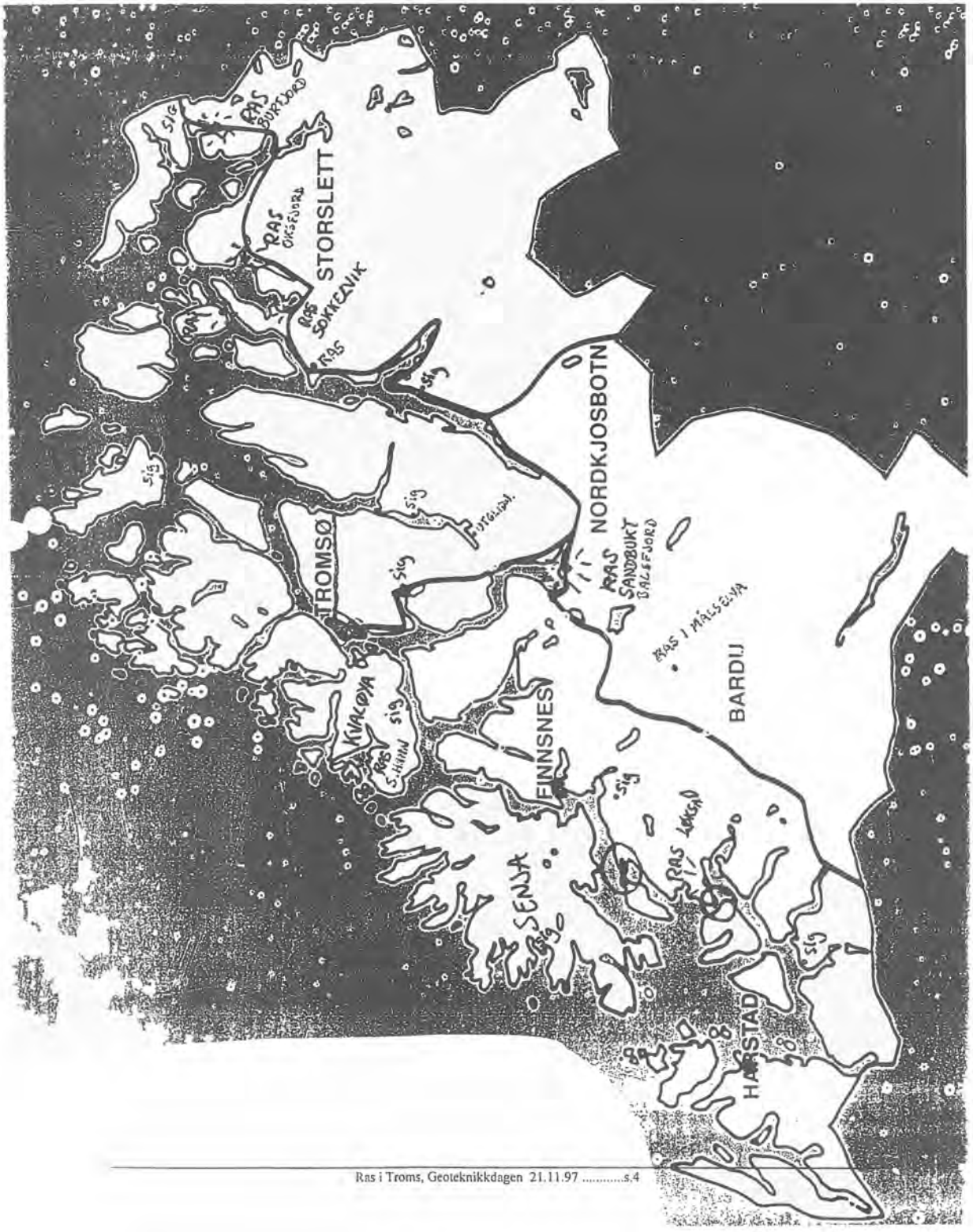


Fig. 2: Foto fra Balsfjordraset.

Fig. 3: Tverrprofiler av marbakken ved Sandbukt-raset i Balsfjord 1988.
(Fra SINTEF-rapport v/N.Janbu 1991).

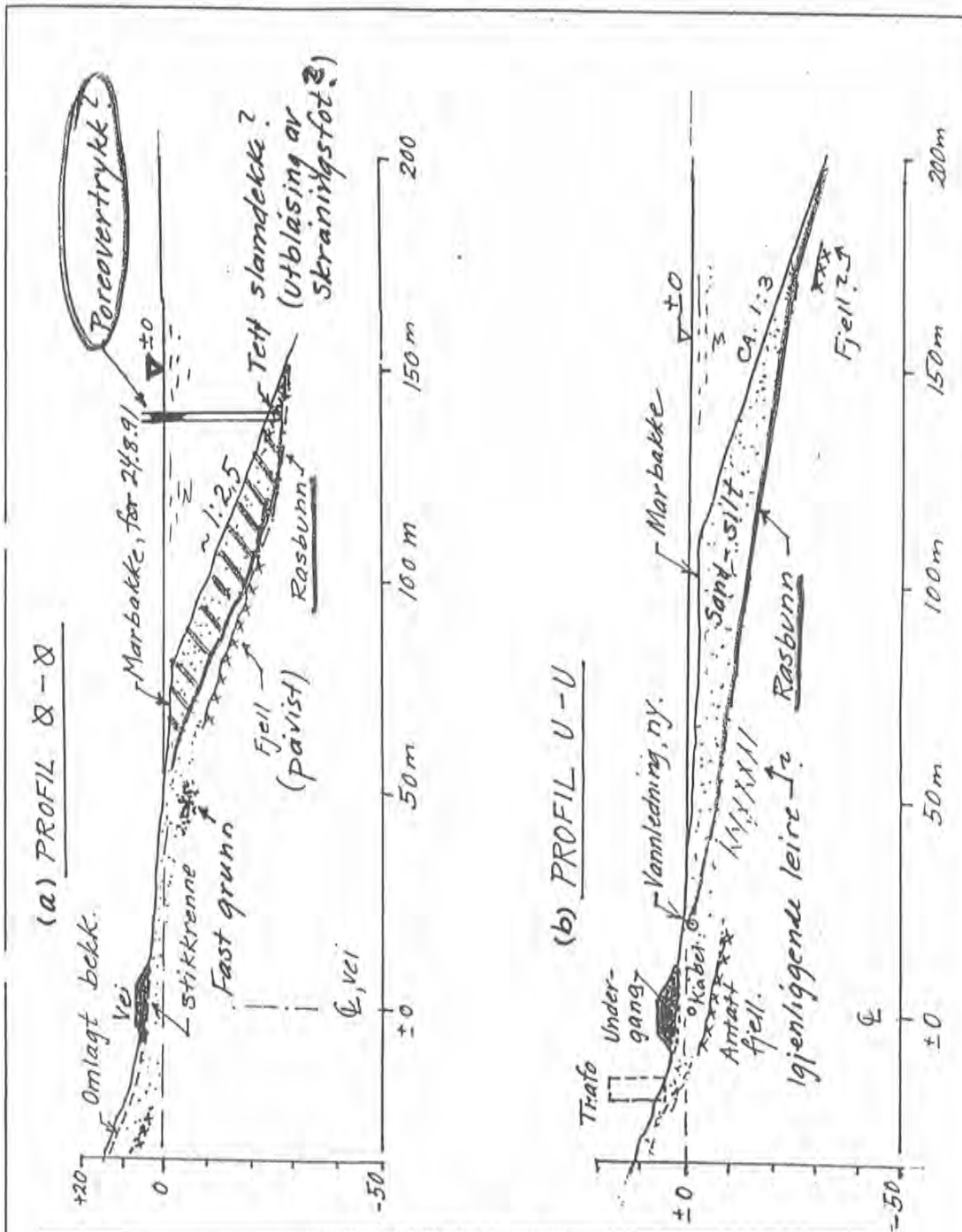
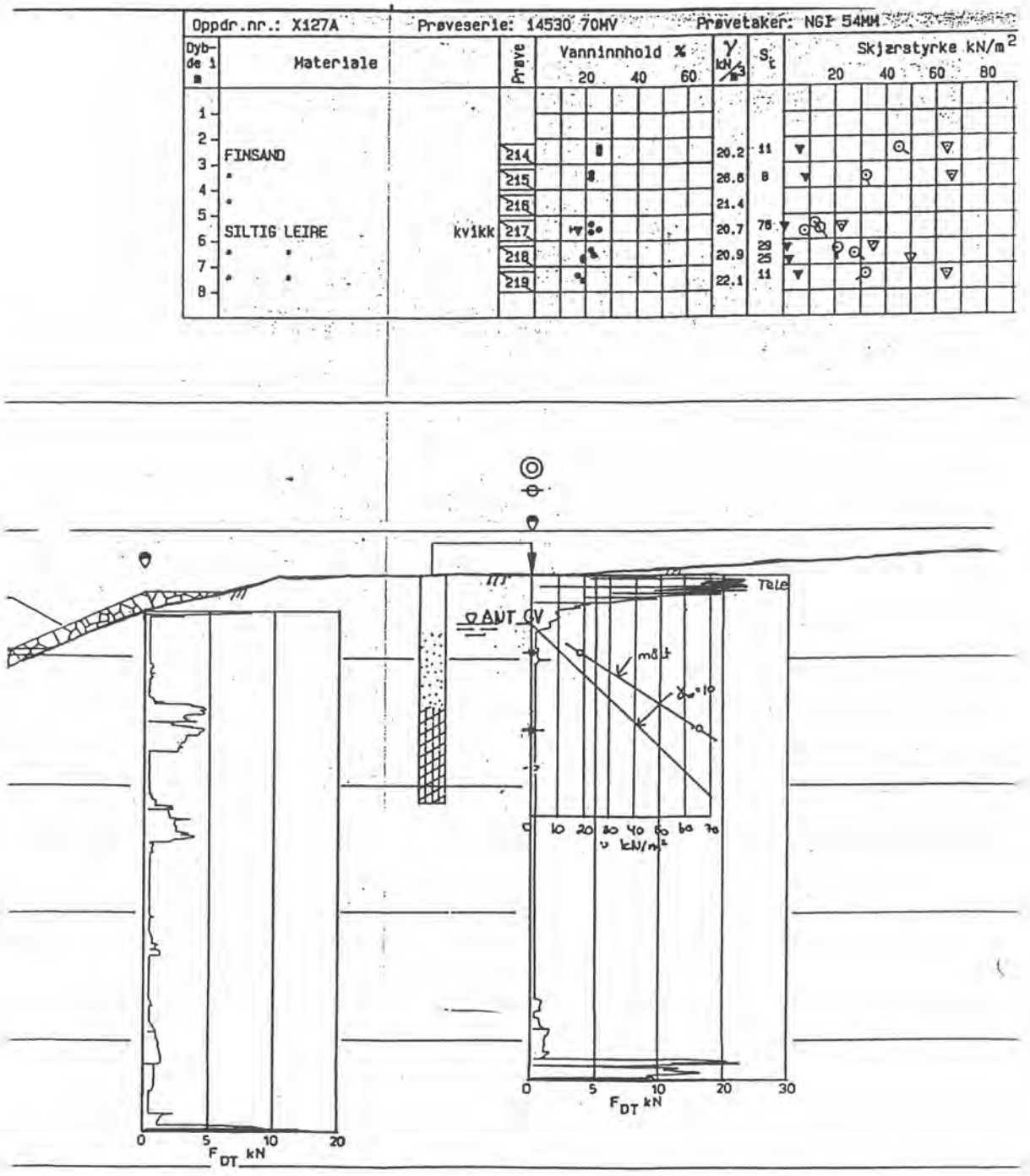


Fig. 4: Tverrprofil med boreresultater ved Tømmerelv i Balsfjord = utfordrende grunnforhold.



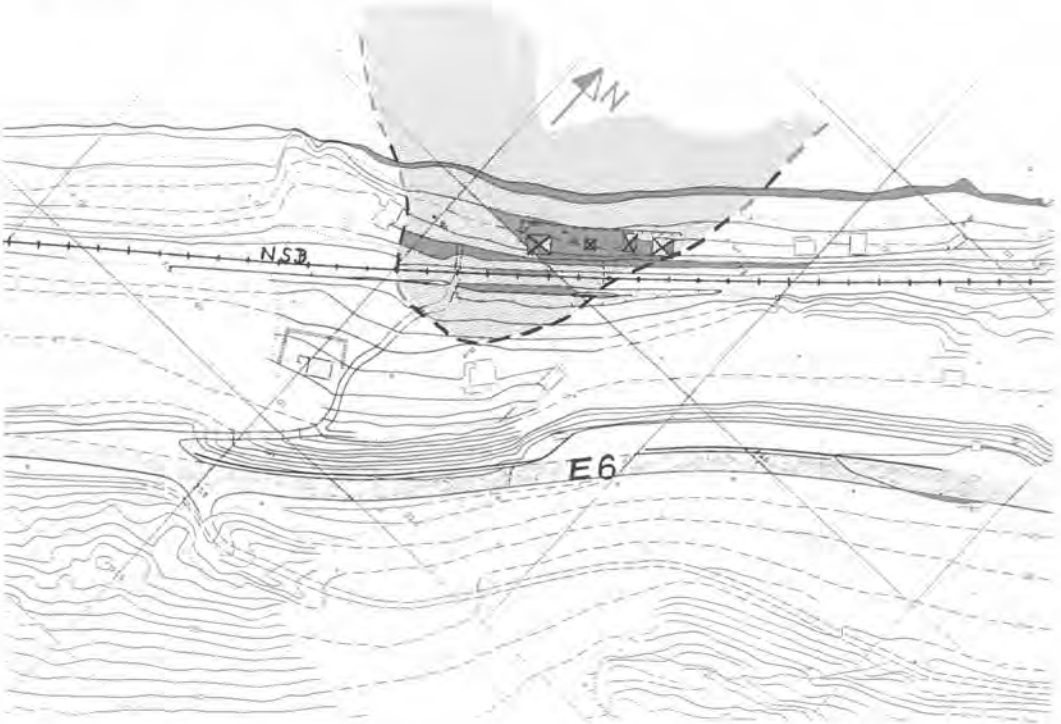
**Geoteknikkdagen**
**21. november 1997**

# Ras på Nordlandsbanen ved Jevika i Steinkjer 10. mars 1997

v/sivilingeniør Erling Romstad, KUMMENEJE STEINKJER

## 1 Hendelsesforløp

Om ettermiddagen den 10. mars 1997 ble det utløst et ras ved Jevika ca 5 km sør for Steinkjer sentrum. Raset gikk i 2 omganger: hovedraset gikk ca inn til senterlinja av Nordlandsbanen, og etterraset omfatta masser inntil ca 20 meter innafor sporet. Raset medførte at fundamentet for banen raste ut med det resultat at skinner og sviller ble hengende i lufta i ca 75 meters lengde. Stranda og fjæreområdet utenfor raste ut i en lengde av ca 150 meter. 2 hytter med naust/uthus ble tatt av raset. Ingen personer kom til skade.




**Situasjonskart, utrast område**

Like før raset ble utløst passerte det et lokaltog med ca 75 passasjerer over rasområdet. Et godstog ble under dramatiske omstendigheter stoppa 200 meter sør for rasgropa.
Nordlandsbanen ble straks sperra, og etter at etterras var utløst ble også E6 forbi stedet sperra.

I løpet av neste dag ble E6 åpna etter at Statens vegvesen hadde utført grunnundersøkelser i området mellom vegen og rasgropa. Nordlandsbanen ble gjenåpna etter knapt 14 dager.

Raset medførte også brudd i signal- og tele-kablene som gikk langs sporet. Dette medførte at telefonforbindelsen (også mobiltelefon) ble brutt. Disse kablene ble lagt om dagen etter raset.

Dette foredraget vil ikke bare dreie seg om geoteknikk, men også om prosessen for å hindre videre ødeleggelser, oppnå en rask og sikker midlertidig reparasjon av skadene på jernbanen og en optimal utbedring på permanent basis.

## 2 Kartlegging av grunnforholdene

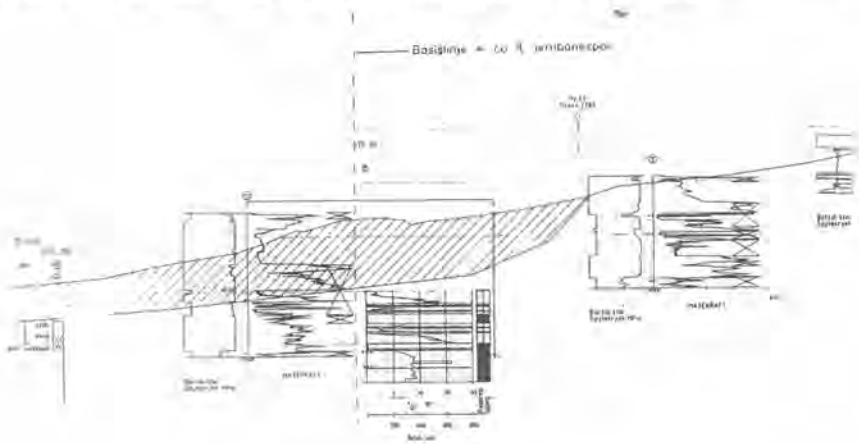
Statens vegvesen planlegger bygging av ny E6 gjennom Steinkjer. Ved rasstedet er den nye traseen plassert like øst for Nordlandsbanen. Vegvesenet hadde derfor utført en rekke grunnboringer i og omkring rasområdet. Senest rasdagen ble det utført poretrykksmålinger i det utraste området. Allerede samme kveld hadde vi derfor brukbar oversikt over grunnforholdene på den indre delen av raset.

Det var likevel nødvendig å utføre supplerende grunnundersøkelser. Det ble boret med 2 borerigger: en på flåte ute i rasgropa og en på land og i fjæra.

Vi ble tidlig klar over at rasmassen i den indre delen av rasgropa ikke kunne brukes som underlag for ny fylling. Dersom det skulle vise seg mulig å massefortrenge ved sprengning måtte vi sikre oss at raset ikke fortsatte ut til sidene og videre langs stranda. Det ble derfor utført boringer i fjæresonen både nord og sør for selve rasgropa.

## 3 Grunnforhold

Rasområdet dannes ved en forkastningssone i nordøstlig, sørvestlig retning. Løsmassene var før raset, utprega lagdelt med et øvre leirlag over grus- og morene-lag ned til fjelloverflata. Det ble ikke påvist bløt eller kvikk leire i området innafor jernbanelinja. I et lokalt parti i raskanten ble det påvist sensitiv leire. Man kan ikke utelukke lokale forekomster av kvikkleire. I et profil gjennom den sentrale delen av rasgropa var dybden til fjell ca 10 til 15 meter.



**Profil gjennom raset, boreresultater**

Like nord og sør for rasgropa er detregistrert bart fjell.

Det var målt poreovertrykk i gruslaget. Dette blir bekrefta ved at det rant vann opp av borhullene.

Boringer i strandsona nord og sør for raset viser forekomster av kvikkleire på begge sider av rasgropa.

Helninga i marbakken er målt til 1:7 til 1:10. Sjøbunnen flater ut på ca 50 meters dyp.

## 4 Utbedring

*Midlertidig utbedring*

Bruddet på Nordlandsbanen medførte at både passasjerer og gods måtte over på buss/bil eventuelt båt. Som kjent er det ingen omkjøringsmuligheter på denne banestrekninga. Dette medførte store merkostnader, særlig for godstrafikken. Også persontrafikken ble skadelidende da man bare hadde ett nattog nord for raset.

Det var derfor sterkt press for å etablere ei midlertidig forbindelse over raset så snart som mulig. Dette var både ei teknisk og ikke minst organisatorisk utfordring. Det ble bestemt å lage ei midlertidig forbindelse innerst i rasgropa. Denne forbindelsen medførte uttrauing av ca 2000 m³ rasmasser/bløte masser og tilkjøring av ca 5.500 m³ sprengt stein. Steinmassene ble lagt ut på det underliggende gruslaget.

For å sikre tilstrekkelig transportkapasitet ble det inngått kontrakt på levering av minimum 1.000 m³ stein per døgn. Dagbøtene ble lagt på transportkapasiteten: trekk på 50 kr/m³ for mindre innkjørt mengde per døgn enn forutsatt og tilsvarende premie for større innkjørt mengde. Oppdraget ble lagt ut på begrensa anbudsrunde med meget kort innleveringsfrist: 24 timer fra anbudsbefaring til anbudsfrist. Austad Maskinstasjon as som vant anbudskonkurransen, hadde egnet transportutstyr: biler med drift på 3 akslinger og tilhenger. Dette utstyret viste seg å fungere meget godt også ved transport av stein ned i rasgropa og gravemasser opp fra gropa. Transport på vanlig boggibil med drift på en aksling ville trolig blitt problematisk på den bratte anleggsvegen. I perioder med god framdrift ble det transportert inn ca 2.000 m³ stein per døgn.

Det kan dessuten nevnes at brudd på jernbane ikke gir Statens vegvesen grunnlag for å dispensere fra reglene om kjøre- og hvile-tid. For å kunne kjøre døgnkontinuerlig med 2 skift ble det nødvendig å anke søknaden om dispensasjon inn for departementet som ga søkeren medhold.

Etter at entreprenøren hadde sluttført sitt arbeid overtok Jernbaneverket som la sviller og spor. Knapt 14 dager etter at raset ble utløst kunne det igjen kjøre tog på strekninga. Med den krappe kurvaturen som er lagt, er fartsgrensa satt til 20 km/t. Etter noen små innkjøringsproblemer det første døgnet har sporet fungert etter planen.

*Permanent utbedring*

Det ble raskt klart at den billigste og raskeste måten å etablere sporet i sin opprinnelige plassering ville være å legge ut steinfylling som underlag for sporet. Steinfyllinga måtte

fundamenteres på det faste gruslaget. Rasmassene i den ytre delen av fyllingsområdet måtte først fjernes. Med opp til 4 meter bløte masser/rasmasser over fast grunn ville det ikke være forsvarlig å utføre massefortrenging ved sprengning. I tillegg til at det kunne bli et usikkert resultat med tanke på stabilitet at steinfyllinga ville sprengningene også kunne utløse kvikkleireras i strandsonen nord og sør for rasområdet. Det ble derfor valgt å grabbe ut leirmassene.

For å kunne komme til med sjøgående grabbeutstyr ble det først nødvendig å grabbe en kanal gjennom rasmassene i den ytre delen av raset. Det ble deretter grabbet et trau parallelt med den planlagte fyllingsfoten. Entreprenøren valgte å bruke "appelsingrabb". For å unngå grabbing under forutsatt nivå ble det angitt toleransekrav. Dette viste seg i ettertid å være lite problematisk. Ved grabbing i leire/rasmasse var det uproblematisk å fylle grabben. Ved grabbing i det underliggende, steinholdige gruslaget var det ikke mulig å fylle grabben i vesentlig grad. I praksis ble disse massene dumpa tilbake i sjøen.

Transporten av steinmassene måtte denne gangen krysse jernbanesporet. For å oppnå uhindra adkomst valgte entreprenøren å bygge bru over jernbanelinja. "Landkaret" ble fundamentert på stålrør gravd ned på fjell. Horisontalkreftene ble tatt opp med 2 stk jordankre: HEB-bjelker og wirestag med strekkfisker. I motsatt ende ble det valgt direktefundamentering på steinfylling. Med denne løsninga kunne entreprenøren arbeide uavhengig av toggang, og det var ikke nødvendig med sikkerhetspersonell fra Jernbaneverket.

I hovedsak gikk fyllingsarbeidene etter planen. Ved et par anledninger skjedde det glidninger i steinfyllinga. Glidningene skjedde på ettermiddagstid og ingen maskiner eller personer kom til skade. I etterpåklokskapens klare lys er det tydelig å se at det burde vært tettere kontroll med planlegging og oppfølging av fyllingsarbeidene. En av glidningene skjedde ved at steinfyllinga ble lagt ut på indre mudringskant uten at det på forhånd var lagt ut stein i mudringstrauet. Utlegging med hjullaster medførte også at fyllingsfronten ble meget bratt. Deler av de utfylte massene sank ned 1 til 1,5 meter i løpet av ca 1 time. Etter at man gikk over til å legge ut steinmassene med graver ble stabiliteten tilfredsstillende.

I skrivende stund (medio oktober 1997) er det fylt opp til formasjonsplanet og det er utført plastring opp til kote 3,5 der det er anlagt gangpassasje på utsida av sporet. Det skal deretter utføres sporarbeider slik at man skal kunne kjøre tog på vanlig måte i løpet av høsten.

## 5 Mulige rasårsaker

Det har ikke vært KUMMENEJEs oppgave å finne årsak til raset. Ikke desto mindre var det betydelig press fra media de første dagene for at vi skulle spekulere i hva som var årsak til raset. Likevel har vi gjort oss tanker omkring mulige årsaker.

Det er et faktum at det var betydelig regn og snøsmelting i tida før raset ble utløst. Det er nærliggende å tro at de høye poretrykkene under leirlaget kan være årsak til raset. Hvorfor har raset ikke blitt utløst tidligere? Nordlandsbanen (tidligere Sunnanbanen) har tross alt ligget på samme stedet i nærmere 100 år. Nedbørsmengdene/snøsmeltinga kan ikke betraktes som en ekstremsituasjon for denne hundreårsperioden. Etter det vi kjenner til skjedde det to terrenginngrep i og i nærheten av området året før raset ble utløst: det ble utført grøfterensk/ballastrensing langs banen og det ble lagt ny vannledning på tvers av forkastningssonen øst for E6. Kan disse inngrepene hver for seg eller til sammen ha medført

endring av infiltrasjonsforholdene slik at det muliggjorde en økning av poretrykkene i gruslaget? Det er etter vår oppfatning lite trolig at grøfterensk ville medføre vesentlig bedring av infiltrasjonsmulighetene. Det er også usikkert om grøftearbeidene på motsatt side av E6 kan ha forårsaket raset.

Vi kan heller ikke utelukke at det kan ha skjedd initialras i marbakken og at dette har forplanta seg innover mot Nordlandsbanen.

Vi har i ettertid fått spørsmål fra Jernbaneverket: Ville det ved en konkret kartlegging av rasfarlige strekninger ha vært sannsynlig at raset i Jevika kunne ha vært forutsett? Med høydeforskjeller på 6 til 7 meter og relativt slak skråning ut mot fjæreområdet er det lite trolig at dette området ville ha blitt ansett som rasfarlig. Det vil neppe være samfunnsøkonomisk forsvarlig å sette i verk undersøkelser/kartlegging for å avsløre rasfarlige områder *som dette* for deretter å utføre rassikring i stort omfang. Med de store verdiene som ligger i de forskjellige jernbanestrekningene vil det etter min mening være en riktigere bruk av midlene å gjennomføre et mer omfattende strukturelt vedlikehold. Dette kan også bidra til å redusere faren for nye ras.

## 6 Kostnader

Kostnadene i forbindelse med utbedringsarbeidene er beregna til ca 7 mill. kr eks. avg. Kostnadene fordeler seg slik:

| | |
|---|---|
| ***Midlertidig utbedring:*** | ***2,50 mill. kr*** |
| *Adkomstveg og fylling i rasgropa:* | *1,15 mill. kr* |
| *Rådgivere/byggeledelse:* | *0,45 mill. kr* |
| *Sporarbeider m.m.:* | *0,40 mill. kr* |
| *Permanent utbedring:* | *4,50 mill. kr* |
| *Fyllingsarbeider:* | *3,20 mill. kr* |
| *Administrasjon/byggeledelse:* | *0,40 mill. kr* |
| *Spor-/kabelarbeider:* | *0,90 mill. kr* |

I tillegg kommer kostnader i forbindelse med alternativ transport av gods og passasjerer.

Referanser:

1. KUMMENEJE oppdrag 11801 rapport nr 1, 30.04.97:
   Nordlandsbanen km 121,50. Ras ved Jevika i Steinkjer
   Grunnundersøkelser, datarapport.

2. KUMMENEJE oppdrag 11801 rapport nr 2, 21.05.97:
   Nordlandsbanen km 121,50. Ras ved Jevika i Steinkjer
   Fyllingsarbeider, geotekniske vurderinger