FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

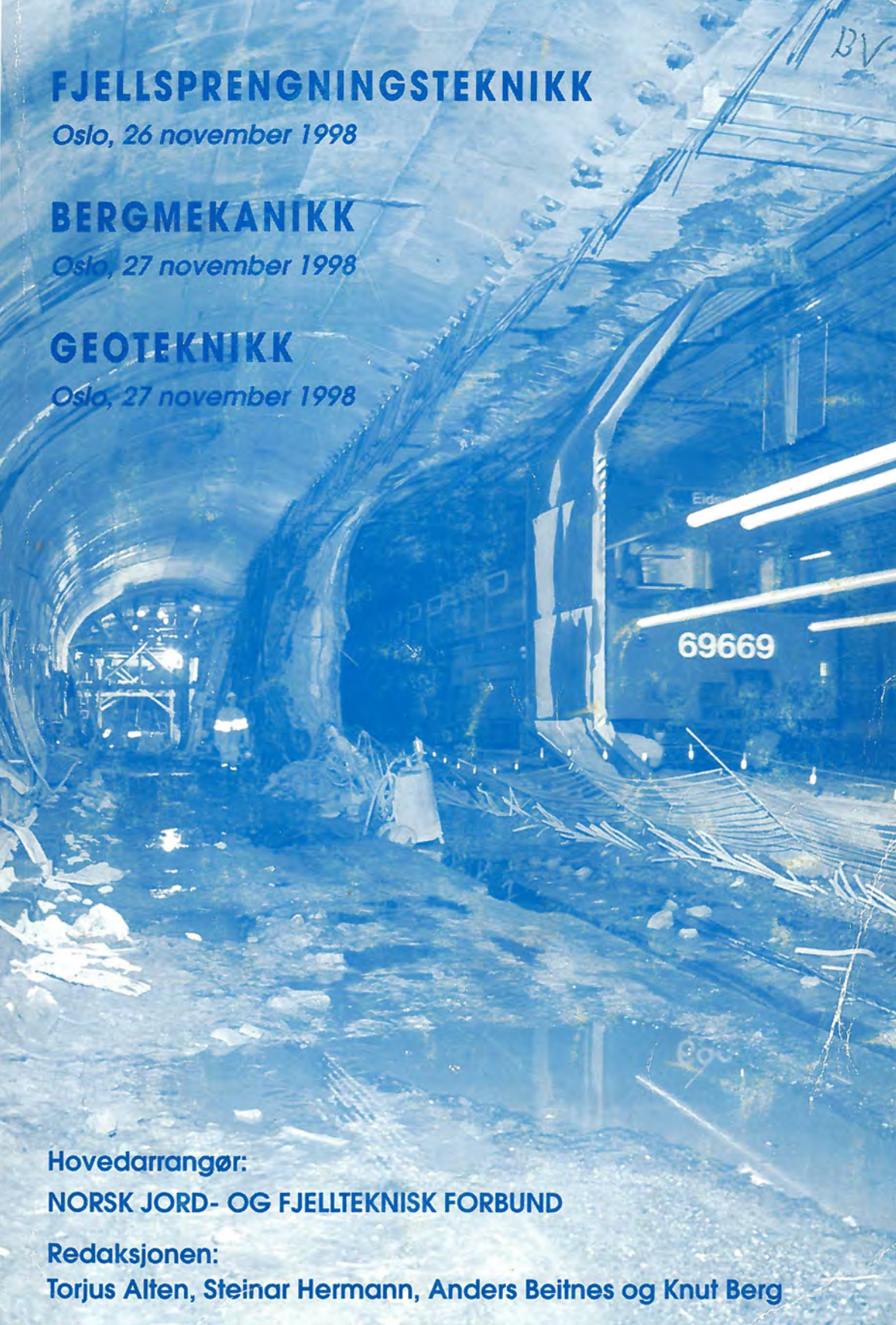
Oslo, 26 november 1998

BERGMEKANIKK

Oslo, 27 november 1998

GEOTEKNIKK

Oslo, 27 november 1998



Hovedarrangør:

NORSK JORD- OG FJELLTEKNISK FORBUND

Redaksjonen:

Torjus Alten, Steinar Hermann, Anders Beitnes og Knut Berg

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 26 november 1998

BERGMEKANIKK

Oslo, 27 november 1998

GEOTEKNIKK

Oslo, 27 november 1998

Hovedarrangør:

NORSK JORD- OG FJELLTEKNISK FORBUND

Redaksjonen:

Torjus Alten, Steinar Hermann, Anders Beitnes og Knut Berg

© FORFATTERNE, 1998

Trykk: GCS AS, Oslo
Bind: GCS AS, Oslo
ISBN 82-91341-22-2
ISSN 0802-8028

Fjellsprengningskonferansen
26. november 1998
Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk*

Bergmekanikkdagen
27. november 1998
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen
27. november 1998
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

Hovedarrangør: *Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund*

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikk- og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 26 og 27 november 1998.

Årets arrangement er det 36. 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 foreningens 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

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN

Torsdag 26 november

Møteleder: Sivilingeniør Torjus Alten, Veidekke ASA

0900 (1) **Åpning – Utdeling av årets Gullfeisel**
Professor dr.ing. Arne Myrvang, NTNU
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

0915 (2) **Nye store samferdselsprosjekter i kø ?**
Samferdselsminister Einar Dørum

0945 (3) **Norske kraftutbyggere i Costa Rica.**
Fra vannkraftanlegget "Brasil"
Ingeniørgeolog Leiv Pedersen, NCC Eeg Henriksen Anlegg AS

1005 (4) **Åsgard ilandføring. Utfordringer på 60 meters dyp**
Prosjektleder Jørund Gullikstad, AF Spesialprosjekt

1025 Pause

1045 (5) **Oslofjordforbindelsen – Passering av problemsonen**
Ingeniørgeolog Lise Backer, Statens vegvesen, Oslofjordforbindelsen

1105 (6) **Kan alkaliefri sprøytebetong erstatte sikringsstøp ?**
Erfaringer fra Nordkapptunnelen
Sivilingeniør Ingrid Dahl Hovland, Veidekke ASA

1125 (7) **Tidspress, kvalitet, HMS. Greier vi å ivareta alle prosedyrer og sikkerhetskrav med de stramme tidsfrister det opereres med ?**
Ingeniør Karl J. Carstens, Selmer ASA

1140 (8) **Fra svartkrutt til slurry.**
Streiftog i sprengstoffets historie.
Sivilingeniør Per A. Krogstie, tidl. Dyno Nobel

1200 Lunsj

Møteleder: Sivilingeniør Per Bollingmo

1300 (9) **Lærdalstunnelen. Hvordan takle sprakefjell og ventilasjon i verdens lengste veitunnel ?**
Anleggsleder Frank Nilsen, NCC Eeg Henriksen Anlegg AS

1325 (10) **Forsagere / utilsiktet detonasjon under utlasting og rensk. Kan problemet unngås ?**
Sivilingeniør Jon Dahl, Dyno Nobel

1345 (11) **Endringer av krav ved transport av eksplosiver**
Senioringeniør Arne Johansen, Dir. for brann og eksplosjonsvern

1400 (12) **Pukk og grus, viktige råstoffer for BA-bransjen**
Sivilingeniør Peer R. Neeb, NGU

1420 Pause

1440 (13) **Driving av 416 meter loddsjakt ved Fløyrli kraft-anlegg. Bør utforming og / eller drivemetoder endres for fremtiden ?**
Anleggsleder Jan Erik Skogen, Selmer ASA

1500 (14) **"Paven" er sprengt. Rapport fra Holmestrand**
Anleggsleder Dag Runar Haugen, Statens vegvesen Vestfold

1520 (15) **Trommelrensk – ny metode for maskinrensk. Erfaringer fra Fagernestunnelen**
Sivilingeniør Rune Eivind Bang, NCC Eeg Henriksen Anlegg AS

1535 Pause

1555 (16) **Three Gorges Project, Kina**
Norsk rådgivning til verdens største vannkraftprosjekt
Dr.ing. Olav Torgeir Blindheim, AGN

1620 (17) **Injeksjonsarbeider i Hallandsåsen**
Professor Håkan Stille, KTH

1640 (18) **Injeksjonsarbeider i Romeriksporten**
Forskningssjef Anders Beitnes, SINTEF Bergteknikk

1700 Slutt

1945 Middag i Radisson SAS Scandinavia Hotel

Fredag 27 november

Fellessesjon Bergmekanikk/Geoteknikk

Møteleder: Sivilingeniør Steinar Hermann, NGI
Formann i Norsk Geoteknisk Forening

Samferdselsprosjekter med vanskelige grunnforhold

0900 (19) **Ny E-18 gjennom nordre Vestfold – de største utfordringer ved bygging av Norges største veganlegg gjennom tidene**
Prosjektleder Karl Høiland, Statens vegvesen Vestfold

0930 (20) **Oppgradering av Vestfoldbanen – geofaglige utfordringer**
Utbyggingssjef Ole Konttorp, Jernbaneverkets Utbygging

1000 (21) **Sikring av vanskelige påhugg**
Cand. real Eystein Grimstad, Norges geotekniske institutt

1030 **Pause**

1100 (22) **Overflatestabilitet i skråninger – har vi glemt Skaven-Haug ?**
Førsteamanuensis Arnfinn Emdal, Institutt for geoteknikk, NTNU

1130 (23) **Ny norsk standard for vibrasjoner fra samferdsel**
Dr.scient Christian Madshus, Norges geotekniske institutt

1200 **Lunsj**

Sesjon Bergmekanikk

Møteleder: Forskningssjef Anders Beitnes, SINTEF Bergteknikk
Formann i Norsk Bergmekanikkgruppe

1300 (24) **Lederens 10 minutter**
Forskningssjef Anders Beitnes

1310 **Hva bestemmer sikringen – kontrakten eller fjellet ?**

(25) **Beslutningsprosessen ved valg av sikring i tunneler**
- Erfaringer fra entreprenør
Sivilingeniør Jorunn Grønntvedt, SRG

1330 (26) **Kontraktstrategi og fjellsikring - Erfaringer fra Vestfold**
Byggeleder Arvid Veseth, Statens vegvesen Vestfold

1350 (27) **Rådgivernes erfaringer**
Ingeniørgeolog Bent Aagaard, O.T. Blindheim AS

1410 **Pause**

1430 **Stortektonikk – betydning for ingeniørgeologien**

(28) **Variasjoner i spenningsfeltets orientering i fjellkjeder**
Professor Arild Andresen, Universitetet i Oslo, Inst. for geologi

1450 (29) **Spenninger**
Sivilingeniør Tor Harald Hansen
Statoil

1510 (30) **Modellering og evaluering av strømninger i sprekker**
Geolog Axel Makurat, Norges geotekniske institutt

1530 (31) **Fløyrli Kraftverk – Spenningsanisotropi til besvær**
Sivilingeniør Arild Neby, Norconsult A/S

1550 (32) **Frøyatunnelen – passering av problemsoner – erfaringer fra kartlegging og faktiske forhold**
Sivilingeniør Stig Lillevik, Statens vegvesen Sør-Trøndelag

1615 Slutt

Sesjon Geoteknikk

Møteleder: Sivilingeniør Steinar Hermann, Norges geotekniske institutt
Formann i Norsk Geoteknisk Forening

1300 (33) **Lederens 10 minutter**
Sivilingeniør Steinar Hermann

1310 (34) **Byggegrop for reparasjon av jernbanetunnel, Eidsvoll**
Sivilingeniør Åsmund Eggestad, Norconsult AS

1340 (35) **Fullskala frostforsøk for Gardermobanen på Leirsund**
Sivilingeniør Lars Andresen, Norges geotekniske institutt

1410 (36) **Fyllinger på bløt sjøbunn. Erfaringer fra prosjektering og utførelse**
Dr. ing. Harald Brennodden, GeoPartner A/S

1440 Pause

1500 (37) **Sommervær om vinteren.**
Geotekniske konsekvenser som "eksplosjonsras" og erosjonskader
Sivilingeniør Øystein Røe, NOTEBY

1530 (38) **Nytt P-hus på Oslo S – Første byggegrop i Bjørvika**
Sivilingeniør Atle Hjorteset, GeoVita A/S

1600 (39) **Halvdanshaugen – geotekniske undersøkelser på historisk grunn**
Sivilingeniør Jan Slungaard, Grøner AS

1620 **Slutt**

1645 Kollegialt samvær og middag på restaurant Alexandros

DEL I FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN

1. **Åpning – Utdeling av årets Gullfeisel**
   Professor dr.ing. Arne Myrvang, NTNU
   Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

2. **Nye store samferdselsprosjekter i kø ?**
   Samferdselsminister Einar Dørum

3. **Norske kraftutbyggere i Costa Rica.**
   Fra vannkraftanlegget "Brasil"
   Ingeniørgeolog Leiv Pedersen, NCC Eeg Henriksen Anlegg AS

4. **Åsgard ilandføring. Utfordringer på 60 meters dyp**
   Prosjektleder Jørund Gullikstad, AF Spesialprosjekt

5. **Oslofjordforbindelsen – Passering av problemsonen**
   Ingeniørgeolog Lise Backer, Statens vegvesen, Oslofjordforbindelsen

6. **Kan alkaliefri sprøytebetong erstatte sikringsstøp ?**
   Erfaringer fra Nordkapptunnelen
   Sivilingeniør Ingrid Dahl Hovland, Veidekke ASA

7. **Tidspress, kvalitet, HMS. Greier vi å ivareta alle prosedyrer og sikkerhetskrav med de stramme tidsfrister det opereres med ?**
   Ingeniør Karl J. Carstens, Selmer ASA

8. **Fra svartkrutt til slurry.**
   Streiftog i sprengstoffets historie.
   Sivilingeniør Per A. Krogstie, tidl. Dyno Nobel

9. **Lærdalstunnelen. Hvordan takle sprakefjell og ventilasjon i verdens lengste veitunnel ?**
   Anleggsleder Frank Nilsen, NCC Eeg Henriksen Anlegg AS

10. **Forsagere / utilsiktet detonasjon under utlasting og rensk. Kan problemet unngås ?**
    Sivilingeniør Jon Dahl, Dyno Nobel

11. **Endringer av krav ved transport av eksplosiver**
    Senioringeniør Arne Johansen, Dir. for brann og eksplosjonsvern

12. **Pukk og grus, viktige råstoffer for BA-bransjen**
    Sivilingeniør Peer R. Neeb, NGU

13. **Driving av 416 meter loddsjakt ved Fløyrli kraft-anlegg. Bør utforming og / eller drivemetoder endres for fremtiden ?**
    Anleggsleder Jan Erik Skogen, Selmer ASA

14. **"Paven" er sprengt. Rapport fra Holmestrand**
Anleggsleder Dag Runar Haugen, Statens vegvesen Vestfold

15. **Trommelrensk – ny metode for maskinrensk.**
Erfaringer fra Fagernestunnelen
Sivilingeniør Rune Eivind Bang, NCC Eeg Henriksen Anlegg AS

16. **Three Gorges Project, Kina**
Norsk rådgivning til verdens største vannkraftprosjekt
Dr.ing. Olav Torgeir Blindheim, AGN

17. **Injeksjonsarbeider i Hallandsåsen**
Professor Håkan Stille, KTH

18. **Injeksjonsarbeider i Romeriksporten**
Forskningssjef Anders Beitnes, SINTEF Bergteknikk

DEL II : BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK

Samferdselsprosjekter med vanskelige grunnforhold

19. **Ny E-18 gjennom nordre Vestfold – de største utfordringer ved bygging av Norges største veganlegg gjennom tidene**
Prosjektleder Karl Høiland, Statens vegvesen Vestfold

20. **Oppgradering av Vestfoldbanen – geofaglige utfordringer**
Utbyggingssjef Ole Konttorp, Jernbaneverkets Utbygging

21. **Sikring av vanskelige påhugg**
Cand. real Eystein Grimstad, Norges geotekniske institutt

22. **Overflatestabilitet i skråninger – har vi glemt Skaven-Haug ?**
Førsteamanuensis Arnfinn Emdal, Institutt for geoteknikk, NTNU

23. **Ny norsk standard for vibrasjoner fra samferdsel**
Dr.scient Christian Madshus, Norges geotekniske institutt

Bergmekanikkdagen:

24. **Lederens 10 minutter**
Forskningssjef Anders Beitnes

Hva bestemmer sikringen – kontrakten eller fjellet ?

25. **Beslutningsprosessen ved valg av sikring i tunneler**
- Erfaringer fra entreprenør
Sivilingeniør Jorunn Grønntvedt, SRG

26. **Kontraktstrategi og fjellsikring - Erfaringer fra Vestfold**
Byggeleder Arvid Veseth, Statens vegvesen Vestfold

27. **Rådgivernes erfaringer**
Ingeniørgeolog Bent Aagaard, O.T. Blindheim AS

Stortektonikk – betydning for ingeniørgeologien

28. **Variasjoner i spenningsfeltets orientering i fjellkjeder**
Professor Arild Andresen, Universitetet i Oslo, Inst. for geologi

29. **Spenninger**
Sivilingeniør Tor Harald Hansen, Statoil

30. **Modellering og evaluering av strømninger i sprekker**
Geolog Axel Makurat, Norges geotekniske institutt

31. **Fløyrli Kraftverk – Spenningsanisotropi til besvær**
Sivilingeniør Arild Neby, Norconsult A/S

32. **Frøyatunnelen – passering av problemsoner –**
erfaringer fra kartlegging og faktiske forhold
Sivilingeniør Stig Lillevik, Statens vegvesen Sør-Trøndelag

Geoteknikkdagen

33. **Lederens 10 minutter**
Sivilingeniør Steinar Hermann

34. **Byggegrop for reparasjon av jernbanetunnel, Eidsvoll**
Sivilingeniør Åsmund Eggestad, Norconsult AS

35. **Fullskala frostforsøk for Gardermobanen på Leirsund**
Sivilingeniør Lars Andresen, Norges geotekniske institutt

1410 (36) **Fyllinger på bløt sjøbunn. Erfaringer fra prosjektering og utførelse**
Dr. ing. Harald Brennodden, GeoPartner A/S

37. **Sommervær om vinteren.**
Geotekniske konsekvenser som "eksplosjonsras" og erosjonskader
Sivilingeniør Øystein Røe, NOTEBY

38. **Nytt P-hus på Oslo S – Første byggegrop i Bjørvika**
Sivilingeniør Atle Hjorteset, GeoVita A/S

39. **Halvdanshaugen – geotekniske undersøkelser på historisk grunn**
Sivilingeniør Jan Slungaard, Grøner AS

Professor, dr.ing. Arne Myrvang
NTNU
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

ÅPNING – UTDELING AV ÅRETS GULLFEISEL

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Samferdselsminister Einar Dørum

NYE STORE SAMFERDSELSPROSJEKTER I KØ ?

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 1998

NORSKE KRAFTUTBYGGERE I COSTA RICA FRA VANNKRAFTANLEGGET «BRASIL»

Sivilingeniør Leiv Pedersen, NCC Eeg-Henriksen Anlegg AS

Sammendrag

Consorcio Noruego (CN) bestående av NCC Eeg-Henriksen Anlegg AS, Kværner Energy og ABB Kraft skrev høsten 1996 kontrakt med byggherren Compañía Nacional de Fuerza y Luz (CNFL) om design, bygging og igangkjøring av et vannkraftanlegg nær hovedstaden San José i Costa Rica på 28 MW i installert kapasitet. Kontraktssummen var på USD 43 millioner. NCC Eeg-Henriksen Anlegg AS har hatt konsortieledеransvaret og forestått design og bygging av alle byggetekniske, geotekniske, geologiske og hydrauliske arbeider. Design, bygging og montasje av elektromekaniske arbeider har blitt utført av ABB Kraft og Kværner Energy. Prosjektorganisasjonen har bestått av en del i Norge og en del i Costa Rica. Total bemanning på prosjektet har vært ca. 350 mann.

Kontraktstiden var på 18 måneder, oppstarten skjedde for fullt i løpet av våren 1997 og kraftverket ble overlevert 1,5 måneder før tiden i oktober i år. Kontraktstypen var et tilnærmet totalprosjekt, eller «Llave a mano».

Innledning

Etter myndighetenes seneste signaler henger norsk kraftutbygging av særlig størrelse i en tynn tråd. Hva gjør en så når prosjektene uteblir mens fagkunnskapen består? Consorcio Noruego (CN) som da bestod av NCC Eeg-Henriksen Anlegg AS, Kværner Energy og ABB Kraft, gikk til Mellom-Amerika med kunnskapen for å bygge kraftverk.

Consorcio Noruego har bearbeidet det Mellom-Amerikanske markedet siden 1991 og en rekke prosjekter har vært vurdert. Vi har deltatt i rene anbudskonkurranser til «turn-key» tilbud. Flere allianser og firma relasjoner har blitt testet ut og man har etterhvert bygget opp gode relasjoner både til lokale agenter, byggherrer samarbeidspartnere og leverandører. Tiden fra 1991 har også blitt benyttet til å lære å forstå den lokale kultur samt at det har tydeliggjort behovet for gode mellom menneskelige relasjoner.

I høst ble vannkraftverket «P.H. Brasil» i Rio Virilla overlevert til den lokale byggherren, Compañía Nacional de Fuerza y Luz (det nasjonale selskapet for kraft og lys). Kontraktssummen for hele prosjektet var på ca. USD 43 millioner og det nye kraftverket skal produsere 28 MW og erstatter et eldre verk på samme sted som ga 2,8 MW.

Totalt har nærmere 350 personer arbeidet på prosjektet. Av disse har den skandinaviske andelen på anlegget variert mellom 10 - 15 mann avhengig av hvor i byggeprosessen man til enhver tid har befunnet seg. NCC Eeg-Henriksen Anlegg AS har hatt den største kontingenten på totalt fjorten mann, mens det resterende mannskap kommer fra ABB Kraft og Kværner Energy. NCC Eeg-Henriksen Anlegg har også knyttet til seg Statkraft Engineering som byggteknisk konsulent. Konsortiet har vært ledet av NCC Eeg-Henriksen Anlegg AS.

Miljøavtale

Vannkraftprosjektet «Brasil» er en del av et større miljøprosjekt mellom Norge og Costa Rica, hvor man blant annet skal plante skog i Rio Virilla-vassdraget. Dette vil gi mindre avrenning og dermed redusere slitasjen på kraftverket. Skogplantingen finansieres med gavemidler fra UD og CN, henholdsvis USD 1,7 millioner og 300.000.

Kraftverket gir også en annen miljøgevinst man ikke skal kimse av. På østkysten av Costa Rica, ved Puerto Limón, ligger et oljefyrt kraftverk som vil kjøres mindre når nå det nye anlegget er ferdig - noe som selvsagt gir miljøgevinst.

Prosjektbeskrivelse

Anlegget er en utvidelse av et gammelt kraftanlegg som ble ferdigstilt i 1912. Det gamle anlegget besto av en dam (egentlig en terskel), kanal, tunnel, rørgate og kraftstasjon.

Det nye anlegget består av en gravitasjonsdam i betong, 35 meter høy og 140 meter lang og ca. 55.000 m3 betong. Fra dammen går det nå en betongkulvert på vel 300 meter ned til en tunnel på 750 meter. Tunnelen er sikret etter konvensjonell norsk sikringsmetodikk med bolter, stålfiberarmert sprøytebetong og noe sikringsstøp. Videre leder en 430 meter lang rørgate i stål ned til kraftverkets francisturbin. Full produksjon på 28 MW krever en vannmengde på 40 m3/sek og en fallhøyde på 78 meter (dette betyr at en har 6,5 meter overløp, tilsvarende en 1000-årsflom).

Fallhøyden varierer "normalt" mellom 62,5 meter og 72,5 meter, men anlegget er dimensjonert for 78 meter. Regulert volum i magasinet er på ca. 500.000m3, dette tilsvarer ca. 3 ½ times kjøring. I tørrsesongen vil anlegget stort sett bli kjørt i to perioder pr. døgn (morgen/ettermiddag), mens det i regnsesongen normalt sett vil være nok vanntilgang for kjøring hele døgnet.

I dammen er det benyttet forskjellige betongkvaliteter, alt fra C15 til C45. Deler av overløpet er bygget ved en tradisjonell glid, selv om ingenting er tradisjonelt i Costa Rica. Avskogingen av magasinet ble noe spesiell innimellom Iguaner, Boa Constrictorer, Tarantella og diverse andre hyggelige husdyr. Til og med inne i motorrommet i bilene våre fant vi slanger.

Betongkulverten fra dammen ned til tunnelen ble også en liten nøtt, det sier seg selv at norske standarder for tillatt vanninntrenging i betong, tilrettelagt for strøk med kuldegrader, kan bli noe

kinkig i et land hvor temperaturen sjelden synker under 25° C på anleggsplassen. Men en C45 og egenutviklet testapparatur for vanninntrenging gjorde susen.

Tverrsnittet på den gamle tunnelen ble økt til det firedoble slik at tverrsnittet i den nye er rundt 23 m2 ferdig sikret. Vi var forespeilet et lite parti med noe rusk i ene enden, noe løsmasser og slikt. Det ble litt mer enn det, nemlig 60 m og masser som best kan sammenlignes med dårlig konsolidert leirrik morene. Vanninnholdet var heller ikke ubetydelig i regntiden. Det en kreativ norsk entreprenør gjør da, er å benytte kjente norske drivemetoder med armerte sprøytebetongbuer. Erfaringen i partier med liten overdekning var god, men når overdekningen ble av betydning og vanninnholdet i massene økte - samtidig som ønsket om inndrift overgikk trofasthet mot prosedyrer, ja da kunne det bare gå en vei!

Hva er det så ved anlegget som har gjort arbeidsdagene så spennende og utfordrende?

Ingenting er helt uten en viss uforutsigbarhet, man tror at man har full kontroll over alle usikre faktorer og så skjer det komplett utenkelige! Man arbeider i en organisasjon som er så utrolig giret på å finne løsninger, tar ansvar i alle ledd og hvor omgangstonen er utrolig uformell. Nå skal det jo også legges til at det å arbeide i et land med behagelig klima og hvor du bor sentralt og godt ikke gjør tingene verre. Det var heller ikke så veldig langt til Stillehavskysten med mange fine strender eller aktive vulkaner, når man hadde tid.

Lokal flom

Rio Virilla med sideelven Rio Uruca er to noe uforutsigbare elver. Et lite regnskyll og vannstanden kan stige med to til tre meter i løpet av få minutter. Normalt har vassdraget i tørketiden en vannmengde på 10-20 m3/sek. mens en regnbyge fort gir 4-500 m3/sek. på grunn av svært bratt terrengprofil og stort dreneringsareal.

I tillegg så er det et poeng at all kloakk og mye søppel fra en befolkningsmengde på ca. 500 000 kommer urenset og usortert flytende forbi anleggsområdet. Det kan til sine tider bli riktig så utrivelig!

Costa Rica har tørketid fra slutten av november til midten av mai. Likevel har vi hatt to «uanmeldte» flommer, en 28. april 1997 og en 28. februar i år. Flommene var uanmeldte i den forstand at vannmengden i elven overgikk enhver forventning ut fra statistiske data. Dette blir lett komplisert når man benytter tørkeperioden til å foreta nødvendige omlegginger og da med en redusert kapasitet på den vannmengde som til enhver tid skal kunne håndteres av de midlertidige installasjonene. Begge forårsaket store ødeleggelser på kofferdammen som ble bygget for å legge om elveløpet, foruten at mye utstyr seilte sin egen sjø ned mot Stillehavet. Det er ikke særlig hyggelig å foreta opprydding etter en slik flom, med diverse organiske rester som henger som en tett gardin i armeringsjern eller har fylt opp diverse ganger og sjakter inne i damkonstruksjonen.

Tunnel

Tunnelen på 750 m er drevet på konvensjonell måte og utlasting med last og bær. Vi hadde en opprinnelig tunnel med et tverrsnitt på ca 6 m2 ferdig sikret. Sikringen bestod av en tilnærmet sparesteinsmur og tykkelsen var ca 50 cm.

Tunnelen er stort sett drevet i unge sedimentære bergarter. I den en første delen av tunnelen er det sandstein, siltstein og leirstein. I den nedre delen er det en større av sedimentære bergarter iblandet bergarter av vulkansk opprinnelse som kan likne litt på Ringerikssandstein.

På grunn av de unge bergartene og det faktum at Costa Rica ikke har hatt noen istid, er det en del momenter ved design av sikring i slike bergarter noe forskjellig sammenliknet med det vi er vant til hjemme i Norge. Dagfjellsonen er mye tykkere og den mekaniske styrken på materialet er mye lavere. Dette gjør at en veldig raskt kan komme ut for ukjente stabilitetsproblemer. Bergartene er ofte også mye mer porøse enn det vi er vant med og lekkasjeproblematikken må tas på alvor.

Et overordnet moment vi slet mye med er at det er veldig liten tradisjon for underjordsdrift. Derfor har praksis for sikring av trykksatte vanntunneler vært full utstøpning av hele tunnelløpet, uansett. Byggherren var derfor skeptisk til å gå med på en løsning med sikring basert på skandinaviske prinsipper, det vil si etter hva fjellforholdene til enhver tid krever.

På grunn av ulike faktorer som at prosjektet er stort i nasjonaløkonomisk sammenheng, byggherren har liten underjordskompetanse, var det dannet et uavhengig ekspertpanel for å vurdere design og utførelse. Disse personene har ikke økonomisk ansvar for sine beslutninger og konsekvensene kunne fort ha blitt enorme om vi hadde akseptert de avgjørelsene som kom ukritisk.

Spesielt sikringen av tunnelen medførte en god del diskusjoner, ikke minst på grunn av kulturforskjeller. Det er ikke lett for en byggherre å overkjøre sitt eget ekspertpanel, selv om lysten kan være tilstede. Det var derfor nødvendig med mange forhandlinger før man oppnådde enighet om følgende sikringsvalget. Minimums sikringen skulle være 25 cm stålfiberarmert sprøytebetong og 2,5 bolter per løpemeter tunnel - istedenfor en full utstøping med dobbelt nett armering kam 16 til 25 som var ekspertpanelets løsning.

Så vidt vi kjenner til er det første gang at det er bygget en trykktunnel i Mellom-Amerika der det er benyttet stålfiberarmert sprøytebetong til permanent sikring. Det er også kanskje første gang at ekspertpanelets uttalelse har blitt satt helt til side. Uten et godt tillitsforhold vis-a-vis byggherren hadde ikke en slik løsning vært mulig.

Løsmasser og ras

Som tidligere nevnt fik vi i de siste 60 metrene av tunnelen løsmasser med til dels dårlige stabilitetsegenskaper. Drivemetoden med delt tverrsnitt, forbolter og armerte sprøytebetongbuer fungerte meget bra så lenge vi hadde kontroll på grunnvannet og at overdekningen var minimal. Dette var en metode som byggherren ikke kjente og hadde store problemer med å akseptere. De lokale ønsket å bruke stålbuer i stedet, det er jo så mye sikrere. Det er sikrere, men også mye dyrere. Vi valgte derfor å fortsette med «vår» metode og det ble etablert prosedyrer for hvordan drivingen og sikringen skulle koordineres.

Den gamle tunnelsikringen ble benyttet til stabilisering av tverrsnittet i toppen og etter maks 5 m driving av toppen var vi tvunget på grunn av utstyret til å følge etter med bunnstrossen. Veggene i bunnstrossen skulle sikres fortløpende, men det ble ikke satt forbolt i disse. Prinsippet var bra og inndriften kom opp i 4 - 7 m i uka på 2 skift. Den siste uka vi drev med to skift klarte vi 11 m, men da uten å sikre veggene helt etter planen. Vi nærmet oss da kontakten med fjell og vannmengdene og trykket økte på. Vi må innrømme at vi hadde for dårlig erfaring, spesielt med

så mye vann som vi fikk. Resultatet lot ikke vente på seg og den 29 november 1997 kl 18.00 så kollapset de siste 11 m under et forferdelig regnvær.

Resultatet av dette raset ble at vi måtte bite i det sure eplet og gå over til stålbuer inntil vi hadde passert rasområdet og at vi var sikre på at alt var stabilt. Rasmassene var om mulig enda mer ustabile nå og vi forserte dette ved såkalt «frente tapado» eller avstemplet stuff. Det er en meget arbeids- og tidskrevende drivemetode og de 11 meterene ble drevet på ca. 1 måned.

Maskinpark

Uten en skikkelig maskinpark går det heller ikke å bygge kraftverk i Costa Rica.

I tunnelen har vi benyttet en Atlas Copco Boomer 352 borerigg og en Byggs Robomat 2000 spruterigg til sikringen. Utlastingen har en Atlas Copco Wagner ST 1000 tatt seg av. I dammen har vi hatt vår egen tårnkran. Dette var en kran som kom fra Hinna med 70 m utlegg og var den største i landet. Kranen er nå overtatt av oppdragsgiveren og skal benyttes til å fjerne søppel som kommer flytende nedover vassdraget. I tillegg brukte vi en underentreprenør med Caterpillar 235 graver sammen med tre dumpere, også de Cat. I tillegg har flere 15-20 tonns gravemaskiner og flere mobilkraner med kapasiteter fra 35 til 75 tonn vært i sving i byggeperioden. Til støpearbeidene i dammen kjøpte vi inn et standard DOKA klatreforskalingssystem. Systemet er helt standard, men den lave stigehøyden, 2,4 m, passet akkurat inn med støpehøydene i dammen.

Import av materialer og utstyr/ byråkrati i system?

Prosjektet har skattefritak på innført materiell og produksjonsutstyr, noe som har ført til en god del merarbeid. For å redusere entreprisekostnaden hadde byggherren skattefritak på de materialer som skulle plasseres permanent i anlegget, samt midlertidig for de produksjonsmidler som skulle benyttes for å bygge anlegget.

I utviklingsland er det relativt normalt at man legger en høy importavgift på importerte varer og tjenester. Dette skal virke fremmende for egenproduksjon av tilsvarende tjenester, men i forbindelse med anleggsvirksomhet slår denne politikken negativt ut på entreprisekostnader. Ordningen med skattefritak er derfor ment som en hjelp til selvhjelp, men med utallige byråkratiske kontorer og ministerier kan resultatet fort bli en ekstra byrde enn hjelp.

Vi har møtt et ganske innviklet byråkrati hos de lokale toll- og avgiftsmyndighetene, og vi har opplevd å få hele containere med utstyr avvist dersom ikke den minste ting har vært beskrevet på korrekt måte. Etter at prosjektet er avsluttet vil det meste av utstyret bli tatt med ut igjen for at vi ikke skal få mer problemer med skattefritaket. Det er faktisk enklere å ta med ødelagt borstål ut enn å skrote det i Costa Rica. Det er til sine tider en bedre økonomi i å importere varene uten skattefritak enn å benytte seg av fritaket, særlig ut fra en tidsmessig synsvinkel.

Ticos som arbeidere og ingeniører

Den lokale arbeidsstokken, som hovedsakelig har bestått av costaricanere (ticos), men også endel nicaraguanere, er vant til et noe mer føydalt arbeidssystem enn det vi har for vane å benytte. Dette kunne gi seg utslag i mange pussige situasjoner, men arbeiderne fikk fort sansen for ansvar og de storkoste seg når vi hadde besøk fra andre entreprenører og de kunne vise at de klarte seg med 1/3 av den normale arbeidsstyrken inne på stuff. Vi fikk dermed veldig lite problem med skoft eller at folk kom for sent, samtidig som vi hadde lite utskiftninger. På maskinfører siden fant vi noen virkelige tusenkunstnere og de tilhørte det absolutte toppsjiktet internasjonalt.

De lokale ingeniørene er velutdannet og gode i teori, men det skorter noe mer på de praktiske erfaringene. Det viste seg for noen at det var komplett umulig å få dem møkkete. Andre derimot kunne gå inn i hvilken som helst norsk organisasjon, uten å stå tilbake for noen.

Kulturforskjeller og samarbeid

Det er ikke til å unngå at det kan oppstå uoverensstemmelser når folk fra forskjellige kulturer skal arbeide tett sammen på et stort prosjekt som «Brasil». Vi som fremmedarbeider kan gjøre mye for å redusere slike konfliktsituasjoner ved å forberede oss og være litt selektive i hva slags persontyper som settes på jobben.

Vi hadde imidlertid ikke nevneverdige problemer hverken med språk, kultur eller profesjon og hadde et meget godt samarbeid med byggherren. Hovedgrunnen var nok at kjemien mellom konsortielederen Øyvind Stensrud Hansen og byggelederen Oscar Madrigal del Castillo stemte meget bra, samt en smule ydmykhet i forhold til lokal sed og skikk.

Et ikke uvesentlig poeng her er også at majoriteten av våre ansatte hadde erfaring med arbeid i Latin-Amerika fra tidligere.

Generelt for de som har jobbet i regionen, føles det at kulturforskjellen er mindre i Costa Rica enn ellers. Den viktigste årsaken var nok at begge parter var genuint interessert i å få prosjektet ferdig til rett tid.

Framtidige prosjekter

Consorcio Noruego gir seg ikke med dette. Kunnskapen vår gjennom teknologi og prosjektledelse er etterspurt i Mellom-Amerika. P.H. Brasil er vårt visittkort og det er et av de få prosjektene som er gjennomført til rett tid og pris, selv med den korte byggetiden. Med dette som utgangspunkt, samt at etterspørselen etter kraft er stor, ligger forholdene til rette for at Consorcio Noruego kan ta på seg flere oppdrag i regionen.

Samtidig skjer det en gradvis oppmyking av det politiske miljøet. Tradisjonelt i regionen var kraftproduksjon og distribusjon monopolisert, men via en mer orientering mot liberalisert markedsøkonomi er det nå sterke krefter som snakker om å fristille disse områdene helt eller delvis. Videre har de nasjonale utbyggerne har ikke den finansielle ryggdekningen for å kunne gjennomføre nødvendig utbygging i takt med den økonomiske utviklingen og behovet for kraft i regionen. Mellom-Amerika har derfor utviklet seg til et veldig positivt markedsområde for norske kraftutbyggere.

Fakta om Costa Rica

Costa Rica ligger i Mellom-Amerika med Nicaragua som nabo i nord og Panama i sør. Landet et litt større enn Finnmark fylke og har vært selvstendig republikk siden 1848 og har i motsetning til mange av de andre statene i Mellom-Amerika, utviklet seg ganske stabilt. Forsvaret ble avskaffet for snart 50 år siden og pengene går til sosiale goder i stedet.

Selv om stor utenlandsgjeld virker hemmede på utviklingen, blir landet likevel gjerne sett på som Mellom-Amerikas Sveits. Befolkningen har relativt høy utdanning, selv om bare ti prosent har mulighet til å gå videre etter videregående skole.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1998

ÅSGARD ILANDFØRING, UTFORDRINGER PÅ 60 METERS DYP

Prosjektleder Jørund Gullikstad, AF Spesialprosjekt as

0 SAMMENDRAG

AF Spesialprosjekt as har, med Statoil som byggherre, i forbindelse med Åsgard-prosjektet utvidet og klargjort landfallstunnelen på Kalstø for rørinstallasjon, boret til sjø på ca. -60 meter, utført mekanisk installasjon i utslagsområdet samt inntrekking av en 42" gassrørledning med derpåfølgende omstøping og injisering.

Prosjektet ble gjennomført innenfor gitte tidsfrister og uten fraværsskader, og omfattet følgende store utfordringer:

- Tunnelutvidelse, sprengning av ca. 3.500 m^3 fjell med Sleipner kondensatrørledning i full drift inntil 5 meter fra sprengningssted
- Boring av 87 m lang skråsjakt, diameter Ø1600mm, mellom ilandføringstunnel og Kalstø ventilstasjon
- Boring fra inntrekkingskammer til sjø på ca. 60 meters vanndyp, diameter Ø1600mm, uten bruk av dykkere
- Inntrekking av 42" gassrørledning, prosjektert inntrekkingskraft 300 tonn
- Omstøping av gassrør i gjennomboringshull

1 ÅSGARD TRANSPORT - GENERELL PROSJEKTINFORMASJON

Fra Åsgard-feltet på Haltenbanken skal det transporteres gass til Kårstø. Åsgard-utbyggingen, med en investeringsramme på ca. 35 milliarder NOK, besørges av Statoil.

Åsgard Transport omfatter følgende elementer:

- Eksport stigerør fundament for Åsgard-B plattform
- 697 km sjørør
- Ca. 1.4 km landfall tunnel
- Ventilstasjon på Kalstø
- Ca. 21 km landrør i grøft og fjorder mellom Kalstø og Kårstø
- Ventilstasjon og mottaksfasiliteter på Kårstø Gass terminal

I forbindelse med fremføring av Åsgard Transport rørledning fra Åsgard feltet til Kårstø Gass Terminal skal eksisterende landfallstunnel for Sleipner kondensatrørledning på Kalstø benyttes for å få gassledningen på land. Kalstø ligger på Karmøy, noen hundre meter fra flyplassen i Haugesund.

2 KALSTØ LANDFALL

I februar-97 kontraherte AF Spesialprosjekt den første kontrakten i forbindelse med Åsgard Transport - Vanntømming av Kalstø landfall tunnel.
Kontrakten omfattet lensing og sikring av den 1350 m lange eksisterende landfallstunnel med laveste punkt ca. 100 meter under havnivå og utslagspunkt på ca. -60 meter. Etter at tunnelen ble tømt for ca. 50 millioner liter vann, ble det utført nødvendig tilleggssikring og -tetting.

Sleipner kondensatrørledningen ble så beskyttet ved hjelp av påkjørselsstein og pukkomfylling. Deretter ble permanent ventilasjons-, drens-, lys-, ferskvanns-, elektro- og telekommunikasjonsanlegg ferdigstilt til bruk for de etterfølgende kontraktene.

Etter å ha ferdigstilt første kontrakt på Kalstø kontraherte AFS to nye kontrakter:

- Utvidelse av eksisterende landfallstunnel
- Sjaktboring, gjennomboring til sjø og inntrekking av 42" gassrørledning

Tunnelutvidelseskontrakten omfattet:

- fjellarbeider, sprengning av ca. 3.500 m^3 for utvidelse av landfallstunnel, inntrekkingskammer og uttak av nisje for Åsgard-røret ved skråsjakt til ventilstasjon
- sonderboring til sjø for kartlegging av sjøbunn
- sonderboring for å kartlegge fjellforhold for gjennomboringshull til sjø
- sikring av Sleipner kondensatrørledning med betongkonstruksjoner
- modifisering av eksisterende pumpe-/drenssystem
- oppgradering av vegbanen i tunnelen
- tilhørende prosjektering

Utfordringen med jobben lå i fjellarbeidene der det skulle sprenges ca. 3.500 m^3 inntil en kondensatrørledning i full drift (korteste avstand: 5m). Det går daglig kondensat for ca. 20 millioner NOK igjennom ledningen, og en lengre driftsstans ville i verste fall ha betydd at oljeproduksjonen på Sleipner og Statfjord stoppet opp.
Kontrakten ble ferdigstilt i november-97.

Inntrekkingskontrakten omfattet:

- gjennomboring til sjø, diameter 1600mm på ca. 60 meters vanndyp
- ombygging av vinsjesystem for inntrekking av 42" gassrørledning
- mekaniske installasjoner i inntrekkingskammer
- tilhørende betongkonstruksjoner til det ovenfornevnte
- levering og installasjon av 90mm trekkekabel
- inntrekking av 42" gassrørledning fra sjø (rørleggingsfartøy) til landfallstunnel
- omstøping av 42" gassrørledning i gjennomboringshull
- boring av ca. 90 m lang skråsjakt fra tunnel og opp til terreng inne på eksisterende ventilstasjonsområde
- bygging av adkomstvei og bru inne på Kalstø ventilstasjon
- boring til sjø, diameter Ø150mm på ca. 60 meters vanndyp
- inntrekking og forankring av sjøfiberkabel (inkl. marin operasjon)
- tilhørende prosjektering

Inntrekkingskontrakten ble utført med interface (grensesnitt) imot to andre aktører: Stolt-Rockwater som entreprenør for marine operasjoner og McDermott/ETPM West som entreprenør for legging av rørledningen offshore.
Kontrakten ble avsluttet innenfor sluttfristen 15.07.98.

I det etterfølgende vil 2 delaktiviteter beskrives i detalj:

- Gjennomføring av forsiktig sprengning
- Boring til sjø på 60 meters vanndyp uten bruk av dykkere

3 GJENNOMFØRING AV FORSIKTIG SPRENGNING I LANDFALLSTUNNEL

3.1 Innledning

I utslagsområdet i eksisterende tunnel er det to kammer, Sleipner kondensat - kammer der kondensatrørledningen fra Sleipner feltet er fremført og Statpipe piercing - kammer hvor inntrekking av rørledningen fra Åsgard feltet skulle gjennomføres. I forbindelse med inntrekkingen måtte Statpipe piercing - kammer utvides.
Det skulle også bores skråsjakt for videreføring av rørledning fra tunnel til ventilstasjon. Dette medførte behov for å etablere en nisje i tunnelen, hvor rørmontasje for skråsjakt skal utføres.

Berguttaket skulle gjennomføres på en slik måte at Sleipner kondensat rørledning ikke ble skadet. AFS var ansvarlig for prosjektering av sprengningsarbeidene med tilhørende sikringstiltak.

I forbindelse med prosjekteringen har AFS hatt bistand fra firmaene Nitro Consult AB og Norconsult (Berdal-Strømme).

3.2 Grunnlag for detaljprosjektering

Planlegging og gjennomføring av forsiktig sprengning ble utført på bakgrunn av:
- Utførelse av risikoanalyse
- Gjennomføring av prøveprogram
- Vurdering av alternative berguttaksmetoder

3.3 Detaljprosjektering

Detaljprosjekteringen kan oppsummeres som følger:

- Mekanisk påvirkning fra steinsprut ble håndtert ved bygging av sikringskonstruksjoner i betong og omfylling av rørledning med pukk. I tillegg ble trestokker satt i rekke foran betongkonstruksjonen. Videre ble det montert sprengningsmatter og fiberduk foran salvene.

- Rystelser og vibrasjoner fra sprengning ble verifisert gjennom å definere rystelseskrav. Rystelseskravet ble satt til 30 mm/s med bakgrunn i utførte vurderinger, risikoanalyse og erfaringer fra andre relevante prosjekter. Dersom endelig rystelseskrav ikke ble oppnådd ville sprengningsplanen modifiseres ved å redusere borhullsavstand, sprengstoffmengde pr. hull, og/eller å redusere sprengstoffmengde pr. tennerintervall.

- Mekanisk påvirkning fra steinkast og rystelseskravet ble verifisert gjennom en full-skala prøvesprengning i Åsgard (Statpipe) inntrekkingskammer, og denne ble brukt til å fastsette endelig bore-, lade- og tennplan.

- Følgende alternative berguttaksmetoder ble vurdert; saging, ekspanderende mørtel, hydraulisk splitting og pigging. Det ble konkludert med at alt berguttak bør utføres ved hjelp av sprengning, såfremt at gitte rystelseskrav og krav til beskyttelse mot steinsprut oppnås.

- Andre eksisterende installasjoner som pumpeledninger og kabler ble beskyttet i forbindelse med sprengningsarbeidene. Høyspentkabler ble beskyttet med splittede

plastrør og påføring av fiberarmert sprøytebetong. Lavspentkabler og ventilasjonsduk ble demontert og pumpeledninger ble beskyttet i sprengningsområdene.

3.4 GJENNOMFØRING

De ulike deloperasjonene ble utført som følger:

3.4.1 Boring

Følgende data gjaldt for salveboring:

- Maks. borkronediameter er 38 mm, grovhullskronediameter = 127 mm
- Maks. borlengde (salvelengde) = 3 m
- Nødvendig boring: fra 2 til 4,5 bm/fm3

3.4.2 Lading

Lading ble utført med tradisjonelt patronert sprengstoff (dynamit, larvikitt, orange og hvite rør) med forladningspatron.

- Sprengstoffbehov: fra 0,5 til 1 kg/fm3

Med bakgrunn i utført prosjektering og prøvesprengning ble det utarbeidet krav til maksimalt samvirkende ladning i forhold til avstand fra kondensatrøret.

3.4.3 Salvedekking

Salvene inne i selve Statpipekammeret ble ikke dekt grunnet god avstand til Sleipner-ledningen. Dekking ved sprengning inntil Sleipner-ledningen ble utført ihht salvedekkingsplan.

3.4.4 Vibrasjonsmåling/registrering

For hver salve ble svingehastighet, amplitude og akselerasjon målt, vurdert og evaluert for eventuell justering av sprengningsopplegg.

3.4.6 Ing. geologisk vurdering/rapportering

Under sprengningsarbeidene foretok entreprenørens ingeniørgeolog kontinuerlig fjellstabilitetsvurderinger og beskrev arbeids- og permanentsikring samt eventuelle nødvendige tettingsarbeider.

3.4.7 Oppsummering

Sprengningsarbeidet ble i sin helhet utført innenfor gitte toleranser og iht. definerte krav. Ingen skader ble funnet på kondensatrør eller andre eksisterende installasjoner i tunnelen, og sprengningsarbeidet må betegnes som vellykket.

4 SEKVENSBESKRIVELSE FOR GJENNOMBORING TIL SJØ

4.1 Innledning, historikk

Igjennom årenes løp er flere ulike tekniske løsninger benyttet for ilandføring av rørledningene ifra Nordsjøen:

- For Statpipe-ledningene inn til Kalstø ble det valgt en pre-fabrikert betongkulvert med utstrakt bruk av dykkere
- For OTS-ledningen inn på Hjartøy ble det valgt sprengning og støpt inntrekkingskammer hvor dykkere arbeidet
- Støpt inntrekkingskammer og dykkere ble også benyttet på Kalstø for Sleipner-ledningen, men denne gangen med boring til sjø istedenfor sprengning

- For de 5 Troll-ledningene inn til Kollsnes ble det valgt sprengning av vertikale utslag med etterfølgende installasjon av stigerørspakker, for første gang uten bruk av dykkere
- For Heidrun-ledningen inn til Tjeldbergodden ble det valgt undervannsgrøft direkte på land

Tradisjonen tro ble det for Åsgard-ledningen valgt enda en ny teknisk løsning for ilandføring. Løsningen bestod i boring til sjø uten bruk av dykkere, og der støpt inntrekingskammer var erstattet med mottakskammer i stål for tetting mot sjø samt mottak av rør. I det etterfølgende vil den tekniske løsningen for dette ilandføringsalternativet beskrives.

4.2 Beskrivelse

4.2.1 Overordnet beskrivelse

- Uttak av fjell i stuff for montering av rørhylse, diameter 2.3 m og lengde 4.5 m
- Boring av styrt kjerneborhull Ø52mm til 3 meter fra sjø
- Opprømming av kjerneborhull til Ø76mm
- Boring og etablering av støpe- og injeksjonshull
- Montering og faststøping av rørhylse
- Montering av ESD ventil og mottakskammer i stål med tilhørende tetningsventiler (sealtube system), inkl. trykktesting
- Gjennomboring til sjø med 12 ¼" krone
- Uttrekking av borestreng med 30 mm ledewire opp til overflatefartøy
- Bytte av borestrenger ombord på overflatefartøy fra 12 ¼" til Ø1600mm
- Nedheising av ny borestreng m/Ø1600mm krone
- Inntrekking av borestreng m/Ø1600mm krone
- Opprømming til Ø1600mm med tilhørende fjerning av borkaks
- Utskyvning av Ø1600mm opprømmingskrone vha borrigg i tunnelen
- Uttrekking av borestreng fra gjennomboringshull og opp til overflatefartøy
- Demontering av ledewire fra borestreng, sammenkobling til trekkewire
- Inntrekking av 90 mm trekkewire
- Utlegging av trekkewire for rørleggingsfartøy

Metoden er illustrert på vedlagte sekvenstegninger.

4.2.2 Detaljbeskrivelse, gjennomboring til sjø

Borearbeidene ble utført med Entreprenørservice som underentreprenør.

Etter pilotboring og montering av sealtube-system, monteres borrigg for opprømming bak sealtube. Det bores til sjø med Ø 12 ¼" opprømmingskrone. Utslaget til sjø overvåkes av ROV og marin entreprenør monterer løfteåk til krone/borestreng.
Inne i tunnelen holdes borstrengen fast, og borstreng og borrigg kobles fra hverandre. Borriggen fjernes og Ø30mm ledewire kobles til borstrengen for å etablere forbindelse mellom tunnel og overflatefartøy. Etter at borstrengen er løsnet kan marin entreprenør starte uttrekking av borstrengen.

Marin entreprenør overvåker gjennomboringshullet med ROV når borestreng med ledewire trekkes ut(inn), samtidig som borhullet flushes fra tunnelen.

Borstrengen løftes så ombord på overflatefartøy. Her monteres løfteåk på ny borestreng med Ø1600mm opprømmingskrone og ledewiren kobles til denne. Deretter senkes borestrengen ned mot Ø 12 ¼" borhull og ledewiren spoles inn i tunnelen.

Marin entreprenør justerer inn borestrengen slik at den kan entre Ø 12 ¼" pilot hull uten kiling etc. Deretter trekkes borestrengen inn i tunnelen og opprømming til Ø1600mm kan begynne.

Før opprømming tar til monteres air-lift/vann-jet systemet, som sørger for at borkakset fjernes ut av hullet, påmonteres bak krone. Første del av opprømmingen gjøres forsiktig med lavt matetrykk og rotasjon. Dette for å unngå for høye sidekrefter da ansettet er skrått både horisontalt og vertikalt i forhold til boreretning/ansett. Hullet som bores er ca. 17 lm, med antatt borsynk på inntil 0,5 m/t. Når borkrona nærmer seg utslag inne i sealtube/rørhylse reduseres matekraft for å redusere risikoen for at større steiner faller ut i gjennomslaget.

Når gjennomslaget er gjort skal Ø1600mm borkrone skyves tilbake til sjø vha borrigg i tunnelen. Airbag monteres til krona og borestrengen senkes ned til bunn av gjennomboringshull. Borestreng kobles fra borrigg, borriggen fjernes og ledewiren kobles til borestreng på nytt. Borestrengen trekkes så ut av marin entreprenør. Når marin entreprenør har fått borestreng ombord på overflatefartøy, frakobles borestrengen fra ledewire og Ø 90 mm trekkewire tilkobles. Inntrekking av 30 mm ledewire med 90 mm inntrekkingswire tilkoblet kan nå igangsettes.

Før inntrekking av trekkewire skal Ø 1600 mm gjennomboringshull inspiseres med ROV. ROV kontrollerer også støpe- og injeksjonshull.

90 mm trekkewire spoles inn i tunnelen og nødvendig lengde legges ut på sjøbunnen. Enden av trekkewiren merkes med wire til bøye på overflaten. Denne bøyen vil sammen med trekkewiren plukkes opp av rørleggingsfartøyet LB200 for tilkobling til trekkehode og 42'' rørledning.

4.3 Oppsummering

Etter gode forberedelser og stor innsats fra alle involverte parter, dvs. byggherre, entreprenør og underentreprenør, ble samtlige utfordringer løst slik at det var klart for rørinntrekking i god tid før ankomsten til rørleggingsfartøyet LB200.

Rørledningen ble senere trukket inn i tunnelen ved hjelp av en 500 tonns lineærvinsj, og røret omstøpt i gjennomboringshullet til slutt.

5 VEDLEGG

Fig. 4.1: Oversiktstegning Kalstø landfall tunnel
Fig. 4.2: Arrangementstegning i inntrekkingskammeret under inntrekkings-/boreoperasjon.
Fig. 4.3.1 og 4.3.2: Sekvenstegninger for gjennomboring til sjø

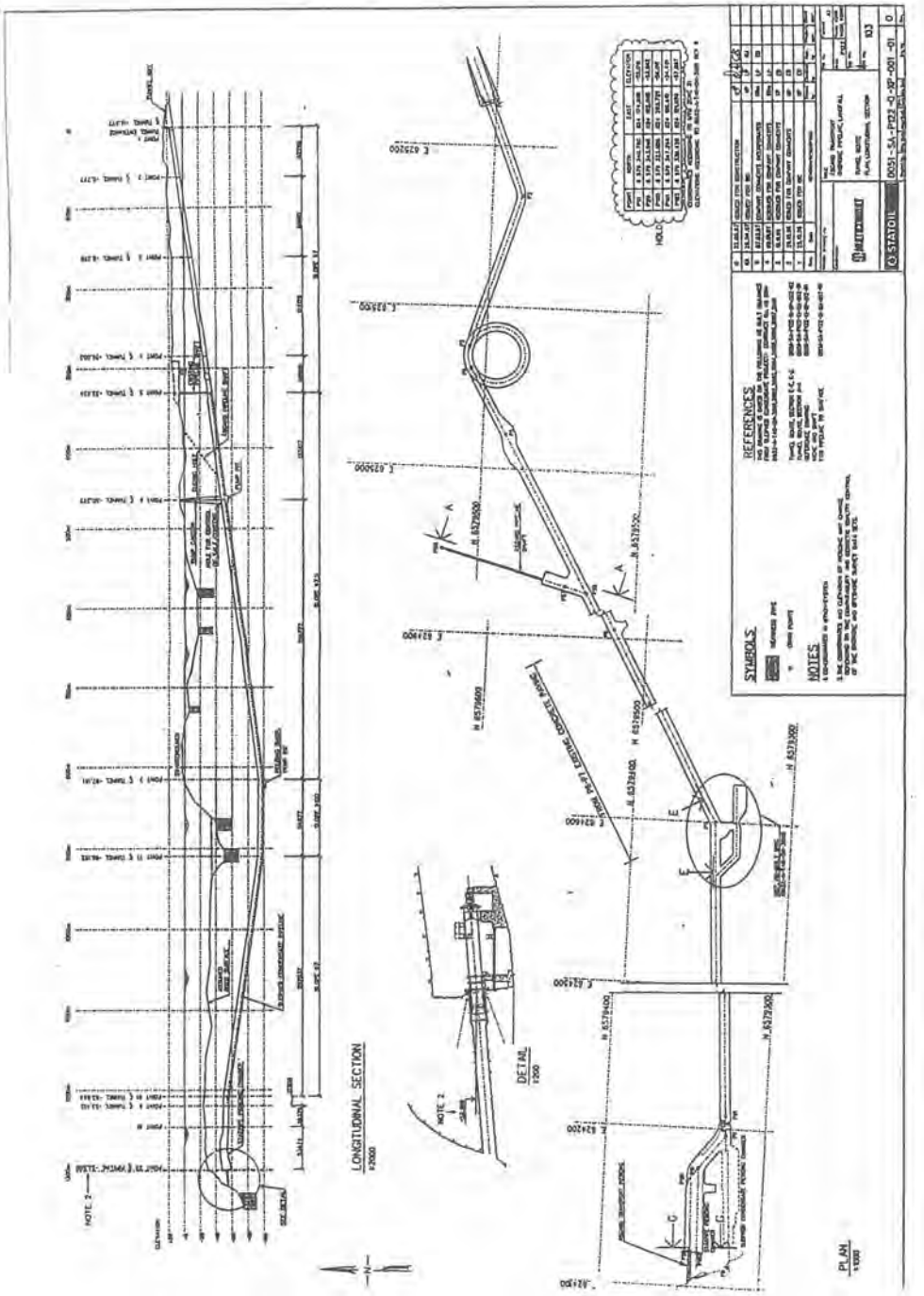


Fig. 4.1: Oversiktstegning Kalstø landfall tunnel

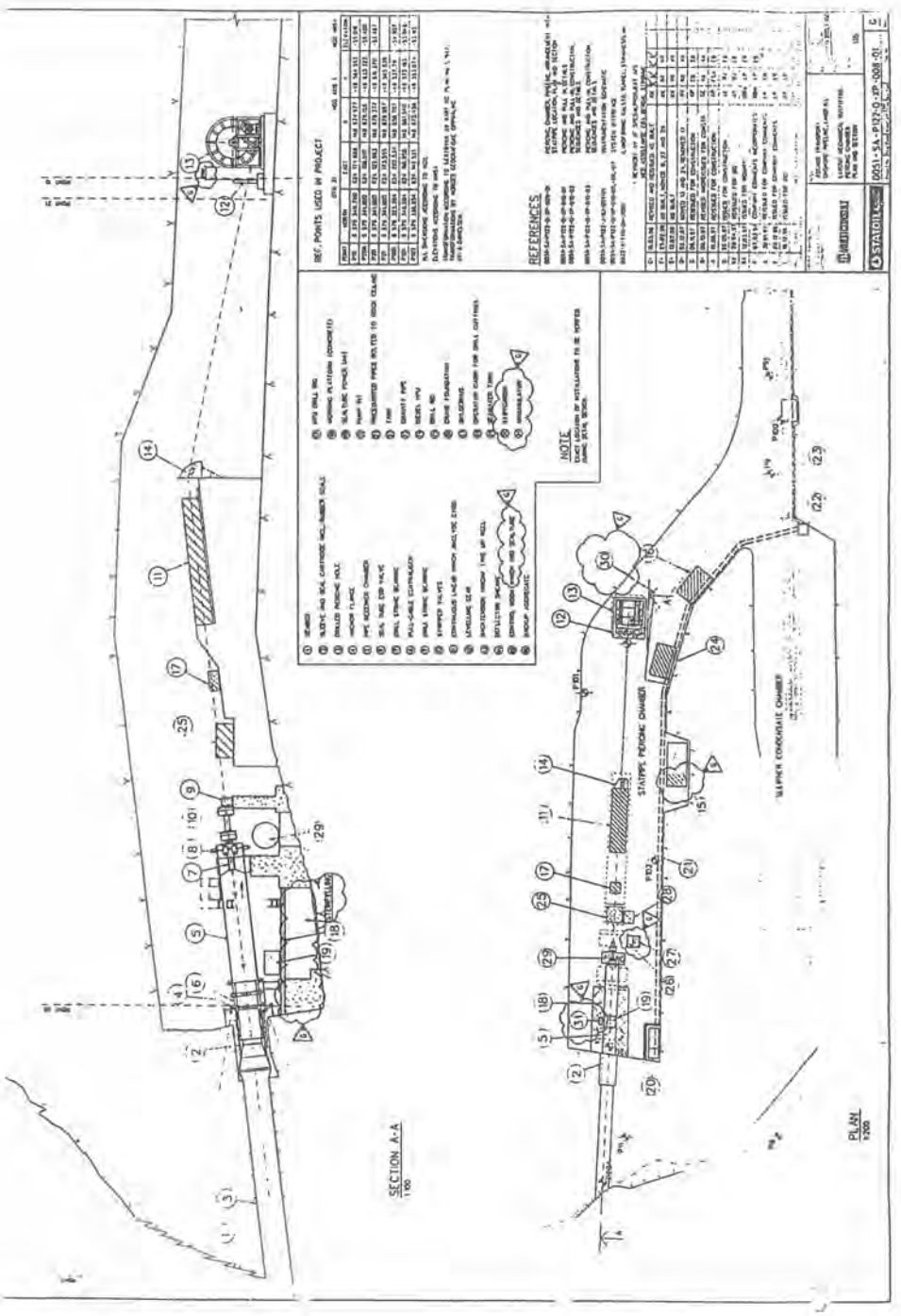


Fig. 4.2: Arrangementstegning i inntrekkingskammeret under inntrekkings-/boreoperasjon

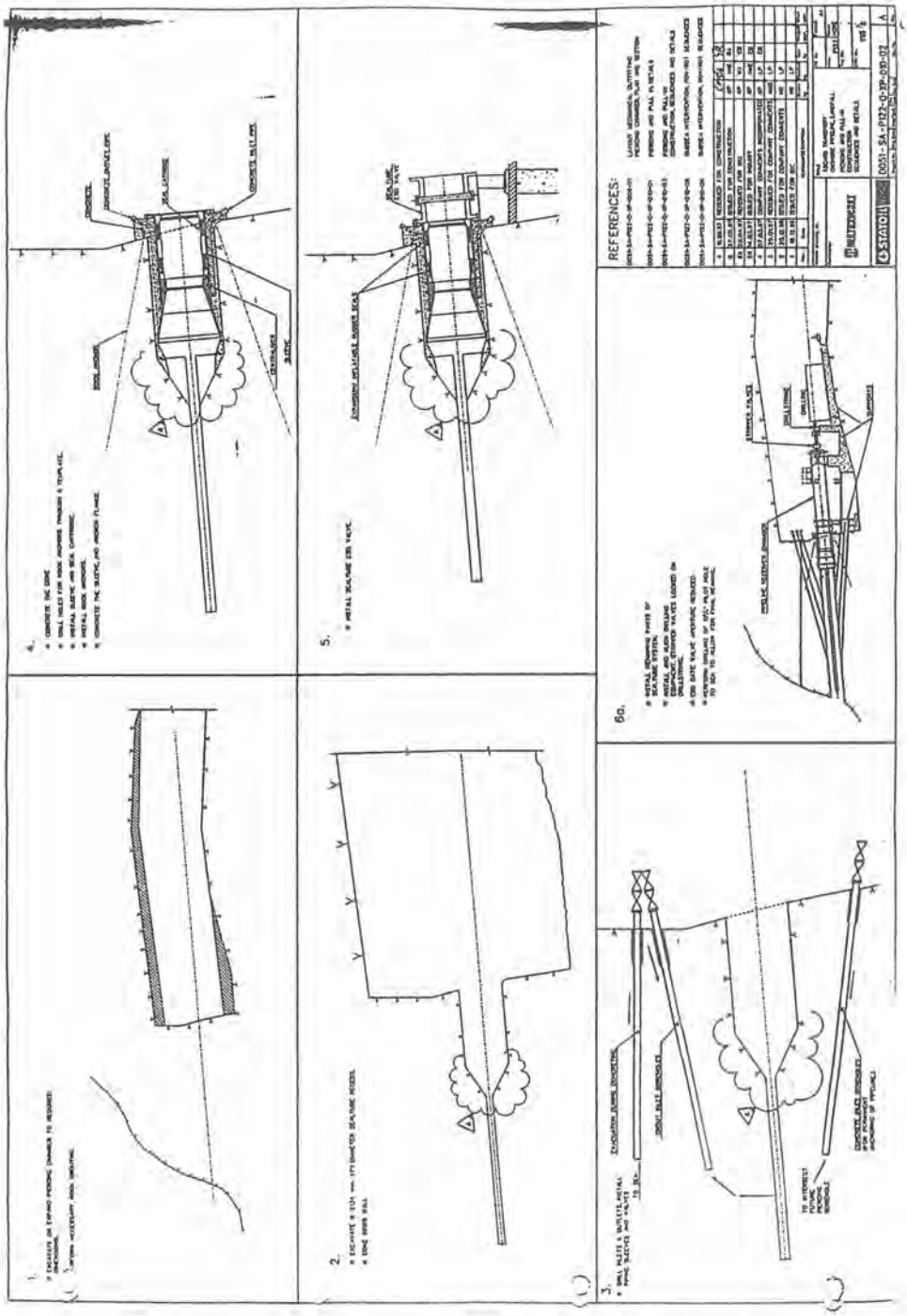


Fig. 4.3.1: Sekvenstegning for gjennomboring til sjø, del 1

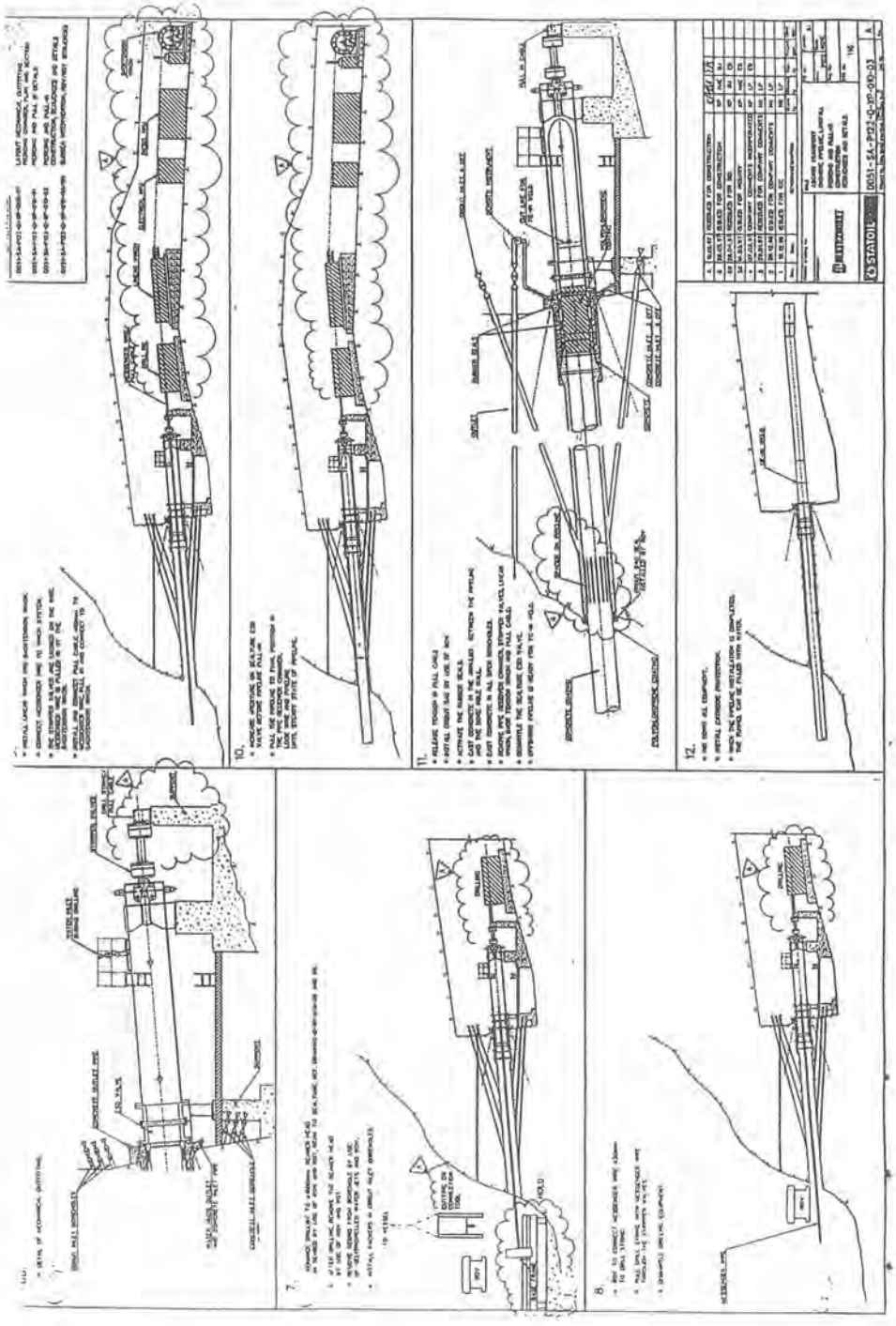


Fig. 4.3.2: Sekvenstegning for gjennomboring til sjø, del 2

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1998

OSLOFJORDFORBINDELSEN - PASSERING AV PROBLEMSONA

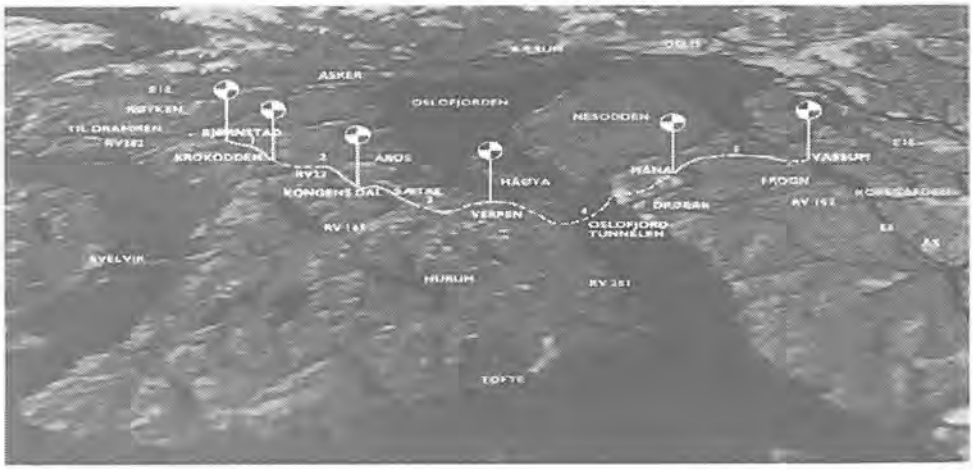
Ingeniørgeolog Lise Backer
Statens vegvesen Oslofjordforbindelsen

SAMMENDRAG

Under byggingen av Oslofjordtunnelen, en 7,2 km lang undersjøisk tunnel under Drøbaksundet sør for Oslo, oppstod det i desember 1997 problemer med driften gjennom en svakhetssone under fjorden. Sona som ligger utenfor Hurumlandet var godt kjent fra forundersøkelsene, men viste seg å ha en annen sammensetning enn det som var forutsatt. Etter omfattende undersøkelser av sona og mye kreativ tenking både hos byggherre (Statens vegvesen Oslofjordforbindelsen) og entreprenør (Scandinavian Rock Group AS, SRG) valgte en å fryse ned sona før driving gjennom denne. Det ble også besluttet å bygge en omløpstunnel under og forbi sona for å holde fremdriften oppe.

1. INNLEDNING

Oslofjordforbindelsen er betegnelsen på den nye riksvei 23, en 26,5 km lang motorveistrekning fra Bjørnstad i Røyken, via Hurum og under Drøbaksundet til Vassum i Frogn (figur 1). Foruten vei i dagen består den nye veistrekningen av 7 bruer og 6 tunneler. Den lengste tunnelen er den 7,2 km lange undersjøiske Oslofjordtunnelen. Det er under drivingen av denne tunnelen at en har støtt på de største utfordringene i dette prosjektet.

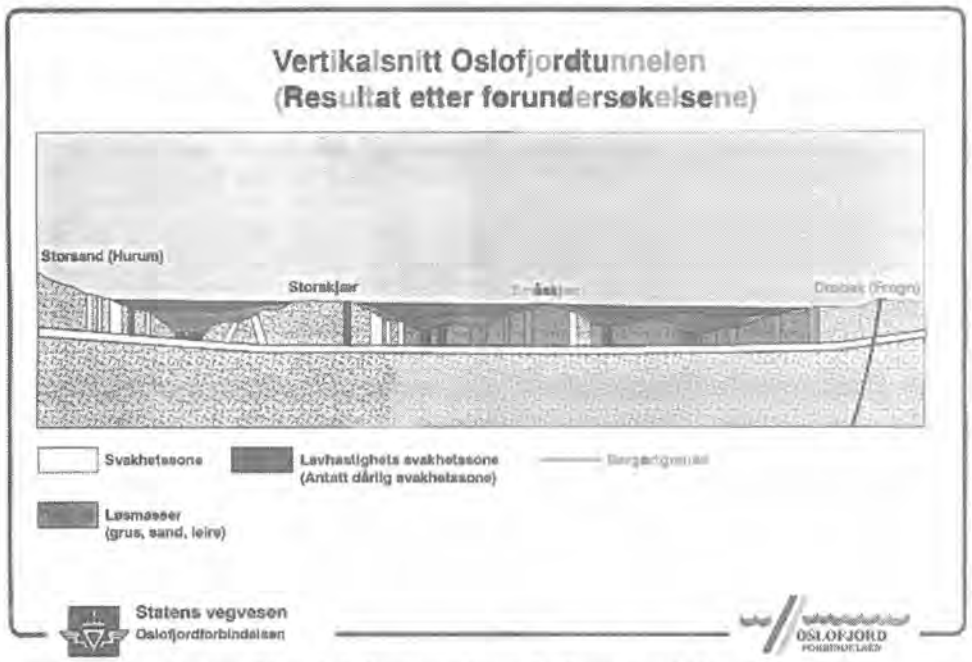


Figur 1: Oversiktskart over Oslofjordforbindelsen med innmerking av parsellene. Oslofjordtunnelen er parsell 4.

2. FORUNDERSØKELSER

Geologiske undersøkelser for en mulig kryssing av Oslofjorden ble startet av Gleditsch allerede i 1952. I tiden 1979-86 utførte Geoteam AS akustiske målinger, refleksjonsseismikk og senere refraksjonsseismikk. Det ble utarbeidet fjellkotekart som etter hvert ble korrigert og oppdatert. O.T. Blindheim AS utførte ingeniørgeologisk kartlegging og flyfototolkning.

Oslofjordtunnelen går i sin helhet i gneis. Ut fra forundersøkelsene ble det antatt at forkastningssonen utenfor Hurumlandet ville være den mest utfordrende for tunneldriften. Denne sona hadde lavest seismisk hastighet, og det var her en ville ha antatt minst overdekning over tunnelen. I 1995 ble det utført kjerneboring gjennom denne "Hurumsona". Totalt ble det boret 850m fordelt på to hull, ett fra Hurumlandet og ett fra Storskjær ute i Drøbaksundet. Det ene hullet var styrt i nivå med den fremtidige tunnelen. Det ble også utført seismisk tomografi ut fra seismiske målinger fra borehullene til havbunnen. Undersøkelsene ble avsluttet med diverse laboratorietester og det ble utarbeidet et geologisk profil for tunnelen (figur 2).



Figur 2: Geologisk profil av Oslofjordtunnelen ut fra forundersøkelsene

3. HVA HENDTE 17 DESEMBER 1997 ?

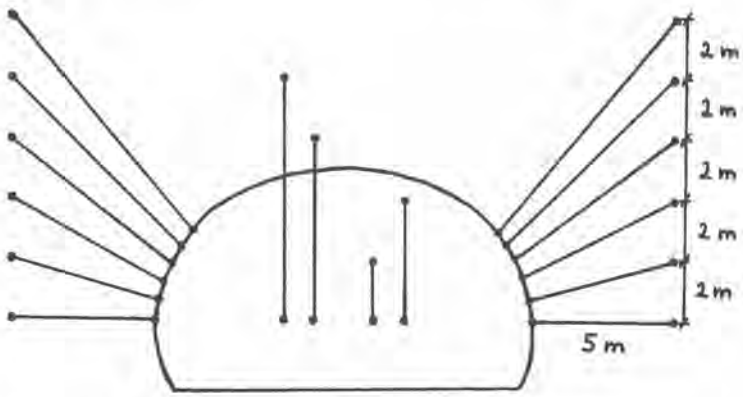
Tunnelarbeidene på Oslofjordtunnelen startet opp i april 1997. Fra Hurumsiden ble det drevet et tverrslag fra sandtaket på Storsand hvor det så ble drevet tostuffs vekseldrift, opp mot land og ut under fjorden. I løpet av høsten 1997 var driften kommet ut under fjorden. Siden svakhetssona utenfor Hurumlandet var godt kjent fra forundersøkelsene, ble det laget et driftsopplegg med kjerneboring fra stuff, omfattende sonderboring og systematisk injeksjon.

Den første indikasjonen på at fjelloverdekningen var mindre enn antatt kom 12.12.98. Ett sonderhull opp til venstre viste løse masser på 27m, men gikk inn i fast fjell igjen på 29m. Da borestrengen ble trukket gikk hullet fullt med lekkasjer som tilsvarte fullt vanntrykk på 120m opp til havoverflaten (ca 12 bar). De øvrige hullene viste moderate lekkasjer. Siden lekkasjen var langt inne, ble det bestemt å injisere samt å drive to salver videre etter det beskrevne opplegget.

17 desember 1997 viste imidlertid nye sonderboringer løse masser og fullt vanntrykk i flere hull helt nede i nivå med øvre del av tunnelen. Sona lå nå ca 17m foran stuffen. Sonderboringene viste imidlertid bedre forhold og lite vann i høyre side og i nedre del av tunnelprofilet.

4. HVORDAN ANGRIPE EN SLIK SITUASJON ?

For å få en første oversikt over sonas utbredelse, sammensetning og hvor det sto fullt vanntrykk ble det beskrevet et spesielt sonderboringsopplegg. Det ble boret etter tre vertikale profiler, ett på hver side av tunnelen 5m til siden og ett midt i stuffen (figur 3). Hullene ble forsøkt boret gjennom sona. Totalt ble det boret 480m fordelt på 22 sonderhull.



Figur 3: Sonderboring med angitte siktepunkt 30m foran stuffen.

Ut fra dette sonderboringsopplegget fant en at svakhetssona i nedre del av tunnelprofilet bestod av "vanlig" svakhetssonemateriale, det vil si oppknust og leirholdig berg, med lite vannlekkasjer. Forundersøkelsene og kjerneboringene fra stuff hadde også vist slikt svakhetssonemateriale siden disse boringene var gjort i dette nivået. Fra et nivå midt i venstre vegg og skrått opp til høyre vederlag bestod sona av leire, sand, grus og blokker eller skiver av fast berg. Disse massene sto under fullt vanntrykk på 120m (ca 12 bar). Sonas bredde ble anslått til 10-15m.

I et samarbeidsmøte mellom entreprenøren (SRG) og byggherren (SVOF) 19.12.97 ble det slått fast at så langt var alt gjort riktig med tanke på sikring og driving inn mot sona. Situasjonen ble vurdert som stabil og sikker. Man ble enige om et undersøkelsesprogram som skulle gi svar på utbredelsen av sona og sammensetningen av massene. Dette kunne best gjøres ved å kjernebore gjennom sona med foringsrør gjennom kuleventil for å hindre ukontrollerbare utblåsninger gjennom kjernehullene.

På dette første samarbeidsmøtet ble det også nedsatt en samarbeidsgruppe hvor både entreprenøren og byggherren skulle stille med sine fagfolk. Gruppas mandat var å følge opp resultatene av kjerneboringene og eventuelt sette opp et supplerende undersøkelsesprogram. I tillegg skulle gruppa vurdere alternative stabiliseringsmetoder og drivemetoder på grunnlag av resultatene av undersøkelsene. Gruppa ble også bedt om å vurdere det foreliggende materialet for resten av traseen, med fokus på de øvrige sonene, for å vurdere muligheten for og behov for retolkning av seismikken eller andre undersøkelser.

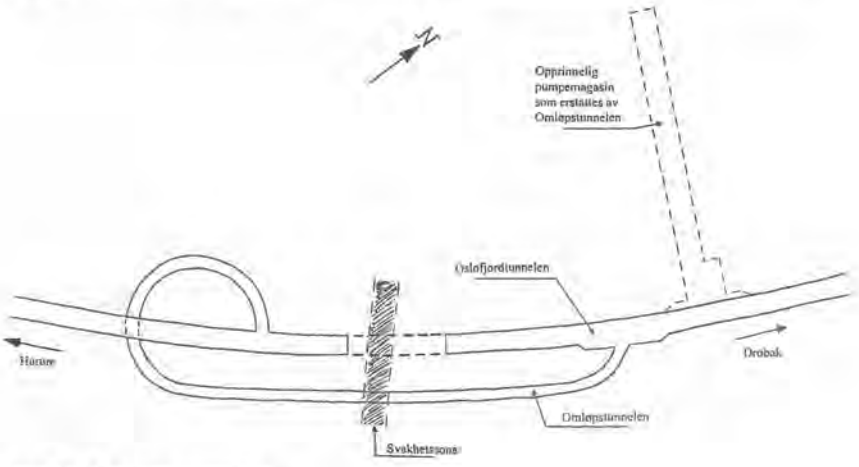
5. FREMDRIFT PÅ TIDSKRITISK STUFF

Da en traff på sona lå driften godt foran fremdriftsplanen. Dette skyldtes blant annet at tunneldriften kom i gang tidligere enn forutsatt. De to stuffene som ble drevet mot hverandre under fjorden lå på tidskritisk linje. Forspranget ville dermed raskt bli spist opp dersom driften på den ene stuffen ble stående for lenge.

Det ble kjerneboret ut til siden i nivå med hovedløpet for å sjekke muligheten for en mindre sideveis forskyvning. Forholdene var imidlertid ikke bedre ut til siden. Tunnelen var allerede drevet med maksimalt fall på 70 ‰, så det var lite å hente på å senke hovedløpet. Opprinnelig trase ble derfor beholdt.

Undersøkelsene så langt hadde vist at sona var av en bedre karakter i den nedre delen av tunnelprofilet og under tunnelnivået. For ikke å tape tid var det sterkt ønskelig å passere sona med en omløpstunnel der hvor forholdene var gunstigere. Omløpstunnelen kunne gå i en sving med større fall og passere sona i et dypere nivå, før den gikk opp igjen og hektet seg inn på hovedløpet ca 150m lengre fremme. Kjerneboringer ut til siden og 15-20m dypere enn hovedløpet viste akseptable forhold for å passere med en omløpstunnel.

Det ble i januar 1998 besluttet å bygge en slik omløpstunnel (figur 4). Siden lavbrekket i tunnelen lå i dette området var det planlagt et 8000 m^3 stort pumpemagasin like etter sona. Det utsprengte volumet i omløpstunnelen kunne erstatte det planlagte pumpemagasinet slik at mye av kostnadene med omløpstunnelen kunne hentes inn der.



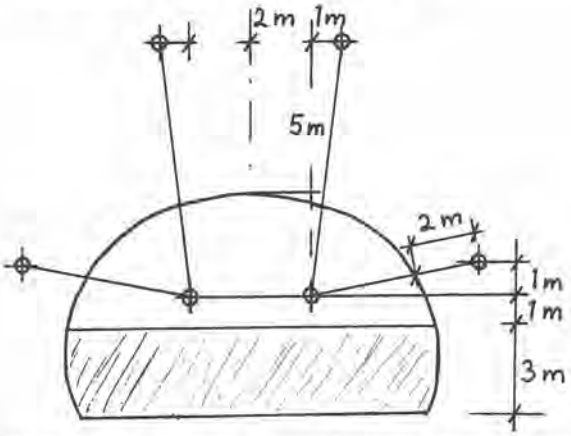
Figur 4: Omløpstunnelen

Sprengningen av omløpstunnelen var i gang allerede 29.01.98 og den stod ferdig oppe i hovedløpet igjen 01.04.98. Drivingen hadde gått uten spesielle problemer og sona var passert uten bruk av betongutstøpning. Det var dermed full drift på tidskritisk linje fra påsken 1998. Total fremdrift i tunnelen lå da ca 8 uker etter fremdriftsplanen.

6. UNDERSØKELSENE OG BEHANDLINGEN AV PROBLEMSONA.

Undersøkelsene av sona startet opp med kjerneboring i januar 1998. Kjerneboreutstyret som så langt hadde vært benyttet i tunnelen viste seg å ikke være egnet til å bore gjennom sona i de løse massene. Dette utstyret ble derfor satt til å bore hullene ut til side og undersøkelseshullene for omløpstunnelen. Kraftigere boreutstyr ble bestilt, med mulighet for boring med foringsrør i flere trinn. Tiden for mobilisering av nytt boreutstyr (ca 1 uke) ble benyttet til injeksjon av sona etter et systematisk og omfattende injeksjonsopplegg.

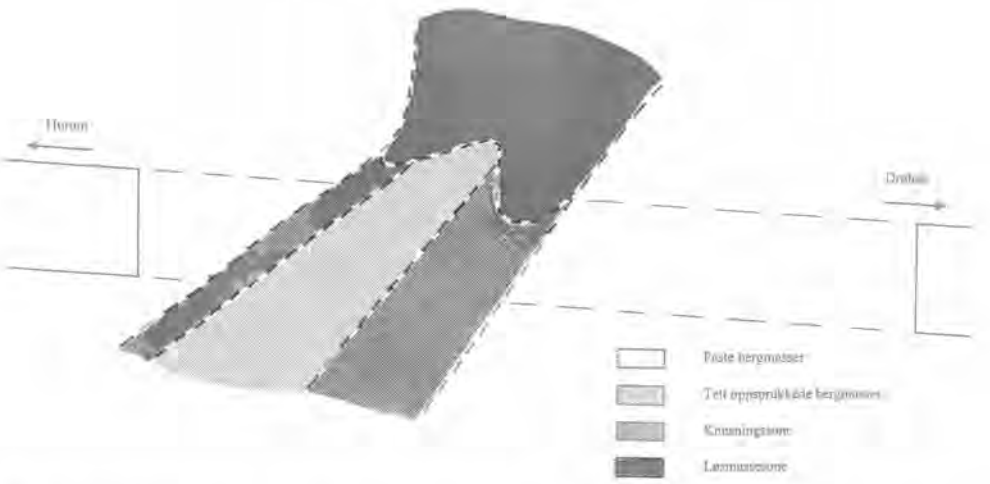
Det tok en snau måned å bore de fire kjerneborehullene gjennom sona (figur 5). Alle fire hullene ble boret igjennom sona og 10-15m inn i meget gode bergmasser på den andre siden. Resultatene av kjerneboringene sammen med sonder- og injeksjonsboringene ga et godt bilde av sonas utbredelse og type masser i sona (figur 6). Sonas antatte bredde på 10 til 15m ble bekreftet. De løsere massene i øvre del av tunnelprofilet bestod av til dels godt rundet og ikke stedegent materiale av blokker, grus, finsand og leire.



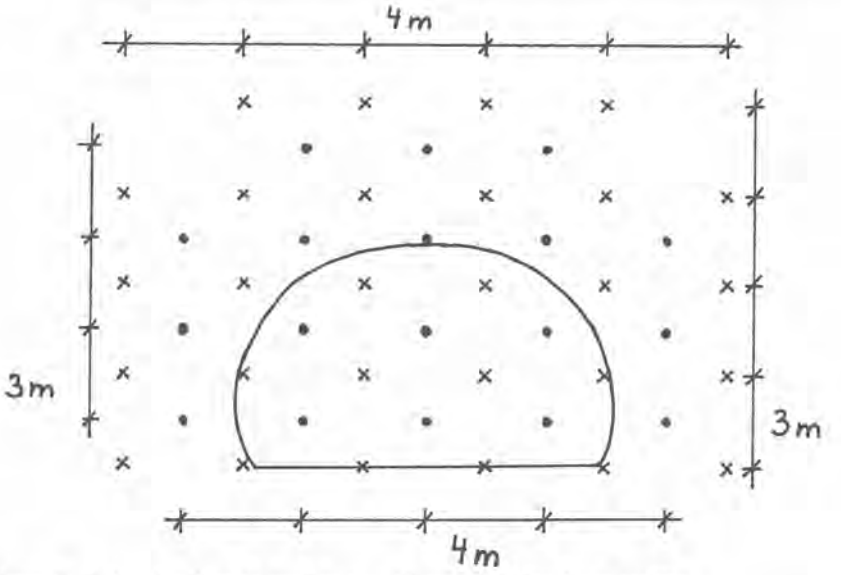
Figur 5: Kjerneboring gjennom sona med angitte siktepunkt 30m foran stuffen.

Ut fra de undersøkelsene som var gjort var det vanskelig å si noe sikkert om fordelingen av de ulike fraksjonene i sona. Det kan antas at brevann under istiden har spylt ut en smal og dyp kløft ned til tunnelnivået langs den oppknuste og dårligere svakhetssonen. Denne kløften har i ettertid blitt fylt igjen av massene som i dag står med fullt vanntrykk. Disse massene kan tenkes å være avsatt som noe sorterte linser eller lag i en breelvsavsetning eller som usorterte rasmasser. En kombinasjon av disse avsetningsprosessene er kanskje enda mer sannsynlig.

Videre kjerneboring ville gi lite ny informasjon om massenes opptreden da løsmassene ble omrørt og blandet og for det meste spylt ut med borevannet. Det ble derfor besluttet ikke å utføre ytterligere kjerneboringer, men i stedet gå over til videre injeksjon etter det påbegynte injeksjonsopplegg (figur 7).



Figur 6: Snitt gjennom sona langs senterlinjen på grunnlag av kjerneboring og sonderboring.



Figur 7: Injeksjonsboring med angitte siktepunkt 15m foran stuffen.

Injeksjonen hadde startet med nederste rast som ble forsøke boret til minst 30m. Hullene som ikke var nådd til 30m eller som ikke oppnådde ståtrykk ved pumping, ble så boret opp igjen og injisert før neste rast ble boret. Slik klarte en å "fylle opp" de to til tre nederste rastene som gikk i knusningssonemateriale, ved at hullene etter hvert ble boret til minst 30m og en oppnådde ståtrykk på 50 bar. Ved boring av hullene i de øvre rastene som gikk i løsmassene, stoppet boringen på grunn av boreproblemer og dårlig stabilitet i borehullene. Gjentatt oppboring og injeksjon førte etter hver til at en hadde kontroll med vannlekkasjene med lekkasjer på 10 til 100 l/min per borehull, men en oppnådde aldri mer enn 21 til 25m borelengde fra denne siden av sona.

Tunneldriften gjennom omløpstunnelen var etter hvert kommet så langt at det var drevet tilbake mot sona fra den andre siden. Det ble sonderboret og injisert inn i sona fra "baksiden" slik at en antok å ha dekket hele sona med injeksjon langs tunnelprofilet.

I begynnelsen av juni 1998 var det totalt fra begge sider injisert ca 700 tonn med injeksjonsmasser, fordelt på ca 25 tonn silika, ca 40 tonn sand og ca 635 tonn industrisement. Sanden ble blandet i ved store innganger for å oppnå mauringseffekt med grovere masser. Silika skulle sørge for mer stabile masser som ikke så lett separerte. Dessuten skulle silikaen redusere avbindingstiden for å redusere muligheten for at massene forsvant langt avgårde.

7. ALTERNATIVE DRIVEMETODER

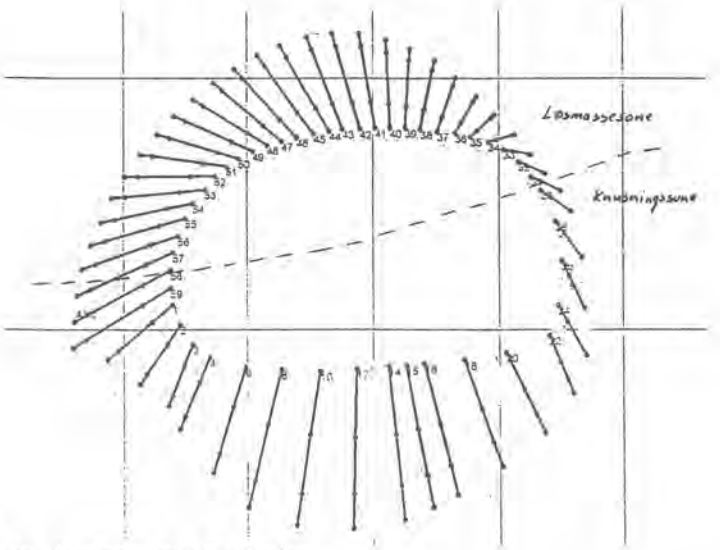
Parallelt med undersøkelsesprogrammet og injeksjonsarbeidene arbeidet samarbeidsgruppen med tolkning av resultatene og vurdering av mulige drivemetoder. Det ble vurdert to mulige metoder for å stabilisere massene før driving gjennom sona: **injeksjonsstabilisering** og **frysestabilisering**.

Det ble vurdert som nødvendig med omfattende injeksjon som første fase for begge metodene. For frysestabilisering skulle injeksjonen lette / muliggjøre boring av grove hull for fryserør. Erfaringene fra injeksjonen kunne så gi et grunnlag for å vurdere om ytterligere omfattende injeksjon ville være tilstrekkelig for stabilisering av massene før driving gjennom sona. I møte i samarbeidsgruppa 16.03.98 ble gruppa bedt om å anbefale en stabiliseringsmetode. Det var enighet om at kriteriene for valg av metode skulle være at den valgte metoden skulle være overbevisende sikker. På det daværende tidspunkt var det behov for langt mer injeksjon før en kunne vurdere om injeksjonsstabilisering ville gi tilfredsstillende sikkerhet for driving gjennom sona. Gruppa gikk derfor samlet inn for å starte mobilisering for frysing for ikke å miste verdifull tid. Parallelt med denne mobiliseringen skulle injeksjonen fortsette, slik at en løpende kunne vurdere effekten av injeksjonen.

Samarbeidsgruppens anbefaling om frysing ble imidlertid bekreftet i møtene 20.04.98 og 08.06.98, siden erfaringene fra injeksjonen viste at vannlekkasjene i stor grad var redusert, mens stabiliteten i borehullene fortsatt var dårlig. Injeksjonen ble avsluttet i juni 1998 siden en da vurderte at en hadde utført tilstrekkelig injeksjon for boring av fryserørene.

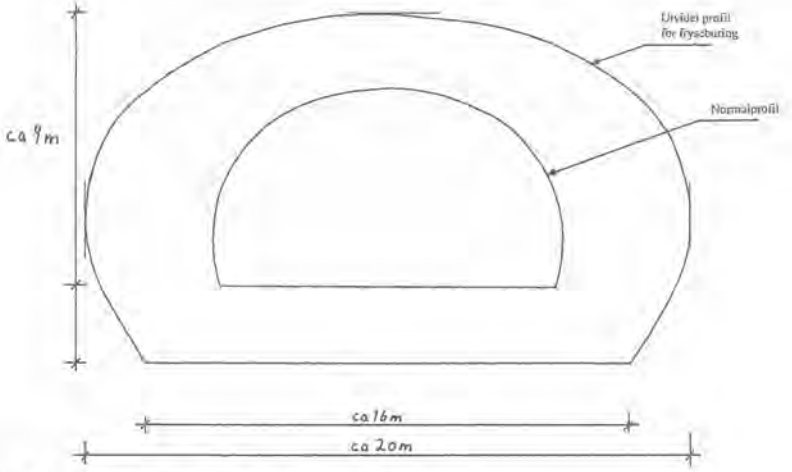
8. BORING AV HULL FOR FRYSERØR

Frysingen vil skje fra den opprinnelige stuffen mens driving gjennom sona vil skje fra den andre siden av omløpstunnelen. En av fordelene med omløpstunnelen var at disse to operasjonene kunne foregå fra hver sin side uten å forstyrre hverandre. I løsmassene i den øvre delen av tunnelprofilet er fryserørene plassert med 1m innbyrdes avstand 1m utenfor sprengningsprofilet ved inngangen til sona. Det vil være langt lettere og raskere å fryse ned de tørrere oppknuste bergmassene i den nedre delen av sona. Den innbyrdes avstanden mellom frysehullene er derfor økt til 2m i den nedre delen av tunnelprofilet (figur 8).



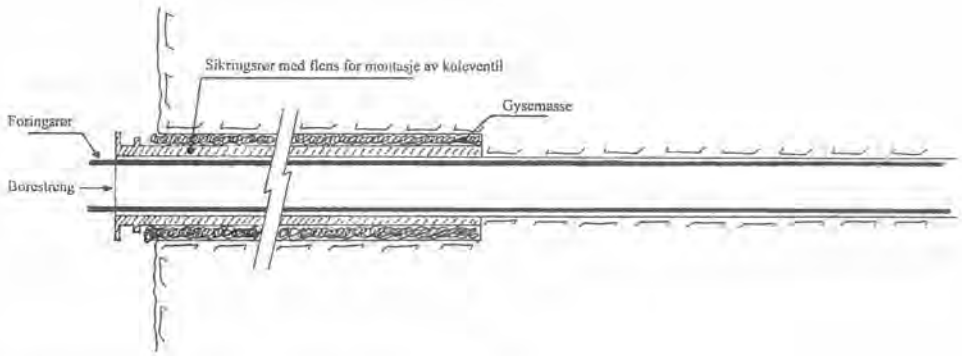
Figur 8: Plan over hull for frysing.

For å få plass til ansettet av hullene, og for å få minst mulig vifting av hullene måtte profilet på frysestuffen utvides til et spenn på ca 20m (figur 9). Dette kunne ikke gjøres uten at en hadde kontrollert at det var tilfredsstillende kvalitet på bergmassene og tilstrekkelig overdekning over dette området. Det ble derfor boret to lange sonderhull over tunnelen for å påvise minst 20m overdekning. I tillegg ble det montert et ekstensometer i hengen ca 7m fra stuffen, det vil si før siste strossen ble skutt. Ekstensometeret viste rask stabilisering av hengen og mindre enn 2 mm vertikal forskyvning.



Figur 9: Utvidet profil på frysestuffen

Boring av 165 mm hull for fryserørene startet nedenifra med boring med vanlig fjellkrone gjennom knusningssonematerialet i sålen og oppover i veggene. Ved boring i løsmassene var det behov for boring med foringsrør for å holde på stabiliteten i borehullene. På venstre side traff en også tidlig på fullt vanntrykk. For å ta vare på vannlekkasjene og sikkerheten til boremannskapet var det nødvendig å montere sikringsrør og bore gjennom kuleventil (figur 10).



Figur 10: Snitt gjennom boring av hull for fryserør

Til tross for at det er pumpet inn ca 700 tonn injeksjonsmasse i sona er det på venstre side og i hengen boret på fullt vanntrykk i løsmassene. Dette kan delvis skyldes at frysehullene ligger noe lengre ut fra profilet i forhold til injeksjonshullene. Erfaringene fra boring av frysehullene viser imidlertid at det er mulig å bore grove hull i løsmassene selv om de står med fullt vanntrykk på ca 12 bar. Boreprosessen er meget tidkrevende og det har til dels vært nødvendig med injeksjon i hullene, men ved oppboring har en deretter boret igjennom sona. Det har imidlertid også vært tidkrevende å bore i løsmassene oppe i høyre side der det ikke har stått fullt vanntrykk i massene. På grunn av stabilitetsproblemer i hullene har en også der måttet bore med foringsrør som igjen krever full sikkerhet med sikringsrør og kuleventil. Det antas at boringen av frysehullene vil være ferdig i første del av 1999. Frysing og driving gjennom den frossete sona vil med dagens fremdriftsplan foregå våren og sommeren 1999, mens veien skal stå ferdig sommeren 2000.

9. OPPSUMMERING OG ERFARINGER SÅ LANGT

Erfaringene så langt har vist at massene i løsmassesona er vanskelige å stabilisere ved injeksjon. Dersom sona kun skulle vært stabilisert ved injeksjon ville det være snakk om helt andre mengder og også andre typer injeksjonsmasse enn de ca 700 tonn med sementbaserte injeksjonsmasser som i dag er pumpet inn i sona. Dette underbygger avgjørelsen om frysing som stabiliseringstiltak.

Boring for de grove frysehullene har vist at på tross av omfattende injeksjon står det fortsatt fullt vanntrykk i store deler av løsmassene. Det er imidlertid mulig å gjennomføre boringene i løsmassene selv om disse står under fullt vanntrykk. Sikkerheten for boremannskapet krever at en ved boring i løsmassesonen borer med de samme tidkrevende sikkerhetstiltakene enten en treffer på vann i hullet eller ikke.

Fryseskjermen har blitt dimensjonert ut fra tester utført på sand og grus som ble spylt ut fra kjerneborehullene. Det er knyttet stor usikkerhet til representativiteten av prøvene, idet finstoffet er vasket ut mens de grovere massene ikke lot seg spyle ut gjennom borehullet. Sammensetningen av massene i sona er svært avgjørende for fryseegenskapene. Ensgradert finsand i saltvann gir dårlige fryseegenskaper, mens dårlig sorterte urmasser gir langt bedre fryseegenskaper. Prøvene representerer dermed det dårligste materialet i sona, mens det er grunn til å anta at massene er noe bedre enn dette.

Siden testene viser dårligere fryseegenskaper enn det som først var antatt for sona, har det blitt nødvendig med supplerende sikringstiltak. Grundige beregninger og vurderinger har vist at dette, både sikkerhetsmessig, fryseteknisk og fremdriftsmessig, best oppnås med en ekstra rast med frysehull i løsmassesona.

Uforstyrrede prøver fra sona, ved å kjernebore med flytende nitrogen som fryser ned massene umiddelbart foran borekrona, kunne ha gitt grunnlag for å justere dimensjoneringen av fryseskjermen. Det er i dag ikke tilgjengelig utstyr og prosedyrer for slike prøveopptak under de vanskelige forhold som en har i problemsona i Oslofjordtunnelen. For å sikre representativiteten ville det også vært nødvendig med et omfattende prøveopptak. Det er likevel en metode som er interessant for fremtiden.

10. REFERANSER

1. Statens vegvesen Oslofjordforbindelsen (1996), Rv 23 Oslofjordforbindelsen. Parsell 4 Verpen-Måna, Oslofjordtunnelen. Geologisk rapport.

2. Haug, R. G. (1997), Oslofjordforbindelsen - Visjon blir til virkelighet, Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk. nr 6, 1997.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1998

KAN ALKALIFRI SPRØYTEBETONG ERSTATTE SIKRINGSSTØP?

Siv.ing. Ingrid Dahl Hovland

Erfaring fra Nordkapptunnelen

Nordkapptunnelen er en 6,8 km lang veitunnel med netto tverrsnitt 44 m^2, det vil si et kjørefelt i hver retning. Tunnelen gir vegutløsning til Magerøya og er en parsell på FATIMA-prosjektet.

Tunnelen er drevet fra 2 sider, Magerøya og fastlandet. Dypeste punkt under Magerøysundet er ÷ 212 m.

Tunneldriften startet i juni 1995 på begge sider.

Geologi

På grunn av svært vanskelige fjellforhold på øysiden startet man her drivingen med full utstøping, noe som medførte lavere inndrift enn planlagt. Fjellkvaliteten på fastlandssiden var god og man forventet derfor hele tiden stabilitetsforbedring også på øysiden. Hele tiden pågikk vurderinger av strukturgeologien i området, de fleste ekspertene fikk anledning til å uttale seg, men ingen kunne med sikkerhet fastslå hvor bergartsskille kunne være, var det i lavbrekket eller nærmere øya? Men når stuffen nådde lavbrekket fra fastlandssiden senhøsten 1996, gikk man rett inn i samme bergart som lagpakken fra øysiden. Nå var det full utstøping på to stuffer.

Det er ulike bergarter langs tunneltraséen. Tunneldrivingen fra fastlandssiden begynte i stabilt og godt fjell, glimmerskifer og metasandstein, som ligger 10-20° mot nord i tunnelen. Disse bergartene kan ekstrapoleres ned under den sedimentere bergartpakken fra øysiden.

De sedimentære bergartene består av silt og sandsteiner vekslende med klorittskifer. Denne lagpakken har vært gjennom en foldingsprosess. Etter ca. 3 300 m fra fastlandssiden begynte fjellet gradvis å endre karakter mot klorittskifer, og full utstøping med forskalingsskjold startet den 28. september 1996.

Prosjektet var nå inne i en kritisk fase med tanke på fremdrift. Veidekke arbeidet hele tiden med vurdering av andre drivemetoder, fresing og alternative metoder for stabilitetssikring. Hvordan kunne vi opprettholde og om mulig bedre sikkerheten og samtidig øke fremdriften? Vinteren 96/97 intensiverte vi dette arbeidet, og arbeidet konsentrerte seg nå omkring utvikling av sprøytebetong. Kunne sprøytebetong erstatte full utstøping?

Veidekke har lang erfaring med stålfiberarmert sprøytebetong, men med tradisjonelle teknikker kunne vi ikke sprøyte tykke nok lag for å erstatte full utstøping. I Norge er vannglassbasert akselerator for sprøytebetong mest vanlig. Denne typen akselerator gir god heft og er normalt tilfredsstillende for norske fjellkvaliteter, men vanligvis klarer vi ikke tykkere lag enn 3-6 cm i en sprøyteoperasjon.

Veidekke jobbet for å utvikle en sprøytebetongtype som kunne legges på i lag inntil 40 cm i en sprøyteoperasjon og med høy tidligfasthet og sluttfasthet på min 45 Mpa. Våren 1997 kom Veidekke i kontakt med interessante sprøytebetongforsøk både i Sveits og England. Hovedingridiensen i dette sprøytebetongkonseptet var alkalifri akselerator, SA 160.

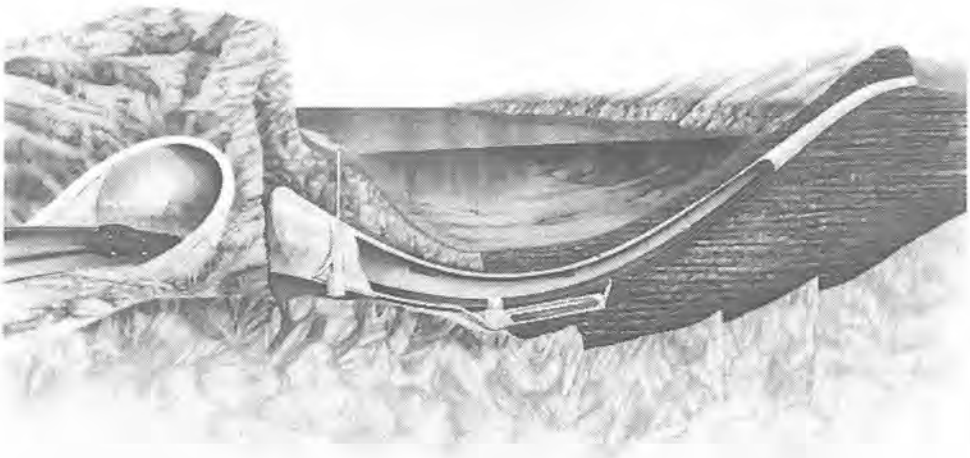
Vi inviterte til demonstrasjonssprøyting på Ny Nationaltheatret stasjon i Oslo. Demonstrasjonen i mai 1997 viste klart at sprøytebetongakselerator SA 160 kunne bygge opp ønskede lagtykkelser, hadde svært lavt prelletap og tidligfasthet godt over forventet med vannglassbasert akselerator.

Allerede i juni testet Veidekke konseptet i drift på Nordkapptunnelen. I starten erstattet vi kun vanlig sprøytebetong for stabilisering før skjoldstøp. Siste periode før sommerferien ble det nye sprøytebetongkonseptet benyttet istedet for full utstøping. Det ble nå sprøytet inntil 30 cm tykt sprøytebetonglag på en slik måte at best mulig buevirkning ble oppnådd.

Etter sommerferien ble denne strekningen undersøkt svært nøye med tanke på eventuelle riss og deformasjoner, uten at noe ble funnet. Også kjerneprøver viste resultater i overens-stemmelse med overflateobservasjonene. Det var nå viktig at arbeidsfolkene aksepterte metoden med tykk sprøytebetong.

Med gode sprøyteoperatører greier man å bygge opp lokal buevirkning der det er store utfall, for så å bygge opp bue i hele profilet til slutt. Opplæring av operatørene er svært viktig for å få et vellykket sluttprodukt.

Fra august 1997 ble full utstøping erstattet med alkalifri sprøytebetong på begge stuffene. Det skulle nå foregå en testperiode frem til oktober. I oktober 1997 ble det bestemt at alkalifri sprøytebetong kunne benyttes som permanent sikring.



Ny metode for permanent sikring

På grunn av stabilitetsproblemene i fjellet kunne man få bevegelse i sprøytebetongen. Det var nå viktig å estimere optimalt, riktig sikringskonsept. Det ble bestemt å sprøyte et lag først etter salvesprengning og ta det neste sprøytebetonglaget til endelig tykkelse etter neste salvesprengning. Total tykkelse på sprøytebetongen ble bestemt til 25 cm, i gjennomsnitt, dette betyr ca 7 m^3 pr. m tunnel. Hele tiden måtte man tilstrebe lokal og total buevirkning på sprøytebetongen slik at sprøytebetongkonstruksjonen til slutt bærer tilnærmet samme last som full utstøping. Dette krever gode operatører som kjenner betongens egenskaper og utstyrets muligheter godt. I tillegg ble det boltet systematisk 2 x 2 m med fullt innstøpte 3 meters bolter (5 bolter pr. m tunnel). Skjold for full utstøping og eventuell lukking av stuffen ble hele tiden brakt med 50 m bak stuff. For å oppnå tidlig fasthet ble rapid sement benyttet. For å hindre uttørking av de tykke sprøytebetonglagene, ble interncuring, TCC 735 blandet i betongen på blandestasjonen.

Ved anvendelse av rapid sement er det nødvendig å kunne styre sementens begynnende avbindingstid, noe som ikke oppnås ved bruk av vanlig retarder. For å få til dette og gi sprøytebetongen de mest optimale ferske betongegenskaper ble Delvocrete Stabilisator fra MBT valgt. Dette tilsetningsstoffet gjør det mulig å beholde betongens konsistens stabil i flere timer. Ved sprøyting og tilsetning av akselerator SA 160 skjer avbinding øyeblikkelig med påfølgende utvikling av høy tidligfasthet. Betongen flyter og oppfører seg mer som konstruksjonsbetong i det den treffer flaten det sprøytes mot og man oppnår god fiberorientering

Bruk av alkalifri akselerator SA 160 gir et vesentlig bidrag til forbedret arbeidsmiljø i tunnel. Men slik situasjonen er i dag har hverken arbeidsmiljø, eller andre statlige etater kommet med helse og miljø krav for å pålegge bruk av alkalifri akselerator. Dette har bakgrunn i at vi i Norge, i motsetning til andre europeiske land hittil kun har brukt vannglass akselerator, og ikke noen av de andre mer helsefarlige høyalkaliske aluminium baserte akseleratorer.

Likevel så forbedres miljøet betraktelig, rent visuelt. Mindre støv i luften betyr bedre sikt for sprøyteoperatøren og færre partikler i den luften vi puster inn, men bruk av støvmaske under sprøyting anbefales fortsatt.

Konklusjon

Det vil være mange ytre faktorer som levetidsbetraktninger, sikkerhet, design, tid og kostnader som er utslagsgivende for valg av type sikring. For Nordkapptunnelen var alkalifri sprøytebetong vellykket og erstattet full utstøping som både arbeids- og permanent sikring siste periode av prosjektet.

TIDSPRESS, KVALITET, HMS.

Greier vi å ivareta alle prosedyrer og sikkerhetskrav med de stramme tidsfrister det opereres med ?

Ingeniør Karl Jakob Carstens
(Selmer ASA)

Dette innlegget må ses på som en rent personlig og frimodig, subjektiv ytring. Mitt utgangspunkt er mine personlige følelser, blandet med inntrykk fra såvel fjellmiljøet, dagspressen som den teknisk pressen.

Greier vi å ivareta alle prosedyrer og sikkerhetskrav med de stramme tidsfrister det opereres med ?

Svaret er ubetinget et klart og greit NEI
Det er i hvert fall ingen som har greid det til nå.

Tidspress
er skapt gjennom forretningsideer. En entreprenør påtar seg et byggeoppdrag, gjør jobben ferdig innenfor den oppsatte tidsrammen, og hvis oppdraget er riktig kalkulert, er det sikkert en smule fortjeneste tilbake. Forserer han jobben og blir ferdig før tiden, kan fortjenesten bli større, og han er klar til nye oppgaver på et tidligere tidspunkt.

En byggherre har også økonomiske interesser i å få levert et prosjekt før tiden. Kortere byggetid gir mindre utgifter og inntektene kommer før beregnet. Det er kun Statens vegvesen som fortsatt er av den mening at en veg som blir overlevert før tiden skaper problemer for budsjettene på grunn av bevilgningene og fordi vedlikeholdet må begynne på et tidligere tidspunkt. Unntaket er bompengefinansierte prosjekter.

Tidspress er også forårsaket av produksjonskapasiteter og utviklingen generelt.

Kvalitet
Planlegging, utførelse og oppfølging skal gi en effektiv gjennomføring og en bedre kvalitet på produktene samtidig som planlegging, organisering og utførelse innenfor arbeidsmiljø- og sikkerhetslovgivningen sikres og vedlikeholdes.
Vi har orden på kvalitet når det gjelder det papirmessige. Store, vakre bøker, manualer og oppskrifter på hvordan alt kan gjøres bedre. «Slik gjør vi det.» - Riktig Første Gang-, det er medisinen.

På tross av kvalitetskontroll gikk Trollplattformen til bunns i Gannsfjorden, byggingen av Norges Bank overskred alle kalkyler, Mongstad ble berømt for sine overskridelser.
Statens Vegvesen har gjennomført noen store tunnel- og bruprosjekter som pressen gjerne har omtalt som skandaleprosjekter, og ikke å forglemme Romeriksporten, som sikkert blir et bilde utad på norsk ekspertisefiasko i tunneldriving. I høst har vi fått høre om økonomisk sprekk ved det nye Rikshospitalet og ombygging og restaurering på slottet med Statsbygg i fokus, som har prøvd seg på Åke Larsson modellen uten særlig hell.

«Sånn gjør vi det ikke».
At kvalitetskontrollen og kvalitetssikringen var forskriftsmessig utført og signert i protokoller og bøker på disse prosjektene, er jeg sikker på.

Vi er liksom litt uryddig i oppførsel og utførelse, noe vi enkelte ganger må betale dyrt for. Vi gjør ikke slik vi har sagt og skrevet. Vi har landet på et spor som i mange prosjekter på hjemmebane gir en ledig og enkel byggefase med rom for litt fantasi, og omlegging av drift underveis med dertil muligheter for fortjeneste for byggherre og entreprenør. Men, som i problemjobber ikke passer inn og kan få de alvorligste konsekvenser, som vi kjenner godt fra våre skandaleanlegg.

Vi har altså ikke greidd å forbedre oss,- selv med de beste oppskrifter på hvordan vi skal unngå å gjøre feil og ta vare på oss sjøl og våre medarbeidere.
Det er forskjell på teori og praksis og liv og lære i vår bransje.

Vi nordmenn har blitt konfrontert med problemet i flere utenlandsjobber, der vi etter kontraktinngåelse leverer dokumentasjon på hvordan vi skal gjøre jobben, hvordan vi skal oppfylle byggherrens krav og gjeldende forskrifter pluss innfri våre egne kvalitetsbestemmelser. Men, etter en tid viser det seg at vi langt fra gjør jobben som vi selv har beskrevet og heller ikke følger kontraktens bestemmelser. I tunneler borer vi ikke så nøyaktig som vi har beskrevet, vi bruker kanskje annet utstyr enn beskrevet og vi måler ikke gasser og støv etter kontraktens krav. Vi blir etterhvert sjekket av byggherren på de fleste gjøremål, og avvik finner man i mange tilfeller og som vi til stadighet blir konfrontert med, ja, til og med bøtelagt for.

HMS er dekket av håndbøker med alle mulige prosedyrer, forskrifter og lovtekster utlevert til de fleste arbeidstakere. Hvordan de skal ta vare på liv og helse og hva de har krav på av arbeidsmiljø og personlig sikkerhet, men også av ansvar og plikter.

Skulle man gjøre som bøkene sier og etterleve forskrifter og prosedyrer, ville ingenting bli utført som planlagt. Vi hadde ikke fått ferdig et eneste hus, ikke bygd eller sprengt en eneste tunnel eller bygd en eneste bru innenfor de gitte tidsfrister, fordi store deler av vårt produksjonsutstyr og arbeidsmetoder ikke helt matcher forskrifter og bestemmelser

Forklaringene på hvorfor det kan gå galt på er:

Først og fremst dårlig planlegging
og ustrukturert oppfølging

Et eksempel er Romerriksporten såvidt jeg forstår presseoppslag om saken og uten å forhåndsdømme. Det gikk noenlunde bra til man traff på vann. Det er klare regler i kontrakten hvordan vannlekkasjer skal takles.
Entreprenøren startet opp injeksjonsarbeidene, men etter noen mindre heldige forsøk på å stoppe lekkasjene, ble injeksjonsarbeidene stoppet og sprengningsarbeidene gjenopptatt. Byggherren så for seg endeløse injeksjoner, og entreprenøren, som kanskje hadde for lav pris på dette arbeidet, var bare glad for å slippe unna. Med andre ord: Byggherren hadde ikke tid og entreprenøren hadde ikke råd.
Vi er liksom litt uryddige i oppførsel og utførelse, noe enkelte til stadighet blir konfrontert med og til og med bøtelagt for.

Så kommer tidsfristene.
De er avgjort altfor korte, med basis i de absolutt tøffeste produksjonskapasiteter som er oppnådd tidligere, nærmest en rekordproduksjon under gunstige og heldige forhold, med tillegg på 10-15 % for uspesifisert. Arbeidsmiljø, sikkerhet for arbeidstakerne og om det finnes utstyr og maskiner som holder mål til forventet produksjon, og ikke minst, holder seg innenfor forskriftene om luftforurensning, er svært lite gjennomtenkt av byggherren på tross av Byggherreforskriftene. Det er ikke slik i dag at det er entreprenøren alene som er ansvarlig for å gjennomføre et prosjekt til fastsatt tid innenfor gjeldende regelverk. Byggherren skal gjennom prosjekteringsfasen forvisse seg om at også arbeidstaker overlever.

Utilstrekkelig og dårlige grunnundersøkelser
Vi tror vi sparer tid og penger med en enkel og billig forundersøkelse. Men om det lønner seg på enkelte prosjekt, får vi det mangedobbelt igjen når ufullstendig grunnundersøkelser skaper forsinkelser og store ekstra omkostninger.
Det vil absolutt lønne seg å bruke mere av den ekspertise og erfaring som noen få av norske konsulenter og rådgivere fremdeles sitter inne med.

Valg av dårlige løsninger av økonomiske grunner.
Eidsvolltunnelen er et eksempel på dette. På tross av seriøse grunnundersøkelser, som viste meget kompliserte driveforhold, valgte byggherren et alternativ i nederste prisklasse. Det gikk ikke bra med den naturperlen over tunnelen som skulle bevares. Ingen overskridelse på kontrakten skrøt byggelederen av for ett år siden i dette forum. Forsikringsselskapet betalte merutgiftene. Det må være bevisstløshet om ansvarsforhold.

Politisk press. Prosjekter presses frem før de er skikkelig utredet.
Politikerne har makt og i mange tilfeller styrer de pengesekken på de store statlige prosjektene. Hvorfor det alltid haster sånn når vedtaket om et prosjekt er gjort, forundrer meg. Da skal den siste planlegging gjøres på rekordtid. Byggetiden presses nedover og nedover, som om det sto om livet til politikeren. Og han som er valgt av folket har ingen peiling på hva arbeidstakerne må igjennom for å innfri et politisk byggeløfte.
Hvilke rådgivere er det våre politikere har som er medansvarlige i et slikt løp?

Til slutt vil jeg gjerne repetere hva jeg sa på samme sted i 1994, om korte byggetider og arbeidstakerens helse når det gjelder underjordsdrift spesielt.
Vi har maskiner og utstyr til å klare de korteste byggetider, men den luftforurensning vi utsetter arbeidstakerne for i form av støv og avgasser, vil over tid gi kroniske luftveisproblemer og redusert livskvalitet. Tar vi med belastningslidelser fordi vi ikke har oppfunnet det riktige arbeidsredskap, så er sjansen stor for at samfunnet må overta ansvaret og utgiftene for denne unike rasen av utbrukte anleggsarbeidere midt i femtiåra.
Vi står på samme sted, men vi har fått moderne og hendige måleapparater som kan varsle om forurensing i luftkvaliteten underjord, og hvis vi nå overlater basen og skiftet til å overvåke luftatmosfæren der de jobber og stoppe arbeidet ved overskridelser av de administrative normer til luften er akseptabel igjen, kan det vel bli skikk på forholdene.

Kaare Flaate, guruen i Statens Vegvesen, som tidligere i år gikk inn i pensjonistenes rekker, sier det er nødvendig med systemer for å sikre kvalitet til lavest mulig pris og innfører et nytt ord i vår bransje - verdianalyse - en planleggingsteknikk som har som mål å sikre det riktige produkt til lavest mulig pris. Verdianalyse er påbudt i USA i offentlig virksomhet og er presentert i Våre Veger nr. 7 i 1998 gjennom et intervju med Kaare Flaate, der jeg også har hentet noen innspill om hvorfor det har gått galt på noen av våre byggeprosjekter.

«FRA SVARTKRUTT TIL SLURRY»

Streiftog i sprengstoffets historie

av siv.ing Per A. Krogstie, tidl. DYNO NOBEL

Fra de tidligste tider var mennesket avhengig av å nyttiggjøre seg naturens arbeid når de trengte stein eller ville fjerne hindringer i terrenget. Vann trengte ned i sprekker i fjellet, og når det frøs kunne det sprenge løs stykker som så kunne hakkes ut. Egypterne fant ut at hvis de slo ned trekiler i bergsprekker og helt vann på, utvidet veden seg og kunne virke sprengende. Senere tok man raske temperaturendringer i bruk ved den såkalte fyrsetting. Et stort bål ble tent langs en bergvegg, og deretter pøste man kaldt vann på. Det skulle være klart at man ikke kunne bygge Romeriksporten med denne metoden selv om tilgangen på vann later til å være tilstrekkelig.

En forløper for de kjemiske sprengmidler var de såkalte pyrotekniske stoffer, ulike salter og organiske stoffer som når de ble antent ga røk, farge, lys og lydeffekter som kunne brukes til religiøse seremonier eller til å skremme fiender med. De ofte omtalte brennoffer i Mosebøkene var antagelig slike pyrotekniske fenomener. Moses ga forøvrig regler for behandling og bruk av disse, og må således kunne sies å ha vært den første verneleder. Prestene som stelte med slikt måtte f.eks ikke ha langt hår og skjegg. Den såkalte «greske ild» som ødela den arabiske flåte ved angrepet på Byzants i 678 var en slags mellomstasjon på veien til svartkrutt.

Det første egentlige sprengmiddel var svartkruttet, en mekanisk blanding av trekull, salpeter og svovel. Etter at kineserne, i følge historien, skulle ha funnet opp dette stoffet for noen tusen år siden, ble det «gjenoppdaget» i Europa i det trettende århundrede hvor det først ble brukt som drivmiddel i skytevåpen. Noen betydning for fjellsprengning fikk det først på sekstenhundretallet, men det var et lite effektivt sprengstoff, særlig i hardt fjell. Det var et ganske lunefullt stoff som forårsaket mange ulykker under produksjon og bruk, og en sikkerhetsinstruks fra 1776 inneholder forbud mot banning og upassende tale under arbeidet med krutt for ikke å påkalle «den Allerhøiestes vrede», og slik oppførsel kunne føre til arrest og streng straff.

Det store spranget kom med Alfred Nobel fra omtrent midten av 1860-årene. Han må nevnes som en av dem som i aller størst grad har bidratt til utviklingen av det moderne samfunn. Det er vanskelig å tenke seg den utbygging av infrastruktur i form av veger, jernbaner og havner samt utvinning av mineraler og malmer, som foregikk fra siste halvdel av attenhundretallet, uten de effektive sprengstoffer Nobel introduserte, og uten den evne han hadde til å gjøre dem tilgjengelige gjennom bygging av fabrikker og utvikling av et markedsapparat over hele den vestlige verden.

La oss se litt på denne merkelige, fremsynte mann og hans gjerning. Alfred Bernhard Nobel ble født i Stockholm i 1833. Hans far, Immanuel Nobel var også en initiativrik og driftig mann. Han virket som arkitekt og byggmester i Stockholm, men gikk konkurs og søkte en ny fremtid utenlands. Han havnet i St. Petersburg hvor han begynte å produsere sjøminer for den russiske Tsar, og etter noen år var han igjen ovenpå og kunne hente resten av familien, hustruen Andrietta og de tre sønnene Ludvig, Robert og Alfred til Russland. Alfred var da ni

år gammel. Senere kom nok en sønn, Emil. Immanuel kunne gi sine barn en fremragende privatundervisning ved hjelp av lokale lærekrefter. Alfred var spesielt interessert i språk, og behersket , foruten svensk, også russisk, fransk, tysk og engelsk skriftlig og muntlig, noe som sikkert kom godt med i hans senere karriere. Han fikk også grundig innføring i naturvitenskapelige emner. Det var likevel ikke gitt at han skulle bli tekniker, hans store ambisjon var å bli forfatter. Hans idol var den engelske dikter Percy B. Shelley, og Alfred skrev som 18.-åring et langt poem på 400 linjer i Shelleys stil, på engelsk, om en ulykkelig kjærlighetshistorie som visstnok var selvbiografisk. Faren mislikte disse litterære grillene og sendte sønnen ut i verden for å få teknisk utdannelse. Bl. a. tilbragte Alfred et år ved et universitet i Paris. Han tok imidlertid aldri noen eksamener. I Paris ble kjent med nitroglyserinen og dens oppdager. Nitroglycerin var et kraftig sprengstoff som var fremstilt første gang av den italienske professor Ascanio Sobrero i 1847. Sobrero var imidlertid mest interessert i stoffets medisinske virkning, og etter at en prøve hadde eksplodert i et reagensglass og skadet Sobrero i ansiktet, forfulgte han ikke den mulige anvendelse som eksplosiv videre. Nobelfamilien var jo imidlertid interessert i et effektivt sprengstoff til sine miner, og tok opp arbeid med nitroglycerin, først i St. Petersburg, og deretter i Stockholm hvor de var vendt tilbake etter at faren på ny gikk konkurs, denne gang fordi behovet for miner falt bort etter tsarens nederlag i Krimkrigen.

I Stockholm bygget de et forsøksanlegg for produksjon av nitroglycerin, men de ble etter kort tid rammet av en fryktelig ulykke. Anlegget gikk i luften, og flere mennesker, deriblant Alfreds yngre bror Emil, ble drept. Dette gikk naturlig nok sterkt innpå faren, som kort tid etter fikk slag og ble invalid for resten av sitt liv. Alfred lot seg imidlertid ikke knekke, men fortsatte eksperimentene og tok kort tid etter ut sitt første patent på fremstilling av nitroglycerin i kommersielle kvanta og stiftet sitt første selskap, Nitroglycerin Aktiebolaget i 1864. Dette er forløperen til det senere Nitro Nobel som nå er en del av Dyno-konsernet.

Den første tiden ble nitroglycerin brukt som sådan, en oljeaktig væske som ble helt direkte i borehullet. Nitroglycerin var dog, til tross for sin store følsomhet, ikke lett å bringe til en kontrollert detonasjon, og Alfred Nobels neste oppfinnelse, en tenner eller fenghette, var et av hans viktigste bidrag til utviklingen av sprengningsteknikken. Det var et rør av tre, senere av metall, som ble tettet i en ende, fylt med krutt, senere med knallkvikksølv, og isatt en kruttlunte, altså i prinsippet som dagens tenner.

Imidlertid var det store ulemper knyttet til bruken av nitroglycerin. Det var farlig å transportere og anvende og det kunne renne ut i sprekker i fjellet. Likevel fikk det rask utbredelse, og ble i en periode bl.a. sendt med båt fra Europa til Panama, bragt over Panamaeidet av bærere for så å fraktes sjøveien til California. Den første nitroglycerin som ble demonstrert i Norge ble fraktet med hest og vogn fra Stockholm til Christiania av to av Nobels medarbeidere. Nobel besøkte forøvrig selv aldri Norge.

Nobel arbeidet derfor videre med å finne bedre måter å utnytte sprengkraften i nitroglycerinet på. Han søkte etter stoffer som kunne absorbere væsken, og etter bl.a. å ha forsøkt med svartkrutt havnet han på kiselgur, skall av døde kiselalger, som fantes i store mektigheter på tidligere havbunn i nord-Tyskland og Danmark. Guren, i brent tilstand, kunne suge opp tre ganger sin egen vekt med nitroglycerin.Produktet ble et litt kramt stoff som kunne formes til patroner og pakkes inn i papir. Dette var et nytt stor fremskritt, men Nobel var ennå ikke fornøyd, Gurdynamitten hadde den ulempe at den inneholdt 25% inert materiale som ikke

bidro til sprengeffekten. Han fortsatte sine eksperimenter, parallelt med sitt arbeid med opprette nye fabrikker, og fant på å blande nitroglycerin med nitrocellulose, et stoff fremstilt av kjemikeren Schønbein i 1846. Derved fikk han en gelatinøs, nesten gummiaktig masse, hvor begge komponentene var eksplosiver. Denne sprenggelatinen var sterkeste sprengstoff som var kjent til da. Utviklingen var dog ennå ikke ved veis ende, sprenggelatinen inneholdt forholdsvis lite gass, og hadde derfor dårlig drivende virkning. Derfor blandet Nobel gelatinen med salter som natronsalpeter og ammoniumnitrat, som jo også har eksplosivegenskaper. To andre svensker, Ohlsson og Norrbin patenterte forøvrig et sprengstoff av ammoniumnitrat og kullpulver, altså enslags Anfo, allerede i 1867, men det var for ufølsomt for den tidens tennmidler og borhullsdimensjoner, men Nobel blandet altså dette med sin sprenggelatin og dermed var han i 1870-årene kommet frem til et produkt som til forveksling er likt dagens dynamitter, et produkt som fremdeles har sin plass i fjellsprengningsteknikken. Det er neppe mange andre industrielle produkter som har holdt stand i mer enn hundre år nærmest uendret.

Nobels betydning var ikke bare oppfinnelsen av disse nye sprengstoffene, men også i vesentlig grad hans evne til å gjøre dem kommersielle ved nærmest moderne markedsføring med demonstrasjoner, opplæringskurs for brukere osv. Etter å ha stiftet sitt svenske bolag dro han ut i verden for å eksploatere sine oppfinnelser, og det tok 30 år før han igjen fikk en bostedsadresse i Sverige. I 1873, altså mindre enn ti år senere, hadde han bidratt til å få bygget 17 produksjonsanlegg i Europa og USA, dette samtidig som han videreutviklet sine produkter. Betaling for sine patenter og metoder tok han i form av aksjer i de selskaper som ble opprettet, og dette prinsipp som han senere alltid fulgte, dannet grunnlaget for den, etter datidens pengeverdi, enorme formue på over 30 millioner kroner som han etterlot seg, hvorav mesteparten ifølge hans testamente gikk til opprettelsen av de prisfond vi kjenner. Det eneste unntak han gjorde var ved opprettelsen av det norske Nitroglycerin Compagniet, hvor han solgte rettighetene til norske og svenske interesser og kun beholdt en symbolsk aksje, angivelig var dette fordi han trengte kontanter for å betale et kuropphold for sin syke far. Den norske fabrikken, som ble etablert på Lysaker i 1865, var forøvrig den andre som kom i drift i verden, det tok bare 6 uker å bygge den. Senere ble den flyttet til Sætre i Hurum, og deler av den opprinnelige fabrikken der, bygget i 1876, er bevart og er nå er sprengstoffmuseum som sikkert flere av dere har besøkt.

Ved sin død hadde Alfred Nobel interesser i omtrent 90 fabrikker i 20 land, og han brukte mye av sin tid de senere år av sitt liv til å forsvare sine rettigheter mot folk som gjorde inngrep i patentene eller som prøvde å lure ham på andre måter. Han kjempet også fra begynnelsen en kamp mot myndigheter som la vansker i veien for utnyttelsen av nitroglycerinproduktene, bl. a. var det i England en bestemmelse som forbød transport av nitroglycerin, og i USA var det dødsstraff for eieren av lasten dersom en transport medførte dødsulykke. Derfor grodde det opp en rekke «piratfabrikker» som produserte dette farlige stoffet i gullgruber el. under svært primitive forhold, som dere kanskje har sett i gamle Hollywoodfilmer.

Det kunne være mangt og meget å fortelle om Alfred Nobel, om hans ensomme liv, hans dårlige helse, hans mislykkende i å finne en livsledsager, hans affære med en østerriksk blomsterpike, hans mangeårige vennskap med Bertha von Suttner, som fikk fredsprisen i 1905, forholdene omkring testamentet og Nobelprisene osv., men det vil sprenge alle tidsrammer for dette foredraget. Jeg vil bare nevne at Alfred Nobel interesserte seg for mange

av teknikkens sider og innehadde 355 patenter på høyst ulike områder, innen metallurgi, kunststoffer, optikk, våpenteknikk mm. Han tok også ut patent på en ganske spesiell sykkel.

Jeg nevnte at dynamitten holdt stillingen som det dominerende sprengstoff i nesten 100 år. Bortsett fra et lite intermesso med Oxyliquite, flytende luft og porøst kullstoff i begynnelsen av vårt århundre, var det først på 1950-tallet et nytt alternativ dukket opp. Det var det som i dag er kjent som ANFO. Foranledningen til at man i USA begynte å interessere seg for dette var, paradoksalt nok, en stor katastrofe. I 1947 eksploderte to skipslaster med ammoniumnitratholdig gjødning i Texas City etter en brann. Mer enn 600 mennesker omkom. Nitraten var behandlet med parafinvoks for ikke å bake sammen. Gjødningen var emballert i papirsekker, og dette bidro også med karbon til reaksjonen. En sprengstoffmann, Robert Akre, «luktet lunta» og eksperimenterte med blandinger av ammoniumnitrat og kullpulver, altså det samme som Ohlson og Norrbin 90 år tidligere. Dette sprengstoffet ble kalt «Akremite» Dette var et ubehagelig støvende og grisete produkt, og for å dempe kullstøvplagen ble kullpulveret fuktet med dieselolje. Senere ble bare olje brukt. Det var først da man fikk frittflytende, porøse nitratprills at ANFO tok av for alvor. Vi kjenner jo alle ulempene med ANFO, som lav egenvekt og liten vannbestandighet, men den enkle fremstillingen og den lave prisen gjorde likevel raskt ANFO til det desidert mest brukte sprengstoff i USA og senere overalt ellers i verden.

For å overkomme ANFOs dårlige vannbestandighet utviklet mormoneren Melvin B. Cook i Utah et produkt som ble kalt Slurry. Han løste ammoniumnitraten opp i vann, tilsatte brennstoff og fortykningsmidler og fikk en gel som hindret videre inntrengen av vann. Dette sprengstoffet kunne blandes på brukerstedet og pumpes rett i borehullene. En forutsetning for både Anfo og slurry var utviklingen i boreteknikken, med grovhullsboring. Pumpeslurry kom til Norge i 1968 da det ble tatt i bruk av de tre store dagbruddsgrubene ; Bjørnevatn (Sydvaranger), Rana Gruber og Tellnes (Titania). Daværende Norsk Sprængstofindustri bygget produkssjonsanlegg på disse tre stedene og sto for leveransene, med lisens fra dr. Cooks firma «Ireco Chemicals» som idag er en del av DYNO NOBEL Inc., USA's største sprengstoffprodusent.

På begynnelsen av 1980-tallet kom en ny variant av slurry på markedet. Dette produkt kalles emulsjonssprengstoff, noe misvisende fordi den opprinnelige slurry også er en emulsjon. Dette nye sprengstoffet blandes også ferdig på stedet i et spesialkjøretøy, og kan brukes i mindre borhullsdimensjoner enn den opprinnelige slurrien. Det er blitt et meget populært produkt i tunnelldriving, og er hovedsprengstoffet i Oslofjordtunnellen. Bruk av slurry har redusert transporten av sprengstoff på vegene, og har ført til økt sikkerhet og bedrearbeidsmiljø under jord.

Mens nitroglycerinsprengstoffene før 1968 var nærmest enerådenede på det norske marked er fordelingen nå omtrent 20% Dynamitter, 45% Anfo og 35% slurries. Andelen dynamitter vil sikkert gå ytterligere ned, men den vil nok ikke forsvinne helt på lenge ennå.

For tilslutt å vende tilbake til Alfred Nobel. Hva hadde skjedd dersom han hadde fått oppfylt sitt ønske om å bli forfatter? Det hadde sikkert kommet andre som hadde tilfredsstilt behovet for effektive sprengstoffer, men hvor raskt og med hvilke produkter? Vi hadde definitivt ikke hatt noen Nobelpriser å dele ut, æresbevisninger som har bidratt til å gjøre Norges og Sveriges navn kjent i verden.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1998

LÆRDALSTUNNELEN, VERDENS LENGSTE VEGTUNNEL.

Frank Nilsen, Anleggsleder, NCC Eeg-Henriksen Anlegg AS, Oslo.

Innledning.

Verdens lengste veitunnel bygges for tiden mellom Aurland og Lærdal i Sogn og Fjordane. Tunnelen ligger på stamveien, E16, mellom Oslo og Bergen, og skal sikre fergefri forbindelse over den fjellovergangen som i vintermånedene er minst utsatt for uværsstenging.
Tunnel drives av NCC Eeg-Henriksen Anlegg AS på Lærdalssiden og av Statens Vegvesen, Sogn og Fjordane, fra Aurlandssiden.
(se bilag 1)

Lærdalstunnelen:
Prosjektfakta:

- 24,5 km tunnel mellom Aurland og Lærdal, Stamvegen E16 (+ 2 km tverrslag)
- 3 fjellhaller, plassert sentrisk i tunnelen, med bredde opptil 28 m og med total lengde ca 150 m, for å kunne snu vogntog i tunnelen.
- 13 havarinisjer for vogntog
- 33 havarinisjer for personbiler
- Kjøretid: ca 18 minutter med hastighet på 80 km/t.
- Byggetid: Oppstart 1995 og tunnelåpning høsten i år 2000.
- Kalkulert totalkostnad ca 980 mill. kroner.

NCC Eeg-Henriksen Anlegg AS's kontrakt:

- Kontraktssummen er på 269 mill kroner og omfatter tverrslaget og 13 km av hovedtunnelen, 7 km fra kryss i hovedtunnel og mot Aurland og 6 km fra kryss og mot Lærdal.
- ca 900.000 fm3 sprengning i tunnel
- ca 100.000 fjellbolter
- ca 20.000 m3 sprøytebetong
- ca 40.000 m2 vann- og frostsikring
- ca 30.000 tonn asfalt
- Viktige underentrepriser:
  Transport av tunnelstein: Hordaland Maskin og Transport A/L
  Sprøytebetong: Entreprenørservice AS

Eeg-Henriksen Anlegg AS : Driftsopplegg i Tynjadalen.

Ressurser:

Driving av tverrslag :

3 skift på regulær drift (101 t/uke, 2 + 1) med 5 mann på hvert skift. 1 bas/borer, 1 stuffrepratør, 1 laster, 1 bakstuffarbeider samt 1 reparatør på verkstedet. Utstyret bestod av Atlas Copco 353 E borerigg, Volvo L330 C lastemaskin, Komatsu PW 170 piggmaskin, 5 lastebildumpere til steintransporten, stuff- og bakstuffkjøretøyer, samt service maskiner og personellkjøretøyer.

Driving av hovedtunnelen :

I starten :
Vekseldriften på hovedtunnelen ble startet opp med samme skiftordning som tverrslaget slik at samme mannskapet vekslet mellom stuffene. Planen var at en etter en viss tid på vekseldriften skulle sette inn 1 mann ekstra på hvert skift og ekstra lasteutstyr og borerigg slik at mannskapet fortsatt vekslet mellom stuffene, mens utstyret var fast på hver stuff.
Men det viste seg snart at problemer med høge bergspenninger , sprakfjell, resulterte i liten inndrift slik at bemanningen på hvert enkelt skift ble økt.

I dag :
3 skift på hver av stuffene, henholdsvis Lærdalsstuffen og Aurlandsstuffen. Hvert enkelt skift består av 3 mann, en bas/borer, 1 stuffrepratør og en laster.

I tillegg er det en felles reparatør på hovedverkstedet i tunnelen og 2 felles bakstuffmannskap på hvert av skiftene. To av skiftene har også med seg elektriker.

Hovedtunnelen drives pr i dag med to AMV 2102 fulldata borerigger og to stk Volvo L330 C lastemaskiner. Maskinrensk/pigging er satt bort til underentreprenør, og utføres med en 17 tonns hjulgående Atlas-gravemaskin. Transport av stein blir utført med semilastebiler, pr. i dag er det 7 stk av dem. Disse bilene veksler mellom stuffene.
Hver av stuffene har ladebiler med kran og anolittank, slik at vi har mulighet for å bruke både silo og storsekk. Bakstuffmannskapet disponerer en korgbil samt en kranbil.
Sprøytingen utføres med en moderne sprøyterigg fra AMV, med opplegg for å bruke 2 typer akselratorer.

AMV-riggene brukes med 18 fot matere (18 fot stanglengde), hvilket betyr at vi kan utføre bolteboring med to maskiner samtidig. Det er videre montert *profiler* på riggen slik at profileringen av tunnelen kontinuerlig blir utført bare 5-10 meter bak stuff. Med profileren utfører vi også, for hver oppstilling, knøl-kontroll på foregående salve. Dette betyr at eventuelle knøler bores og sprenges sammen med påfølgende salve.

Lastemaskinene, Volvo L330 C, er ca 60 tonns maskiner med 6,5 m3 sidetipp-skuffer. Det er moderne maskiner med betydelig mindre utslipp av gasser enn det vi har vært vant med i tunnelene.

Fremdrift:

Status i dag : (1.11.1998)

Tverrslaget : Ferdig drevet, 2100 m
Hovedtunnel mot Aurland : 5300 m
Hovedtunnel mot Lærdal : 5050 m

I tverrslaget hadde vi en produksjon på 3 salver pr døgn, mens målsettingen for hovedtunnelen var 5,5-6 salver pr døgn.

I 1996 og 1997 lå fremdriften fra 40-60 m pr stuff, mens det i 1998 har ligget på 60-80 m pr. stuff. Mye av dette skyldes at fjellforholdene har bedret seg i løpet av 1998,og som tidligere nevnt at vi har økt bemanningen. De siste 3 mnd har gjennomsnittlig inndrift vært på nesten 150 m pr. uke, med beste uke på 170 m. I tillegg kommer sprengning av nisjer.

Gjennomslag mot Lærdal (SVV)vil være i månedsskiftet januar / februar i 1999, mens mot Aurland vil gjennomslag være i juni / juli 1999.
Deretter skal det frem mot ferdigstillelse høsten i år 2000 utføres vannsikring, betongarbeider, føringskant og fortau, elektromontasje (egen entreprise) og resterende asfaltarbeider.

Driftsopplegg:

Tunnelen har et tverrsnitt på 56,4 m2, inkl hovedgrøfta (se bilag 2).

Hovedgrøfta sprenges sammen med salvene. Grøfta kontrollgraves med samme maskinen som pigger stuffen. Dette har vært med på å sikre at grøfteprofilet virkelig er utsprengt hele veien, samtidig som det gjør det mulig å legge materbjelkene ned i grøfteprofilet når neste salve bores.

Bak stuff utføres arbeidet med permanent drensgrøft (drensledninger og tilhørende kummer), opi-kanal (kanal for 12 stk trekkerør med tilhørende trekkekummer) og permanent høgspentkabel parallelt med tunneldriften. Dette arbeidet ligger fra 400 - 800 m bak stuff til enhver tid.
Ca 2 ganger pr. år blir det utført vegarbeider i tunnelen. Dette består av et 0-60 mm bærelag av pukk og et øvre bærelag av AP-32 (150 kg dekke). Dette er permanent bærelag, men vil fungere som et anleggsdekke under drivingen. Dette er med på å redusere utslipp av eksos fra kjøretøy samtidig som at transporthastigheten øker. På toppen av dette vil det bli lagt et slitelag med Agb 16 helt til slutt i anleggsfasen.
Oppfylling av resterende grøft skjer samtidig som vegbygging.
All utlasting av stein i tunnelen utføres med bruk av lastelaser slik at en oppnår en nøyaktig og god traubunn. Utlegging av pukk skjer med at en bruker en datastyrt veghøvel for å oppnå en stor nøyaktighet.

Det er etablert knuseverk på tippen som produserer all pukk til grøft og vegoppbygging.

Sprakfjell og sikringsfilosofi i Lærdalstunnelen.

Sprakfjell, eller bergslag, er den viktigste enkeltfaktoren å ta hensyn til ved drivingen av Lærdalstunnelen. Sprakfjell er en betydelig sikkerhetsrisiko, men det er også en sprengningsteknisk utfordring.

Sprakfjell er et kjent fenomen for de fleste i bransjen. I det følgende er det likevel gitt en kort beskrivelse av hva sprakfjell er, hva som er årsaken til det, og hvordan det opptrer:

Det er store spenninger som er årsaken til at vi får sprakfjell. Spenningene skyldes vanligvis stor fjelloverdekning (helst mer enn 500 m) over tunneltraseene, men kan også skyldes plate-tektonikk. Videre er bergartens hardhet og sprøhet viktige parametre for hvordan spenningssituasjonen omsettes til sprakfjell. I seigere berg er det vanligvis liten sprakfjellsaktivitet.

Når vi driver en tunnel gjennom et spenningsfelt tar vi bort «sidestøtten» i et lokalt område. Under de store trykkene får berget mulighet til en sidebevegelse vinkelrett på retningen til hovedspenningene, og vi får et strekkbrudd i fjelloverflaten i tunnelen. På grunn av bergartens hardhet/sprøhet utarter denne bevegelsen seg som kraftfull og eksplosiv. Stein som løsner etter slike brudd er ofte diskosformede med skarpe kanter mens de er tykkere i midten. Flakene kan være fra bare noen centimeter i diameter og opptil flere kvadratmeter. Bruddene kan være så eksplosive at steinen som løsner kastes 10 - 20 meter ut fra veggen. Steinen som har løsnet vil ofte ikke kunne settes inn igjen på «plassen sin» fordi den i bruddøyeblikket har blitt deformert etter å ha «sluppet løs fra trykkreftene».

Å drive tunnel med stor sprakfjellsaktivitet medfører en betydelig sikkerhetsrisiko. I Lærdal har vi dessverre hatt en alvorlig ulykke der et flak på ca 1 m2 spraket løs i overgangen mellom hengen og stuffen. En mann som arbeidet med rensk fra korg ble skadet av steinblokka. Etter et lengre sykefravær er vedkommende heldigvis tilbake i fullt arbeid, men ikke i tunnel.
I tillegg til denne ulykken har vi i løpet av anleggstiden hatt 6 mindre ulykker pga nedfall av stein som vi mener skyldes spenninger og sprakfjell.

Ett annet aspekt som kan oppstå er den usikkerheten som brer seg ved å arbeide under et konstant press med frykt for egen og kameraters sikkerhet. I denne sammenheng er informasjon viktig. I Lærdal har vi ved flere anledninger hatt besøk av eksterne geologer som har orientert mannskapene om sprakfjell og riktig sikring av dette.

En har opplevd at lyden fra sprak på den ene stuffen er tolket som salvesprengning på motsatt stuff og da har avstanden mellom stuffene vært over 2 km. I de mest ekstreme situasjonene har folk kastet fra seg det de har i hendene og rømt stuffen. Sammensetning av de psykologiske aspektene ved arbeid i sprakfjell :

- Frykt for å rammes av ulykker
- Gruer seg for å gå på jobb
- Belastning for familier
- Folk ønsker å forlate prosjektet event. slutter
- stress

- Aggressiv
- usikkerhet under arbeider på stuff

Sprakfjell er også en sprengningsteknisk utfordring!
Utifra geologisk rapport og senere gjennom blottlegging av fjellet så tilsier bergartene at vi skulle ha god sprengbarhet. Fjellet består hovedsakelig av granittisk gneis, med innslag av gabbroid-, diorittisk- og amfibolittisk gneis.
Med bakgrunn i den geologiske rapporten ble det under planleggingen laget en sprengningsplan med et ressursforbruk som senere har vist seg å være for lavt. Det har vist seg at det innspente fjellet krever betydelig tettere boring og økt spesifikt sprengstofforbruk får å få salvene til å «gå ut». Videre har vi erfart at det skal meget små avvik til på borenøyaktighet, ladningsmengde eller tennerrekkefølge før sprengningsresultatet ikke blir tilfredsstillende og stuffen «bygger på seg» fra kutten og utover mot veggene.
Det vi erfarer som hovedproblemene er at vi får for dårlig brytning samtidig som stuffen krever for mye rensk i form av pigging og spettrensk. Utfordringen har altså ligget i å finne en borplan som med minst mulig ressurser gir et tilfredsstillende sprengningsresultat. Vi har hatt inne både Nitro Consult og DYNO Consult i dette arbeidet. Det er gjort forsøk med 45 mm, 48 mm, 51mm, 54 mm, 57 mm og 64 mm kroner, ulike varianter med både vertikal og horisontal grøft/åpning av salvene, samt forskjellige typer sprengstoff.

Pr idag bores salvene med 18 fot lange stenger. Vi borer og lader etter en sprengningsplan med 51 mm borekrone, samt at de fire åpningshullene i kutten bores med Ø102 mm. Det lades med anolit i alle hull bortsett fra de to grøftehullene. Konturen lades med redusert anolit-ladning ved hjelp av fløyte. (Det er lite vann i fjellet, slik at utstrakt bruk av anolit er mulig.)

Sikringsarbeidene.

Fjellforholdene har vært arbeidskrevende både sprengningsmessig og med tanke på sikring. De første 200 m hadde vi storblokkete fjell, mens det for resten av tverrslaget har vært de høye spenningene som har vært hovedutfordringen.

I hovedtunnelen er det også de høye bergspenningene som har gitt oss hovedutfordringene når det gjelder sikring. Fjellet har for det meste vært homogent, men med innslag av blokkete partier og noen soner med oppknust fjell. Innlekkasje av vann kan til nå, i hovedtunnelen, settes nesten til lik null.

Pr 01.11.1998 er det satt inn disse sikringsmengdene :

- Fiberarmert sprøytebetong : 21.000 m3 dvs 1.8 m3/m
- Sikringsbolter : 76.000 stk dvs 6.2 stk/m
- I tillegg er det satt inn en god del stuffbolter og fjellband

I den mest sikringskrevende uken ble det sprøytet 4,7 m3 sprøytebetong og satt 17 stk bolter pr tunnelmeter.

I anbudet er det adskilte poster for permanent sikring og stuffsikring. Men etterhvert som en opplevde forholdene med sprakfjell ble entreprenør og byggherre enig om en felles pris for all sikring. Med de forholdene en får med høye bergspenninger er det nødvendig å ha en systematisk sikring som grunnsikring, dette har vist seg nødvendig både for boltesikring og for sprøytesikring. En bolter systematisk for hver salve og i løpet av døgnet/uken prøver man å få med seg den permanente sprøytebetongen. Dette betyr at en får en trygg og god stuffsikring samtidig som at den permanente sikringen utføres parallelt med drivingen.

I hovedtunnelen har vi i tillegg til innsetting av sikringsbolter på stuff satt inn et team som arbeider med å sette 1,5 m lange bolter i veggene. Dette utføres med en Tamrock borerigg. Det bores i serie 11 i et bestemt mønster , og boltene settes hovedsakelig for å hindre oppbomming av veggene som følge av de høye spenningene i fjellet.

Høsten 1998 endret vi resepten for sprøytebetong. Istedenfor den vanlig vannbaserte akselratoren har vi gått over til å bruke alkaliefri akselrator. Dette gjorde vi for å oppnå en raskere betong slik at en skulle takle sprakfjellet bedre. På denne måten kunne en også starte boltemonteringen tidligere.
Dette var viktig både for fremdriften og for sikkerheten da en normalt setter inn 20 - 25 bolter på stuff.

I årsskiftet 1997/1998 ble det laget til en prosedyre for arbeider i sprakfjell i samarbeid med byggherren. Denne ble utarbeidet med bakgrunn i de erfaringene en hadde fått ved drivingen i Lærdal samt at en analyserte hendelsesforløpet og årsaken til alle ulykker og nesten ulykker (bilag 3).

Ventilasjon.

Sammendrag :

Ventilasjonsopplegget er omfattende, og teknisk sett, klart en av de største utfordringene vi har ved drivingen av Lærdalstunnelen. Det vil bli en av Norges hittil største ventilasjonsjobber med totalt 30 km Ø2000 pluss 5 km Ø1800 ventilasjonsduk (Protan FR89). Alle duker har en lengde på 75 m.
Videre vil det på det meste være i drift 4 AL17 (4 x 230 kW) vifter, 2 Gal 14 (2 x 110 kW) vifter, 2 forgreningsrør Ø2000, og 4 spjeld.
Samkjøringen av vifter og spjeld vil bli utført med et radiosende-system, som initieres ved trykk på funksjonstaster på et panel montert ved l «sug-viftene» (se vedlegg 4)inn mot stuffene, vifter i påhugg samt i kryssområdet i tunnelen.

Det går to duker (Ø2000) ut mot hver stuff. En for å blåse luft inn og én for å «suge» sprenggassene ut. Det betyr at vi i tverrslaget har 4 duker (Ø2000). Luftbehovet når drivingen nærmer seg slutten er beregnet til ca 8.000 m3 pr minutt. For å lufte tverrslaget under utkjøring er en avhengig av at begge viftene mot stuffene går med full effekt.

Med fire «2-meters duker» i tverrslaget tar dette stor plass. For å få et tilfredsstillende stort kjørekasse-tverrsnitt i anleggsfasen måtte NCC Eeg-Henriksen utvide tunneltverrsnitt fra 56 m2 til 64 m2 for egen regning(bilag 5). Også i hovedtunnelen har vi minimal høyde mellom dukene og de største maskinene og de fullastede semitrailerene.

Oppbygning av ventilasjonssystemet : (bilag 4)

For hver stuff er det montert to duker hvor den ene fungerer som sug/blås, mens den andre fungerer kun som blås. For hver stuff er det montert 2 stk AL-17 vifter etter hverandre, hver vifte har tre effekttrinn (30, 70 og 230 kw) . Luften fra disse forgrenes til begge dukene ved et y-rør hvor det i tillegg er montert spjeld for utlufting, se bilag 6) . Inne i tunnelen er det på enden av sugeduken montert ei viftevogn bestående av et spjeld og en gal-14 vifte.

En ventilasjonssyklus fungerer på følgende måte :

- Når salven går trykkes det på viftevogn for utlufting på panelet.
- Begge viftene starter opp på trinn 3 og spyler inn luft for fullt i begge duker i 5 minutter.
- Etter 5 minutter stenger spjeldet ute for innblåsing på den ene duken samtidig som viftene girer seg ned til trinn 2 og blåser inn den ene duken. Samtidig som alt dette skjer starter sugevifta inne i tunnelen og spjeldet ute for utlufting åpner seg. Utluftingsperioden vil vare helt til alle gassene er ute.
- Når utluftingen er ferdig vil spjeldene ute skifte stilling igjen slik at det blåses luft innigjennom begge dukene. Viftene vil først gå i 5 minutter for deretter å gå over til trinn 3. Viftene vil nå enten gå over til lasting/transport. Det lar seg også styre slik at de automatisk går på hvile f.eks hvis det ikke skal foregå arbeid i tunnelen etter salveskyting.
- Alt dette skjer automatisk og kan overvåkes via en pc-skjerm på kontoret.
- Det er også lagt inn sikkerhetsfunksjoner i systemet slik at vifter ute og inne ikke skal gå imot hverandre og rive duk
- I forbindelse med duklegging kan en vha en nøkkel låse funksjonspanelet slik at andre ikke kan gire opp viftene. Nødstoppfunksjoner finnes i tillegg.
- Alle styringssignaler sendes som radiosignaler og alle funksjoner styres av et pc-program.
- I tillegg kan hele systemet kjøres manuelt.

Styre- og overvåkningssystemet :

Det ble på et tidlig stadium bestemt at en skulle satse på styrings- og overvåkningssystem for å spare energi og gi en mest mulig effektiv ventilasjon. Systemet som ble valgt var et system som trådløs overfører data mellom de ulike stasjoner i tunnelen. På ulike steder i tunnelen finnes det panel som arbeidsfolket kan trykke på for å velge ulike funksjoner. Dette kan være funksjoner for boring, transport, sprøyting, utlufting, duklegging etc. (se bilag 7). Systemet er knyttet sammen med en pc på anleggskontoret. Her kan en til enhver tid avlese hvilken aktivitet som foregår i tunnelen. I tillegg kan en se hvilken av viftene som går og med hvilken hastighet, hvilke spjeld som er åpent osv.. Systemet er også utbygd for å måle effektforbruk, trykk i duker samt signalnivået. Neste trinn i utviklingen er å legge inn målestasjoner for gass slik at en kontinuerlig kan overvåke at de administrative normene overholdes.

Luftkvalitet :

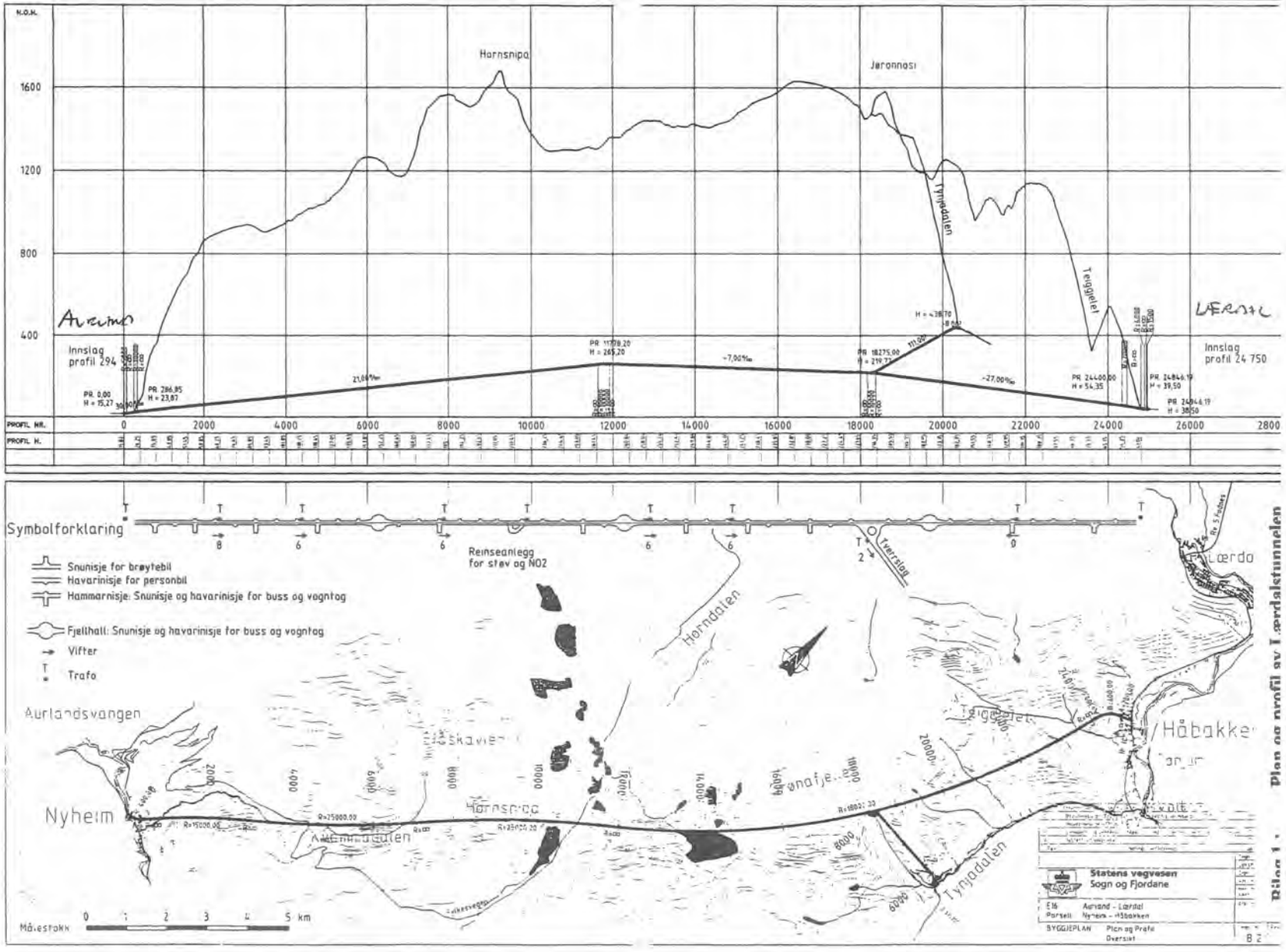
Kvaliteten på luften med hensyn på NO2 og CO måles flere ganger i uken på ulike plasser i tunnelen og det måles da over 24 timer. Dette gir et godt bilde av kvaliteten på ventilasjon.
I tillegg måles trykk og lufthastighet slik at en hele tiden kan ha kontroll på lekkasjer og hvor på dukstrengen de er, og en prøver å systematisere vedlikeholdet av duken mhp reparasjon og utskiftninger.

Ved å ha stor diameter på duken vil en spare strøm, men en for også mer lekkasje pga duken som ligger opp i mot hengen på tunnelen og bevegelser gjør at det rives hull i duken.

Systemet er som tidligere nevnt bygget slik at når utlasting forgår må viftene gå for fullt mot begge stuffer for å skaffe nok luft til å ventilere tverrslaget. Bilag 8 og bilag 9 viser målinger av NO2 som er tatt for kort tid siden i tverrslaget og hovedtunnelen. Luftkvaliteten i tunnelen er god tiden gassene ligger over adm norm er som regel fra 5 - 15 min under utlasting.

Avslutning.

Lærdalstunnelen er en stor utfordring. Det gjelder for byggherren, for leverandørene og for oss driver anlegget. Slike prosjekt er en viktig del av hele bransjens utvikling. Det er et referanseprosjekt for NCC Eeg-Henriksen, men med verdensrekorder følger det også internasjonal oppmerksomhet. Etter internasjonale presseoppslag er det ikke i første rekke NCC Eeg-Henriksen som huskes, men at det i Norge bygges verdens lengste vegtunnel. Dette er med på å heve vår anerkjennelsen innen bergverks- og tunneldrift, og dermed er Lærdalstunnelen som prosjekt med på å gi hele bransjen et løft og en utvikling. La oss håpe på, og arbeide for, at vi i Norden også i fremtiden får være i fremste rekke innen disse fagområdene.

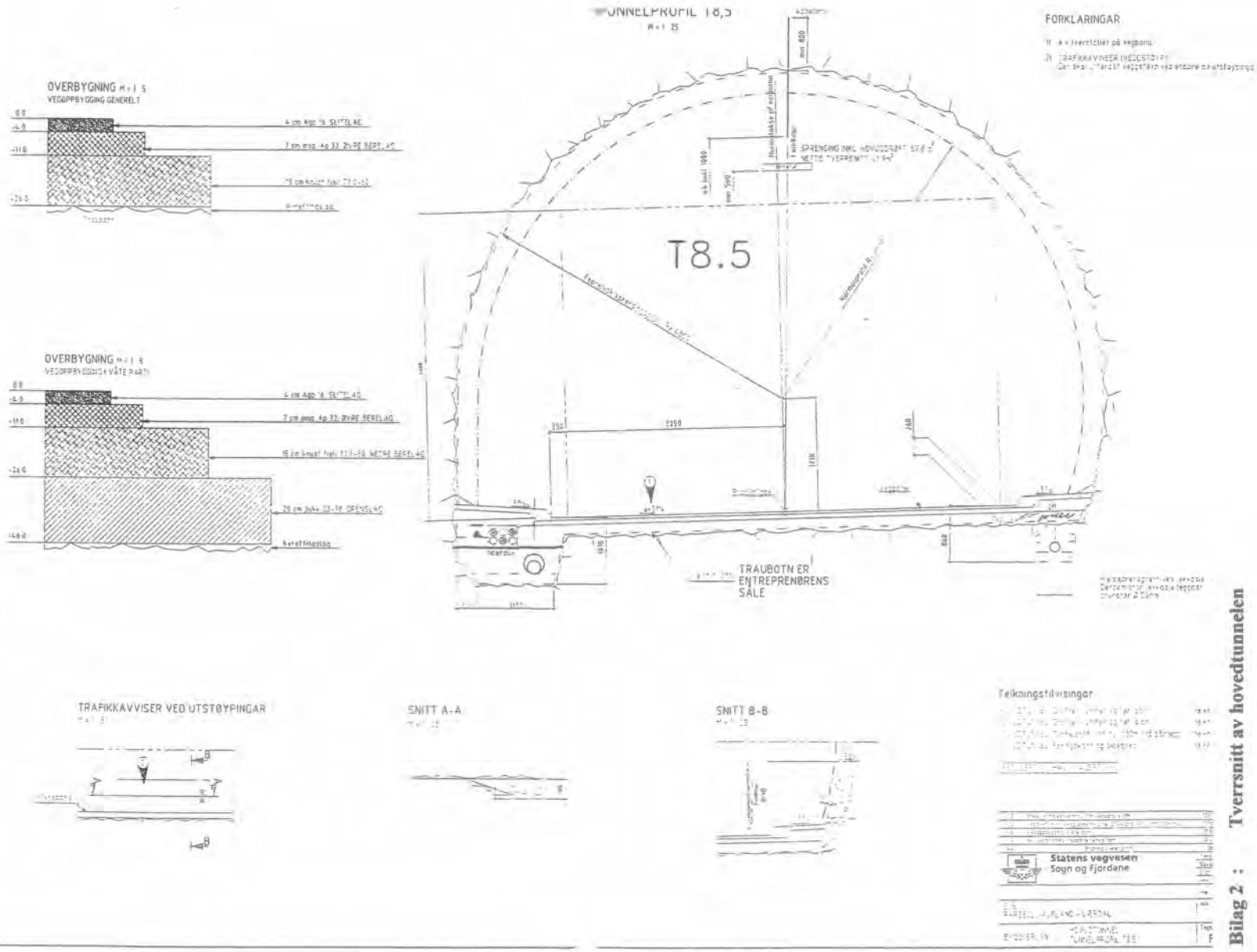


4. il

Plan og profil av Lærdalstunnelen

912

Bilag 2 : Tverrsnitt av hovedtunnelen



9.13

Prosedyre for drift i sprakfjell i Lærdalsanlegget Rev. 03/98

Punkter som må vurderes ved sprakfjellsproblemer : Ansvar : Formann.

1) Etter sprengning av salve må sikkerheten for lasteprosessen vurderes og de sikringsmidler som må ses på er :

a) Venting på spenningsomlagring.
b) Rensk, om nødvendig i flere omganger.
c) Eventuell sprøytebetong. Pga 2,5 timers leveringstid på betongen må det også allerede tidlig i lastingen avgjøres om det skal sprutes før boring av ny salve starter.
d) Hvis forholdene tilsier at det bør renskes el. sprøytes under lasting skal lastingen avbrytes og vente til sikringsarbeidene er ferdig.

2) Før igangsetting av salveboring må sikkerheten på ny vurderes.
a) Etter utlasting starter mekanisk rensk under oppsyn og ledelse av bas og/eller formann.
b) Dersom sprøytebetong ikke allerede er bestilt så skal denne avgjørelsen vurderes på nytt etter rensk.
c) Dersom det er bestemt at sprøytebetong skal brukes, så skal denne fortrinnsvis påføres straks etter at mekanisk rensk er utført. Unngå unødvendig vask før sprøyting når det sprøytes for hver salve. Spyling med kaldt vann forsterker sprakintensiteten. Spyling av salven ved lasting/pigging er tilstrekkelig, men dersom det er mye støv eller skitt på fjellet skal vasking utføres. Hvis stuffen skal sprøytes påføres 20 % av bestilt sprøytebetong i stuffen. Det sprøytes med min. 5 cm. i heng og vederlag. Behov for sprøyting av vegger vurderes fra gang til gang, tykkelse skal også her være minimum 5 cm.
d) Sprøytet fjell som ikke er boltet skal betraktes som usikret, inntil det er boltet.
e) Dersom forholdene er så vanskelige at rensk og sprøyting ikke kan utføres som beskrevet over, så skal en vurdere å vente på spenningsomlagring imellom noen av arbeidsoppgavene.

3) Salveboring og bolteboring.
a) Omfanget av boltingen tilpasses fjellforholdene. Siste bolterast skal settes så nær stuff som mulig. For å oppnå best mulig samvirke mellom boltene må bruk av bånd vurderes kontinuerlig. Ved blokkig fjell skal bolteplassering bestemmes før eventuell sprøyting. Bolter skal alltid monteres fra sikret mot usikret område. Minimum 20 - 25 bolter for hver salve.
b) Bruk av stuffbolter skal vurderes i hvert enkelt tilfelle.
c) Stuffpumpe plasseres ved hjelp av bom. Blink for navigering av riggen plasseres før innkjøring.
d) Ved driftsstans under salveboring kjøres om nødvendig en eller flere bommer (evt. korg) over reprasjonsstedet. Eventuelt skal riggen kjøres vekk fra stuff for reparasjon.
e) Ved boltemontering på usprøytet fjell skal manuell rensk / inspeksjon utføres.

4) Lading.
Før lading skal inspeksjonsrensk utføres fra ladekorgen, også stuffen og overgang stuff/heng skal renskes.

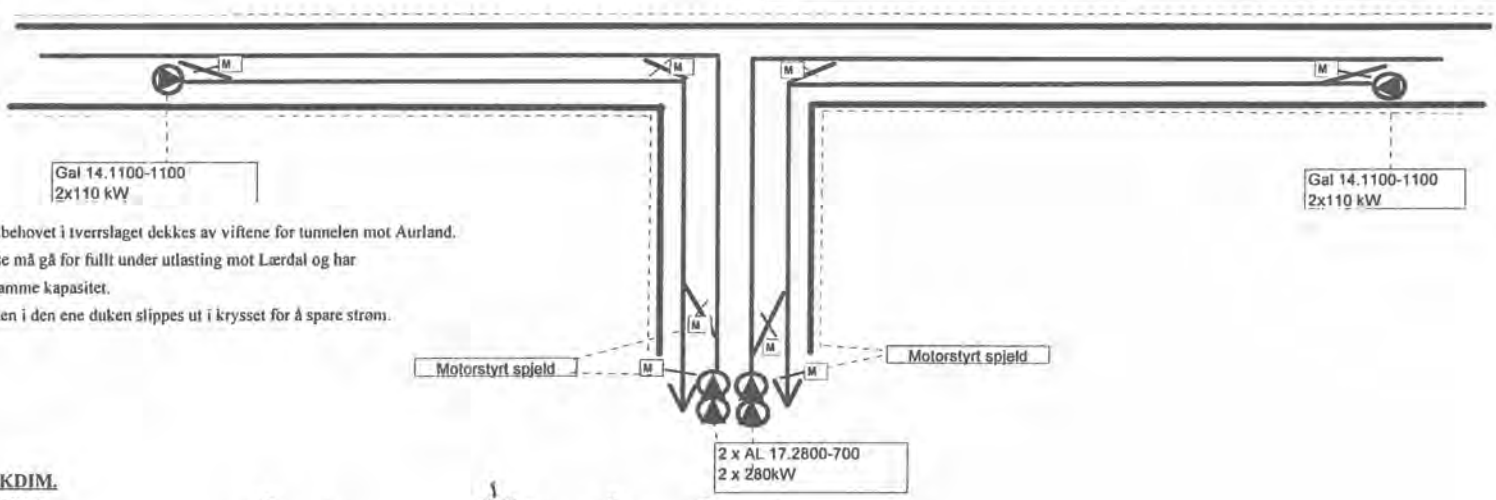
5) Revurdering av sikringsomfanget.
Sikringsomfanget revurderes ikke før en har utført 3-5 salver under bedre fjellforhold.

NB! Det er entreprenøren som har ansvaret og bestemmer omfanget av arbeidssikringen.

VENTILASJON LÆRDALSTUNNELEN

6800m - 7800m Mot Lærdal

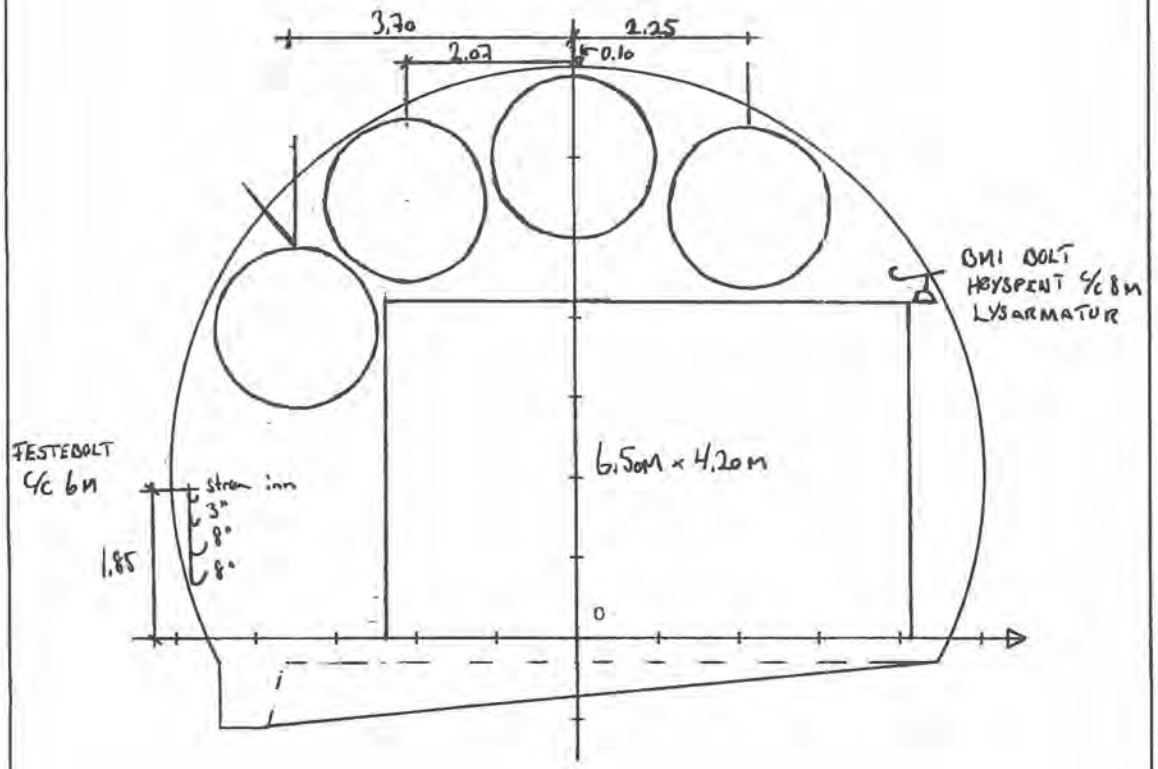
Ql =	17.9m3/min. x b		0	859,20	m3/min
Qr =	859,2 x 0,25		0	214,80	m3/min
Qb =	0	-	2000		
	0 0,049*B/n(1+n)(f-s)m3/min*m=			4310,30	m3/min
Ventilasjonspause = 19,61 min	Qb =	2000	- 7800	0,00	0
	0 0,049*B/n((2*f+n(f-s))m3/min*m=			5144,39	m3/min
	Qb =	**ex.tverrslag**		**6218,39**	**0**



Luftbehovet i tverrslaget dekkes av viftene for tunnelen mot Aurland.
Disse må gå for fullt under utlasting mot Lærdal og har
ca samme kapasitet.
Luften i den ene duken slippes ut i krysset for å spare strøm.

9.14

DUKDIM.						
- DUK 1	0	-	6800 m	Ø	2	m
	6800	-	7800 m	Ø	1,8	m
- DUK 2	0	-	7800 m	Ø	2	m
	6800	-	7800 m	Ø	1,8	m



SCALE 1 : 75 / ⊢——⊣ = 0.75 METRE

Lrdalstunnelen

Tverrslag

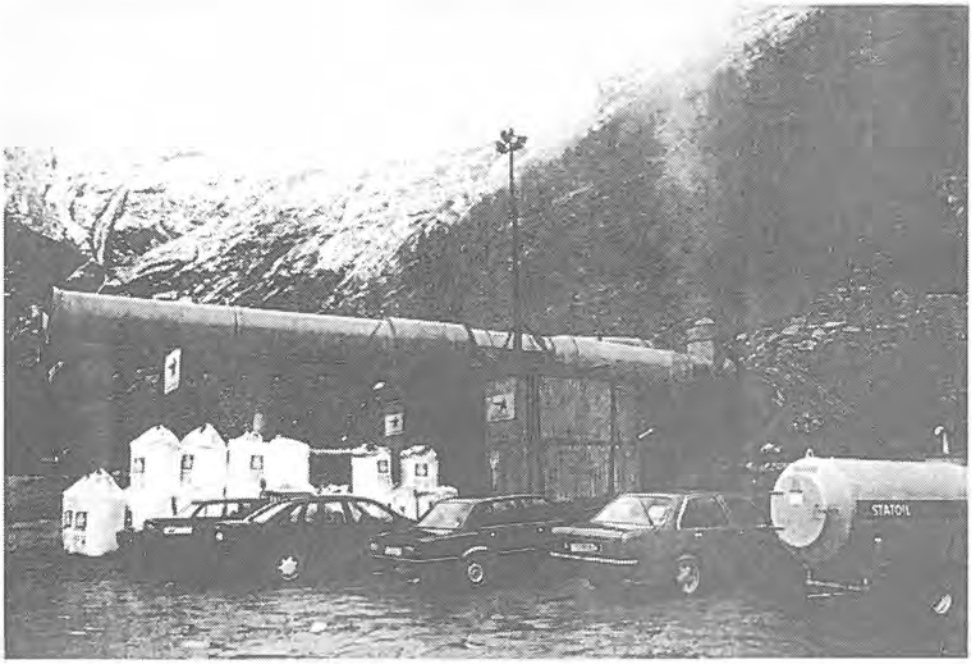
CLIENT :

TH. PROF.: Profr505(NR.: 1)

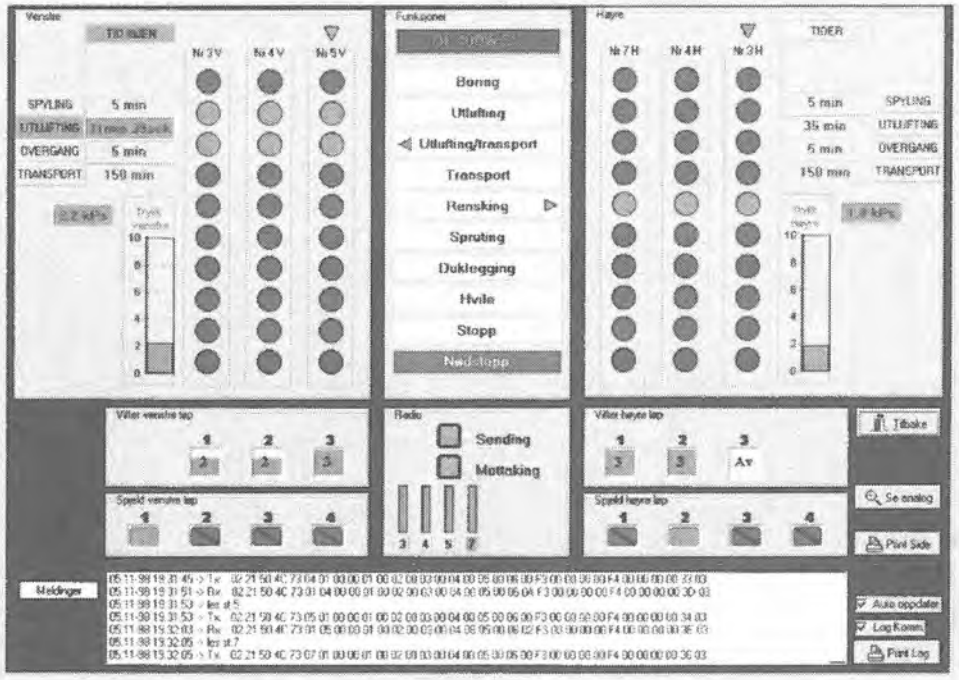
A.MT.
PROFILER 3000

Eeg-Henriksen Anlegg AS
Laerdalstunnelen
5890 Laerdal

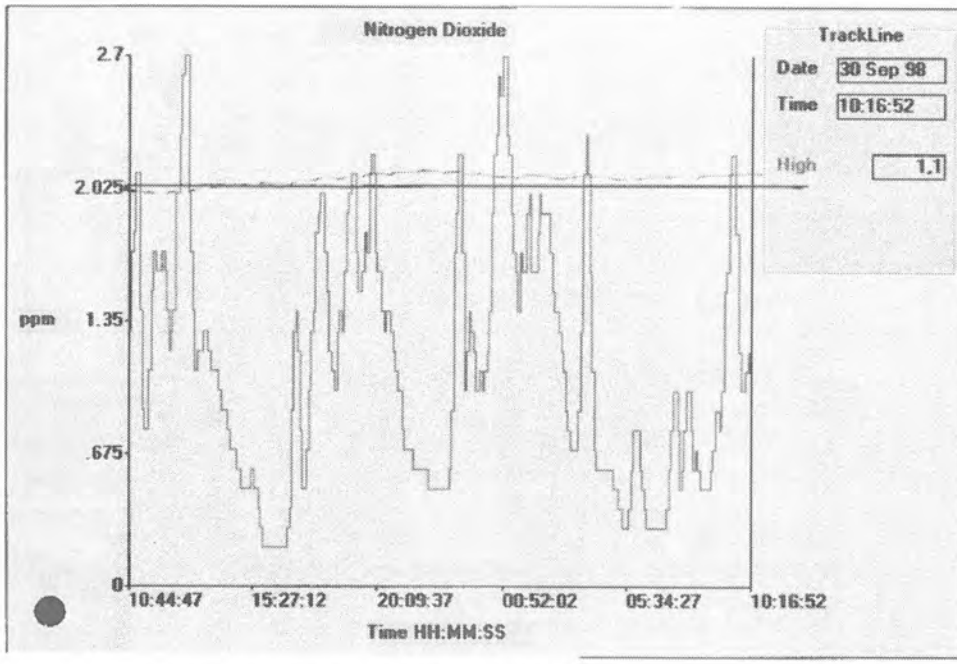
9.15



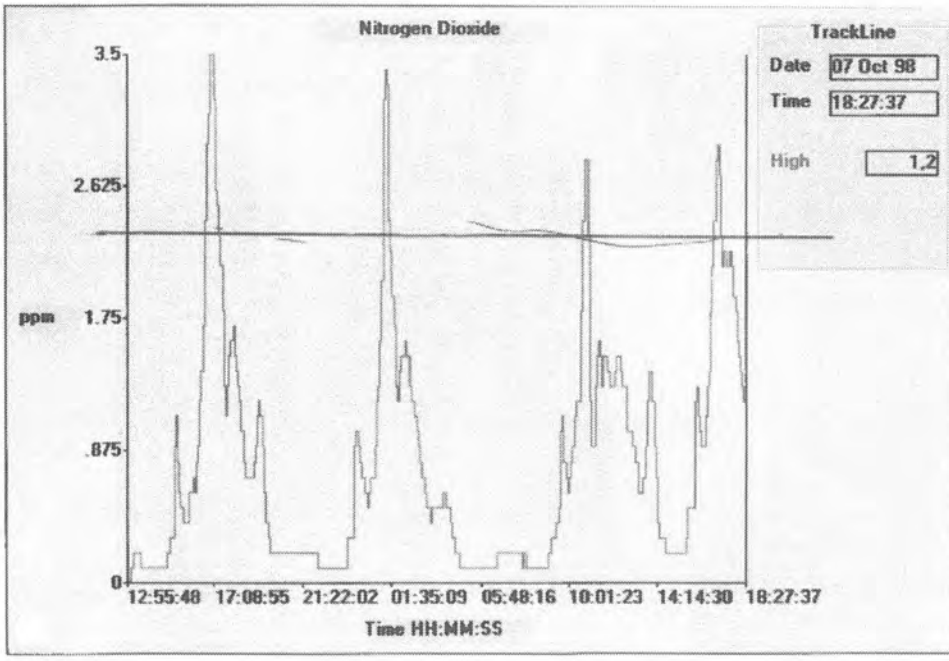
Bilag 6 : **Vifter og ventilassjonsrør ved påhugg i tverrslag**



Bilag 7 : Funksjonspanel for PLS-styring av vetilasjon



Bilag 9 : Diagram for måling av NO2 i tverrslag



Bilag 8 : Diagram for måling av NO2 i hovedtunnel

Forsagere - utilsiktet detonasjon under utlasting og maskinrensk. Kan problemet unngås?

Jon Dahl, Leder Teknisk Avdeling, Dyno Nobel Marked Norge

Forsager. Bakgrunn.

En ***forsager*** er pr definisjon i følge Lov om eksplosive varer, forskriftenes kapittel 12, bruk:
"En ikke detonert ladning" (§12 - 10).
En forutsetning for denne definisjonen er at det på forhånd har vært foretatt en sprengning hvor eksplosivene av en eller annen årsak ikke har detonert eller blitt omsatt som planlagt.

I utgangspunktet skyldes dette to forhold:
- Tennmidlet har ikke fungert som forutsatt
- Detonasjonen har blitt brutt / stoppet opp i borehullet uten å omsette alt sprengstoffet

En rekke forskjellige årsaker kan ligge bak de nevnte forhold. Jeg vil senere i foredraget komme tilbake til de mest vanlige årsakene.

Hovedproblemet med forsagede eksplosiver er at disse ikke oppdages umiddelbart etter at salven har gått. Hele tre paragrafer i forskriften som omhandler bruk av eksplosiver, berører dette forhold:

§12 - 8, Posting og varsling, siste ledd:
"Når den som har avfyrt salven har forvisset seg om at det ikke er fare fra ufullstendig eller ikke eksploderte ladninger, ropes det: KOM IGJEN."

§ 12 - 9, Skyting, siste ledd:
"Etter skyting skal godkjent bruker forvisse seg om at sprengningen har foregått normalt før nytt arbeid igangsettes. Alt overhengende fjell som kan være farlig, skal brytes ned eller sikres før nytt arbeid igangsettes."

§ 12 - 10, Forsaging, siste ledd:"I de tifeller hvor udetonert sprengstoff ikke oppdages før under lastearbeidet, skal arbeidet straks innstilles, og alle sprengstoffrester fjernes."

Selv om Lov og forskrift forlanger god visuell kontroll etter sprengning, skjer det tid om annet at udetonert sprengstoff utilsiktet på nytt blir ***aktivert*** og ulykker / uhell oppstår. Disse skal i henhold til den forannevnte forskrift (§12 - 15), meldes til politiet og Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern (DBE). Her er det i perioden fra september 1994 til oktober1998 registrert 45 ulykker / uhell som kan tilbakeføres til forsagere. Årsaken til at sprengstoffrestene har detonert, kan tilbakeføres til følgende arbeidsoperasjoner:

Påboring
Pigging (renskehammer)
Utlasting (lasteskuffe)
Knusing av stein / sprengstoffrester i knuser

Antallet er noe usikkert da uhellene / ulykkene ved nedknusing av tunnelstein ikke er systematisk innrapportert til DBE, men fremkommet gjennom konkrete forespørsler fra DBE. Da uhellene i knusere ikke har vært innrapportert til DBE, er det å anta at disse ikke har forvoldet noen form for skade (antallet uhell i knuser kan ha vært større).

Tabell 1 og 2 gir en sammenstilling av de innrapporterte ulykkene.

ÅR	TOTALT	PÅBORING	PIGGING	UTLASTING	KNUSER
1994 (3-4mnd.)	7	0	0	2	-
1 995	12	0	2	1	9 *) fra nov.-95
1 996	18	0	3	4	11 *) til mars-96
1 997	8	1	2	5	-
1998 (9 mnd.)	5	2	0	3	-
4 års periode	45	3	7	15	20
Uten uhell knuser	25 **)	3	7	15	-

Tabell 1: Ulykker fordelt pr. år og årsak

*) Uhell med knusing av tunnelstein opphørte med forbudet mot bruk av kraftig detonerende lunte(f.eks. 80 gr.) i konturhull under jord.

**) Av de 25 registrerte ulykkene, er 12 stk å tilbakeføre til spreninger under jord/tunnel og 13 stk. til over jord/pall.

	Totalt antall ulykker	PÅBORING		PIGGING / RENSK		UTLASTING	
		Tunnel	Pall	Tunnel	Pall	Tunnel	Pall
*Personskade *)*	*7*	*1*	*1*	*0*	*1*	*3*	*1*
*Materiell skade **)*	*7*	*0*	*0*	*0*	*3*	*1*	*3*
Ingen skade	*11*	*1*	*0*	*2*	*1*	*4*	*3*
	25	2	1	2	5	8	7
		3		7		15	

Tabell 2: Ulykker fordelt etter årsak og skadetype

*) Utfra det tilgjengelige materialet, er det ikke registrert mer en en personskade i noen enkeltulykke. Eventuelle sjokkskader er ikke medregnet. De innrapporterte personskadeulykkene har også medført materielle skader.

**) Materielle skader omfatter alt fra skade på utførende entreprenørs anleggsutstyr til skade på tredjemanns biler, bygninger mm.

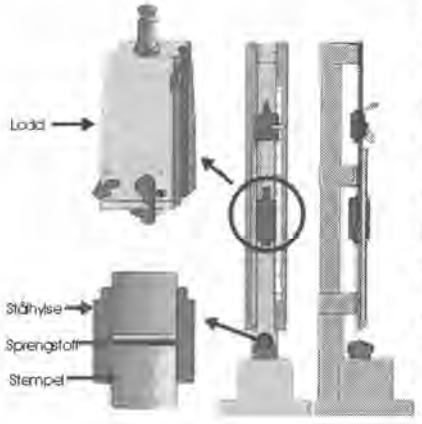
Aktiveringsenergi.

I innledningen på foredraget brukte jeg uttrykket: "utilsiktet aktivering av udetonert sprengstoff". Dette foredraget skal ikke omhandle kjemi og eksplosivlære, men noe kunnskaper om hvilke faktorer som får et eksplosiv til å virke - eller omvendt - bedømme håndteringsrisikoen i en konkret arbeidssituasjon, er nødvendig.

Aktiveringsenergi er definert som den energimengden som kreves for å få en kjemisk omsetning (reaksjon) i stand. Denne virker inn på molekylstrukturen og forårsaker omflytting av atomene, særlig oksygenatomene. Det er bare en form for energi, nemlig varmeenergi, som kan trenge inn i molekylstrukturen, og som har evnen til å forårsake slike virkninger.
Oppnås en viss temperaturstigning i et eksplosiv, vil det bli aktivert, dvs detonasjon inntreffer.
Men dette bildet er meget komplekst. En rekke faktorer har her innvirkning som f.eks. indre friksjon i stoffet, om det utsettes for en kompresjon uten at varme ledes bort osv.
Men sprengstoffenes aktiveringsenergi gir oss et mål på følsomhet.

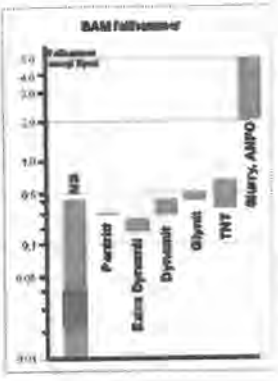
I følge termodynamikkens første lov, kan energiformer omdannes til hverandre, energi kan ikke ødelegges. Vi er her tilbake til problemene som skjer på en stuff hvor udetonert sprengstoff forefinnes. De utsettes for ganske betydelige mengder med bevegelsesenergi i form av slag, støt og ytre friksjon, energiformer som omdannes til varmeenergi i sprengstoffet.

Håndteringssikkerhet. De vanligste testmetoder.



Støtfølsomhet for slag måles i et fallhammerapparat. Denne testen blir utført ved en rekke institusjoner verden over. Prinsippet for selve fallapparatet er det samme, men detaljene rundt stemplene, dvs. de ståldelene som den testede sprengstoffmengde blir plassert mellom, kan variere mye. Figur 1 viser en fallhammer konstruert ved BAM (Bundesanstalt für Materialprüfung) som er det mest brukte og anerkjente apparatet. Vi bør ha klart for oss at en fallhammer med en litt annen konstruksjon kan gi helt andre resultater. Det kan dreie seg om differanser med en faktor på hele 5. Den energitilførsel som må til for å forårsake tenning, er generelt sett lavere i en fallhammer av typen BAM hvor avstanden mellom fordemningsringen (stålhylsen) og stemplene bare er på 0,005 mm og det testede sprengstoffet blir meget tett innelukket.

Sprengstoffmengden som benyttes i en BAM fallhammertest, er 40 mm^3. Avhengig av følsomheten på sprengstoffet, kan vekten på loddet være 1, 5 eller 10 kg. Fallhøyden ligger vanligvis mellom 10 og 60 cm. For å måle hvor støtfølsomt et stoff er, finner en den laveste fallhøyden som gir minst en eksplosjon ved en gitt falltyngde. Testen blir utført i serier med seks forsøk, og resultatet blir angitt som påkrevd slagenergi i J eller kpm. Metoden er internasjonalt godtatt. I følge FNs anbefalinger kan et stoff godtas med tanke på transport hvis den påkrevde aktiveringsenergien overstiger 2 J (= 0,2 kpm). I de ny europeiske standarder som er under utvikling i Brussel (CEN; Comité Européen de Normalisation), er det mye som tyder på at samme test (BAM fallhammer) og samme verdi (2 J) vil bli lagt til grunn for å få et sprengstoff godkjent innenfor EU-området.



Tabell 3 viser BAM fallhammerverdier for de mest vanlige sprengstoffer.

Eldre apparattyper (f.eks. Kast) opererer med et frirom mellom fordemningsring og stempel på 0,1 mm. Dette medfører at slagenergien som overføres til sprengstoffet har et langt større friksjonstap og gir langt høyere ("sikrere") verdier for det testede sprengstoff. BAM fallhammerapparater kan også utstyres med et smergelpapir mellom nedre stålsylinder og sprengstoffet og dermed gi en annen testverdi. Hvis man refererer til følsomhetstester i gitte sammenhenger, må man også oppgi

hvilken fallhammerapparat som er benyttet og ha kjennskap til de spesielle betingelser sprengstoffet utsettes for.

Følsomhet for friksjon (friksjonstest) blir tilsvarende kontrollert i et BAM friksjonsapparat. En prøve på 10 mm^3 av et sprengstoff blir lagt på en bevegelig porselensplate under en fast porselensstav som kan belastes med vekter fra 0,5 til 36 kp. Porselensplaten beveges frem og tilbake 10 mm en gang under den belastede staven. Som relativt mål på friksjonsfølsomheten angis den laveste belastning i kp eller N som etter seks forsøk minst en gang gav aktivering. Ifølge FNs anbefalinger kan et stoff godkjennes for transport hvis den påkrevde aktiveringsbelastning overstiger 80 N (= 8 kp). Normale dynamitter, emulsjoner eller ANFO-sprengstoffer viser ingen reaksjon i denne testen for vekter under 36 kp (maksimal belastning).

Lasting, maskinrensk og boring

Udetonerte eksplosiver som ikke er oppdaget og fjernet før nye utlasting, maskinrensk eller boring av nye hull igangsettes, utsettes for en kombinasjon av slag og friksjon. Det finnes ingen enkle, standardiserte metoder for måling av "friksjonsslag". Men forsøk hvor man lar en halvkule med ca 20 kg sprengstoff, opphengt som en pendel, treffe et underlag med ulike hastigheter og skrå anslag hvor sprengstoffet stryker mot underlaget, gir en langt mer effektiv aktivering enn det testmetoder hver for seg skulle tilsi.

Hvis vi nå tar for oss det utstyret som benyttes i nevnte arbeidsoperasjoner, er det fra produsentene gitt følgende informasjon:

De statiske kreftene som frembringes av det hydrauliske systemet for Brøyt X42, X50 og X52, er henholdsvis 25, 27 og 31 tonn. De dynamiske massekrefter som kan oppstå utgjør større verdier mot underlaget enn de angitte.
For CAT 980 - 988 er tilsvarende inntrengningskraft 20 - 40 tonn.

Fra IRM AS informeres det at den minste renskehammer har en energi på 1280 J / slag, den største hele 4000 J / slag.

Atlas Copco kan informere om at en Cop 1838-hammer utvikler et slagtrykk på 25 tonn i et borehull ved bruk av T 38 stål. Kronetemperaturen vil være 60 - 70 grader. Slagtrykket vil øke betraktelig under gitt omstendigheter, f.eks. ved slitt borkrone.

Hverken sprengstoff eller tennmidler er i utgangspunktet "konstruert" for å motstå de krefter og energimengder moderne anleggsmaskiner representerer. Disse er sannsynligvis store nok til å aktivere de fleste sprengstofftyper *under gitte forhold.*
I utgangspunktet er sprengstoffer utviklet med tanke på energi og evne til å bryte fjell. Det må dermed ha en viss følsomhet for å la seg kontrollert initiere, detonasjonshastigheten i sprengstoffet må opprettholdes og detonasjonen må overføres i hele ladestrengens lengde. Det må selvsagt også være håndteringssikkert. Men med dette begrepet menes at produktene minst skal motstå de energimengder og belastninger de utsettes for ved normal bruk og behandling, transport og lagring.

Uønsket detonasjon - sprengstofftyper

Kvaliteten på de innsendte ulykkesrapporter er av svært ulik kvalitet. Rapportene viser at enkelte bedrifter har et IK-system som fungerer, dvs. hendelsesforløp er beskrevet, man har forsøkt å finne frem til årsakssammenheng, ulykken er blitt behandlet i AMU eller med verneleder og korrigerende tiltak har blitt utarbeidet og iverksatt.

Men en rekke ulykker er beklageligvis kun registrert pr telefon, andre kun ved et håndskrevet notat. Det må også sies at alle dokumenter i enkelte saker ikke var tilgjengelige da de fortsatt er under saksutredning.

De fleste typer eksplosiver har vært benyttet i de 25 salvene hvor ulykker med gjenstående sprengstoff har funnet sted. Ikke uventet er ingen av ulykkene knyttet opp mot bulksprengstoffene ANFO og emulsjoner/Slurry. Selv om en sprengstoffstreng med disse produktene ikke detonerer i hele lengden, vil bulkprodukter bli spredt og oppløst såpass mye at utilsiktet detonasjon nærmest er umulig. I tillegg har produktene høye egenverdier med tanke på håndteringssikkerhet.

Flere av rapportene antyder funn av diverse typer produkter (patronerte emulsjoner, rørladninger og patronerte dynamitter). Muntlige meldinger fra flere anlegg om funn av eksplosiver (men uønsket detonasjon har ikke funnet sted) forteller det samme. Ofte møter man holdninger som "hvis det ikke er tenner eller sprengstoff med tenner i, er det sikkert.". Selv om man etter en uønsket detonasjon ikke med 100% sikkerhet kan si hvilket produkt som detonerte, konkluderer rapportene med at tennmiddel alene eller kombinert med tennpatron, dynamitt og detonerende lunte har uønsket blitt aktivert. En rapport antyder at pigging i rørladning kan ha vært årsaken. Skytebasen mener tenneren har virket, men at detonasjonen kan ha blitt avbrutt p.g.a. slepper i fjellet.

Tennere, dynamitter og detonerende lunte (pentritt) er utvilsomt de produkter som er mest følsomme for friksjonsslag. Det viser også BAM fallhammertester. Men det knytter seg alltid usikkerhet til årsaken til en uønsket detonasjon hvor flere typer eksplosiv har vært brukt. Oppdages sprengstoffrester i en salve, og dette gjelder alle typer sprengstoffer, må lover, forskrifter og regler følges. Intet sprengstoff er utviklet med det for øye å motstå de krefter og friksjonsstøt som kan oppstå i en knuser, fra en lasteskuffe, fra en pigghammer eller ved påboring.

Det er i enkelte rapporter reist spørsmål om kvalitetssvikt i dynamitter med tanke på følsomhet. Alle produsenter av eksplosiver har meget gode kvalitetsrutiner og kontroller for å ivareta spesielt operasjoner som berører produktenes håndteringssikkerhet. Dette ikke minst med tanke på fabrikkens egen sikkerhet. I Norge har uønsket detonasjon funnet sted i dynamitter fra to ulike produsenter / leverandører. Problemet er ellers ikke ukjent i andre europeiske land, men jeg har ikke konkrete sammenstillinger som kan presenteres her. Ved en ulykke i Norge ble funn av ca. 2 kg udetonert Dynamit oversendt Dyno Nobel følsomhetstesting. En fullanalyse av produktet viste en normal sammensetning. BAM fallhammertester gav verdier over
5 J, altså en mindre følsomhet enn normal, fersk vare (3 J).

Forsagere - kan problemet unngås?

Jeg har liten tro på at vi i noen nær fremtid vil kunne unngå problemet "forsager". Men jeg har tro på at en bevisst holdning til problemstillingen vil kunne minske ulykker ved gjenstående sprengstoffrester. Skal vi lykkes i det, er mitt hovedbudskap etter å ha lest ulykkesrapportene fra DBE

- Bedre visuell kontroll av "knøler", "neser"/"heng" ved konturhull og grove partier i røysa før pigging, maskinrensk og arbeid med grovt lasteutstyr igangsettes. Boring må ikke påbegynnes før det er rensket til fast fjell (eventuelt med vannspyling). Hvis skytebas ikke selv kan gjennomføre kontrollen, bør det foreligge rutiner på hvor ansvaret er plassert.
- Klare rutiner for hva som skal gjøres når sprengstoffrester oppdages. Rutinene må ta utgangspunkt i at alle som jobber på stuff må få opplæringen / informasjon om følsomheten og farlighetsgraden ved forsaget sprengstoff og vite hva som skal gjøres. Det er spesielt viktig at innleide firmaer som f.eks. skal jobbe med utlasting eller pigging, har lik opplæring.
- Gode rutiner for registrering av funn av sprengstoffrester, altså "uønskede hendelser". Rutinene bør knyttes opp til lade- /salveplaner, eventuelle geologiske forhold, om noe var "unormalt" under ladearbeidet osv. Rester må merkes og bli tatt hånd om slik at en analyse av produktet kan bli gjort. Mye tyder at ulykkene med gjenstående eksplosiver kun er toppen av et isfjell. For å eliminere ulykker, kreves kunnskap om årsak.
- Sørge for at ikke bare skytebas, men alle som jobber på stuff, er best mulig skolerte i riktig bruk og behandling av eksplosiver og riktig valg av produkter. Kunnskap om produkter bør eksempelvis gis en maskinfører som skal dekke en NONEL-salve med tunge gummimatter.

8 av de registrert ulykkene skyldes pigging i "knøler", "heng" i kontur og stor stein. Ved enkelte av ulykkene er dette arbeid som ble utført av innleide firmaer. Muligens er dette ulykker som kunne vært unngått ved bedre visuell kontroll.
Tilsvarende kan også muligens påpekes ved de tre påboringsulykkene. Dette var i 70 og 80-årene en hyppig ulykkesårsak i Norge. Ved de fleste fjellanlegg ble det innført klare prosedyrer og regler med sikte på å unngå denne type ulykker. Det ble forlagt forsvarlig renska til fast fjell, ofte kombinert med vannspyling. Det er derfor et tankekors at tre påboringsulykker dukker opp i 1997 og 1998. Muligens bør dette være et VARSKO HER til bransjen: Tidsfaktor og arbeidspress. Ved flere av de anleggsstedene hvor ulykker har skjedd, har det allerede før ulykken skjedde vært utarbeidet prosedyrer, regler eller instrukser som omhandler arbeidsoperasjonene. Først etter at ulykken har skjedd, er reglene blitt presisert. I vedlegg følger eksempler på gjeldene rutiner for pigging og boring med tanke på å unngå ulykker.

Ser vi bort ifra de uhellene/ulykkene som ble forårsaket av kraftig, detonerende lunte i knusere, er hele 15 av de 25 ulykkene skjedd under utlasting med gravemaskin. I enkelte rapporter nevnes det at om funn av sprengstoffrester i en tidsperiode før ulykken skjedde. Da tennmidler ikke ble funnet, ble det enkelte steder ikke vurdert som "sannsynlig" at sprengstoffet lot

seg aktivere. Helt til ulykkene skjedde. Prosedyrer på lik linje med pigging og boring har blitt iverksatt.

En type ulykker ved utlastingsulykker bør nevnes spesielt: utlasting av tidligere sprengte masser, f.eks. hvor grøfter sprenges sammen med øvrig salve. Utgraving finner sted på et langt senere tidspunkt, ofte ved en ny entreprenør. Den nye utlaster må her varsles om *muligheten* av at gjenstående sprengstoff kan forefinnes slik at nødvendige sikkerhetstiltak kan iverksettes:

- krav til lastemaskin, f.eks. at den er forsterket og fører er sikret
- krav i forhold til omgivelser ved sikring av anleggsområdet, at mennesker ikke oppholder seg i området og unødvendig utstyr og materiell fjernes, trafikk stoppes osv.
- eventuell vannspyling av røys
- klare rutiner som forteller hva som skal gjøres hvis eksplosiver oppdages

Hvorfor og hvordan oppstår en forsager?

Foredraget startet med å definere en forsager og hvordan denne oppstår;

1. Svikt i opptenning / tennmidlet.
2. Detonasjonen stopper opp/brytes i ladestrengen.

Uansett årsak til en forsager, er grunnlaget for all sprengning riktig valg og bruk av sprengstoff og tennmidler. Med tanke på forsagere, bør enkelte punkter presiseres.

Tennmidler:

- Tenneren. Denne skal plasseres i sentrert i tennpatronen pekende i detonasjonsretningen. Lader/skytebas må forvisse seg om at tenneren også har denne posisjonen etter at tennpatronen er plassert som første patron i borehullet.

Ved valg av et ikke-elektrisk tennsystem må man påse at slangen som overfører detonasjonen til tenneren, ikke utsettes for følgende:

- Bunteopptenning/detonerende lunte i tunnel. Alle slangene må strammes opp før de samles i bunter. Hver bunt tapes opp to steder slik figur ? viser. Avstanden mellom slange og detonerende lunte må ikke være mindre enn 15 cm (bortsett fra der overføring skal finne sted). Maksimalt antall slanger i en bunt er 20 stk.
- Ved bruk av et ikke-elektrisk tennsystem og dekking av pall, må slangen sikres mot steiner og skarpe kanter som kan skade eller sette slangen i klem, eventuelt ved å legge noe beskyttende under / over slangen. Slangene strammes opp med en viss "slakk" slik at de har noe bevegelsesmulighet under dekking, buntes opp og tapes sammen 5-10 cm bak koplingsblokken. Pålegging av dekningsmateriellet må gjøres med største varsomhet. Spesielt må man passe på at tung gummimatter ikke dras over slangen eller forskyver seg. I skrånende terreng må matter festes i overkant i nedborede bolter og "rulles" på med største forsiktighet.
- Ved bruk av detonerende lunte til opptenning av slanger over jord, skal egnede koblingshylser benyttes og vinkelen mellom lunte og slange være 90 grader. Under dekningsmateriale er det forbudt å benytte denne opptenningsmetoden.

- Ved et ikke-eletrisk tennsystem må skytebasen alltid ta en ekstra sjekk på at *alle* tennere er innkoblet i salven. Et ikke-elektrisk system lar seg ikke måle.

Ved bruk av elektriske tennere, bør følgende punkter spesielt sjekkes med tanke på å unngå forsagere:

- Kontroller med et ohmmeter at alle tennere er innkoblet (beregnet motstand = målt motstand).
- Bruk jordfeilsmåler og sjekk at det ikke er jordfeil i systemet. Ledningsisolasjonen kan bli skadet under ladearbeidet og/eller uisolerte koblinger kan lede mot jord. Jordfeil kan medføre at enkelt(e) tenner(e) eller deler av salven kan stå igjen.
- Påse at riktig tennapparat benyttes til riktig tennertype og antall tennere. Sørg for at tennapparatet ikke utsettes for skader og kontroller at den produserte energien i apparatet er som foreskrevet jevnlig hos din leverandør.

Tennmidlet er kanskje det mest kritiske punktet med tanke på å unngå forsagere. En udetonert tenner i en salve øker også risikoen for en uønsket detonasjon. Riktig bruk av tennmidlene er en forutsetning. Jeg har her prøvd å oppsummere årsaksforhold knyttet opp mot de ulykker som er innrapportert. Men alle som arbeider med sprengning må også påse all bruk av tennmidler skjer i overensstemmelse med en rekke andre forhold som er oppsummert i forskriftene som omhandler bruken av eksplosiver.

Det stilles ellers alltid spørsmål etter en ulykke om det kunne ha vært en produktfeil ved tennmidlet. Alle produsenter og leverandører må dessverre erkjenne at det på tross av en nitidig kvalitetskontroll av tennmidlene, tid om annen forekommer produktfeil. Beklageligvis er det lite man kan undersøke ved den tenneren som eventuelt forårsaker en uønsket detonasjon. Men årlig mottar Dyno Nobel mellom 30 og 100 henvendelser vedrørende tennmidler fra det norske markedet. Disse registreres som reklamasjoner hos oss og danner grunnlaget for tall gitt i tabell 3:

Tabell 3:

	Antall feil pr. 100.000 solgte enheter	
	1 997	**1998 (pr. 1/9)**
TOTALT	***0,4 stk***	***0,3 stk***
NONEL	***0,7 stk***	***0,2 stk***
ELEKTRISKE	***0,1 stk***	***0,4 stk***

Den relativt høye feilprosenten på NONEL-tennere i 1997, er å tilbakeføre på SL koblingsblokker i Unidetsystemet. Disse hadde en feilprosent på hele 3,0 pr 100' solgte enheter. Selv om feilen visuelt kunne oppdages før koblingsblokken ble tatt i bruk, ble alle kjøpere av produktet varslet og tenner inndradd og erstattet med et nytt produkt. Mye tyder på en tilsvarende produksjonsfeil over en kortere periode på SL 17 og SL 42 blokken i 1998. Varsel er utsendt til kjøpere av produktet.

På tross av kvalitetskontroller hos produsenter og inntakskontroller av tennmidler i Norge, vil enkelte feil først bli registrert hos bruker. Dyno Nobel har gjennom alle år etter beste evne

spilt med åpne kort i spørsmål som berører HMS og produkter. Dette krever et nært samarbeid med brukere i markedet. Vi i Dyno Nobel ønsker fortsatt et åpent og godt samarbeid med markedet.

Detonasjonsoverføringen i ladestrengen stopper opp:
Det er et kjent problem at detonasjonstrykket fra de første ladningene går i en salve (laveste intervall) overføres via slepper i fjellet og kutter ladestrengen / hindrer detonasjonsoverføring i ladninger som initieres sist eller senere i salven.

Problematikken med feilboring og borehullsavvik (retning og dybde med tanke på bunnen av salven), samt feil bruk av tennerintervaller i en salve, er alle faktorer som kan øke risikoen for forsagere. Dette bør nevnes, men jeg vil ikke komme nærmere inn på disse problemene i dette foredraget. Det er ikke vedlagt bore-, lade- og/eller opptenningsplaner i de 25 ulykkesrapportene fra DBE.

Det er selvsagt først og fremst de stedlige, geologiske forhold (sleppete fjell, lagdeling mm.) som vil forårsake eventuell detonasjonsstopp. Men andre faktorer virker inn:
- Borehullets lengde. Lange salver gjør det mer sannsynlig at slepper vil krysse borehull.
- Avstanden mellom borehull individuelt og totalt i salven.
- Tidsfaktor. Om kort- eller langtidsintervalltennere benyttes.

Der hvor konklusjoner om årsakssammenheng er trukket i de 25 forsagerulykkene, kan de fleste tilbakeføres til en eller kombinasjoner av nevnte faktorer; konturhull, liggere eller grøfthull (grøft skutt i samme salve på høyeste intervall). Salvelengden i tunneler har økt. Salvelengde på 5,3 m har blitt en normal lengde. Teknisk vellykkede salver på 9 m er også gjennomført. Fra kutten går til kontur- og liggerhullene initieres, kan det gå opptil 6 sekunder. Dette innenfor, sprengningsteknisk sett, relativt lite areal. 16 - 18 registrerte uhell med uønsket detonasjon ved nedknusing av tunnelstein, bekrefter dette. (80gr, detonerende lunte brukt i konturhull i lange tunnelsalver).

Da det neppe er realistisk å redusere salvelengder og de geologiske forhold ikke lar seg endre, setter forsagerproblematikken enda større krav til skytebas og *alle* som arbeider på stuff:
- vurdere / justere bore- og ladeplan *også* med tanke på geologiske forhold og forsagerproblemer
- være ekstra påpasselige under ladearbeidet:
  i. Bruken av tennmidler er oppsummert tidligere i foredraget
  ii. I størst mulig grad benytte bulk-sprengstoffer (ANFO og emulsjoner)
  iii. Der hvor det er mulig, unngå bruk av patronerte, følsomme sprengstoffer
  iv. Ved lading av dynamitter i liggerhullene må ladestokk brukes, patronene må presses godt sammen for å sikre en god detonasjonsoverføring. Hvis mulig, bør hullene fordemmes. Benytt helst papirpatroner som vil ha best friksjon mot borehullsvegg ved god bruk av ladestokk. Dynamitter i plastrør uten koblingshylser og patronerte plastpatroner, vil letter kunne "blåses" ut av borehull.
  v. Hvis de geologiske forholdene tilsier forsagerproblemer og/eller udetonert sprengstoff er funnet, bør det brukes to tennere i problemhullene.
- ha gjennomtenkte rutiner for funn av eksplosiver ***før*** anlegget starter opp, og påse at ***alle personer*** som har arbeid tilknyttet stuffen (boring, lading, rensk, sikring, utlasting mm.) kjenner til rutinene.

- bruk ***nok*** tid til visuell kontroll etter sprengning.
- stopp alt arbeid hvis "bunnknøler", "neser/heng" i kontur eller unormalt stor stein i røysa oppdages og sjekk at udetonert sprengstoff ikke forefinnes før arbeidet igangsettes.
- påmontert gitter til beskyttelse av førerhus på de anleggsmaskinene som brukes til utlasting og pigging/maskinrensk.

Over jord, på pall, er forannevnte oppsummering like allmenngyldig. Dog gis ofte større mulighet over jord til å planlegge salver (utslagsretning, pallhøyde mm) med tanke på geologiske forhold. Selv om pallsprengning gjennomføres med korttidsintervalltennere, viser ulykker ved pigging i konturhull at geologiske forhold/ slepper i fjellet er årsak til at ladestreng er kuttet før detonasjon inntreffer.

Nødvendigheten av å renske helt ned til "bart fjell"/sikre at udetonert sprengstoff ikke forefinnes før nytt arbeid igangsettes, er påpekt tidligere i foredraget (ny maskinentreprenør skal på et langt senere tidspunkt grave ut grøft utsprengt i salve med annet formål, påboring av ikke rensket salve på et langt senere tidspunkt).

Avslutningsvis vil jeg konkludere med å si:

Problemet med udetonerte eksplosiver vil etter all sannsynlighet også i fremtiden forekomme. Men antallet forsagere og risikoen for at udetonerte eksplosiver vil detonere, kan reduseres. Likeledes kan skadeomfanget ved uhell begrenses ved å ha

- faglig dyktige, godt skolerte medarbeidere i alle de arbeidsoperasjoner som kan komme i berøring med problemet
- ledelse/anleggsledelse som prioriterer HMS-arbeidet og har gode IK-rutiner/prosedyrer/instrukser for de arbeidsoperasjonene som omfatter problemet og påser at disse og de lover og forskrifter som omhandler problemet, aktivt benyttes og etterleves
- produsenter av eksplosiver som utvikler sikrere produkter og aktivt bistår brukeren ved bruk og behandling av produktene med tanke optimal sikkerhet

Vedlegg.
I noen av ulykkesrapporten hos DBE var rutiner som omhandlet forsagere eller behandling av forsagere, vedlagt. De fleste rapportene konkluderer med gjennomføring av tiltak, oftest som en følge av ulykken.
Statens vegvesen har i lengere tid hat en kvalitetsplan. Med tillatelse fra etaten gjengis to av prosedyrene:

Prosedyre for tunnel: Boring og lading

A. **FORMÅL**
Sikre riktig og sikker boring og lading av tunnel.

B. **OMFANG**
Prosedyren omfatter regler for boring og lading med angivelse av en del forhold som må vektlegges spesielt ut fra sikkerhetskrav.

C. **MÅLGRUPPE**
Anleggsleder, oppsynsmann, bas og arbeider som planlegger og utfører sprengning i tunnel.

D. **ANSVAR**
Ledelse av sprengningsarbeidet: Skytebas med sertifikat klasse A.

E. **BESKRIVELSE**

Krav

Den som leder og har ansvaret for sprengningsarbeidet skal ha sprengningssertifikat klasse A.

Det skal utarbeides bore- og ladeplaner for all salvesprengning. Ved variable fjellforhold skal det utarbeides salveplaner for de forskjellige fjellforhold.

Sprengstoff skal transporteres og håndteres i samsvar med gjeldende regler.

Skytebas er ansvarlig for at tilrettelegging og forberedelse av sprengningsarbeidet, boring, lading, varsling, sprengning og alt av betydning for sikkerheten, skjer i samsvar med bestemmelsene i Lov om eksplosiv vare og tilhørende forskrifter.

Det skal normalt brukes Nonel-tennere.

Risikoforhold ved boring og lading:

Påboring av sprengstoff
Utidig tenning
Nedfall av stein
Steinsprut ved ansett
Håndtering av sprengstoff og tennere.

Følgende forhold skal vektlegges spesielt:

- Før boring starter skal stuffen være forsvarlig rensket og spylt med vann. Stuffen skal inspiseres for å avdekke rester av sprengstoff. Sprengstoffrester skal håndteres i samsvar med Regler for for bruk av sprengstoff. Ved spesielt vanskelige fjellforhold kan det være aktuelt med sikring av stuffen før boring starter. Aktuelle metoder er bolter eventuelt supplert med nett eller sprøytebetong. Bruk av glassfiber-bolter kan vurderes.

- Det er ikke tillatt å oppholde seg foran hytta på riggen når riggen er i arbeid.

- Når borstangen blir brukt til opprensking av tidligere borede hull, skal avstanden til ladet hull være minst 2,0 m eller halve stanglengden hvis denne er større.

- Ved spyling av ladet hull skal det nyttes vannspyling med plast- eller kobberrør.

- Det skal aldri skrånes på gamle hull eller bores slik at gamle hull kan treffes. Dette på grunn av at det kan stå sprengstoffrester i gamle hull. Ved boring med datarigg må dette vurderes spesielt.

- Det skal ikke bores videre når det er mistanke om at det er boret i sprengstoff. Det samme gjelder ved tette bor. Hvis borstangen ikke lar seg åpne ved vannspyling, skal den merkes og kasseres.

- Kapping av tette bor med skjærebrenner eller vinkelsliper er ikke tillatt på grunn av fare for eksplosjon.
- Patronerte sprengstoff og tennere til salven skal plasseres i god avstand bak boreriggen til lading starter.
- Før lading fra såle starter skal stuffen kontrolleres. Eventuelt løst fjell skal renskes ned eller sikres mot nedfall.

Henvisninger

AT-418	Arbeid i tunnelanlegg
AT-394	Berborerigger
AT-392	Brannvern i gruver m.v.
	Lov om eksplosive varer med forskrifter.

I tillegg er følgende brev sendt alle Vegkontorene:

Tunnelsprengning - bruk av sprengstoff i liggen

Det har ved flere tilfeller forekommet nestenulykker ved lasting eller pigging på liggen på grunn av gjenstå ende sprengstoff. For å unngå nye nestenulykker og ulykker, vil følgende gjelde.

Dersom Slurry / emulsjon er tilgjengelig på anlegget skal dette brukes i liggen. Patronert emulsjon kan være et alternativ til bulkemulsjon.

Dersom det brukes Anfo i liggen, skal sprengstoffet lades i elektrikerrør ved vannproblem.

Bunn- og topptenner av ligghull skal benyttes dersom det skal brukes patronert nitroglyserinsprengstoff. En tenner plasseres i bunn av hullet. Den andre tenneren (topptenner) plasseres 0,2 - 1 m fra ytterste del av ladestrengen. For salver kortere enn 3 m er det tilstrekkelig med en tenner. Dersom det brukes elektroniske tennere er det også tilstrekkelig med en tenner.

Med disse tiltakene vil vi hindre at sprengstoffene blir stående udetonert etter salveskyting. For ligghull og grøftehull gjelder samme prosedyrer.

Dersom det er mistanke om gjenstående sprengstoff, skal prosedyrer i veiledning til håndbok 148 Prosedyrer for vegtunnelbygging følges.

PROSEDYRE FOR PIGGING AV BLOKKER OG FJELLRENSK I SKJÆRINGER.

1. **Gyldighet / hensikt**
   Denne prosedyren gjelder for all pigging av blokker ogrensk i fjellskjæringer .....(anleggets navn)

2. **Ansvar og myndighet**
   - Anleggsleder: .....
   - Ass.anleggsleder: .....
   - Stikning: .....
   - Sprengningsbas(er): .....

   Ansvarlig for pigging:.....

3. **Krav til aktiviteten / arbeidet**

For pigging av blokker og grensk av forskjæringer brukes gravemaskin ..... og .....
med hydraulisk pigghammer.
På gravemaskinen skal det være påmontert gitter til beskyttelse av førerhuset.

Krav til aktiviteten beskrevet i håndbok 025 - Prosesskode -1, prosess 22.7 - arbeidssikring i fjellskjæringer.
Håndbok for internkontroll kap. 2.06.02, 2.07.01 og 2.07.02 del 2.
Sjekkliste ved innleie av maskiner/lastebiler.

4. **Prosedyre for utførelse**

Sprengningsbasen skal være med borvogna under boring for å ha kjennskap til slepper og andre vanskeligheter under boring.

Ved lading av salver skal det brukes detonerende lunte i borhull hvor det brukes rørladning.
Det brukes 2 stk. knall i borhull der sprengningsbasen finner dette nødvendig.

Gjenstående borhull kontrolleres for sprengstoff som ikke er detonert. Der det er gjenstående sprengstoff, eller tvil om dette, skal borhull detoneres kontrollert.

Blokker skal før pigging kontrolleres om det er gjenstående borhull.
Er det borhull i blokken skal dette kontrolleres og eventuelt detoneres.
Blokker som er kontrollert og klare for pigging, skal merkes med rød maling.

Dersom man under pigging får mistanke om gjenstående sprengstoff skal sprengningsbas tilkalles.
Pigging stoppes inntil sprengningsbas har vurdert videre tiltak.

Piggingen starter ikke opp før sprengningsbasen har gitt beskjed og arbeidere i området er kommet i sikkerhet.

Der det foregår pigging ved trafikkerende veg, skal denne stoppes så lenge pigging foregår.

5. **Kontroll**

Ansvarlig for utførelsen av prosedyren: Sprengningsbasen.

Senioringeniør Arne Johansen
Dir. for Brann og eksplosjonsvern

ENDRINGER AV KRAV VED TRANSPORT AV EKSPLOSIVER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPREGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1998

PUKK OG GRUS, VIKTIGE RÅSTOFFER FOR BA-BRANSJEN.

Hovedprosjektleder Peer - Richard Neeb
Norges geologiske undersøkelse

SAMMENDRAG

Norges geologiske undersøkelse (NGU) har nå fullført arbeidet med å etablere det landsomfattende Grus- og Pukkregisteret og viderefører arbeidet med ajourhold fylkesvis. Dermed har Norge fått en oversikt over forekomstene av disse ikke-fornybare byggeråstoffene. Bygge- og anleggsbransjen, Statens Vegvesen, kommuner og fylker kan nå få rask og pålitelig informasjon om forekomstenes beliggenhet, kvalitet og volum, hvor som helst i landet. Dermed blir det også lettere å forvalte disse ressursene på en bedre måte. Registeret er finansiert av Miljøverndepartementet, fylkeskommunene, Statens Vegvesen og NGU.

I Norge er det nærliggende å tro at vi har ubegrenset tilgang på sand, grus og pukk. Men denne oppfatningen kolliderer stadig oftere med økonomiske, byggetekniske og miljømessige hensyn. Forekomstene bør helst ligge i nærheten av forbruksstedet slik at transportkostnadene blir lave. Byggeråstoffene må ha en kvalitet som er tilpasset bruken som tilslagsmateriale i betong, asfalt eller fyllmasse. I tillegg må utvinningen kunne skje på en måte som tar hensyn til miljøforhold og arealkonflikter i det aktuelle området. Det norske forbruket av byggeråstoffer ligger i dag helt i verdenstoppen. Hvert år blir det tatt ut ca. 60 millioner tonn med sand, grus og pukk i Norge. Det tilsvarer et forbruk på ca. 12,3 tonn på hver nordmann. Det er bare Island, Canada og Finland som har et høyere forbruk p.r. innbygger.

Kartleggingen som NGU har utført under etableringen av Grus- og Pukkregisteret viser at enkelte områder av landet har knapphet på gode byggeråstoffer, og at viktige råstoffkilder er i ferd med å bli uttømt. Kunnskap om tilgjengelige reserver blir dermed nøkkelen til forvaltning av ressursene i fremtiden.

En rekke fylker har allerede benyttet Grus- og Pukkregisteret til å få oversikt over forbruket av byggeråstoffer. NGU har utviklet et system for ressursregnskap og ressursbudsjettering, som gir oversikt over uttaket, transportstrømmer, samt "import" og "eksport" mot andre fylker og kommuner. Ressursregnskapet bidrar til å avdekke hvor mye ressursene brukes, ressurstilgang og transportavstander. Samtidig får man oversikt over framtidige forsyningsproblemer i forhold til nærværende og framtidig forbruk. Tall fra Rogaland er tatt med som eksempel her.

1. SAND, GRUS OG PUKK SOM RESSURS

I Norge har vi tradisjonelt betraktet sand, grus og pukk som ubegrensede ressurser. Nå ser vi stadig oftere at denne oppfatningen kolliderer med økonomiske, byggetekniske og miljømessige hensyn. Dermed har vi fått et økende behov for verktøy som både gir oversikt og detaljkunnskap om ressursene som omgir oss. Grus- og Pukkregisteret og fylkesvise ressursregnskap er slike verktøy.

Bygge- og anleggsbransjen og Statens vegvesen er de viktigste forbrukerne av sand, grus og pukk. Utviklingen de siste ti årene, innenfor f.eks. betongkonstruksjoner og vegbygging, har stilt stadig strengere krav til byggeråstoffenes kvalitet, og dermed økt behovet for kunnskap om forekomstenes sammensetning, egenskaper, beliggenhet og volum.

Sand og grus er en ikke fornybar ressurs og er i naturen konsentrert i forekomster der vann har vært en viktig faktor i dannelsesprosessen. Særlig viktig er breelvavsetninger dannet under innlandsisens avsmelting. Enkelte steder kan også elveavsetninger, strandavsetninger og morenemateriale være viktige forekomsttyper.

Pukk lages av forskjellige bergarter som er dannet av ett eller flere mineraler. Pukk kan anvendes til de samme formål som naturlig sand, grus og stein, men er vanligvis dyrere å produsere.

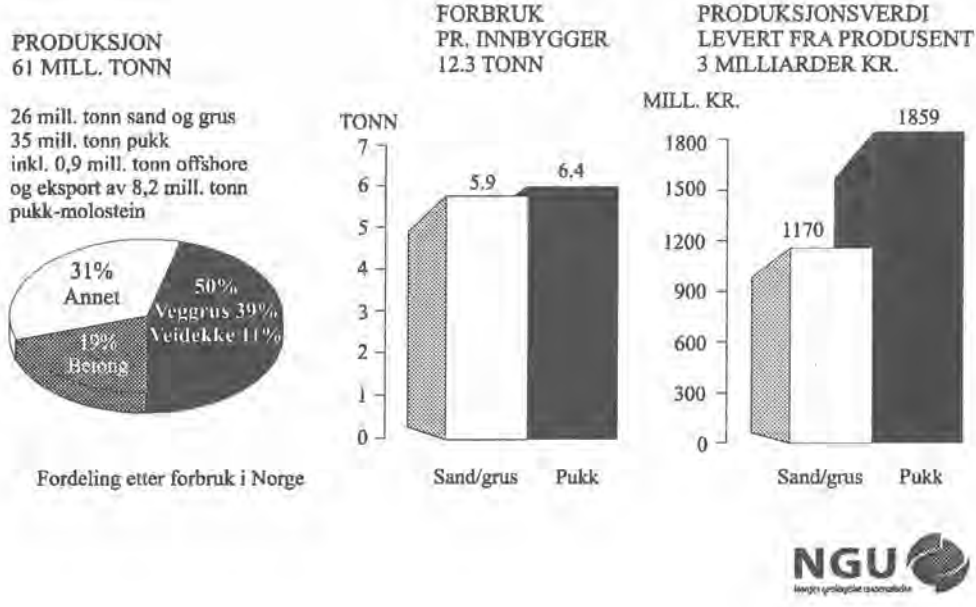
Valget mellom pukk og naturgrus som byggeråstoff avgjøres ut fra hensyn til anvendelse, økonomi og den kvantitative og kvalitative fordeling av naturgrus. I områder med underskudd på naturgrus er pukk et naturlig erstatningsmateriale. Dette forutsetter imidlertid at uttaksstedet ligger i nærheten av forbruksstedene slik at transportutgiftene blir rimelige i forhold til import av naturgrus. Samme forhold gjør seg gjeldende i områder der naturgrusen ikke tilfredsstiller generelle eller spesielle krav til byggetekniske formål.

De siste årene har pukk overtatt for naturgrus ved bruk i bærelag og i vegdekker. Forbruket av pukk vil sannsynligvis øke mer enn natursand og -grus i årene framover.

Årlig produksjon av sand, grus og pukk i 1997 er av NGU anslått til 61 mill. tonn, hvorav 25 mill. tonn sand og grus og 34 mill. tonn pukk. Produksjonstallene inkluderer 0.9 mill. tonn pukk til offshore-virksomhet på norsk sokkel og 8.2 mill. tonn pukk til eksport. Verdien av produksjonen utgjør ca. 3 milliarder kroner. Forbruket per innbygger er 12.3 tonn med sand, grus og pukk. Det tilsvarer ett stort lastebillass per innbygger per år, figur 1. Til anleggelse av nye veier og vedlikehold av gamle benyttes ca 50%, ca 20% går til betongproduksjon mens resten går til andre bygg og anleggsformål. På norsk og utenlandsk sokkel går det også ca 1

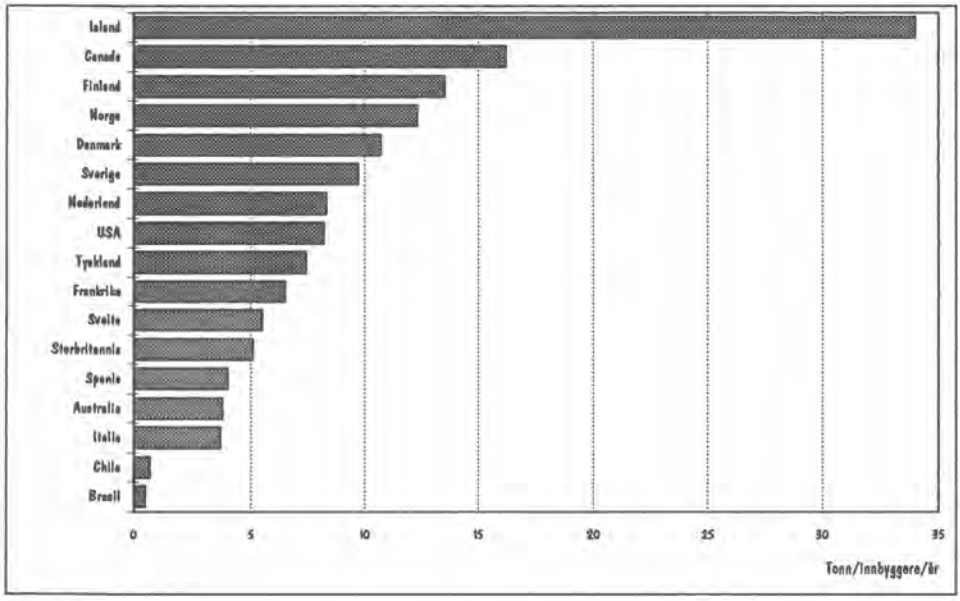
million tonn med pukk hvert år til sikring og planering av anlegg og rørledninger på havbunnen. Det norske samfunnet har dermed et stort og kontinuerlig behov for pukk og grus. Produksjonen er fordelt på drøyt 2.000 bedrifter, med mer enn 3.700 ansatte beregnet ut fra Grus- og Pukkregisteret. I tillegg kommer betydelige ringvirkninger i foredling fra betongprodusenter, asfaltproduksjon og transportbransjen, både med hensyn til økonomi og sysselsetting.

Plan- og bygningsloven er det regelverk som setter rammer for etablering av nye eller utvidelse av allerede etablerte bedrifter innen denne bransjen. Systemet er i dag komplisert. Det er tidkrevende å få tillatelse og mange ulike myndigheter er involvert. Behandlingen bransjen får hos planleggingsmyndighetene er forskjellig fra fylke til fylke og kommune til kommune. Det trengs økt forståelse for samfunnets behov for grus og pukk.



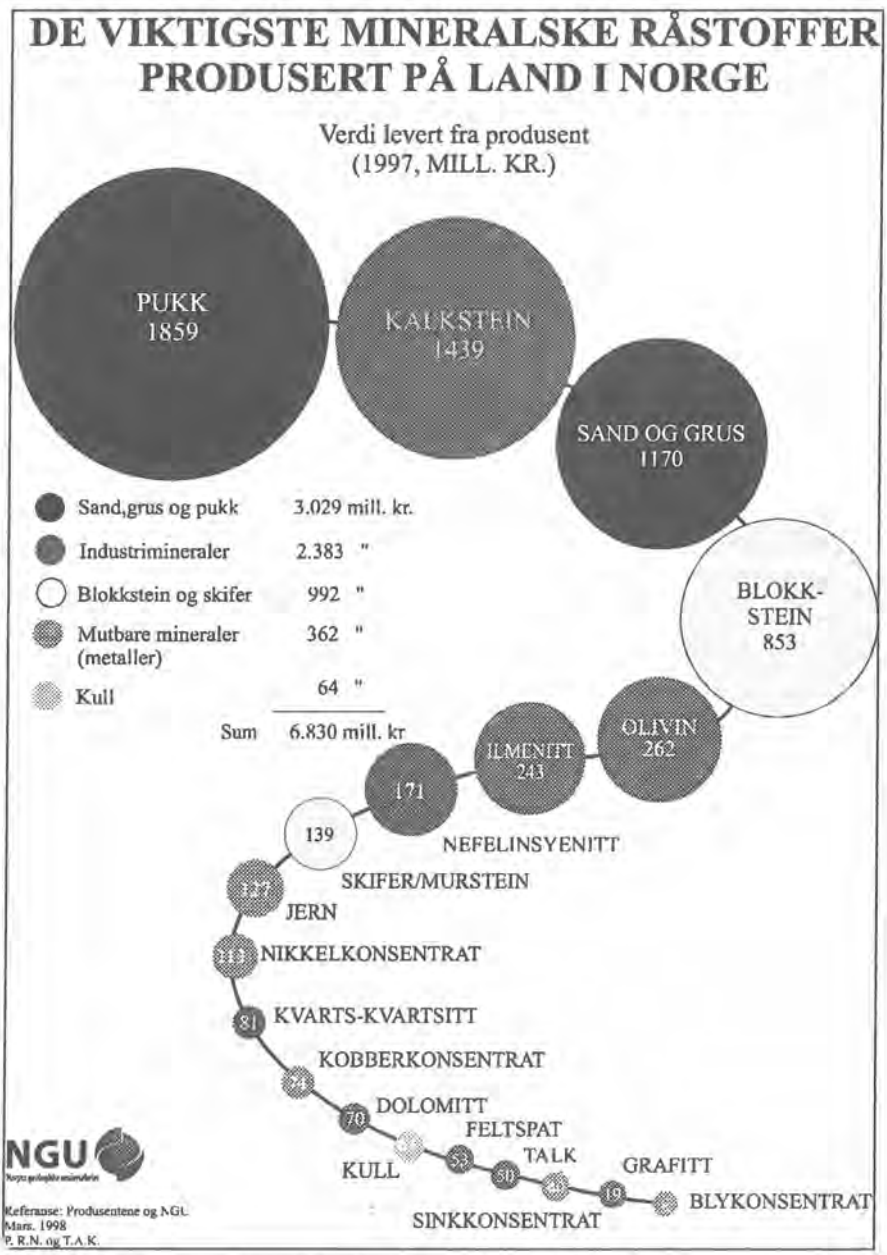
Figur 1. Produksjon og forbruk av sand, grus og pukk i Norge 1997.

En oversikt over verdens produksjon av sand, grus og pukk fra de 17 viktigste uttakslandene viser at Island er på topp når det gjelder produksjon per innbygger med 34 tonn. Norge kommer på fjerdeplass, figur 2.



Figur 2. Verdens produksjon av sand, grus og pukk i tonn per innbygger og år for 1992/97.

Sand, grus og pukk er blant de viktigste byggeråstoffene vi har. I 1996/1997 var brutto produksjonsverdien og forbruk i tonn den største innenfor mineralsektoren på land, figur 3. Det er derfor viktig at disse ressursene forvaltes på en slik måte at man også i framtiden er sikret tilstrekkelig tilgang på masser av ønsket kvalitet.



Figur 3. De viktigste mineralske råstoffer produsert på land i Norge.

1.1 Grus- og Pukkregisteret

Grus- og Pukkregisteret er et Edb-basert kart- og registersystem for Norges sand-, grus- og pukkforekomster. I registeret lagres opplysninger om forekomstenes beliggenhet, avgrensning og volum samt massenes kvalitet til byggetekniske formål. I tillegg finnes informasjon om massetak, driftsforhold og arealdisponering på forekomstene.
Målet med registeret er å kartlegge alle sand- grus- og pukkforekomster og uttakssteder i Norge som på kort og lang sikt kan utnyttes som råstoff for bygge- og anleggsvirksomhet.
Videre påvises kvalitetsvariasjoner, arealbrukskonflikter og hvor det er overskudd eller underskudd på naturgrus og pukk.

Nytteverdien er å sikre at områder for eksisterende og fremtidige uttak av grus og pukk blir tatt med i areal- og reguleringsplaner i kommune og fylke. I miljøsammenheng kan en vurdere alternative forekomster der støy, støv, vern, naturområder eller innsyn er arealkonflikter. Grus- og Pukkregisteret kan gi informasjon om muligheten til å redusere transportkostnader lokalt og regionalt, redusere byggeomkostninger per løpemeter ny vei eller per kvadratmeter nytt byggeareal. Nytteverdien er også knyttet opp mot antall arbeidsplasser, spesielt i distriktene, men også rundt tettsteder med foredlingsindustri som betongvare- og asfaltproduksjon.

Opplysninger fra registeret presenteres i rapporter, utskrifter og kart eller online til http://www.ngu.no.

Det var Miljødepartementet som i 1978 tok initiativ til en landsomfattende kartlegging av byggeråstoffene sand og grus. Det metodiske opplegget ble utarbeidet av fylkeskartkontorene i Telemark og Vestfold, og senere av Næringsdepartementet ved NGU. Miljøverndepartementet avsluttet sitt engasjement med delfinansiering i 1995. NGU har de senere år videreutviklet registeret også i samarbeid med bransjen.

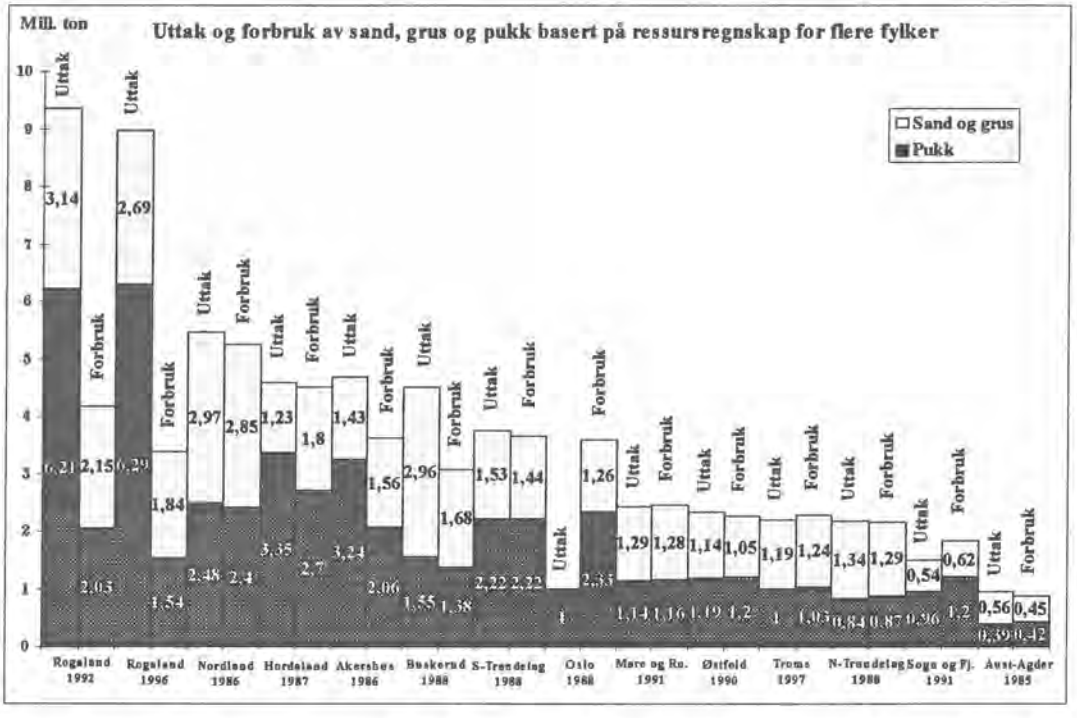
Grus- og Pukkregisteret er nå landsdekkende for sand- og grusdelen, mens kartleggingen av pukk i kystsonen og i innlandet fortsetter i samarbeid med fylkeskommunene, kommuner og industrien. Det utføres nå ajourhold av Grus- og Pukkregisteret med fylkesvis oppdatering minimum hvert 10. år. Ajourhold er ferdig i Buskerud, Rogaland og NGU holder på i Troms og Nordland.

1.2 Ressursregnskap

Sand, grus og pukk er eksempel på *ikke fornybare* ressurser. Forbruket av sand og grus skjer imidlertid i et raskt tempo, særlig i områder med høy befolkningstetthet. Overskudds- og underskuddsområder trer fram og områder hvor presset på løsmassene er stort kartlegges. Behovet for knust fjell eller andre masser isteden for sand og grus kan dermed bestemmes. Ressursknapphet

er allerede et problem flere steder i landet med de følger at råstoffene må hentes stadig lenger fra forbruksstedet. Dette medfører høyere kostnader. NGU har utviklet et system for budsjettering og regnskap som gir oversikt over uttak og transportmønster av byggeråstoffer. Dette gir mulighet for å sikre tilgangen på gode forekomster også for kommende generasjoner.

NGU har nå kartlagt forbruk og transportstrømmer for sand, grus og pukk for fylkene Østfold, Oslo, Akershus, Rogaland, Buskerud, Aust-Agder, Hordaland, Sogn og Fjordane, Møre og Romsdal, Sør-Trøndelag, Nord-Trøndelag, Nordland, Troms og deler av Finnmark. Dette gir en oversikt over fylkenes ressurssituasjon og årlige forbruk, og bidrar til å avdekke forsyningsproblemer i forhold til eksisterende og planlagte utbyggingsoppgaver, figur 5.



Figur 5. Uttak og forbruk av sand, grus og pukk basert på ressursregnskap i 13 fylker for ett år.

Ressursregnskapet viser også om ressursene brukes på riktig måte i forhold til kvalitet, ressurstilgang og transportavstander. Arbeidet utføres ved NGU i samarbeid med fylkeskommunene, men er også avhengig av et samarbeid med produsenter og forbrukere for å få ut tall for et bestemt år.

1.3 Bruk av ressursbudsjett og forsyningsplaner i forvaltning av ressursene

Et ressursbudsjett for sand, grus og pukk er en prognose over det framtidige behovet for slike masser. Dette vil avhenge av aktiviteten i bygge- og anleggsbransjen og av Statens vegvesens planer for nybygging og vedlikehold av vegnettet. Med et slikt budsjett er det mulig å vurdere regionale forskjeller i ressurstilgangen og transportavstander. Dette kan gi grunnlag for å skille ut forsyningsområder og utarbeide uttaksplaner.

Forsyningsplaner er viktige i områder med knappe reserver og stor etterspørsel, omfattende arealkonflikter, samt der man forventer økt press på arealene. Slike planer bør ende opp med ett eller flere avgrensede forsynings- og produksjonsområder for å dekke opp det aktuelle behovet.

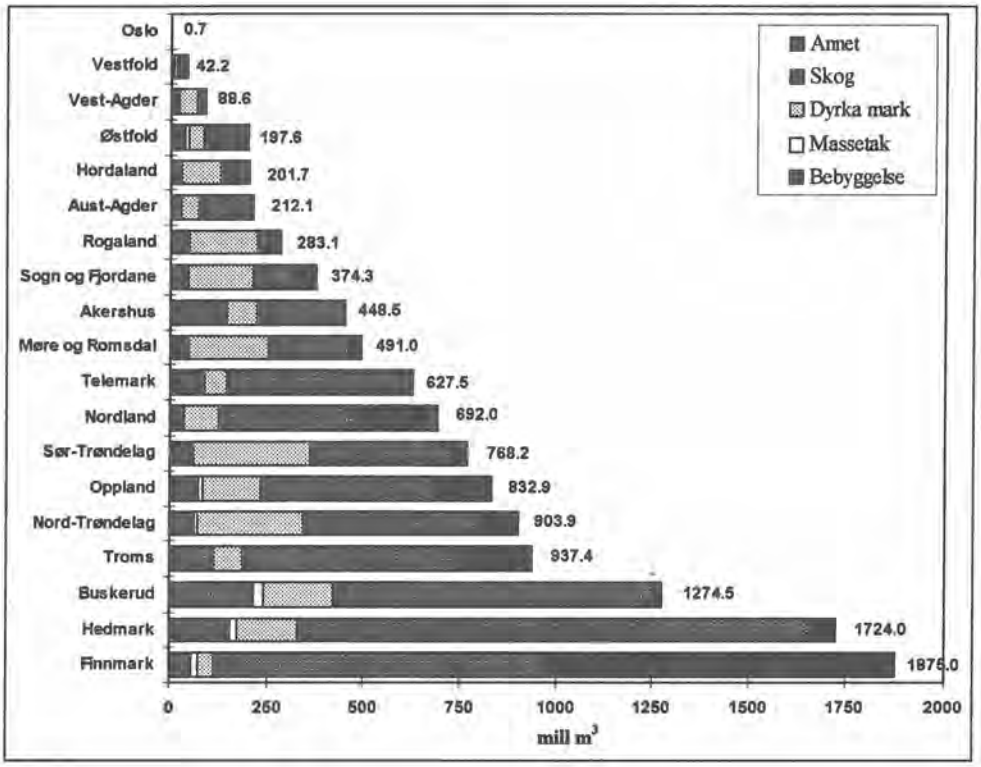
For å avgrense et forsyningsområde tas det hensyn til transportmønster, transportavstand, etterspørsel, prissituasjon, materialtilgang og beliggenhet i forhold til andre forsyningsområder. Forskjellige materialkvaliteter kan ha forskjellige forsyningsområder. Kvalitetsmasser kan forsvare lang og dyr transport. Fyllmasse er det derimot oftest rikelig tilgang på og det er ressurssløseri å bruke kvalitetsmasser til slike formål.

En forsyningsplan bør inneholde opplysninger om hvor store volum av forskjellige naturgruskvaliteter som finnes innen forsyningsområdet og gi anbefalinger om alternative materialer og ressursanvendelsen.

2. RESSURSER AV SAND, GRUS OG PUKK

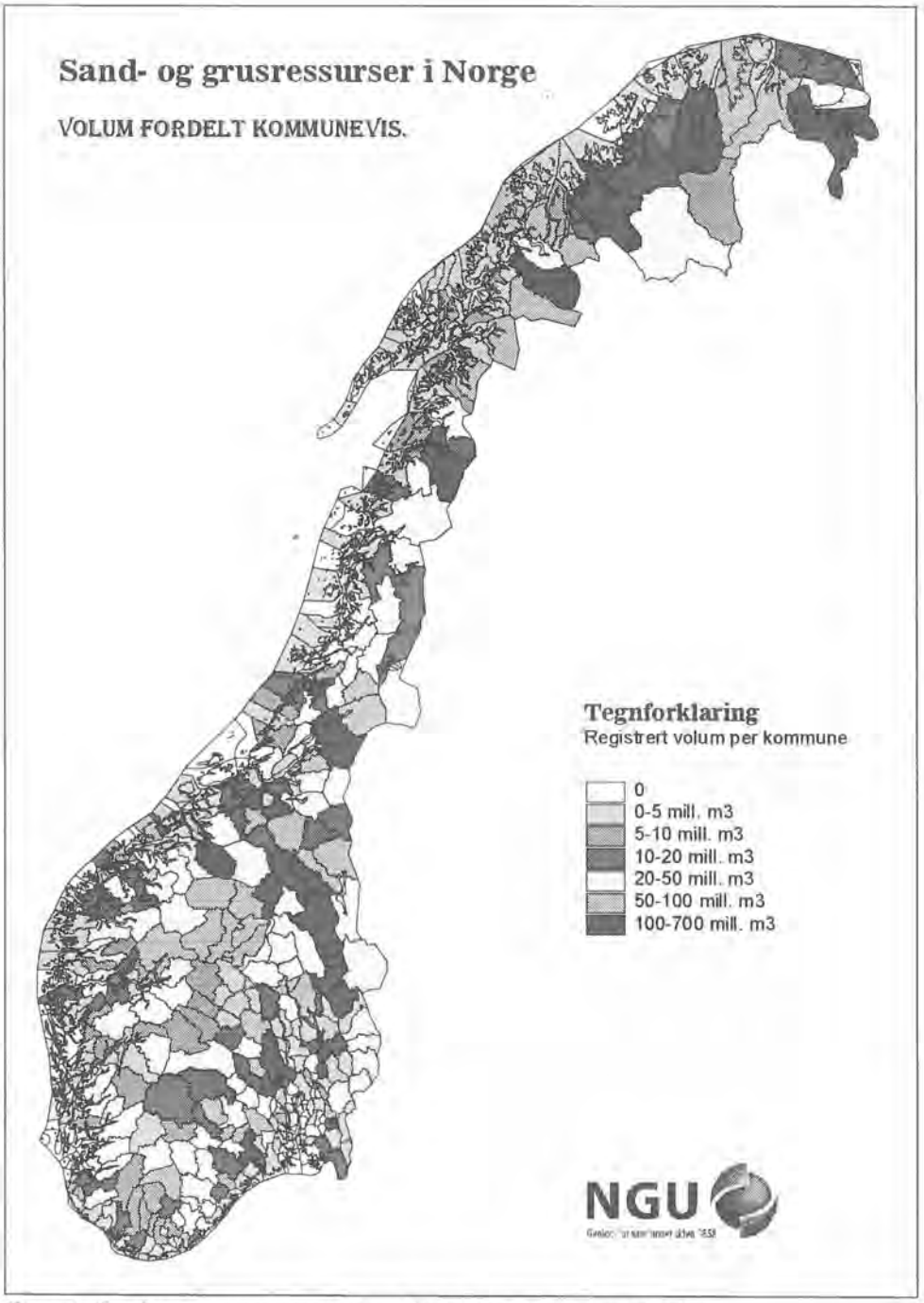
2.1 Ressurssituasjon sand og grus i Norge

Til nå er det registrert ca. 12 milliarder m^3 sand og grus, figur 5 og 6. Totalt er det registrert ca 9000 sand og grusforekomster hvorav 5470 er volumberegnet med arealbruk på 51% skog, 18% dyrka mark, 10% bebyggelse, 1% massetak, 2% utdrevet massetak og 18% annet dvs. fjellområder og annen arealbruk. Kartleggingen av sand- og grusforekomstene viser at enkelte områder og kommuner har knapphet på gode byggeråstoffer og at viktige byggeråstoffkilder er i ferd med å bli uttømt. Kunnskap om tilgjengelige reserver blir derfor nøkkelen til forvaltning av ressursene i fremtiden.



Figur 5. Sand- og grusreserver fordelt på arealbruksområder.

De 10 største sand- og grusforekomstene i Norge er rangert etter volum ligger med ett unntak i Syd Norge. Gardermoen er landets største sand og grusforekomst og ligger ved Jessheim i Ullensaker kommune i Akershus. Eggemoen er nest største og ligger i Ringerike kommune nær Hønefoss i Buskerud fylke. Mona ligger ved Mysen i Eidsberg kommune i Østfold, Kilemoen og Hensmoen ved Hønefoss i Ringerike kommune, Geitryggen ved Porsgrunn i Telemark, Sierra og Sandfallet i Alta kommune i Finnmark, Blandtjernmoen i Elverum kommune i Hedmark og Aalmoen i Hjartdal i Telemark. Disse forekomstene inneholder viktige byggeråstoffer som bør danne grunnlag for en langsiktig forsyningsplan i de aktuelle regioner.



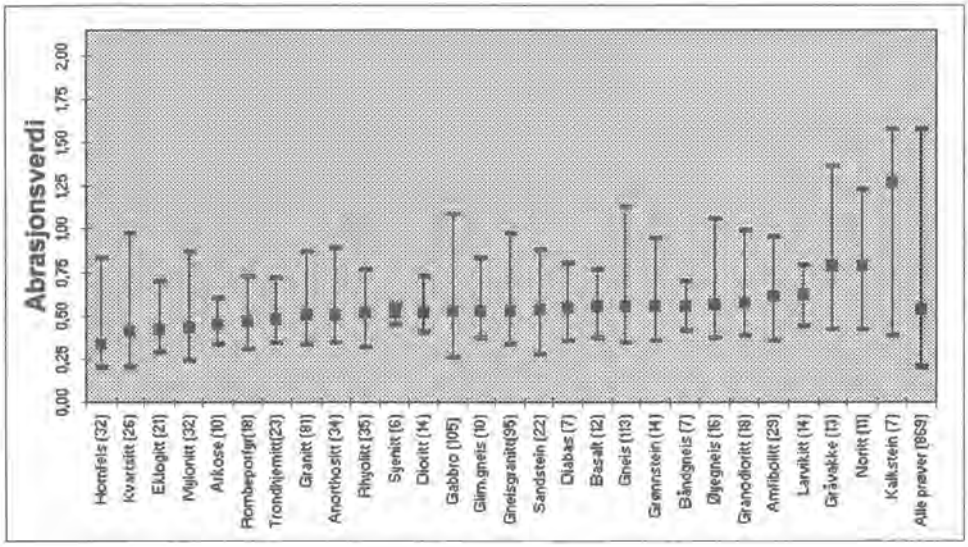
Figur 6. Sand- og grusressurser i Norge fordelt kommunevis etter volum.

2.2 Pukkregisteret

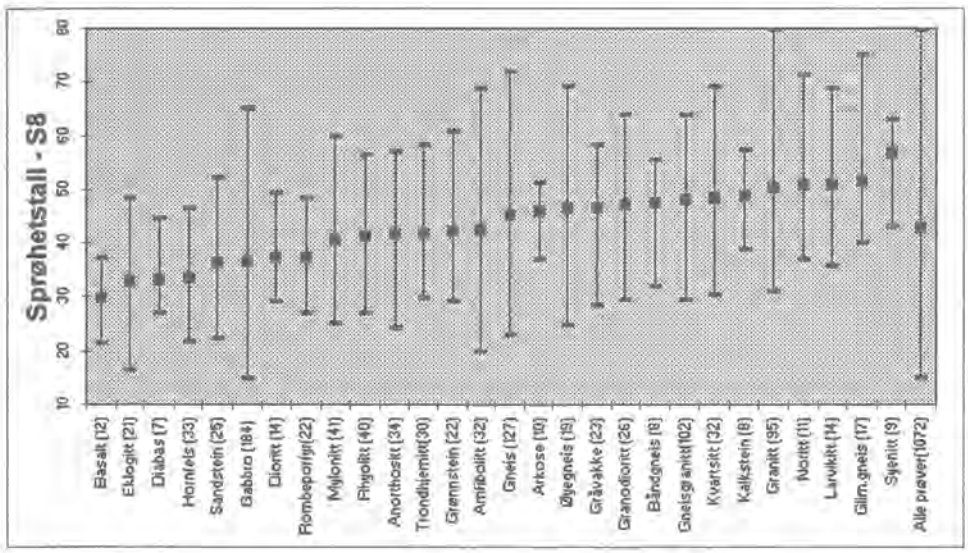
Med mindre tilgang på god naturgrus vil forbruket av pukk øke i tiden fremover. NGU gjennomfører et regionalt kartleggingsprogram for å påvise aktuelle uttaksområder for pukk og registrerer alle eksisterende uttak. Programmet er en integrert del av Grus- og Pukkregisteret. I tillegg hoder NGU på med kartlegging av områder i kystsonen for å sikre at mulige områder kan utnyttes til råstoffuttak i fremtiden både for eksport og nasjonalt forbruk.
Fra 1988 og -89 har forbruket av pukk vært større enn sand- og grusforbruket, figur 1. I 1997 var produksjonen anslått av NGU til 34 mill. tonn og forbruket i Norge var ca. 27 mill. tonn.

Omlag 23 prosent av den norske pukkproduksjonen gikk i 1997 som eksport til kontinentet. I 1982 representerte eksporten av 500.000 tonn pukk en verdi på ca. 15 millioner kroner. Ti år senere var volumet økt til 7 millioner tonn, med en eksportverdi på 347 millioner kroner, eksklusive transport. For 1993 falt eksportandelen til 5,8 millioner tonn inklusiv noe sand, grus og molostein, og i 1994 var den 5,5 millioner tonn, i 1995 5.9 mill tonn, i 1996 5.8 mill tonn fra statistisk sentralbyrå og 7.5 mill tonn med kilde produsentene og i 1997 er eksporten vesentlig pukk 7.8 mill tonn med statistisk sentralbyrå som kilde.
Dagens eksport besørges av 23 store pukkverk i Sør-Norge og går hovedsakelig til mottakere i England, Danmark, Tyskland, Nederland, Frankrike og Belgia. Disse landene har til sammen et årlig forbruk på 300 millioner tonn pukk.

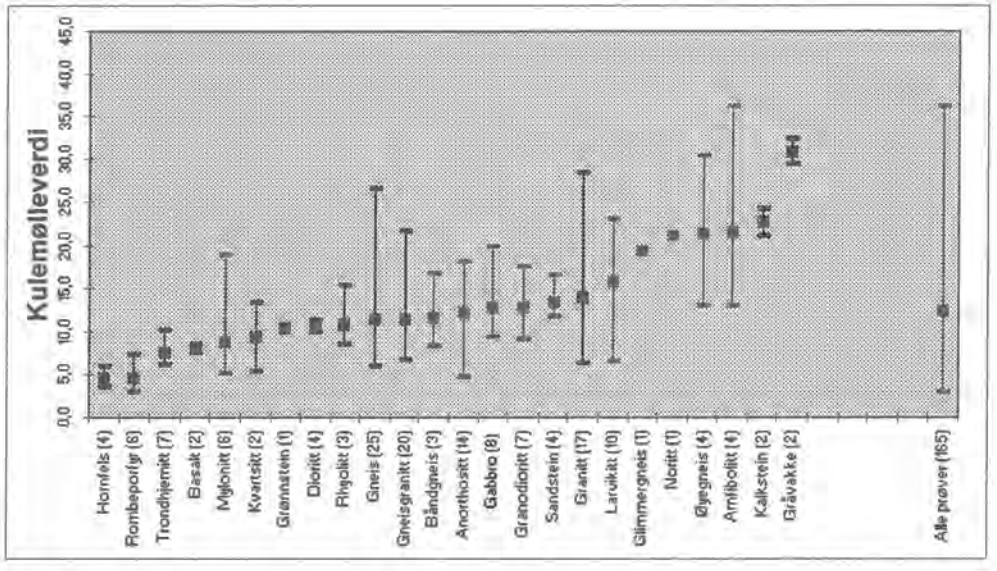
I områder med underskudd på naturgrus er pukk et naturlig erstatningsmateriale. Lokalisering av pukkverk nær forbrukssentra gir konkurransedyktige priser i forhold til importert naturgrus. Tilsvarende gjelder i områder med naturgrus av dårlig kvalitet. Regional kartlegging av bergarter til pukkproduksjon må derfor ses i sammenheng med vår kunnskap om grusressursenes fordeling og kvalitet. Ved økt etterspørsel etter knust stein vil denne dels kunne dekkes av eksisterende pukkverk, men den vil også føre til nyetableringer. Ved lokalisering av nyetableringer vil analysedata for aktuelle bergarter og opplysninger om driftstekniske forutsetninger i Pukkregisteret være til nytte. I Pukkregisteret er det nå registrert 997 forekomster. Av disse er 207 i drift, 169 i sporadisk drift og 252 nedlagt.
Noen av de analyser som ligger i registeret for ulike bergarter med kvalitetskrav til vegformål er vist i figur 7 og 8 (E. Erichsen 1998).



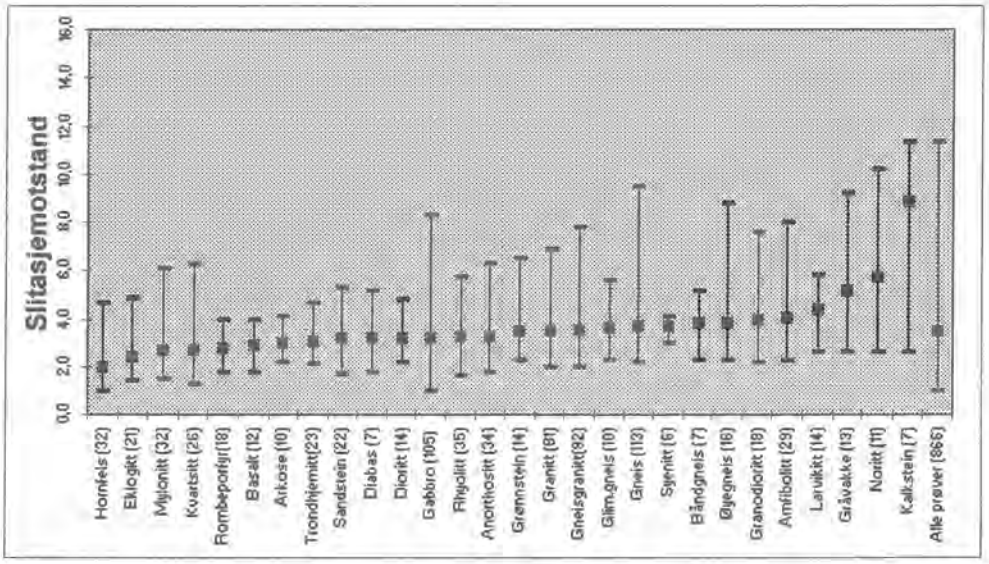
Figur 7 A.



Figur 7 B.



Figur 8 A.



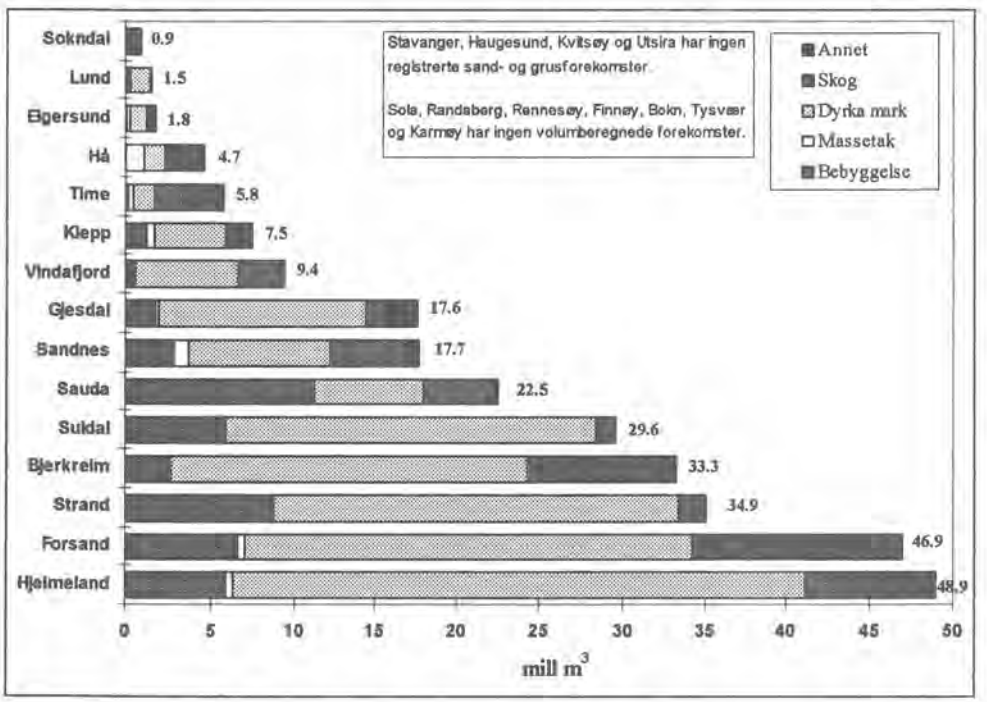
Figur 8 B.

2.3 Ressurssituasjonen på fylkesplan, et eksempel fra Rogaland

Under ajourholdet av Grus- og Pukkregisteret for Rogaland i perioden 1996-1997 er det registrert 277 sand- og grusforekomster i fylket. Det er kartlagt 295 massetak hvorav 30 var i drift og 98 hadde sporadisk uttaksvirksomhet. Det totale volumet i 134 av forekomstene er anslått til ca. 283 mill. m^3 sand og grus, figur 9.

I praksis vil imidlertid bare en mindre del av grusressursene være utnyttbare, da de aktuelle areal i større eller mindre grad er båndlagt av dyrka mark og bebyggelse. I gjennomsnitt består 60% av dyrka mark, 17% er bebygd, 8% skog, 4% massetak og resten åpen fastmark (beiteland) eller myr. I Rogaland finnes det flere eksempler på steder der dyrka mark er tilbakeført til jordbruksformål etter endt sand- og grusuttak.

Det er også registrert 49 pukklokaliteter. Det var drift ved 16 forekomster. De siste 33 forekomstene er nedlagte pukkverk/steinbrudd eller prøvetatte fastfjellslokaliteter som benevnes som *mulig fremtidig uttaksområde* i NGUs Pukkregister.



Figur 9. Sand- og grusreserver i Rogaland fylke fordelt på arealbruksområder.

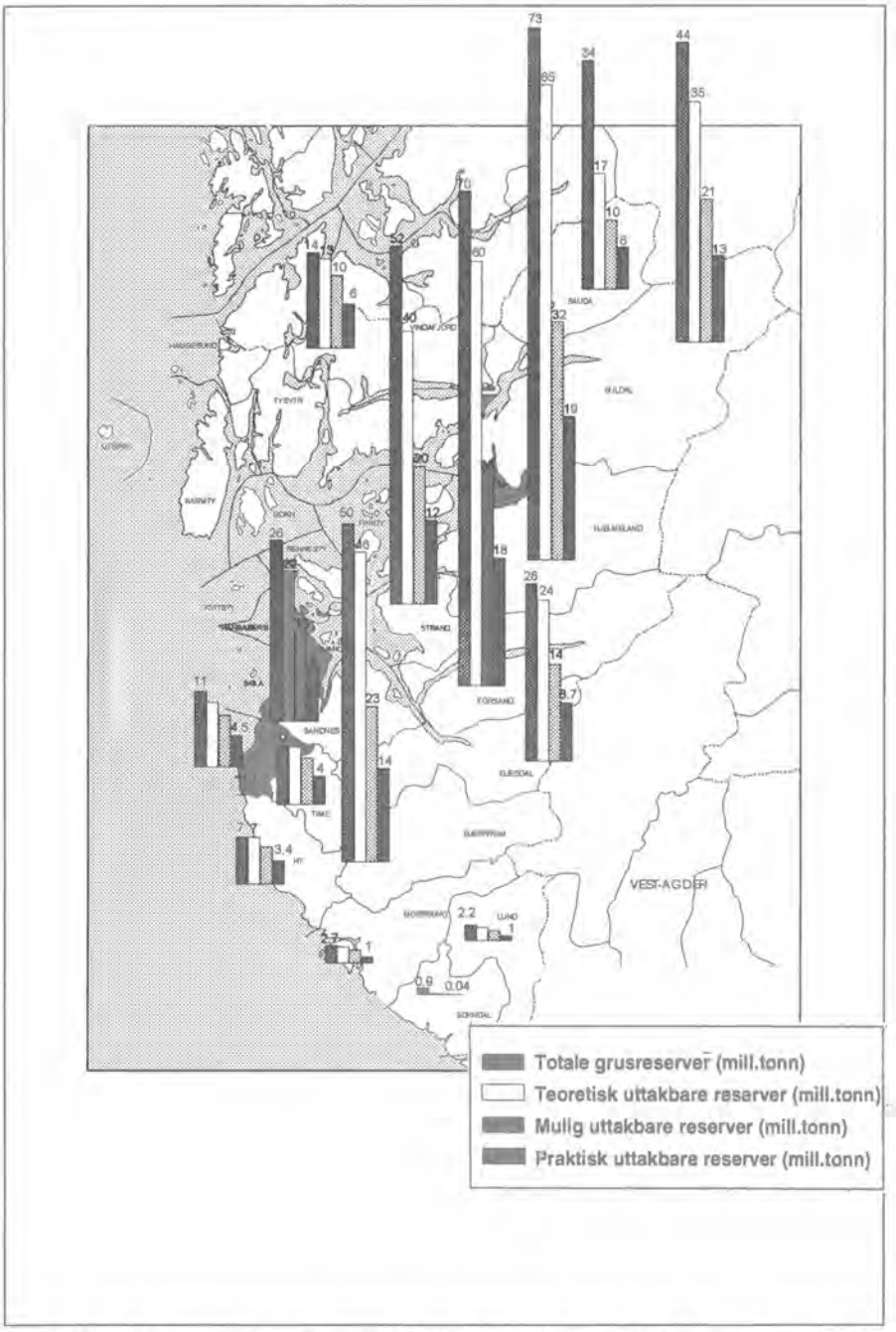
2.4 Praktisk uttakbare reserver

Ikke alle sand- og grusforekomster er like tilgjengelige for uttak. Figur 10 viser en oversikt over hvordan grusreservene i Rogaland reduseres avhengig av blant annet arealkonflikter og materialkvalitet.

Totalvolum som NGU opererer med i figur 6 inkluderer bebygde områder, veger, verneområder, jordbruk, skog m.m. Når det reduseres for bosetting og veger, framkommer et **teoretisk uttakbart volum**. Hvor store deler av forekomstarealene som er berørt av dette varierer i hver kommune.

For å få en realistisk vurdering av de **mulig uttakbare reservene** har en ut fra geologiske og brytningstekniske faktorer redusert det teoretisk uttakbare volumet..

Det kan ofte være ulike interesser ved utnyttelsen av en grusforekomst. Beskyttelse av grunnvannsmagasin, fornminner og vern og landbruk kan f.eks. komme i konflikt med uttak av masser til byggeråstoff. Modellen viser til noen praktiske eksempler der en varierende prosentandel av de mulige utnyttbare reservene bortgår på grunn av motstående interesser. Man sitter til slutt igjen med de **praktisk uttakbare reservene**.



Figur 10. Reduksjon av teoretisk uttakbare til praktisk anvendbare grusreserver i Rogaland.

3. RESSURSREGNSKAP FOR SAND, GRUS OG PUKK I ROGALAND

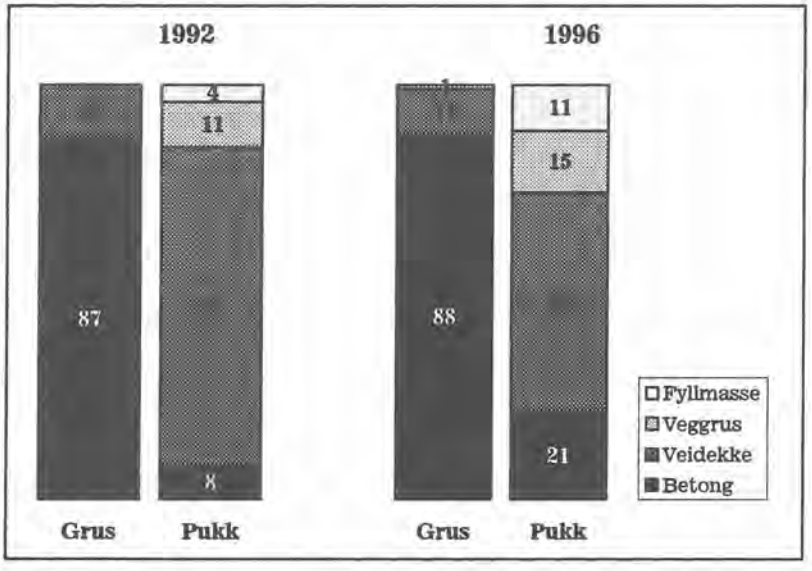
For Rogaland er det utført ressursregnskap for sand, grus og pukk for årene 1978, 1992 og 1996. En har derfor god oversikt over fylkets aktivitet gjennom en lengre periode, både på forbruker- og produksjonssiden. Tallene viser tydelig at pukkproduksjonen har økt i takt med eksport ut av landet. Når det foregår større byggeprosjekter som krever betydelige råstoffmengder, gir det seg utslag i forbrukstallene.

3.1 Uttak

I 1996 ble det samlet tatt ut ca. 2.6 mill. tonn sand og grus i Rogaland. De største enkeltuttakene foregikk ved Årdal i Hjelmeland, i Forsand, Gjesdal og Sandnes kommune. Til sammenligning ble det i 1992 tatt ut 3.1 mill. tonn, mens det i 1978 er stipulert et uttak på 3.9 mill. tonn sand og grus. Totalt ble det i fylket produsert i overkant av 6.2 mill. tonn pukk i 1996. For året 1992 ble det også produsert ca. 6.2 mill. tonn pukk, mens det i 1978 bare ble knust ned 0.9 mill. tonn fast fjell til pukk.

Rogaland har størst eksport av mineralske byggeråstoffer av alle landets fylker. Det eksporteres sand, grus og pukk til andre fylker og til utlandet. Til andre land er det i hovedsak pukk som blir solgt, men det varierer fra år til år. Pukk som eksporteres anvendes i hovedsak som tilslag i veidekke, mens sand og grus som sendes ut av landet benyttes i betong, figur 11.

I 1996 var eksporttallene ca. 5.5 mill. tonn, hvor ca. 4.2 mill. tonn gikk ut av landet . Dette utgjorde hele 65% av Norges totale eksport av naturlige byggeråstoffer på ca.6.5 mill. tonn. I 1992 ble det eksportert 3.9 mill. tonn pukk, mens det også gikk 0.7 mill. tonn sand og grus ut av landet dette året. I 1978 var eksporten av disse byggeråstoffene i et mye mindre omfang.

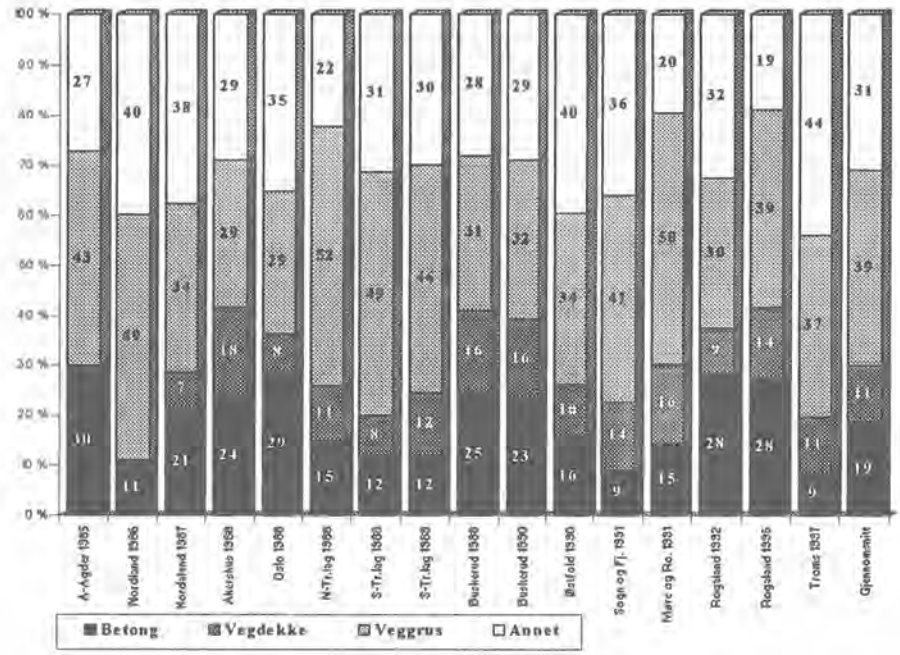


Figur 11. Eksport av byggeråstoffer fra Rogaland i % for 1992 og 1996 fordelt på bruksområder.

3.2 Forbruk

Under 40% av den totale produksjonen av byggeråstoffer ble brukt i fylket. Eksportandelen (eksport både innen Norge og ut av landet) var ca. 63% av det totale produksjonsvolumet. I tall tilsier det et forbruk i overkant av 1.7 mill. tonn sand og grus og over 1.5 mill. tonn pukk i Rogaland i 1996. Av dette er det importert ubetydelige mengder pukk fra Vest-Agder, Møre og Romsdal og Island, og sand og grus fra Hordaland. Importen utgjorde 38.100 tonn, eller rundt 1% av det totale forbruket. Importmassene er anvendt som jernbanepukk og i betong.
I 1992 var forbruket av sand, grus og pukk betydelig høyere. Det skyldes tre større byggeprosjekter, fastlandsforbindelsen til Stavanger, «Rennfast», utbyggingen på Kårstø og byggingen av land-deponi ved A/S Titania. Det ble anvendt 2.1 mill. tonn sand og grus og ca. 2.0 mill. tonn pukk dette året. For 1978 utgjorde forbruket av sand og grus 1.9 mill. tonn, mens pukk bare sto for ca. 0.5 mill. tonn.

Forbruket av byggeråstoffer i flere fylker er fordelt på bruksområdene betong, vegformål og annet, slik som vist i figur 10. Andelen byggeråstoffer til betong og vegformål i Rogaland er høyere enn landsgjennomsnittet, mens andelen byggeråstoffer til andre formål var lavere.
I gjennomsnitt for hele Norge brukes 19% til betong, 50% til veier og 31% til bygg og anlegg som blant annet fyllmasse.



Figur 12. Forbruk av byggeråstoffer i ulike fylker basert på tidligere ressursregnskap.

3.3 Framtidig situasjon

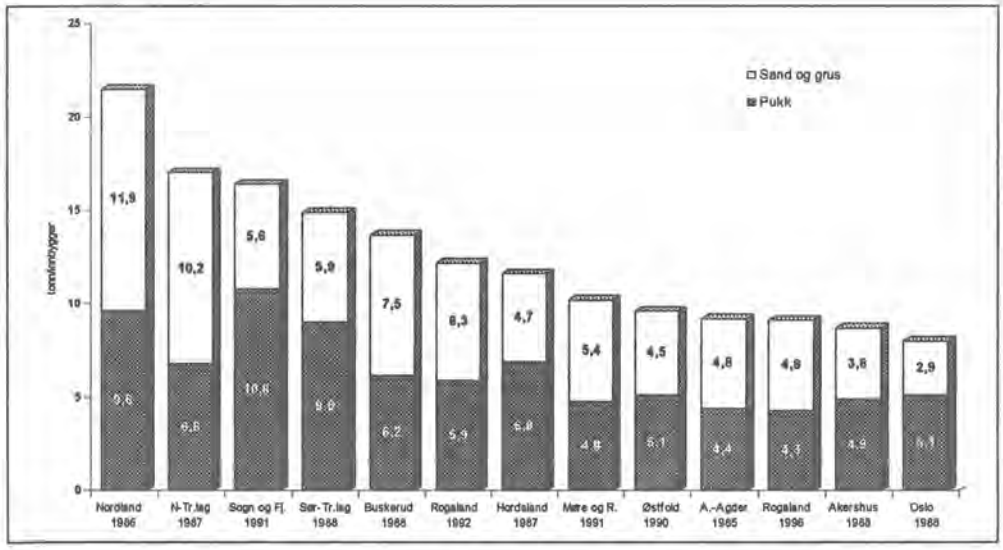
Rogaland fylke er som helhet selvforsynt med sand, grus og pukk. Sand- og grusreservene er begrensede og det vil sette store krav til forvaltningen av denne ikke-fornybare ressursen dersom sand og grus av god kvalitet skal være tilgjengelig også i framtida. I områder med liten tilgang på løsmasser kan produksjonen av pukk fra fast fjell bli et alternativ til import av sand og grus.
Årsdøgntrafikk (ÅDT) er antall biler som i gjennomsnitt passerer en vegstrekning p.r. døgn gjennom et helt år. Trafikkbelastningen på riksvegene i Rogaland varierer mellom 200 og 35.000. I følge Statens vegvesen Rogaland antas gjennomsnittstallet å ligge et sted mellom 3.000 og 5.000. Tilsvarende tall på landsbasis er 2.200. De fleste undersøkte bergartstypene i de pukkverkene og steinbruddene NGU har befart med tanke på pukkframstilling, tilfredsstiller ÅDT-kravet for 3.000-5.000. Flere forekomster oppfyller også kravene for ÅDT 5.000-15.000, mens det er svært få som gjør det for ÅDT >15.000. I området rundt Stavanger er ÅDT mellom 30.000 og 35.000. Dette stiller spesielt strenge krav til kvalitet av pukken som anvendes i asfalten. Det presiseres at analyseresultatene gjerne stammer fra én enkelt prøve i forekomsten/bruddet. Det er lokale variasjoner i de fleste brudd, så en prøve som var representativ for en forekomst for fem år siden er nødvendigvis ikke det i dag.

3.4 Rogaland i nasjonal sammenheng

For Rogaland var produksjonsverdien av mineralske byggeråstoffer i 1996 445 mill. kroner. Pukkproduksjonen anslås å ha en verdi på 341 mill. kroner og sand- og grusproduksjonen 104 mill. kroner.

Det totale forbruket i Rogaland lå på ca. 3.2 mill. tonn som utgjør 6% av landets totale forbruk. I 1992 var forbrukstallet hele 4.2 mill. tonn, mens det i 1978 ble stipulert til 2.4 mill. tonn.

Totaluttaket på 8.8 mill. tonn sand, grus og pukk i Rogaland i 1996 lå godt over fylkes-gjennomsnittet som er på 3.6 mill. tonn. Det samlede forbruket på 3.2 mill. tonn i Rogaland lå likt med landsgjennomsnittet. Forbruket per innbygger i Rogaland var i 1996 9.1 tonn, figur 13. Dette tallet ligger godt under landsgjennomsnittet på 12.3 tonn. Det er regnet med et innbyggertall i Rogaland på 360.403 per 1. januar 1997, med Statistisk sentralbyrå som kilde.



Figur 13. Forbruk av sand, grus og pukk per innbygger og per fylke.

Det konkluderes med at det relativt høye innbyggertallet er årsaken til at forbrukstallet per innbygger er en god del lavere enn landsgjennomsnittet. Det er viktig å være klar over at tallmaterialet stammer fra ulike årstall, og at byggeaktiviteten varierer i fylkene for hvert år. Rogaland har hatt en sterk befolkningsvekst i de siste årene. Dette medfører at forbruk og uttak per innbygger reduseres en god del i forhold til tallene for 1992-ressursregnskapet. Reduksjonen skyldes selvfølgelig også at forbruket i fylket har avtatt betydelig.

4. KONKLUSJON

I Norge er det nærliggende å tro at vi har ubegrenset tilgang på sand, grus og pukk. Denne oppfatningen kolliderer stadig oftere med økonomiske, byggetekniske og miljømessige hensyn. Forekomstene bør helst ligge i nærheten av forbruksstedet slik at transportkostnadene blir lave. Byggeråstoffene må ha en kvalitet som er tilpasset bruken som tilslagsmateriale i betong, asfalt eller fyllmasse. I tillegg må utvinningen kunne skje på en måte som tar hensyn til miljøforhold og arealkonflikter i det aktuelle området. Det norske forbruket av byggeråstoffer ligger i dag helt i verdenstoppen. Hvert år blir det tatt ut ca. 61 millioner tonn med sand, grus og pukk i Norge. Det tilsvarer et forbruk på ca. 12,3 tonn på hver nordmann. Det er bare Island, Canada og Finland som har et høyere forbruk pr. innbygger.

Grus- og Pukkregisteret omfatter nærmere 10.000 forekomster. Av disse er det startet uttak i vel 7.600 forekomster, mens det er helårs drift ved ca. 930 av forekomstene. Rogaland har den største produksjonen av pukk, sand og grus tett fulgt av Nordland og Hordaland.

Kartleggingen som NGU har utført under etableringen av Grus- og Pukkregisteret viser at enkelte områder av landet har knapphet på gode byggeråstoffer, og at viktige råstoffkilder er i ferd med å bli uttømt. Kunnskap om tilgjengelige reserver blir dermed nøkkelen til forvaltning av ressursene i fremtiden.

En rekke fylker har allerede benyttet Grus- og Pukkregisteret til å få oversikt over forbruket av byggeråstoffer. NGU har utviklet et system for ressursregnskap og ressursbudsjettering, som gir oversikt over uttaket, transportstrømmer, samt "import" og "eksport" mot andre fylker og kommuner. Ressursregnskapet bidrar til å avdekke hvor mye ressursene brukes, ressurstilgang og transportavstander. Samtidig får man oversikt over framtidige forsyningsproblemer i forhold til nærværende og framtidig forbruk.

Ut fra ressursregnskapet i 13 fylker for ett år har NGU beregnet uttak i de resterende 5 fylker. Tall for uttak hvert år finnes bare for den del av bransjen som sender inn forbrukstall til Statistisk Sentralbyrå og som kommer med i Bergvesenets statistikk.

Ba - bransjen har behov for sand, grus og pukk fra uttakssteder som ligger i konkurransedyktig avstand fra bruksområdene.

Hver kommune trenger derfor informasjon om praktisk uttakbare reserver av sand-, grus- og pukk og et system for forbruk hvert år slik at de i sine kommuneplaner kan lage forvaltningsplaner for råstoffuttak og få forståelse for eget og bransjens behov for byggeråstoffer.

5. LITTERATUR

Erichsen, E. 1991: Regionale pukkundersøkelser, Rogaland fylke. *NGU Rapport 91.167*

Erichsen, E. 1998: Pukkregisteret, statistisk sammenstilling av analysedata, upublisert.

Grånäs, K. 1994: Hur länge räcker naturgruset? En sammanställning av kända tillgångar samt behov av framtida inventeringar. *SGU. Remissversion.*

Jæger, Ø. 1992: Grus- og Pukkregisteret i Rogaland. *NGU Rapport 92.242.*

Neeb, P.-R. med flere 1992: Byggeråstoffer. Kartlegging, undersøkelse og bruk. *Tapir forlag.*

Neeb, P.-R. 1998: Grus- og Pukkregisteret 1998 med katalog over utgitte kart og rapporter. *NGU Rapport 98.126.*

Ulvik, A., 1993: Ressursregnskap for sand, grus, pukk og skjellsand i Rogaland fylke 1992. *NGU Rapport 93.130.*

Ulvik, A., 1997: Ressursregnskap for sand, grus og, pukk i Rogaland fylke 1996. *NGU Rapport 97.178.*

Wolden, K, 1998: Grunnlagsmateriale for forvaltning av sand, grus, og pukk i Jærenregionen. Rogaland fylke 1998. *NGU Rapport 98.078.*

Driving av 416 meter loddsjakt ved Fløyrli kraftanlegg. Bør utforming og drivemetoder endres for fremtiden?

v/Anleggsleder Jan Erik Skogen,
Selmer ASA

Bakgrunn for utbyggingen:

Eksisterende Fløyrli kraftverk utnytter energipotensialet i nedslagsfeltet sør for Lysefjorden og kom i drift i 1918. Kraftverket ble opprinnelig bygget for å skaffe kraft til et smelteverk i Fløyrli. Planene ble imidlertid aldri realisert, og da kraftverket ble satt i drift i 1918, ble kraften leid bort til Stavanger Elektrisitetsverk på en 10 års kontrakt. I 1927 kjøpte Stavanger Elektrisitetsverk kraftverket.
I årene 1927-1948 ble Fløyrli kraftverk videre utbygget med nytt turbinrør, og maskininstallasjonen ble øket fra 2 til 5 maskiner.

Fløyrli kraftverk i dag:

Kraftverket ligger plassert i dagen og har brutto fallhøyde på 740 meter fra inntaksmagasinet i Ternevatn. Vannet føres i stålrør i dagen fra inntaksmagasinet til kraftstasjonen.
Samlet utnyttes avløpet av fra et nedbørsfelt på 48 km2 med et middelavløp på 5,0m3/s. Det er bygget magasiner i Vassleia, Store og Lille Fløyrlivatn, samt Klubbatjern og Ternevatn. Samlet volum er 51 mill m3. Installert effekt er 28 MW og midlere årsproduksjon er 166 GWh.
Eksisterende kraftverk, som snart har vært i drift i 80 år, er naturlig nok modent for utskifting. I tillegg er rørgaten, som delvis består av smisveiste rør, kondemnert av NVE og må tas ut av drift innen år 2006.

Nytt kraftverk:

Den nye kraftstasjonen er plassert i fjell med en ca. 830 meter lang adkomsttunnel. Det nye kraftverket vil utnytte fallet fra Fløyrlivatn og helt ned til fjorden.
En tilløpstunnel på ca 700 meter fra inntaket fører fram til topp trykksjakt. Det var lagt opp til forslag om alternativ drivemetode, boret sjakt eller konvensjonell drift.

Geologi:

Berggrunnen i området rundt Lysefjorden utgjøres av grunnfjell, dvs. prekambriske bergarter eldre enn 650 mill år. Bergartene består hovedsakelig av gneis og granitt. Gjennomgående opptrer det relativt få sprekker, men lokalt, særlig ved Klubbatjern, er det observert mer oppsprukne soner og partier. Disse oppsprukne partiene har strøk N 182g SSØ med steilt fall og faller sammen med den mest markante regionale hovedsprekkeretningen.

Erfaring med tunneldrift i første del av trykktunnelen var vannførende slepper med høyt trykk, 35-40 bar, som måtte injiseres, og i tillegg - sprakfjell.
I tunneldriften i tilløpstunnelen mot topp trykksjakt, støtte vi på uventede problemer med leirsoner med høyt svelletrykk og vann i sleppene.
Med denne kunnskapen om geologien, ble alternativet med driving av skråsjakt eliminert.
Det ble iverksatt grundigere geologiske undersøkelser for å sikre en best mulig trasé for trykksjakt, der en måtte unngå å krysse slepper med vann og leirsoner.
Sjakten ble flyttet ca. 417 meter.

Vurdering boring/konvensjonell drift:

Det ble bestemt vertikal sjakt lengde 416 meter, med sirkulert tverrsnitt på 13,2 m2, drivemetode, konvensjonell Alimakdrift i et tverrsnitt.
Begrunnelsen var konkurransemessig pris og sikrere gjennomføring. Sjaktedriften skulle foregå om vinteren med oppstart i desember og ferdig i mai. Det var på den tiden ingen veiforbindelse til topp trykksjakt og det ville derfor medført betydelig rigg med drift fra toppen med raisedrilling, store driftskostnader og risiko for ekstra venting på helikoptertransport hvis dårlig vær.
Vi fryktet også, på grunn av de geologiske forholdene, store problemer med fastboring eller tap av opprømmingskrone.
Det var ikke nødvendig med ekstra investeringer av utstyr, unntatt en mindre kostnad for overhaling/service på Alimakheisen og bygging av platting tilpasset profilet.

Utstyr/bemanning:

Det ble valgt å bruke diesel Alimak og redningsheis.
P.g.a. fjellets beskaffenhet og store påkjenninger på boreutstyret, ble det valgt å benytte 4 AC Falcon BBD 46WR og 4 SIG PLS 24-95 boremaskiner.
Kompressor AC ET5.
Til lasting og steintransport ble tunnelutstyret benyttet, beltelaster Cat 963 og Volvo dumper A25C
Det var forutsatt 2 skift a 7,5 time. Erfaring etter en tids drift var mye rensk p.g.a. sprakfjell og sikringsbolter, slik at det ikke var mulig å klare en salve i skiftet som var nødvendig for å holde framdriftsplanen.
Etter at sjakten var drevet ca. 160 meter, ble det satt inn et skift nr. 3 og skiftordning 2+1 med 9,5 timers skift ble etablert.
3 mann oppe i sjakta og en reparatør pr. skift nede.

Framdrift:

Riggingen startet 26/11-97 og sjakta var ferdig sprengt, sikret og nedrigget 29/5-98.
Gjennomsnittlig ukeinndrift med 2 skift var ca 16 meter. Inndriften ble øket til ca. 23 meter pr uke når skift nr. 3 ble satt inn.
Det ble boret 2,4 meter lange salver, og for å få renest mulig stuff, ble det boret 92 hull pr. salve. Sprengstoffet som ble benyttet var glynytt i kutten 25x400 mm, dynamitt 25x400 mm i øvrige salvehull og Hu-tennere.

P.g.a. sterke horisontalspenninger i fjellet var det mye sprak i stuffen som medførte mye driftsrensk, 2-3 klokketimer pr. salve.
Sjaktens størrelse, stor platting og lang kjøring, utsatte utstyret for store påkjenninger og høyt forbruk av slitedeler. Det var nødvendig med hyppigere servicer på bremsesystemer, ruller og pinnedrev etter som sjakta kom høyere - mer kjøring for hver salve.
Det var også stort deleforbruk på boremaskinene p.g.a. hardt fjell og mange boremeter pr. salve.

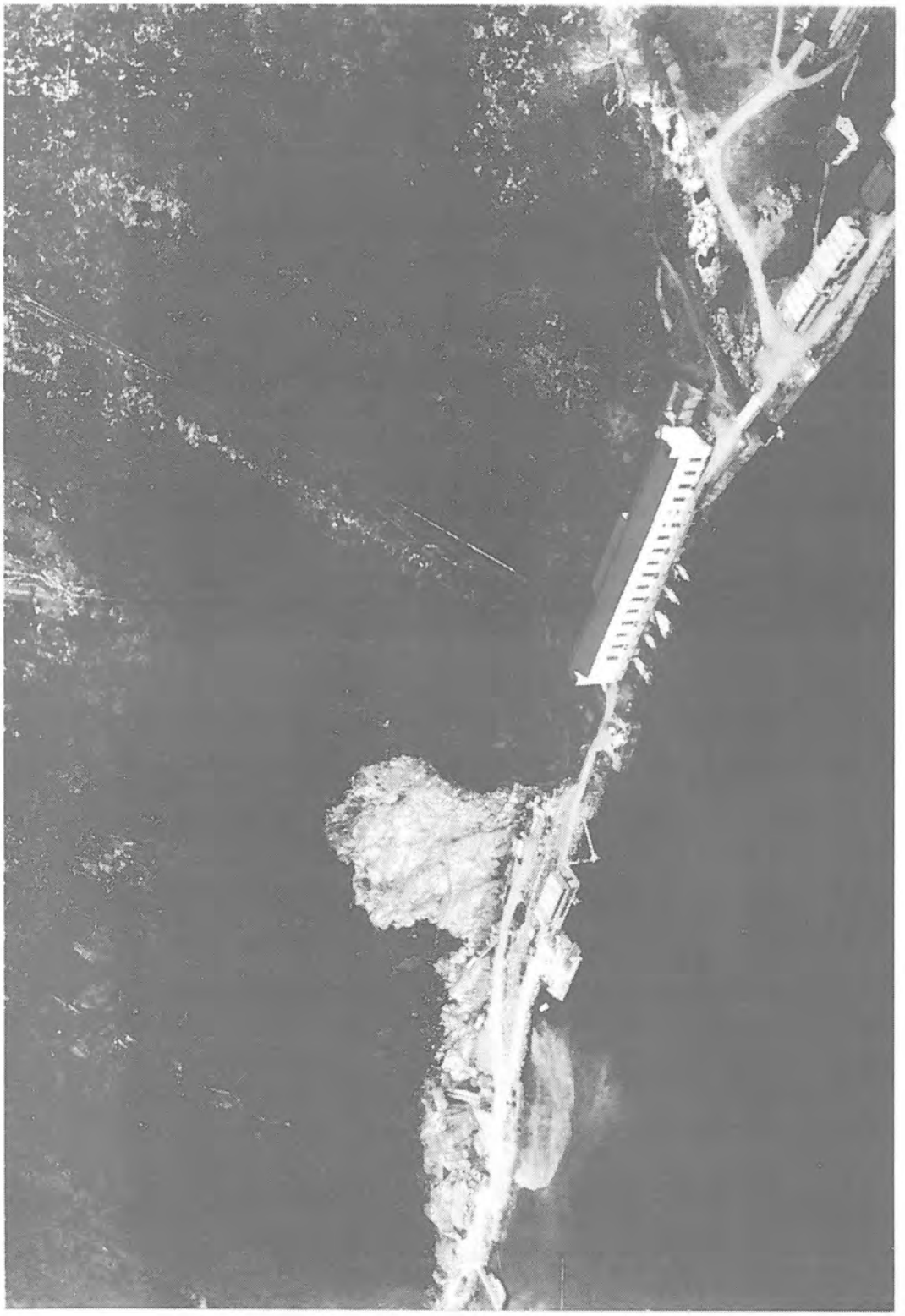
Risiko:

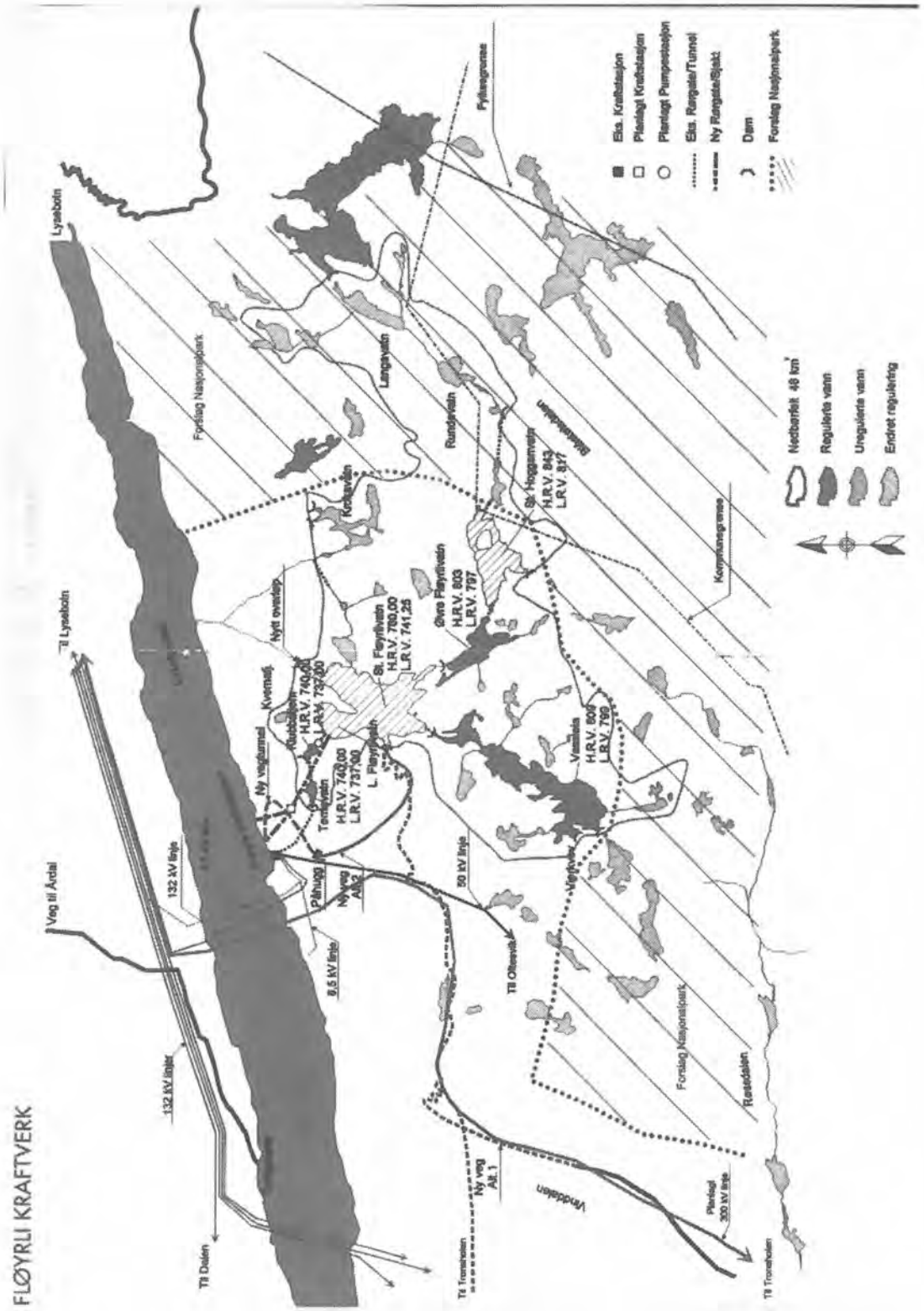
For å sette igang med en sjakt av ovennevnte type, er en avhengig av at utstyret holder topp standard. Det må stilles høye krav til mannskap som har nødvendig forståelse av oppgaven som de går til med hensyn til produksjon og sikkerhet. Det har vært liten aktivitet på sjaktdrift de senere år, slik at det er langt mellom erfarne folk i markedet.
Det er også nødvendig å ha mest mulig kunnskap om geologiske forhold før en setter ut traseen som skal følges, slik at sjansen for å møte på svakhetssoner minimaliseres. Det er også beheftet med risiko for at det kan rase stein fra stuff ved oppkjøring. Hvis det bores tilstrekkelig med hull med nøyaktig retning, unngår man med stor sannsynlighet ras fra stuff.

Konklusjon:

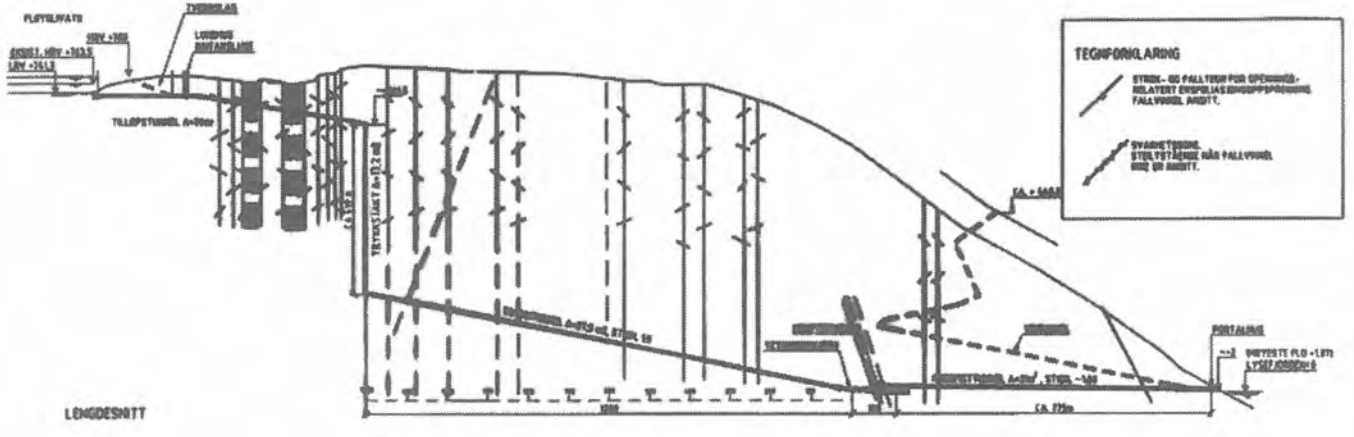
Drivemetode for konvensjonell sjaktdrift har stått omtrent stille de siste 30-40 år, men det viser seg at metoden fortsatt er anvendbar og konkurransedyktig i forhold til borede sjakter.
Alimakdrift er en meget fleksibel metode som kan benyttes ved de fleste geometriske tverrsnitt og forhold. Det kreves en forholdsvis lett tilrigging for å kunne starte å produsere, og det er enkelt utstyr å reparere og vedlikeholde. Det er meget viktig å merke seg da de fleste aktuelle sjakter vil bli drevet i forbindelse med kraftanlegg som vil ligge på avsidesliggende steder.
Men det er på tide med en utvikling fra luft til hydrauliske boremaskiner slik at arbeidsmiljøet for sjaktdriverne bedres. Et bedre ventilasjonssystem må utvikles når det gjelder lange sjakter, og friskluftutstyr må være tilgjengelig på Alimak-riggen.

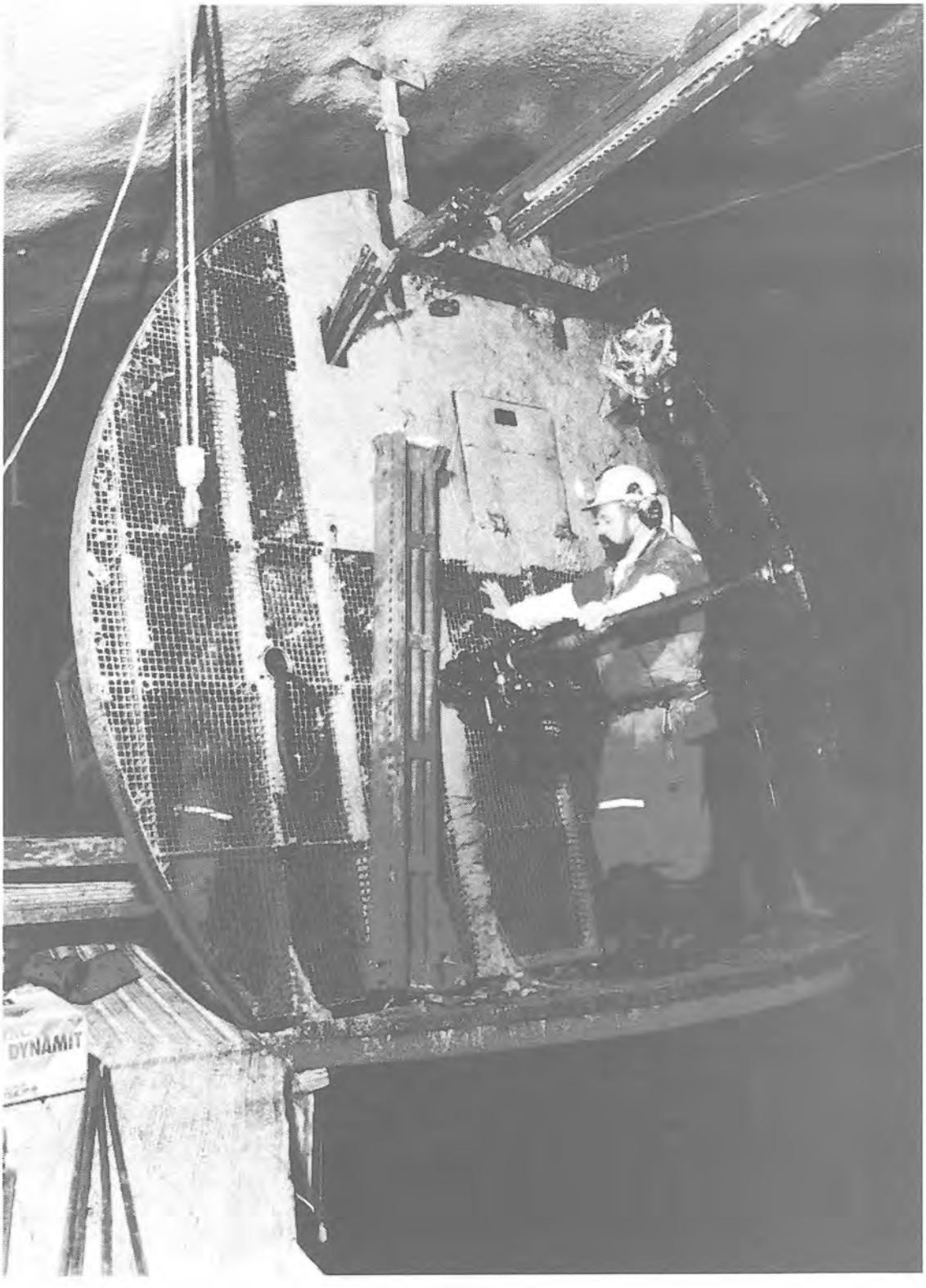
Vår bedriftshelsetjeneste har, gjennom yrkeshygieniske målinger på sjaktdrivere, påvist høy eksponering av respirabelt støv, kvarts og oljetåke i tillegg til nitrøse gasser, kullos og ammoniakk, som forsterker behovet for en utvikling.




FLØYRLI KRAFTVERK
Lyselbotn
Til Lyselbotn
Veg til Årdal
132 kV linje
132 kV linje
Til Dalen
Forslag Nasjonalpark
Nytt overløp
Kvernstø
Ny vegtunnel
Rotbekken
H.R.V. 740,00
L.R.V. 737,00
Trollvatn
H.R.V. 740,00
L.R.V. 737,00
L. Fleinvatn
St. Fleinvatn
H.R.V. 760,00
L.R.V. 741,25
Øvre Fleinvatn
H.R.V. 803
L.R.V. 797
Kolsvatn
Langavatn
Rundevatn
Blåmannsvatn
St. Hoggamvatn
H.R.V. 843
L.R.V. 817
Kvernhusgrotene
Fylkesgrense
Vassvatn
H.R.V. 809
L.R.V. 799
Pålhaug
Ny veg Alt. 2
9,6 kV linje
50 kV linje
Til Ottervatn
Vegkvatn
Forslag Nasjonalpark
Reisdalen
Ny veg Alt. 1
Til Tronheim
Vindalen
Planlagt 300 kV linje
Til Tronheim
Eks. Kraftstasjon
Planlagt Kraftstasjon
Planlagt Pumpestasjon
Eks. Rørgate/Tunnel
Ny Rørgate/Sjakt
Dam
Forslag Nasjonalpark
Nedbørfelt 48 km²
Regulerte vann
Uregulerte vann
Endret regulering

Fløyrli kraftverk




DYNAMIT

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1998

«PAVEN» ER SPRENGT!

Rapport fra Holmestrand

Anleggsleder Dag Runar Haugen
Statens vegvesen Vestfold

Historikk:

Fjellpartiet «Paven» i Holmestrand, hovedsakelig bestående av bassalt, ligger rett opp for Holmestrand jernbanestasjon. Avstanden fra fjellfoten til nærmeste skinne er på ca. 35 meter. I mellom dette ligger dagens E18, og på den andre siden av jernbanen ligger den gamle hovedveien gjennom byen og Holmestrand fjordhotell. Hele dette området ligger på et tykt lag med kvikkleire. Helt ute mot vannet rett ved hotellet stikker fjellet på nytt opp i dagen.

«Pavens» blokkeinndeling, sett fra jernbaneperrongen.

Den 65 meter høye og 50 meter brede «Paven» ble under arbeidene med ny E18 i 1981 vurdert av Veglaboratoriet til å være stabilt nok til at ytterligere sikringsarbeid ikke var nødvendig. «Paven» bestod av tre store blokker (A,B og C) og et større parti med røys, alt til sammen ca. 17.000 m3 fast fjell. I 1986 ble det påvist bevegelser i blokkene som gjorde at det ble montert punkter i fjellsiden for rutinemessig måling. Punktene som ble målt 2 ganger i året viste en konstant svak bevegelse. I 1995 begynte bevegelsene å akselerere. Spesielt gjaldt dette målepunktene i røysa og på toppen av blokk B. Vegdirektoratet ble varslet og det ble i forbindelse med budsjettet bedt om ekstra midler. Sommeren 1997 fikk SVV et tilsagn om 50% dekning, inntil

Utsikt fra toppen av «Paven» og ned mot hotellet.

2,5 mill. kr. fra Vegdirektoratet, noe som gjorde at det ble bestemt at arbeidene skulle settes igang høsten 1997.
En prosjektgruppen ble satt ned for å følge anlegget. Gruppen bestod av geologene Knut Borge Pedersen og Terje Kirkeby som senere ble erstattet av Edvard Iversen fra Veglaboratoriet, prosjektleder Anne M. Økstad og Harald Ouff fra trafikkavdelingen, anleggsleder Dag Runar Haugen, formann Sigbjørn Gjerden og Odd Tandberg fra produksjonsavdelingen og Lasse Sondbø fra utbyggingsavdelingen.

Geologenes plan:

Geologene Terje Kirkeby og Knut Borge Pedersen fra Veglaboratoriet la fram en plan som trinnvis gikk ut på :

1. Å montere bevegelsesmålere mellom blokk B og fjellet bakenfor. Målerene skulle tilknyttes en alarm.
2. Blokk B skulle deretter sikres med min. 6 stk. 32 mm Dyvidagstag av 18 meter lengde, hvorav 2 stk. skulle utstyres for å kunne måle kreftene som virket på staghodene. Disse sammen med bevegelsesmålerene ville gi oss svar på om blokka var godt nok sikret, eller om ytterligere Dywidagstag måtte settes inn.
3. Når blokk B var forsvarlig sikret, skulle de øverste 20 meterne av blokk A, ca.2 500 m3 taes ned. Disse massene måtte av hensyn til grunnforholdene nedenunder taes ned i små salver på maksimalt 300 m3.
4. Deretter skulle det vurderes på nytt hva som skulle gjøres med røysa som lå over blokk B, og blokka selv.

Detaljplanlegging og forberedende tiltak:

Rammene for jobben var nå klare, og tiden inne til å starte detaljplanleggingen. De forberedende arbeidene vi måtte gjøre før selve jobben kunne starte ble ganske omfattende.

- Da fjellet hadde en slik høyde ville vi på et tidspunkt bli avhengig av å kunne ha et angrepspunkt fra toppen. Her var terrenget veldig sideskrått, så vi måtte skyte oss ned i bakkant og bygge en mur i framkant for å få en oppstillingsplass egnet for mobilkran. Anleggsveien og oppstillingsplassen gikk både over kommunal eiendom og privat tomt. Muren ble dimensjonert til å tåle belastningen fra en 60 tonns mobilkran og måtte være ferdig herdet når arbeidene med sikring av blokk B var ferdig.

Ferdig kranplassering på fjellkanten.

- Den eksisterende fangvollen langs E18 var for lav, og det var for dårlig plass bak denne så vollen måtte bygges om. Bankettene på E18 måtte breddeutvides mot jernbanen slik at jerseyblokker kunne settes langs veien. Disse skulle hindre større steiner å rase ned mot jernbanen når blokk A skulle taes ned. I bakkant av jerseyblokkene monterte vi et steinsprangsnett i 3 meters høyde for å hindre sprut fra mindre steiner.
- Et skjørt av wirenett i hele Pavens bredde måtte settes opp. Dette skulle lede steinmassene fra blokk A ned langs fjellsiden på en så kontrollert måte som mulig. For at dette skulle

fungere måtte nettet henge et stykke ut fra fjellet for å få fanget opp steinene. Vi monterte H-bjelker med jevnt mellomrom i hele bredden halvveis oppe i fjellsiden. Rundt endene av disse spente vi opp en wire som vi deretter sydde wirenettene fast til.

- Som en ekstra sikkerhet før vi skulle starte med boringen på B-blokka, ville vi spenne opp flere wirer rundt blokka.

Bolting av B-blokka:

Boltingen av B-blokka startet opp siste uka i oktober. Det ble benyttet en krandrill med 100 mm krone for å få plass til boltene som var dobbelt korrosjonsbehandlet og derfor meget tykke. Boltene var 18 meter lange og basert på endeforankring. Vi måtte bruke 2 mobilkraner når Dywidagstagene skulle settes inn. Vi rakk å montere 3 bolter, derav 2 stykker som ble ferdig gyst.
Onsdag 29. oktober kl.15.55 gikk alarmen på følerne. Vi holdt da på med å bore på det 4. hullet og var igjennom blokk B og inne ved sleppa mellom blokk C og fast fjell. Området ble evakuert umiddelbart og registreringssentralen ble sjekket. Det hadde vært en registrert bevegelse på 6,7 cm. Geologene ble varslet, E18 holdt stengt og nattvakter ble satt for å følge med videre utvikling på sentralen. På befaring i dagslys med geologene dagen etter ble det konstatert brudd følerne. Det betydde at bevegelsen i alle fall måtte ha vært på mer enn de registrerte 6,7 cm.

Force majeure:

Det ble bestemt at blokka måtte skytes ned så raskt det bare lot seg gjøre, og blokka måtte pulveriseres så mye som mulig av hensyn til grunnforholdene. Ingen opphold eller arbeid måtte forekomme på framsiden eller nordsiden av blokka (i velteretningen). Alt arbeid måtte dermed utføres med håndholdt utstyr fra toppen av blokka med de begrensninger det satte. Arbeidene ble påbegynt umiddelbart da vi allerede hadde sett for oss konklusjonen og gjort forberedelser deretter. Blokka ble skutt snaue 2 døgn senere, natt til lørdag 1. november etter at vi hadde jobbet dag og natt kontinuerlig.

Nattarbeid med tildekking før skyting.

Toppen av blokka var nå borte sammen med store deler av røysa som hvilte på denne. Resten av blokka stod igjen og ble vurdert som sikrere enn den tidligere hadde vært da tyngdepunktet i blokka var flyttet inn mot fjellet og presset ovenfra var blitt mindre.

Raset:

Søndag morgen 9. november gikk derimot et stort ras som stengte hele E18. Det hadde regnet hele helgen, og særdeles kraftig natt til søndag. Dette var den utløsende faktor for raset som var på omlag 3-4 000 m3. Det var resten av B-blokka og det resterende av røysa over denne som nå var kommet ned. Rasmassene ble undersøkt med lavinehunder, men heldigvis ble

ingenting funnet. Det eneste som ble skadet under raset var jibben og mannskapskurven til mobilkranen vi brukte.

Nå som røysa over B-blokka var borte, og sleppa bak A-blokka trådde tydelig fram, fikk vi virkelig se hvor usikkert denne blokka hang oppe i fjellsiden. Hvis den kom ned i et stykke, kunne den med stor sannsynlighet skape et kvikkleireras med ukjent størrelse. Området ble avsperret og satt under kontinuerlig vakthold for å hindre folk adgang til stedet. NSB stanset all sin trafikk på jernbanen og startet med busskjøring mellom Sande og Tønsberg. Denne trafikken som varte i snaue to uker, skapte periodevis store forsinkelser for NSB.

Mobilkrana etter raset.

A-blokka:

Muren på toppen av fjellet var ferdig herdet på dette tidspunktet, hvilket gjorde at jobben med A-blokka kunne starte umiddelbart. Torsdag 13. november ble den 1. salven skutt på blokk A. Det meste ble liggende igjen på toppen, og en stor pigger med lang rekkevidde ble skaffet til stedet for å få løsmassene ned. Fredag 14. november ble det bestemt at det skulle gjøres et forsøk på å skyte hele A-blokka i ett. Forsiktig skyting i små salver ville ta lang tid, og faren for ukontrollert ras med de konsekvensene det ville medføre, var alt for stor.

Da piggeren var ferdig med jobben hadde vi fått en platting stor nok for en borerigg. Dette gjorde at vi kunne få boret opp hele blokka til bunns for å sikre en så god fragmentering som mulig. Riggen ble heist ned med kran og festet med wire til fast fjell. Boreren var sikret med tau uavhengig av riggen. Blokka var full av store, åpne slepper som skapte problemer for oss, både når det gjaldt boring og lading av salven. Spesielt gjaldt dette et parti i bunnen av blokka midt på. Her fikk vi bare forkilinger underveis og måtte avslutte boringen ca. 10 meter høyere enn ellers. Salven ble skutt 20. november og kom meget bra med unntak av dette partiet som da ble stående igjen. Journalistene døpte den snart til «Pavens mage».

Luftig arbeidsplass på toppen av A-blokka.

«Pavens mage»:

Jobben med «Pavens mage» ble atskillig verre enn vi på forhånd hadde sett for oss. Denne var så oppsprukket at det var svært lite vi fikk boret og skutt av gangen. Deretter måtte det renskes for hånd med spett etter hver salve. Vi hadde i denne perioden en del frost, noe som ikke gjorde jobben noe lettere. Dette var virkelig tungt og tidkrevende arbeid, og helt ufarlig

var det heller ikke. Dette arbeidet varte i ca. 3 uker, og i denne perioden hadde Holmestrand bys velforening en protestaksjon mot all trafikken som gikk gjennom byen.

Spettrensk på «pavens mage».

Pilotboring/grunnboring:

Nå som røysa og blokkene A og B var historie, var den beskrevne delen av jobben ferdig. På befaring 10.desmber bestemte vi at C-blokka skulle undersøkes nærmere da denne så veldig oppsprukket og stygg ut og dessuten hadde dårlig fot i fronten. Dette skulle foregå ved å bore horisontale huller i et på forhånd fastsatt mønster for å lokalisere sleppene i fjellet. Det skulle også grunnbores for å undersøke foten av blokka.
Resultatet fra undersøkelsene viste en særdeles dårlig blokk med masse slepper på opp til 35 cm i selve blokka, og en markert sleppe i bakkant på 60 cm. Bak denne så fjellet ut til å være bra. Dette gjorde at vi på byggemøte 6. januar 1998 bestemte at av blokka på ca. 9 000 m3 skulle ca. 7 000 m3 skytes ned.

C-blokka:

Det ble holdt et allmøte på Holmestrand fjordhotell 15. januar. Vegvesenet la der fram sine videre planer for Paven med skyting av blokka C i 6 salver.
1. salve ble skutt nordover, neste sydover. Fjellet som fra før av var svært oppsprukket, ble bare verre og verre for hver salve. På den 4. salven løsnet store blokker utenfor selve salven, noe som gjorde at vi fikk et stygt overheng som måtte skytes ned utenom de planlagte salvene. Fordi fjellets tilstand var som den var, bestemte vi oss for å skyte resten i en stor salve.
På grunn av sprutuhell ved 3 tidligere salver var Dyno kontaktet for å hjelpe til med denne salven. Det ble dessverre en pilsalve som gjorde at fjellet ble verre enn noensinne.

Overheng som følge av ras utenfor salve.

Rensk etter pilsalve:

Vi fikk omtrent samme forhold som vi hadde hatt på «magen» før nyttår, men med den forskjellen at nå var røysa mange ganger så stor. Den var over 30 meter høy, 20 meter bred og opp til 11 meter tykk.
Toppen av denne røysa bestod av to partier med forholdsvis homogent fjell, men som hadde beveget seg under salven. Disse måtte taes ned først med mindre salver før videre arbeid kunne fortsette. Deretter var det på nytt spretting av småsalver med påfølgende spettrensk samtidig

som vi trakk ned blokker ved bruk av wire festet til gravemaskin. Dette var både tungt og tidkrevende. Etter tre uker med dette arbeidet, var vi kommet ned til det nivået der vi anså det trygt nok til å kunne starte med pigging i fjellsiden.
Fra da av kunne det igjen settes trafikk på veien utenom arbeidstiden og i helgene. Etter ytterligere 2 uker var alt av C-blokka nede.
Kostnadene på tilleggsarbeidene direkte relatert til pilsalven kom opp i ca. 650.000 kroner.

Bolting:

Etter befaring med geologene ble det bestemt at fjellveggen bak C-blokka skulle boltes systematisk med fullgyste 6-meters bolter i to raster. I tillegg måtte det boltes etter behov. Bak A-blokka så fjellveggen atskillig bedre ut, men flere tynnere flak måtte boltes her også. Her holdt det med 2,4-4,0 meter lange bolter endeforankret med polyester. På grunn av stor avrenning fra platået på toppen kledde vi også inn den øvre delen av fjellveggen med nett. I tillegg boltet vi fjellveggen så langt vi rakk fra kranplasseringen på toppen både nord og syd for selve Paven. Dette var siste sjanse til å få gjort denne jobben på en relativ enkel måte.

Festing av fjellbånd i bolt.

Boltejobben ble utført med krandrill bak C-blokka, og med knemater fra hengende kurv bak A-blokka.
Totalt ble det satt inn 300 bolter og montert 21 fjellbånd.

Sluttrydding:

Steinmassene fra C-blokka var tenkt til utfylling syd for Holmestrand fjordhotell etter anvisning fra Holmestrand kommunen. Det skulle brukes til å anlegge en ny molo, en del nye småbåtplasser samt en badepark. Denne tipplassen fikk vi bare benyttet en kort periode.
Tirsdag 24.mars fikk vi en utglidning på tippen som tok med seg gravemaskinen vi hadde der til sjøs. Gravemaskinkjøreren merket bevegelsen og fikk hoppet ut i tide. Han kom fra det hele med noen skrubbsår og en ufrivillig dukkert mens maskinen fulgte med steinmassene ned i dypet. Dagen etter ble det sendt ned dykkere, og maskinen ble lokalisert på 7 meters dyp ca. 15 meter fra det som nå var blitt vannkanten. En flytekran fra Oslo havnevesen ble bestilt og maskinen så på nytt dagens lys mandag 30.mars. Operasjonen med å få hevet maskinen gikk helt knirkefritt og var over på under 45 minutter.

Gravemaskinen etter heving.

Steinsprangsnettet og jerseyblokkene vi hadde mellom veien og jernbanen ble fjernet, og vollen ble gjenoppbygget til et høyere nivå enn den tidligere hadde hatt. Et rørledningsstrekk på 36 meter ble skiftet da det hadde blitt knust under raset, og 4 kummer måtte det skiftes topper på. Området på toppen av fjellet der vi hadde hatt oppstillingsplassen for mobilkranen ble pusset opp etter plan fra kommunen og i samråd med grunneier. Et 2 meter høyt flettverksgjerde ble montert langs kanten.

Mediefokusering:

Medienes interesse for prosjektet var stort fra første stund, noe beliggenheten får ta sin del av skylden for. Interessen økte ytterligere da vi fikk bevegelsen i blokk B som medførte 1. salve på anlegget og evakuering av hotellet. Når så raset kom, ble fokuseringen enorm. Få dager etter ble det opprettet et informasjonskontor i byen som tok seg av pressen, og fortløpende laget infobrev. Dette fungerte meget bra og bidro sterkt til at vi kunne konsentrere oss fullt og helt om arbeidet. Kontoret var bemannet til ut i desember, men infobrev ble sendt ut også etter dette.
Pressens interesse avtok utover desember, men tok seg opp igjen etter nyttår. Dette var i forbindelse med sprutuhellene og utglidningen på tippen som tok med seg en gravemaskin. Interessen ble likevel aldri den samme som vi hadde før jul.

Evakueringer:

Ved 3 tilfeller anså vi det nødvendig at jernbaneområdet og hotellet ble fullstendig evakuert. Politiet utførte dette etter anbefaling fra oss. De 3 tilfellene var natt til 1. november da 1. salve på blokk B skulle skytes, 13. november da 1. salve på blokk A ble skutt og 20. november da hovedsalven på blokk A ble skutt.
Årsakene til at vi anbefalte å evakuere området fullstendig var først og fremst faren for utglidning, men også det at vi skulle skyte fra stor høyde med hotellet faretruende nære.
Ved de senere salvene på blokk C evakuerte vi bare stasjonsområdet og hotellplassen, og ikke selve hotellet, da vi på dette tidspunktet hadde fått erfare hvor mye grunnen egentlig tålte.

Sprutuhell:

Vi hadde 3 uhell med sprut som gjorde skader på biler og bygninger under salvene på blokk C. Den første fikk vi 19. januar og den neste 22. januar. Begge to skyldtes brudd på nonelledningene under dekningsarbeidene. Vi gikk deretter over til trege elektriske tennere (VA).
Den 3. og siste salven med sprut fikk vi 10.februar da vi skjøt ned et overheng etter en salve dagen før, da store steinblokker hadde rast ned utenfor salven. Årsaken til denne spruten virker uforståelig da salven på over 500 m3 bare var lastet med 2,2 kg dynamitt og 9,5 kg dynosplitt fordelt på 7 hull, og fordekningen med fjell var god. Spruten kunne umulig ha

Skade på bil etter sprutuhell.

vært forårsaket av hva vi hadde lastet salven med. Vi tror heller at det hadde ligget igjen dynamitt i sleppa bak overhenget fra vi skjøt blokk A før nyttår. Dette baserer seg på kraften i spruten og øyenvitner som er sikre på at spruten kom fra den øvre delen der vi bare hadde fordemning. Teorien ble ytterligere forsterket da vi under arbeidene med pilsalven fant en 50 mm dynamittpølse i baksleppa enda 10 meter lavere enn overhenget vi hadde skutt. Denne typen sprengstoff hadde vi kun brukt da vi skjøt A-blokka.

Politietterforskning/avhør:

Politiet varslet oss kort tid etter raset om at de ville sette igang etterforskning omkring raset 9. november 1997. De ønsket ikke å forstyrre oss ekstra under den mest hektiske tiden, men komme tilbake senere. Det ble startet med avhør av prosjektledelsen i januar og februar. Avhørene omfattet både raset og sprutuhellene i forbindelse med C-blokka. Senere ble også geologene fra Veglaboratoriet avhørt.
På sommeren ble det nye avhør der temaet var maskinen som gikk til sjøs.

Tekniske data:

- Tennsystem:

  Vi valgte å benytte Nonell pga. avhengigheten til radiokontakt med kranføreren til en hver tid. Det meste av arbeidet foregikk i krankurv eller tau i stor høyde. Etter at vi hadde hatt 2 tilfeller med sprut som skyldtes skadde/avrevne Nonelledninger under det kompliserte dekningsarbeidet, skiftet vi til trege elektriske tennere(VA). Det gjorde dekningsarbeidene enda mer komplisert, men salvene lot seg måle før skyting.

- Ladning:

  Til ladning benyttet vi hovedsakelig en kombinasjon av dynamitt som bunnladning og Dynosplitt som pipeladning. At valget falt på Dynosplitt som pipeladning skyldtes fjellet som var så fullt av store slepper at vi måtte ha et redusert sprengstoff vi hadde full kontroll på. Dynosplitt var dessuten benyttet på E18-anlegget med god erfaring. Totalt ble det benyttet ca. 450 kg Dynamitt og 750 kg Dynosplitt for å skyte ned ca. 11 000 m3 fjell,); en spesifikk lading i snitt på ca. 0,11 kg/m3. På det laveste var vi nede i en spesifikk lading på 0,02 kg/m3.

- Bolting:

  Blokk B var tenkt sikret med 6-20 stk. stangstag av type Dywidag 32 mm med dobbelt korrosjonsbehandling i 18 meter lengde. Disse skulle endeforankres i 4 meter lengde med Rescon zinkbolt og ligge på 25° stigning. Vi fikk montert 3 stk, derav 2 ferdig gyst, men ingen av disse har noen funksjon i dag da blokk B falt overende i raset 9.november 1997.

  25 mm fullgyste kamstålbolter i 6 meter lengde ble benyttet på de nederste 30 meterne. Vi fikk boret hullene med krandrill og brukte 38 mm krone. Boltene ble levert av Ørstad og gyst med Rescon zinkbolt. Det ble montert 130 stk. av disse boltene.

  20 mm polyesterforankrede kamstålbolter ble montert i flere lengder. 67 bolter à 2,4 m, 59 bolter à 3,0 m og 44 bolter à 4,0 m. Hullene ble boret med borserie 11 og bruk av knemater i fra hengende kurv. Både bolter og polyesterpatroner ble levert av Ørstad industrier. I tillegg ble det montert 21 fjellbånd, også disse levert av Ørstad industrier.

- Økonomi og mengder:

  Prosjektet ble før oppstart kostnadsberegnet til i overkant av 4,4 mill. Sluttsummen lød på 9,5 mill, derav 8,5 mill. var fakturert for utført arbeid. Hovedårsaken til økningen av kostnader var tilleggsarbeider og mengdeøkninger.
  Arbeidsprosessene med størst avvik var:

		Planlagt	Utført
Sprengning		2 500 m3	11 000 m3
Arbeidssikring		500 m2	2 000 m2
Fjerning masse		5 000 lm3	22 000 lm3
Bolter:	32mm à 18m	12 stk	3 stk
	25mm à 6,0m	0 stk	130 stk
	20mm à 4,0m	100 stk	44 stk
	20mm à 3,0m	0 stk	59 stk
	20mm à 2,4m	0 stk	67 stk
	Fjellbånd	0 stk	21 stk

  Den resterende summen på 1 mill. kom i fra flere faktorer der de største var skadeserstatninger i forbindelse med srengningsuhell, evakuering av hotellet i forbindelse med salve, politibistand for avsperring av området, reasfaltering av vegbanen pga skade forårsaket av raset og busstransport av skoleelever i anleggsperioden.

Et lite tilbakeblikk:

Til slutt vil jeg gi noen litt mer subjektive synspunkter på det som her er utført. Personlig er jeg glad jeg fikk sjansen til å være med på dette prosjektet.
Vi i Statens vegvesen Vestfold har all grunn til å være stolte av at vi har kunnet utføre denne jobben i egenregi. Jobben har vært både spennende og krevende, nesten i meste laget i perioder, og meget lærerik. Det er alltid godt å være ferdig med en jobb, spesielt når prosjektet har hatt slike konsekvenser for så mange som det har hatt i dette tilfellet. Likevel er det også litt vemodig å bryte opp, særlig med tanke på trivselen og miljøet vi har hatt her. Det har tidvis vært mange som har hatt tilknytning til prosjektet på en eller annen måte, men under hele anleggsperioden på 9 mnd hadde vi ikke et eneste døgn sykefravær eller personskade.
At jobben med Paven skapte problemer for andre, er hevet over en hver tvil. Det fikk ikke minst NSB erfare den perioden de måtte frakte passasjerer mellom Sande og Tønsberg med buss. Allikevel syntes jeg samarbeidet med både dem og Jernbaneverket fungerte veldig bra.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1998

TROMMELRENSK - NY METODE FOR MASKINELL RENSK ERFARINGER FRA FAGERNES VEGTUNNEL

Sivilingeniør Rune E. Bang, NCC Eeg-Henriksen Anlegg AS

Sammendrag
Ved Fagernes vegtunnel er det for første gang i Norge tatt i bruk trommelrensk i ordinær drift. Tunnelen er drevet gjennom vekslende partier med granatglimmergneis og granatglimmerskifer. Omfattende manuell rensk aktualiserte bruk av maskinell rensk. Renskemaskinen som ble benyttet var en gravemaskin påmontert en roterende trommel med pigger. Konturen ble rensket ved å føre trommelen langs berget. Erfaringene med denne renskemetoden er generelt positive. I forhold til kun manuell rensk ble følgende gevinster oppnådd :

- Betydelig HMS gevinst
- Tidsbesparelse
- Bedre kvalitet på rensken

Trommelen behandler konturen på en skånsom måte samtidig som den effektivt rensker ned løst materiale. Dette gjør metoden til et gunstig alternativ til slaghammer som per i dag er den mest brukte metoden for maskinell rensk.
Det er knyttet betydelig usikkerhet til trommelens driftssikkerhet og renskemaskinen bør ytterligere forbedres.

Innledning

Fagernes vegtunnel ble påbegynt i september 1996. Vegtunnelen inngår som første fase i omleggingen av E6 gjennom Narvik sentrum og ble drevet i egenregi av Statens vegvesen Nordland. Tunnelen er 1980 m lang, har et T9-tverrsnitt og ble drevet på konvensjonelt vis med boring og sprengning. Gjennomslag i tunnelen kom 28. november 1997. Forfatteren kom inn i prosjektet sommeren 1997 og har fulgt det utover høsten 1997 gjennom sin hovedoppgave ved NTNU.

På grunn av omfattende manuell rensk ble ulike typer maskinell rensk tidlig vurdert ved Fagernes vegtunnel. Maskinell rensk, da hovedsakelig utført med slaghammer («pigger»), har vært brukt i norske vegtunneler i over 20 år. I dag er maskinell rensk et alternativ til manuell rensk som vurderes ved stadig flere anlegg. Selv om det eksisterer lite systematisk nedtegning av erfaringsdata, er det bred enighet om at maskinell rensk kan være et meget nyttig hjelpemiddel som er kommet for å bli. Men hvilke gevinster kan forventes ved bruk av maskinell rensk ? Hvilke farer er det som kan dukke opp ? Hva bør legges til grunn når optimal renskemetode skal velges ?

Bruk av trommelrensk er ingen ny metode. Den har vært i bruk i flere år i malmgruvene i Kiruna og på flere svenske tunnelanlegg. Også i Norge har metoden vært prøvd ut bl.a. i FATIMA-tunnelen og ved Oslofjordforbindelsen. Fagernestunnelen skiller seg ut ved at renskeutstyret her er brukt i permanent drift over en lengre periode.

Geologi og topografi

Fagernes vegtunnel ligger i Narvik dekkekompleks. Dette er et av flere dekker som ble skjøvet på plass over grunnfjellet i forbindelse med den Kaledonske fjellkjededannelsen. Granatglimmergneis og granatglimmerskifer er de dominerende bergartene langs tunnelen. Bergmassen inneholder dessuten linser og ganger av kvarts, marmor og grafitt.

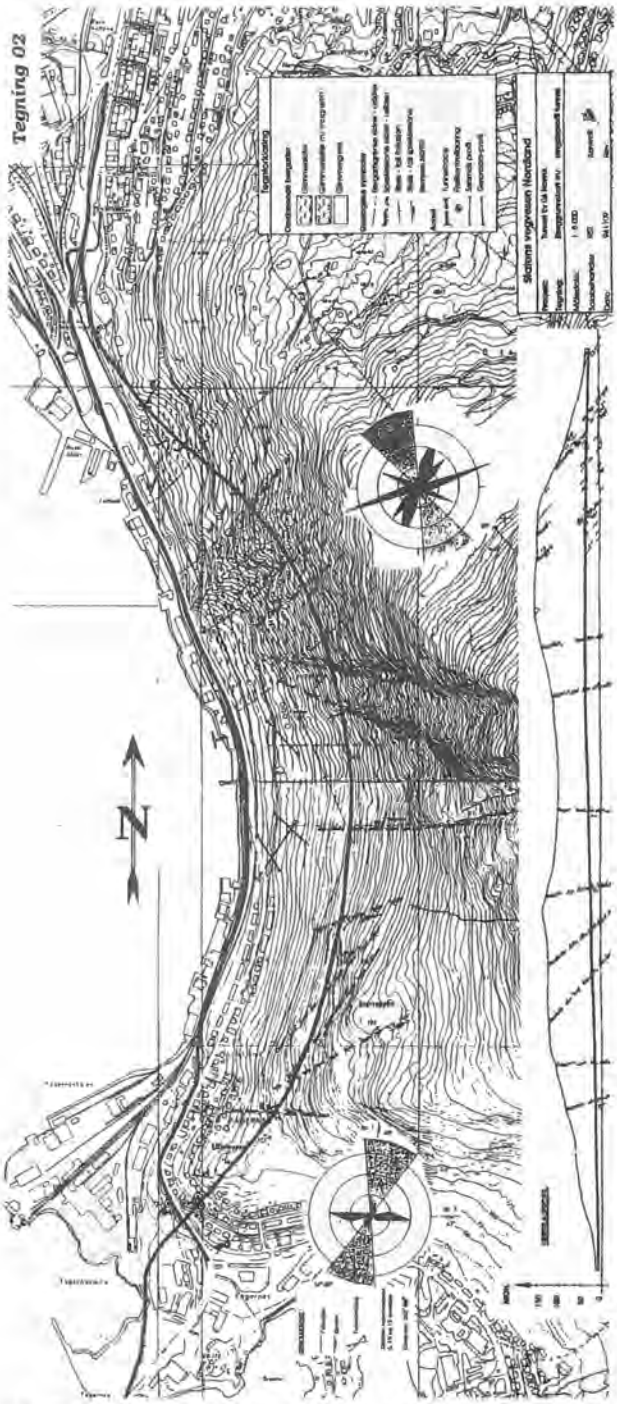
Hovedsprekkeretningen i tunnelen er bergmassens foliasjon eller sprekker tilnærmet parallelt den. Foliasjonens strøk varierer fra N til NØ mens foliasjonens fall varierer fra 30-90^0 med fallretning mot V til NV. Sprekkene i ØNØ-retning er også sentrale. Disse sprekkene faller 40-80^0 mot SØ og definerer sammen med foliasjonsretningen blokker i bergmassen.

Bergmassen inneholder en del sleppesoner. Disse sonene følger som regel foliasjonsoppsprekningen. Dette kan forklares ved at strekkstyrke og skjærstyrke er betydelig lavere i denne retningen i forhold til alle andre retninger i bergmassen. Omfanget av renskearbeid og overmasse øker i disse sonene. Særlig ugunstig er dette i sør hvor tunnelaksen er tilnærmet parallell med foliasjonen. Tunnelen følger der sprekkesonene/sleppesonene over flere titalls meter selv om sonene er under en meter brede. På grunn av foliasjonens steile fall er det hovedsakelig i hengen disse sonene kommer til syne.

Q-verdien langs tunnelen svinger mellom 2 i sleppesonene til rundt 40 i de mest massive gneispartiene. Det meste av bergmassen har en Q-verdi rundt 10. Bergmassen strekker seg dermed fra dårlig til god i Q-systemets klassifisering. Hovedvekten av bergmassen ligger på grensen mellom middels og godt berg. Det er særlig oppsprekningsgraden (blokkstørrelsen) som varierer. RQD-verdien varierer fra 30-80. Antall sprekkesett varierer fra ett pluss sporadiske til tre pluss sporadiske.

Topografien rundt Narvik er preget av veksling mellom fjorder og høye fjellpartier. Fjellpartiene stiger relativt bratt opp fra fjordene og er flere steder over 1000 meter høye. Gjennomsnittlig fjellsidehelning er i området over 45^0 mens stedvis er helningen opp mot 80^0. Høye topografisk betingede spenninger var derfor allerede i prosjekteringsfasen påpekt. Spraking, oppsprekking og avskalling har da også vært betydelig flere steder i tunnelen. Tydelige knepp og synlige bevegelser i berget i vederlaget ut mot fjorden kunne observeres ved stuff under rensk og bolting. Rundt 10-15 meter bak stuff skallet tynne flak av overflaten i de samme områdene.

Figur 1 gir en geologisk oversikt over området rundt tunnelen.



Figur 1 : Resultater fra forundersøkelser Fagernes vegtunnel.

Utført sikringsarbeid

Tunnelen er hovedsakelig sikret med rensk, polyesterforankrede bolter og sprøytebetong. Rundt 6600 polyesterforankrede bolter er satt inn. Dette gir et gjennomsnittlig bolteantall per salve på 15, litt over 3 bolter per meter tunnel. Det er videre brukt 914 m^3 med sprøytebetong. Dette gir et gjennomsnittlig sprøytebetongforbruk på 0,46 m^3/meter.

Ved oppstart av anlegget var det hovedsakelig manuell rensk som ble benyttet ved anlegget. En tid ble også gravemaskin brukt til stuffrensk. Både salverensk og ukerensk ble utført fra plattform på hjullasteren. Det viste seg snart at bergmassen krevde mye rensk.

Gjennomsnittlig ble det brukt rundt 2 timer på en salverensk og 3-4 timer på en ukerensk. I sleppesoner/sprekkesoner kunne salverensken ta opptil 4 timer og ukerensken i de samme områdene kunne ta over 6 timer. Maskinell rensk ble derfor tidlig vurdert ut i fra HMS-hensyn og for å få ned renseetidene. Trommelrensk ble ansett som en gunstig renskemetode sett i lys av de geologiske forholdene som var i tunnelen. En renskemaskin ble dermed satt sammen og tatt i bruk. Figur 2 viser renskemaskinen som ble brukt ved Fagernes vegtunnel.

Figur 2 : Trommelrensk. A : Bergfresen som ble benyttet ved Fagernes vegtunnel. B og C : Tromler i aksjon henholdsvis i tunnel og på overflaten.

Beskrivelse av renskemaskinen
Renskemaskinen består av en hjulgående gravemaskin påmontert en roterende trommel med pigger. Mellom trommelen og gravemaskinarmen er det dessuten påmontert en hurtigkobling og en rotortilt. Hurtigkoblingen forenkler skiftet fra en type utstyr til et annet. Rotortilten sørger for at trommelen kan roteres og tiltes uavhengig av gravemaskinarmen. Bergfresen har ikke mate- eller rotasjonskraft nok til å fungere som en drivemaskin i fast berg. Den skiller seg derfor fra delsnittmaskiner (maskiner for driving av tunneler) i virkemåte.

Den *hjulgående gravemaskinen* er av typen Fiat-Hitachi FH 200 W.3. Maskinen er dieseldreven og veier 18 tonn. Den har to støttelabber foran og et blad (skjær) bak. Disse er nede under salverensken for å oppnå tilstrekkelig stabilitet. Førerhusets vinkel er regulerbar slik at bedre sikt mot heng kan oppnås. I tillegg er det påmontert et gitter foran frontvinduet i førerhuset og en slangetrommel bak på maskinen for oppkveiling av slangen som fører vann fram til spyledysene som er plassert framme på trommelen.

Trommelen er av typen Boart Longyear BF 1000 D3. Den er utstyrt med en egen motor som sørger for at de to trommelhodene roteres 80-90 ganger per minutt. Blir motstanden mot rotasjonen for stor, vil en sikkerhetsventil sørge for at rotasjonen opphører. Bredden på trommelen er 1100 mm og den veier 1200 kg. Trommelen er påmontert i alt 62 pigger. Piggene er festet til trommelen i egne holdere i en spiralform slik at hele bergoverflaten som er i kontakt med de to trommelhodene blir rensket. Piggene som blir brukt er spesielt utviklet for hardt berg. De er utstyrt med en sentral hardmetallkjerne som er omgitt av 6 hardmetallspisser.

Utførelse av rensken
Vanlig prosedyre er å starte rensken like bak den siste salveskjøten. Tunnelkonturen renskes ved å føre den roterende trommelen langs konturen. Rotortilten gjør at maskinføreren kan endre trommelens vinkel og stilling i forhold til konturen. Dette gjør at angrepsstillingen hele tiden er optimal og at størst mulig del av trommelen til enhver tid har full kontakt med berget. På denne måten samvirker rotasjon og delvis slag til at løst materiale renskes ned. Hengen renskes først og deretter renskes vederlaget og veggene.

Maskinen flyttes så steg for steg framover og samme prosedyre følges hver gang. Til slutt renskes stuffen og traubunnen. Ved systematisk arbeid vil fresen kunne dekke over hele konturen og fjerne alt løst berg. Trommelen samler så sammen det nedrenskede materialet.

Trommelens angrepsstilling i forhold til blokker og konturen er viktig i forhold til å gjøre en god rensk. Mye av de samme prinsippene og erfaringene som mannskapet har opparbeidet seg ved manuell rensk kan overføres til maskinell rensk. Dette gjelder bl.a. forståelsen og utnyttelsen av sprekkeretninger i berget.

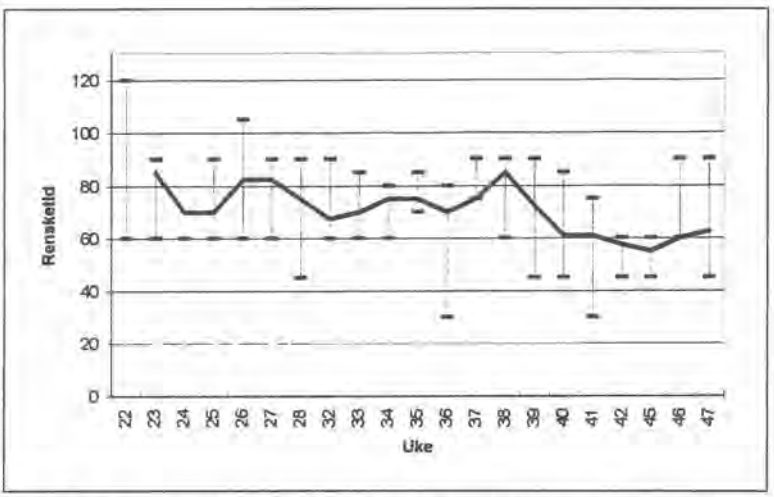
Erfaringer med trommelrensk
Bruken av bergfresen har vært et prøveprosjekt. I den forbindelse har det vært sentralt å se på hvilke gevinster dette utstyret gir i forhold til manuell rensk og i forhold til andre metoder for maskinell rensk. Driften har vært preget av en rekke tekniske problemer, men nærmere 200 salver ble rensket med trommel i Fagernestunnelen.

Bæremaskinen utsettes for betydelige rystelser under rensken. Maskinell rensk er på mange måter en ekstrem situasjon når det gjelder ytre påkjenninger. En vanlig gravemaskin er i utgangspunktet ikke konstruert for slike påkjenninger. Dette gjelder bl.a. rystelser og beskyttelse av maskin mot eventuelt nedfall av rensket materiale på gravemaskinarmen. Gravemaskiner har f.eks. stempler og tilførselslanger plassert på oversiden og på sidene av maskinarmen. Disse delene er derfor i utgangspunktet spesielt utsatte med tanke på blokknedfall o.l. Hos maskiner som spesielt er produsert for renskeoppgaver er disse problemene løst ved at førerhuset er spesielt beskyttet og ved at sårbare slanger og sylindere er plassert under bommen eller beskyttet på annet vis. Videre vil forhold som vekt på bæremaskin, flerbruk av utstyret, vekseldrift på flere stuffer mm. være momenter som vil være avgjørende for utstyrskombinasjoner/utforming.

Trommelens holdbarhet har vært et sentralt tema. Ved Fagernes vegtunnel er 3 ulike versjoner tromler prøvd ut. Det er betydelig forskjell på tromlenes egenskaper. Det er understreket fra leverandørens side at rensk av hardt berg er på grensen av hva trommelen opprinnelig ble konstruert for. Rundt 170 trommelmaskiner er i dag i bruk rundt om i Europa. De fleste av disse brukes i forbindelse med løsmasser og løst berg. Erfaringer fra Sverige viser at trommelene kan brukes i hardere bergarter. Også erfaringene fra Fagernes vegtunnelen viser at trommelen har et potensiale i massive og harde bergarter.

Reduksjon og stabilisering av rensketider var et viktig argument når maskinell rensk ble tatt i bruk ved anlegget. Tidsbesparelsene har kommet gradvis etterhvert som mannskapet på anlegget har blitt fortrolige med metoden og innarbeidet rutiner for bruk av utstyret. Figur 3 viser dette tydelig.

Tidene til maskinell rensk vil selvsagt variere med de geologiske forholdene. Men variasjonen i rensketider blir klart mindre enn ved bruk av kun manuell rensk. Et eksempel på dette er rensk av stuffen. Heller bergmassens lagdeling inn i stuffen kan det til tider nesten være en uoverkommelig oppgave å renske stuffen manuelt. Om lagdelingen heller inn eller ut av stuffen spiller mindre rolle ved bruk av maskinell rensk. I figur 3 er rensketider framstilt som minimal- og maksimaltider for hver uke. Minimaltidene har stort sett hele tiden lagt rundt 60 min. Disse tidene representerer rensketider etter salver som har brutt berget godt og hvor berget er av en relativt god kvalitet. Maksimalverdiene varierer betydelig mer. Disse verdiene inkluderer salver hvor sprengningsarbeidet har brutt berget dårligere og/eller at berget har en generelt dårlig kvalitet. I slike tilfeller blir rensken naturligvis mer omfattende. Ved Fagernestunnelen er det flere eksempler på at den maskinelle rensken har tatt over 2 timer på grunn av dårlig brytning. Bergfresen har da blitt brukt til å få løs bergmasse bl.a. i liggen i tillegg til den tradisjonelle salverensken. Tidligere var påskyting og strossing eneste alternativ i slike situasjoner.



Figur 3 : Renskemaskinens tidsforbruk per salve ved Fagernes vegtunnel framstilt med maksimal og minimal tid for hver uke. Heltrukken linje representerer gjennomsnittlig rensketid.

Av figur 3 kan det også sees at variasjonen i salverensketidene har avtatt noe. I oppstartsfasen svingte rensketidene mellom 60 og 120 min. Mot slutten ligger tidene mer stabilt rundt 60 min. Tabell 1 oppsummerer gjennomsnittlig salverensktid ved Fagernes vegtunnel. Gjennomsnittlig tidsgevinst i forhold til kun manuell rensk ligger på rundt 30-45 min.

Prosess	Tid [min]
Manuell rensk før bergfresen ble satt i drift	120
Maskinell salverensk med bergfresen	60
Manuell salverensk og påmerking for bolter +	15-30
Rensketid etter at bergfresen ble satt i drift =	75-90
Tidsgevinst per salve ved bruk av bergfresen	30-45

Tabell 1 : Tidsgevinst per salve ved bruk av maskinell rensk i forhold til kun manuell rensk ved Fagernes vegtunnel.

Det ble ikke påvist noen reduksjon i bruken av sikringsmidler etter at maskinell rensk ble tatt i bruk. De geologiske forhold og variasjonen av dem gjør imidlertid en slik sammenligning vanskelig. Oppsprekningsgraden, blokkstørrelse, bergtrykksytringer o.l. varierer langs hele tunnellengden.

Kvaliteten på rensken er en sammensatt parameter som er vanskelig å måle på en objektiv måte. Kvalitetsbegrepet vil dessuten i denne sammenheng være relativ. Den manuelle rensken som er utført ved Fagernes vegtunnel har blitt utført av erfarne tunneldrivere på en systematisk og god måte. Kvaliteten på rensken må derfor sees i sammenheng med utgangspunktet til henholdsvis maskinell og manuell rensk. En maskin har f.eks. normalt langt større arbeidskapasitet og kraft enn et menneske.

Under en vanlig salverensk får bergfresen ned både store blokker og mindre materiale. I begynnelsen rapporterte tunneldriverne om større blokker som var vanskelige å oppdage fra førerhuset og/eller som var vanskelige å finne riktig angrepspunkt på med trommelen. Disse ble enten tatt ned under den etterfølgende kontrollrensken eller boltet. Det er naturlig nok enklere å vurdere forholdene i hengen fra korg eller plattform enn det er fra gravemaskinen nede på sålen. Også forhold som sikt og lys vil spille inn. Den manuelle rensken som ble utført etter at bergfresen var ferdig, hadde mer preg av kontroll og ettersyn enn av at det var en salverensk. Dette gjaldt særlig stuffrensken. Den gode stuffrensken gjør boransett enklere og mer nøyaktig. En godt rensket stuff gjør også arbeidsforholdene under lading tryggere. Traubunnen ble også betydelig bedre rensket. Dette forenkler boringen av borhullene nærmest sålen, liggerne. Trommelen samler effektivt rensket masse etter at den er ferdig.

Maskinførerenes erfaring vil ha mye å si på både tidsforbruk og på kvaliteten til rensken. En erfaren maskinfører vil i større grad kunne vurdere hvilke partier som kan og bør renskes ned. Erfaringene fra Fagernes vegtunnel viser at renskemaskinen rensket ned mer materiale enn hva en tilsvarende manuell rensk ville ha klart. Det kan diskuteres om dette øker kvaliteten på rensken eller ikke. Det er ikke nødvendigvis slik at jo mer som renskes ned jo sikrere blir tunnelen. Å oppnå en jevn kontur med lite overmasse, er av sentral betydning for tunnelens stabilitet. Trommelmaskinen er også et nyttig hjelpemiddel til å trimme vekk utstående partier som ikke har blitt brutt under sprengningen. Tidligere var påskyting og strossing eneste mulighet i tilsvarende situasjoner.

Det var forventet at bergfresen ville forbedre HMS-tilstanden ved anlegget. Dette ble bekreftet ved bruk av maskinen. Tunneldriverne er daglig i kontakt med berget og det er deres arbeidsplass det er snakk om. Den omfattende og tidkrevende manuelle rensken som i begynnelsen ble utført ved anlegget, var derfor både psykisk og fysisk anstrengende for tunneldriverne. Å renske en salve manuelt i over 2 timer etter hver salve er på grensen av hva som er forsvarlig. Kreftene og konsentrasjonen vil være på et lavmål mot slutten av en slik kraftanstrengelse. Bruk av maskinell rensk vil derfor åpenbart kunne forbedre disse arbeidsforholdene. Det tunge arbeidet blir gjort av en maskin. Dessuten blir det som er mest løst fjernet før personell kommer under i forbindelse med kontrollrensk og bolting. Videre er færre personer knyttet opp mot rensken. Ved manuell rensk er det vanlig at tre personer er knyttet til selve rensken. Ved bruk av maskinell rensk er dette redusert til en person. Den manuelle kontrollrensken som er nødvendig etter den maskinelle rensken, er minimal. Men det vil være en farlig trend å ta for lett på denne kontrollen eller eventuelt utelate denne. Det oppnås en helt annen kontakt med berget fra en korg tett inn til konturen i forhold til å sitte i en maskin nede på sålen. Å fjerne seg totalt fra denne kontakten kan redusere sikkerheten på lang sikt.

Tunneldriverne føler at trommelmaskinen er et viktig steg på veien mot å forbedre sikkerheten og arbeidsforholdene i tunnelen. Den forenkler renskeprosessen betraktelig og omfanget av slitasjeskader reduseres. Samtidig er det enighet om at utstyret ikke er ferdig utviklet. Dette går spesielt på vibrasjoner i bergfresen under renskingen som er betydelige og gjør renskingen til en lite behagelig arbeidsoppgave. Tunnelarbeiderenes oppfatning av renskemaskinen kan kort oppsummeres :

- De fleste føler seg tryggere inne i tunnelen i forhold til blokknedfall etter at bergfresen kom i drift i forhold til om salvene kun var manuelt rensket. Dette kommer av at konturen blir rensket maskinelt før personell beveger seg inn under den. Trygghetsfølelsen henger også sammen med at bergfresen får ned mer materiale enn hva som blir tatt ned under manuell rensk. Dette gir en følelse av at tunnelen er bedre sikret. Trommelrensken har dessuten vist seg effektiv i områder med bergtryksytringer.

- Økt trygghetsfølelsen og lettelse av arbeidet har ført til økt motivasjon og trivsel i det daglige arbeidet hos noen av tunneldriverne. Men en like stor gruppe mente at motivasjonen og trivselen var uforandret.

- Synet var delt på om en manuell kontrollrensk alltid bør utføres etter maskinell rensk. Mens halvparten mente at manuell rensk kan utelates i noen tilfeller, mente den andre halvparten at manuell rensk alltid vil være nødvendig.

- Alle mente at kvaliteten på salverensken blir bedre ved bruk av bergfresen i forhold til kun manuell rensk. Trommelrensken gir en jevnere kontur, mindre markante salveskjøter og mer masse blir rensket ned.

Før metoden med trommelrensk ble utprøvd ved Fagernestunnelen var det enighet om at metoden hadde et stort potensiale til rensk under bygging av vegtunneler. Men det var delte oppfatninger om utnyttelsesgraden på maskinen. Å investere i en egen maskin som kun kan brukes til tunnelrensk virket i utgangspunktet som en lite kostnadseffektiv investering. Dette gjaldt særlig hvis den bare ble brukt på en stuff. Flerbruk av maskinen ble derfor et viktig moment ved denne investeringen. Renskemaskinen har et stort bruksområde. Bæremaskinen er en helt ordinær gravemaskin påmontert hurtigkobling og rotortilt. Det kan derfor relativt raskt (20-30 min.) skiftes over fra en type utstyr til et annet. Trommelen har også et stort anvendelsesområde. Her kan nevnes grøfting, tromling av telemasser, isrensk, tromling av betong mm.

Konklusjon

Renskearbeidet har alltid vært sett på som et tidkrevende og framdriftshemmende element. Men rensk er av vital betydning for tunneldrivernes sikkerhet og tunnelens stabilitet. Erkjennelsen av disse forhold har ført til at ulike metoder for maskinell rensk har vært utprøvd i over 40 år. Maskinell rensk er i dag et alternativ til manuell rensk ved de fleste anlegg. Men det eksisterer per i dag ingen «universalmetode» som kan erstatte manuell rensk ved alle geologiske forhold. Hydraulisk slaghammer er den mest brukte metoden for maskinell rensk. Mange har stilt spørsmålstegn ved metodens noe brutale og ukontrollerte behandling av konturen.

Fagernes vegtunnel er det første anlegget i Norge hvor trommelrensk har blitt brukt til salverensk i ordinær drift over en lengre periode. Metoden og utstyret er inne i en utviklingsfase. Tekniske problemer har preget bruken av renskemaskinen i startfasen. Å finne en optimal produktkombinasjon vil alltid være en stor utfordring. Framtiden til trommelrensk vil i stor grad avhenge av at det finnes tilgjengelig driftssikkert og robust utstyr. En

renskemaskin i ordinær drift vil inngå i anleggets rytme. Stans eller uventede endringer i denne rytmen har direkte innvirkning på inndrift og trivsel.
Det er vanskelig å sette tall på renskearbeid. Mye blir overlatt til subjektive oppfatninger. De lokale geologiske forhold vil dessuten være bestemmende for de fleste forhold rundt renskearbeidet. Maskinell rensk vil i all hovedsak gi størst gevinst både tidsmessig og sikkerhetsmessig ved dårlig berg og ugunstig geologi. Renskemaskinen bør prøves ut ved flere anlegg for å se hvordan den takler andre geologiske forhold.

Når alt kommer til alt vil økonomiske vurderinger være avgjørende for framtiden til maskinell rensk. Kostnadene til investeringer og oppfølgning er som regel betydelige. Utprøving av nye metoder passer dessuten dårlig inn i en hektisk og inndriftsfokusert produksjon. Det må derfor gjøres et valg der økonomi settes opp mot HMS-gevinster. Hvem skal ha største prioritet ? Er det mulig å få samtidige gevinster på begge områder ?

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1998

THREE GORGES PROJECT
NORWEGIAN ADVISORY SERVICES TO THE WORLD'S LARGEST HYDROPOWER PROJECT

Dr. Olav Torgeir Blindheim
Advisory Group of Norway

SUMMARY

The Three Gorges Project under construction on the Yangtze river will be the world's largest hydropower plant, with an installed capacity of 18 200 MW. Besides the energy production, it will improve the flood control and navigation, and contribute to the development of the central provinces of People's Republic of China.

Advisory Group of Norway has in 1997 and 1998 been engaged by China Yangtze Three Gorges Project Development Corporation to provide on site advisory services to the project, specifically to the Permanent Shiplock and the Mao Pin Xi Dam.

The Permanent Shiplock consists of double lanes of 5 shiplocks cut out in the left bank, bypassing the damsite. The open cut has up to 170 m high slopes in granite of varying quality. Between and below the shiplock chambers, there is a system of discharge tunnels and shafts for the operation of the locks. In the rock slopes there are drainage tunnels. Excavation is done by drilling and blasting with a large capacity. The slope stabilisation is done with a combination of drainage trenches, shotcrete and concrete to reduce water infiltration, and rock bolts, high strength rock anchors and pre-stressed cable anchors to reinforce and support the rock. The chambers, the discharge tunnels and shafts are concrete lined, whereas the drainage tunnels are supported with rock bolts and shotcrete according to rock mass quality. The geological surveying and the rock mechanics monitoring during construction are of a high standard.

The advisory services for the shiplocks have included review and advice on the shaft and chamber excavation sequence and methods, and on the support and anchoring of the rock mass for temporary and permanent stabilisation of the shiplock.

The Mao Pin Xi Dam, situated just upstream of the main dam, has the function of preventing a side valley from being flooded when the water level is raised. It is a rock fill dam with an asphalt concrete core.

The advisory services for this dam have included delivery of state of the art equipment for asphalt placement, advise on design criteria and testing, and practical advice during construction of the asphalt core.

INTRODUCTION

The advisory services were performed for the China Yangtze Three Gorges Project Development Corporation (CTGPC) by Advisory Group of Norway (AGN).

The tasks were primarily directed to the Permanent Shiplock and the Mao Pin Xi Dam.

The tasks for the Permanent Shiplock included review of design, bidding documents, special study reports, observations of site conditions and applied methods and construction sequence. The two main items were:

- Shaft and chamber excavation sequence and methods, with focus on the requirements of controlled blasting and progress of works.

- Support and anchoring of the rock mass during construction and lifetime operation of the shiplock, with focus on the possibility to combine the temporary support with the permanent, fulfilling requirements of the construction schedule, quality and safety.

The tasks for the Mao Pin Xi Dam consisted of delivery and test run of an asphalt core placer and advisory services for the design criteria, testing, placement and quality control of materials and the core.

The services have been delivered by assistance on site in 1997 and 1998.

Preparations for the AGN assistance had been made over a period of time. In 1995 a delegation of AGN specialists participated in a technical seminar at site, presenting proposals for the co-ordination of the different technical activities during shiplock excavation and support, quality control and assurance, and project control.

THREE GORGES PROJECT

Purpose

Hydroelectric production

The project is designed for an installation of 18 200 MW by 26 turbines of 700 MW installed in two powerhouses in the main dam.

The power production is scheduled to start with the first batch of turbines in year 2003, when the first part of the dam shall be completed.

The output will be 85 TWh in an average year when the installation is complete. This energy is the equivalent of burning 50 million tons of coal per year. If the schedule holds, this will be in year 2010 after 17 years of construction.

Flood control

A very important aspect of the project is the improved flood control. From Yichang, at the foot of the mountains 40 km east of the site, Yangtze drops less than 50 m over more than 1 200 km to the sea (approx. 40 mm per km). 15 million people, including the city of Wuhan, are at threat for the 10-year flood, which almost exceeds the protection capability of the famous Jingjiang dyke. With the dam in function, it will be possible to control the 100-year flood.

To be able to harness Yangtze has been the dream of generations of Chinese. The events this summer clearly demonstrated why.

Improved shipping

At present 3 000 tons ships can navigate Yangtze up to Chongqing, the large 20 million people industrial capital of middle China. With the raised water level, and with the Permanent Shiplock in operation, 10 000 tons ships will be able to reach Chongqing on the 600 km long reservoir that will be created.

This will help the inner regions to prosper in a similar manner as the cities along the coast.

Environmental aspects

The environmental impacts are many and controversial. It involves the immense task of resettling more than 1 million people, many of which will be retrained for new occupations. The moving, preservation or recording of historic and archaeological sites is another challenge.

The supply of renewable energy, lessening the dependency of coal is a significant advantage for China and for the earth's atmosphere. The impact on the landscape of the upstream parts of the Three Gorges is of course a subject of debate. One thing is sure, the gorges will remain as a spectacular tourist attraction.

Main elements

The core of the Three Gorges Project consists of 3 major structures, the dam with the powerhouses, the spillways and the navigation facilities. The permanent navigation facilities consist of the Permanent Shiplock and the Shiplift. A temporary shiplock is arranged in the Shiplift area.

The Mao Pin Xi Dam is located upstream of the main dam on the right bank. It will prevent water from flooding into the Pin Xi valley when the water level is raised.

See overview of the damsite area i Figure 1.

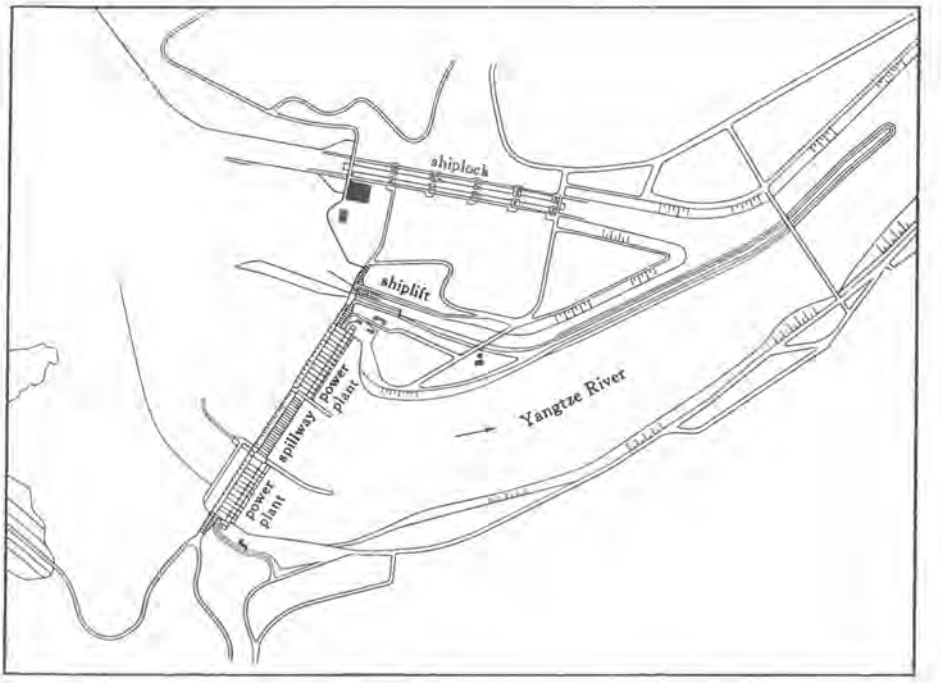


Figure 1. Layout of the Three Gorges Project (after CTGPC)
Notice the Mao Pin Xi rock fill dam to the lower left

The construction quantities of the whole Three Gorges Project are as follows:

- 103 million m^3 earth and rock excavation
- 29 million m^3 earth and rock fill
- 27 million m^3 concrete casting
- 354 thousand tons reinforcement
- 281 thousand tons metal works

Permanent shiplocks

Main dimensions

The Permanent Shiplock consists of 5 stage locks in two lanes. Each lock has the dimensions: length 280 m, width 34 m and minimum water depth 5 m. It is one of the largest shiplocks in the world and the combination of 10 locks together is unique. There are wide upstream and downstream approach channels. Including the channels, the total length is 6.4 km. The maximum excavation depth in the shiplock is 170 m.

The maximum water elevation difference of 113 m will be overcome by the 5 steps of approx. 22 m each. The filling system consists of 12 lockheads, 10 chambers and 4 discharge tunnels with shafts.

The excavation for the Permanent Shiplocks constitutes 37 million m^3.

Figure 2. North slope with scaffolding in use for installation of cable anchors

Chambers and lockheads

The vertical walls of the chambers are 50 m or more. The key problems are how to ensure stability of the rock slopes and how to avoid any intolerable effects of rock deformation on the shiplock gates.

The chamber walls are lined with concrete, with theoretical thickness of 1.5-2.1 m. The lining is anchored to the rock and has a drainage system towards the rock surface.

Tunnels and shafts

The discharge tunnels are excavated one in the north slope, one in the south slope and two in the middle pier between the two shiplock lanes. They will be connected to a system of channels in the concrete floor of the chambers, thus allowing a fast emptying and filling of the huge chambers.

The discharge tunnels have short sections with steeply inclined shafts, and are connected to vertical shafts for operation and maintenance of the gates in the tunnels.

The stabilisation of the rock slopes is ensured by drainage tunnels on 7 elevations, excavated parallel to the slope surface on both sides of the big cut. Drainage holes have been drilled between these tunnels in a systematic pattern. To prevent water seepage and infiltration of rainfalls, shotcrete are used on the slopes, and cast concrete with a cut-off trench on the top of each bench in the slope.

Geological conditions

The pre-investigations at the present damsite started in the early 1950's. For the Permanent Shiplock specifically, it has consisted of geological surveying, core drilling, investigation tunnels, refraction seismics, hydro-geological investigations and rock mechanics tests in the laboratory and at site.

The main rock type is a medium to coarse grained granite. Some dykes of diabase and of fine grained granite occur locally. Weathering varies from completely weathered at the surface to slightly weathered at depth of 20-40 m. Most of the chambers are in weakly and slightly weathered rock. Four zones of weathering have been identified for classification purposes.

The typical slightly weathered granite has an uniaxial compressive strength of approx. 100 MPa. The rock stresses are moderate.

Rock mass structures are present as faults and jointing. The dominant discontinuity sets occur at favourable angles to the longitudinal axis of the shiplocks.

The seismic conditions at the damsite are favourable. The design intensity has been chosen to grade VII, corresponding to the 10 000 year earthquake, giving an acceleration of 0.1 g.

The evaluation of the slope stability before construction concluded that:

- Rock conditions are quite good for high slopes.
- It is not possible for a global slide to form.
- After excavation most of the deformations will be in the elastic range.
- Displacements by the design seismic event are expected to be small, a few mm in the upper parts of the slopes and fractions of a mm in the chambers.
- Any large wedge, which is serious for the integral stability, is not found.

The observations during the first stage of the excavations (down to the steep part of the slopes) confirm that the global stability is not a problem. Local stability problems are caused by blocks and wedges intersected by the excavation surfaces of the chambers and lock-heads, locally occurring faults and the prevailing joint sets.

Excavation

The drilling of bench holes in the chambers is performed with modern heavy diesel-hydraulic and pneumatic crawling drilling units. These are also used for contourhole

drilling, together with lighter drills on feeders mounted on braced scaffolding and handheld light drills for trimming.

In the shafts the drilling is done with handheld drills for the blast holes and air-leg drills for the bolt holes. In the discharge tunnels, the excavation is done by modern electric-hydraulic drilling jumbos.

Blasting is done with cartridge explosives, as trials had shown that slurry explosives were not suitable, causing too much damage to the remaining wall. Presplitting also did not prove suitable in the prevailing rock mass conditions, with frequently one or two joint sets present.

In order to limit damage to the permanent walls in the chambers, quite strict vibration limits are applied.

The mucking out is done with large capacity belt-driven excavators and a variety of dump trucks.

Figure 3. North lane 3rd shiplock chamber under excavation (to the left) and top of the middle pier (to the right).

Stabilisation

The permanent stabilisation measures are adapted to the weathering degree of the rock mass in the different elevations of the slopes. The slope angle, the shotcrete sealing of the exposed surfaces, the systematic rock bolts and, where the slopes are high, the long cable anchors, together provide a good overall stability of the rock slopes. At a few places, smaller wedges had to be taken down in the upper parts of the slope.

In the vertical walls of the chambers and lockheads the prevailing sets of discontinuities also creates smaller or larger wedges. These either come down with the blasting, have to be scaled or blasted down afterwards, or they need support. Because of the large height of the walls, these wedges can become very large, up to 25 000 m^3. The treatment of such wedges obviously is an important issue, in order to choose an economical and safe stabilisation method, and to minimise delays in progress.

A systematic pattern of fully grouted re-bar anchors has the dual function of reinforcing the rock mass in the chambers, and to anchor the concrete lining to the rock. In addition, several rows of long high capacity cable anchors will stabilise wedges and contribute to the increase in the overall safety factor.

Figure 4. Tensioning of 300 tons cable anchors

The main principle is that the design shall be adapted to the rock mass conditions as they are revealed during construction. This shall be ensured by a comprehensive system of geological surveying and safety monitoring.

Geological Surveying

A team of geologists from the Changjiang Water Resources Commission, CWRC TGP Survey Research Institute, performs a detailed mapping of the rock types, the degree of weathering, the different types of discontinuities and a geotechnical classification of the rock mass quality according to a system developed for the project.

Where needed, hammer seismics are performed to check on degree of jointing and loosening of the rock mass. Additional core drilling and logging are utilised where necessary to investigate special features, e.g. large wedges. Projections of faults etc. are done to the next bench to be excavated to allow early preparation and stabilisation.

The work was of a high standard and provided data that could be compared with the predictions as well as used for estimates of the need for any additional local stability measures.

Monitoring

The "safety monitoring" is done by the Safety Monitoring Centre of CTGPC, and consists of an extensive program of several types of monitoring:

- Geometrical surveying of a wide network for the area, a local network around the shiplocks and a detailed network of many benchmarks, to follow the displacements.
- Borehole inclinometers to check the deep deformations in the rock mass.
- Multi-point extensometers to check the resilience of the rock mass.
- Stressmeters for rock anchors.
- Wave velocity determination in boreholes to correlate to the loosening of the rock mass.
- Rock stress measurements and steel wire displacement meters in investigation tunnels.
- Ground water measurements, consisting of water level monitoring, discharge measurements in the drainage tunnels and water quality analysis.
- Blasting vibration monitoring, by recording both particle velocity and acceleration.

This provides a wealth of data for the verification of the behaviour of the rock mass in and around the large excavations. From the results it can be concluded that:

- Deformations are larger at the surface, small at depths.
- Deformations generally stop after 4-6 months.
- Most deformations are a few mm only, resulting from the resilience of the rock mass after unloading due to the excavation. At a few locations deformations of two-three tens of mm have been recorded.
- The general deformations are not large enough to affect the overall stability of the slope.

The ground water monitoring confirmed the effectiveness of the drainage tunnels and connected "curtains" of drainage holes.

Quality control

The quality control is performed to a large extent by inspections carried out by the Three Gorges Construction Supervisor Centre on behalf of the client CTGPC. Inspectors were present during most of the work activities.

This supervising unit, or the "engineer", had significant responsibility and authority during the performance of the works.

The contractor did not appear to have a modern quality control system in function.

Mao Pin Xi Dam

Main dimensions

The Mao Pin Xi Dam is a rockfill dam of 11 million m^3 total volume. The length is 1170 m and the height 104 m. It has a wide concrete base on the bedrock..

There are transition zones of finer materials between the rock fill and the asphalt core.

Asphalt concrete core

The asphalt core is 3 m wide at the base, narrows down to 1.2 m 5 m above the base, and further to 0.5 m at the top.

The coarse aggregate is granite. A moderately strong limestone was also tested.

ADVISORY SERVICES

Permanent shiplocks

Performance of services

The advisory services were performed by two on site advisors from AGN.

At the start of the work, the different units of the CTGPC gave well prepared presentations of the geological conditions, the design, the surveying and monitoring during construction, the construction methods in use and of the different problems for which advice was wanted.

Frequent site inspections were started at once and run in parallel with the review of documents. The documents included design drawings and blasting plans, special study reports about the design, construction specifications, test reports, reports for geological surveying and monitoring, as well as time schedules and progress reports.

Some of the received documents were in English, but most were translated from Chinese as the review progressed.

Short discussions were held on a daily basis with the engineers from the Permanent Shiplock Division to clarify technical issues. At regular intervals, progress meetings were held to summarise the results and to discuss the priority tasks. This worked well, and ensured that the effort was directed to the items that the CTGPC engineers felt was the most urgent, and it allowed the advisers to forward their view on the priorities.

On occasions, there were meetings with a wider attendance from the different units to discuss specific subjects.

AGN's reporting was done on a continuous basis. The reports were delivered in English, and translated to Chinese.

Short Site Visit Notes were prepared after each inspection, with observations and immediate evaluations. For the main tasks Special Reports were prepared to give a more thorough discussion of the respective items, based on the document review, the observations and experience of the advisors. The nine Special Reports covered the main subjects of excavation, support and drainage.

The reports were supplemented by Technical Memos and Notes on specific subjects. These could be detailed proposals for alternative methods, or evaluations of the stability and treatment of specific large wedges. In the end a comprehensive Final Summary Report gathered and discussed the different aspects of the works and summarised the advice given.

Excavation methods and sequencing

The studies and advice covered a wide range of topics, from confirming what the advisers found to be satisfactory to pointing out items for which, in AGN's view, improvements were needed or alternative methods could be considered. Some of the main points are highlighted below.

The slope design was well adapted to the prevailing rock mass conditions, as the slope angle were dependent on the degree of weathering.

The drainage systems were effective and contributed to the long-term stability of the high slopes. The chamber back wall lining system was tentatively designed as precast concrete segments. Although this was considered effective, alternatives with flexible ducts were proposed to improve the constructability.

The excavation by drilling and blasting had already been adapted quite well to the conditions. E.g. cautious contour blasting generally gave better results than presplitting in the mostly moderately jointed rock mass.

The restrictions to the blasting sequence between shafts and chambers, and between different elevations, were found to be stricter than necessary. The purpose to minimise damage to the permanent wall could be achieved even with a more flexible sequencing of the works in the different areas, thus improving progress. For example, the blasting of the vertical shafts could be allowed to progress ahead of the chambers.

For the performance of blasting close to rock support, it was also proposed to ease the restrictions, based in part on reference to G. Stjern's recent research on blasting effects on rock bolts, previously published on this conference.

Regarding the mucking out, we proposed an improvement of the transport roads to reduce downtime and improve utilisation of available equipment.

The vertical shafts were mostly excavated by handheld drilling. This was strenuous and dangerous work. Increased mechanisation was recommended. For some of the shafts, long hole drilling had been used successfully for the shaft pilots, but borehole deviation was sometimes unavoidable.

The excavation of the discharge tunnels took place mostly in good and fair quality rock mass. There was no reason to propose changes to the applied methods.

Support and anchoring

The support and anchoring of the rock mass was designed with a variety of suitable measures, as described above, and were in general well adapted to the expected rock conditions. The quality of the rock mass was probably mostly better than expected, and in the adviser's view there was margin for adjustments towards lighter support.

We found that the long high capacity cable anchors provided a dependable solution to ensure the long-term stability of wedges and to improve the stability of the rock mass in general in the highest parts of the big open cut. For especially large wedges, supplementary anchors were advised.

The high strength anchors, that were used to reinforce the vertical rock walls and to anchor the lining to the rock, caused problems for the construction sequence. Due to the restrictions of blasting vibrations, the chambers would have to be fully excavated before the installation of these anchors. This increased the need for temporary support during excavation. As an alternative it was suggested to separate the two functions of the anchors. Anchors sufficient for the rock reinforcement function could be installed bench by bench during excavation, and shorter anchors for the lining could be installed afterwards, ahead of the formwork. This would allow the optimisation of the design for each of the functions, and ease the construction sequence.

A general reduction of the amount of rock anchors, according to certain criteria of rock mass quality, was proposed as the total number of rock anchors were significant both in terms of cost and time. This would also follow the expressed project principle of adaptation to site conditions.

Detailed advice was also given on the different grouting methods available for long and short anchors, considering practicality and long term durability.

The discharge tunnels were designed with a thick, heavily reinforced concrete lining, apparently mainly for the hydraulic properties. As the rock mass exposed during construction proved to be basically self-supporting, it would be possible to reduce the thickness or the reinforcement of the lining. At this late stage it was of course not easy to implement such changes. The same applied to the shafts.

A main theme in the advice became the co-ordination of excavation and rock stabilisation. It was emphasised that it would be possible to improve overall efficiency and reduce delays due to local stability problems, by installing the support

systematically bench by bench. The use of mobile work platforms, mounted on trucks or front-loaders, was proposed to reduce the need for tall scaffolding.

The long-term deformations have been the subject of many investigations and discussions. The deformations up to now is mostly moderate or small. In our view, the rock deformations should not become a problem in the long term, as long as the rock stabilisation is performed in sequence with the excavation works to avoid unnecessary loosening of the rock mass, and a sufficient deformation levelling off period is allowed for before casting the lining.

Regarding the geological surveying, additional investigations during excavation and the safety monitoring, we found that state of the art methods was used and that good standard was adhered to. It was of course a challenge to process and utilise all this information in time for the important decisions.

It was suggested that a comparison between the comprehensive Chinese rock mass classification system (adapted especially for the Three Gorges Project) and the Norwegian systems, developed by Barton et al. (the Q-value) and Palmstrøm (the Rmi index) could be useful in evaluating the support level in the tunnels.

Further, general advice was given on possible improvements of the daily quality control and of the scheduling and progress follow up.

Borehole deviation measurements

As a supplementary service to CTGPC, AGN provided the expertise of the Norwegian company Devico AS, specialising in borehole directional control and deviation measurements.

The control of the directional accuracy of the long drill holes for the cable anchors was normally done with surveying equipment utilising a light inserted into the hole. This worked well as long as the deviation was not too large. For larger deviations, which sometimes occurred due to the rock conditions, another method was needed.

Devico delivered and demonstrated a borehole surveying equipment and trained members of the supervisory unit for the surveying of these holes. This worked well.

Implementation of advice

During the daily work, the advisors tried to help the implementation by answering the remaining questions and concerns.

Proposals to ease specification requirements, or change sequence and methods of construction, are not always easy to implement in the middle of a high capacity construction process. Proposals for design changes or adjustments are even more difficult to implement.

The Chinese engineers on all levels showed a sincere interest in the advice given, and serious effort was made to make use of the advice that could help progress without sacrificing quality. CWRC also invited AGN to submit proposals and to participate in discussions on how the implementation of the advice could be improved.

For the advisers, it became a challenge to try to focus on the most urgent matters, but at the same time to keep sight on items that could become problems at a later stage.

Mao Pin Xi Dam

Performance of services

The assistance started with the delivery and test run of a Norwegian design asphalt core placer. Two specialists participated in this effort.

Later, two advisors helped the starting up of the asphalt placement. A geotechnical expert gave advice about the design and construction specifications, the use of materials and testing. The requirements to the stiffness of the core and the type of aggregate were discussed with reference to Norwegian practise. A placement specialist provided practical assistance during the manual placement of the first layers of the core on top of the concrete base.

At a subsequent stage, another placement specialist assisted during the use of the asphalt placer. At present, the placement of the asphalt core is going at a steady pace.

Due to the contractor's lack of experience with asphalt work, it became very important to contribute to the understanding of the relative importance of the different items in the specifications, and to provide guidance during the practical performance of the works. The client wisely put a high priority on achieving the right quality of the works from the start. As the time schedule for the dam was not tight, it was possible to take the time needed to achieve this.

SPECIAL EVENTS

National Day Celebration

The advisers from AGN had the pleasure of being invited to the celebration on the site of the National Day of the People's Republic of China. The stage was set on the right bank, not far from the impressive Xiling Bridge, which is one of the longest suspension bridges in the world, spanning Yangtze downstream the main damsite.

Against a background of large modern construction equipment, a spectacular performance of traditional dancing, national TV-stars and local work groups was presented. It demonstrated to us the importance of the project and the pride of the participants.

River Closure

We also had the honour of being invited to the River Closure which marked the completion of the first stage of construction, one of the main milestones in the project. Along the right bank, a large diversion channel had been excavated, and the closure of the upstream and downstream cofferdams on the left side, forced the mighty Yangtze into this channel. When the area between the cofferdams is emptied, the work on the foundations of the large concrete gravity dam can start.

This was an event of historic importance. The arrangement clearly reflected that. An endless row of large rock dumpers narrowed the remaining gap, in front of thousands of spectators. The ceremony was attended by the President and the Prime minister of the People's Republic of China. From our viewpoint it was nice to see that many old engineers, who had been working on the project in its earlier phases, were invited together with the present staff.

Our program included a visit to the Hanglin temple downstream the site, where the old floodmarks of the disastrous flood at the end of last century can be seen, high above the normal water level. The program of the day ended with a colourful dancing and concert performance in the big auditorium at site, and fantastic fireworks.

REFLECTIONS

In the end, a few *personal* reflections are included, as it is part of the experience of working on a large project in another culture.

I have been working 30 years as a rock engineer, in Norway and abroad. The previous experience includes the largest underground project in the world, several world records of long and deep subsea tunnels, fast excavation of tunnels, power plants, storage facilities etc, and an abundance of difficult rock conditions and associated problems.

It was with pride that I participated in the Three Gorges Project, and was rewarded by achieving a unique professional experience. Some things made a deep impression on me, which I will share with you.

Especially, the determination of the Chinese engineers and workers impressed me. They are eager to utilise the most modern technology available. This is easily seen on the TGP site, where state of the art equipment of many kinds is in use. Where such is not available, hand tools are used with a determination that literally moves mountains.

The rapid development of the Chinese nation is impressive, and the cities are very busy. I found special pleasure in seeing the prosperity that is coming in the rural districts, and that people are able to improve their situation and are busy doing it.

I was fascinated by the culture and the striking contrasts between the modern aspects of life and the traditional ways. The long tradition of building navigation channels, dikes, dams etc calls for respect for the engineers of ancient times as well.

ACKNOWLEDGEMENT

AGN would like to take the opportunity to express our thanks to CTGPC for good co-operation during the performance of our tasks, the keen interest showed in our work and advice, and for the kind hospitality we received. We are proud to have participated in this great project, and hope that our contribution will give some practical help towards the timely and effective completion of the TGP Project.

In accordance with the confidentiality agreement, the technical data given above is limited to information already published by CTGPC.

REFERENCES

Lou Youmei (1997): "The Three Gorges Project: A Project to Improve the Ecological Environment of the Yangtze River", in Hot talks about TGP, China Yangtze Three Gorges Project Development Corporation.

CTGPC (1996): "The Three Gorges Project. A brief introduction to the Three Gorges Project on the Yangtze River", China Yangtze Three Gorges Project Development Corporation.

Wang Jiazhu (1994): "Major Problems with the design of Three Gorges", International Water & Dam Construction, August 1994.

Dong Xuecheng (1993): "Rock Mechanics Investigations related to the Three Gorges Dam Project", International Society for Rock Mechanics, News Journal, Volume 1.

Yang Qi-gui, Zhong Chong-lie, Gao Feng (1993): "High Slope design for the Permanent Ship Locks in the Three Gorges Project", International Society for Rock Mechanics, News Journal, Volume 1.

Advisory Group of Norway (1998): " Three Gorges Project. Final Summary Report", to CTGPC, 50 pages with a total of 250 pages of appendices of Special Reports, Technical Memos, Notes, Site Visit Notes and Proposals (Not published).

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIK/GEOTEKNIKK 1998

Experience from grouting work at Hallandsås Railway Tunnels

H Stille, KTH, Stockholm, Sweden
J Stattin, R Sturk, Skanska Anläggning AB, Stockolm, Sweden.

1. INTRODUCTION

The purpose of this paper is to present both the developments and improvements achieved in the grouting work as well as the problems connected to the grouting work for the Hallandsås railway tunnel project.

The development, improvements and problems have been presented in other papers like Brantberger and Nelson (1998) and Stattin et al (1998). The material in this presentation is based on the two above mentioned papers.

An extensive upgrading of the Swedish west coast railway is currently underway. The new railway will pass through the topographically conspicuous Hallandsås ridge in two new 8.6 km long tunnels (Fig. 1). The ridge is a gneissic horst formed as a result of a major vertical uplift, 70-100 million years ago. This uplift created a large number or fractures and severe crushing and weathering took place especially along the edges of the horst.

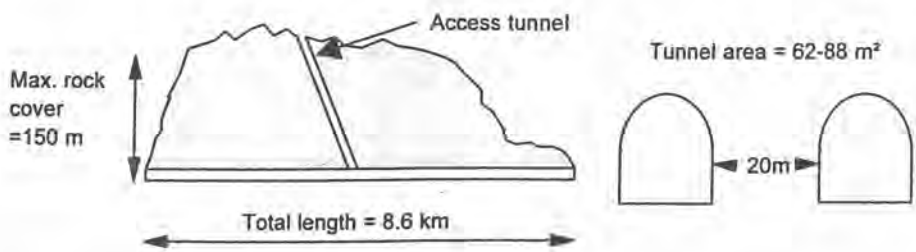


Fig. 1 The horst in profile and the cross-section of the tunnels.

When the project started in 1992 the former contractor tried to excavate the tunnels with full face boring. This method was however not successful and the contract was cancelled in 1995. In 1996 Skanska AB was appointed the new contractor, excavating by conventional drilling and blasting. One of the key-factors to success is whether the sealing work, so far mainly executed as pre-grouting, can be performed in a satisfactory way.

Due to the fact that the most difficult grouting conditions were encountered on the north side of the tunnel, this paper will concentrate on the grouting done on this side.

2. PROBLEMS RELATED TO GROUTING

The pre-grouting work has been difficult due both to the stringent restrictions on maximum water inflow into the tunnels and the complex geological and hydrogeological conditions found within the horst. Demands for low water ingress, 21 litre/minute per 100 m tunnel for both tunnels were introduced in order to reduce the lowering of the ground water table. It was also stated that from longevity point of view a stable grout with no or just small separation was required.

Analyses of the geological properties show significant differences in the rock mass composition on the north and south sides. This is mainly due to the fact that the south tunnels excavated so far have not as yet entered the main horst formation. On the south side of the ridge, the geometric picture of the water bearing fractures is simpler than on the north side (Fig. 2). As a result the water routes are very distinctive and easy to seal.

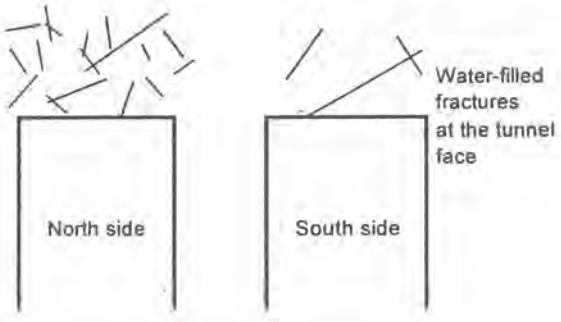


Fig. 2 Model of the joint structures

The pre-grouting work undertaken on the south side has been successful using conventional cement based grout mixes with a low w/c ration (< 1.0) and super plastizisers. On the other hand the geological conditions on the north side are more complex as the tunnels are located within the tectonically affected horst. Here the rock is very fractured and clay weathered which, together with a high water pressure (1.0-1.5 MPa), creates a very complicated hydrological situation. Therefore the sealing work on this side has been difficult.

The choice of an optimal grouting methodology is not easy. Several parameters like geology, hydrogeology, grouting material and method must be included and the effect of these parameters on the grouting result is not yet perfectly understood.

In this paper the term grouting method includes for instance the design of the grouting fan, grouting pressure, specifications for when the change materials and when to terminate the grouting. The grouting material includes the composition and properties of the grouts used. The development programme, including several tests and analyses, was executed along with tunnelling production and positive results were continuously implemented in the production process. The next chapter will, in chronological order, present different phases in the development of the grouting methodology.

3. GROUTING – CARRIED OUT TESTS, ANALYSES AND RESULTS

The grouting was executed as pre-grouting in one or more grouting sequences per tunnel face depending on the results achieved. Independently of the grouting method and material the following steps were implemented:

- drilling of probe holes and measurement of water from the holes
- drilling of the grouting fan
- grouting of holes
- drilling of investigation holes and measurement of water from these holes
- a new grouting sequence is to be undertaken if water flow from investigation holes exceed 0.04 litre/minute and drill meter

The final grouting pressure was 1.0-5.0 MPa above groundwater pressure and the grouting was stopped either when the maximum grouting pressure was reached or when a specified amount of grout had been pumped into the bore hole. The mobile grouting equipment used was a specially designed truck which consisted of:

- canisters for cement and additives or components for chemical grouts
- automatically controlled batching and mixing of grout
- two canisters for mixed grout and two pumps with four grouting hoses per pump
- computerised recording of the grouting process

3.1 *Phase 1 – Start of the project*

During the first months of the project a similar concept was used on both sides, that is eighteen, 14 m long, bore holes with an inclination of 10° and grouts based on micro cement with low w/c-ratio and super plastizisers. However, the result was not acceptable. Several grouting sequences had to be carried out and the specified water ingress was hard to achieve. Grouts with higher w/c ratio were then tested with the purpose of increasing the penetrability of the grout. Better results were achieved but several grouting sequences still had to be carried out and the specified water ingress was only occasionally met.

The time taken to grout each sequence was also still far too long. This experience initiated the establishment of a strategy in order to find an optimal grouting methodology based on scientific studies. The aim was to achieve the stipulated demand on reduced water ingress with a maximum of two grouting sequences per face.

This phase was mainly aimed at discovering an optimal grouting method involving the pattern of bore holes and grouting pressure. Analyses showed that the following measures improved the result, especially in zones with complex geological conditions:

- an increase in the number of bore holes, up to 44 holes per grouting sequence
- varying orientations, 5-20°, of the bore holes
- shorter bore holes, 9 m

Studies relating to the grouting pressure indicated that only a small increase in volume was achieved when the maximum pressure was increased from 4.0 to 5.0 MPa. However, the time taken to reach the higher pressure was much longer. In order to save time it was therefore decided to use the lower pressure. The studies of grouting methodology resulted in knowledge which was implemented in the production process immediately. However, the results were still not good enough for both water ingress after grouting and the time taken for each sequence. There

was therefore an obvious need to improve the grouting material, starting in phase 3.

During this phase (No. 2) a study was also made in order to find correlations between grouting results and different geological parameters. Parameters that were studied were:

- RQD
- joint orientation
- joint length
- joint structure
- dip of joints
- joint filling
- rock type
- flow from probe holes

The study showed that there was hardly any correlation between grouting results and the parameters studied. Based on this study, a model of the joint structure was also discussed and adopted(Fig. 2).

3.3 Phase 3 – Improvement of cement grouting materials

In order to find an optimal composition of the grout material, extensive laboratory testing of different grouts was carried out. About eighty grout compositions have been tested since the beginning of the project.

The aim of the tests was to check whether the grouts fulfilled the specified overall demands and to facilitate a comparison between grouts related to the desired properties. Some of the tested grouts are described in the next chapter.

3.3.1 Grouts with stabilisers

It was stated at an early stage that the optimal technical properties of the cement based grouts were a stable grout with a high penetration capacity and a short hardening time after pumping of the grout was completed. These properties are influenced by several parameters, i.e. grain size and distribution, chemical composition of the cement, w/c-ratio, additives and water quality. A great number of laboratory studies and field tests were made, primarily aimed at optimising the penetration capacity. Limitations in penetration capacity for cement grouts depend to a large extent on the formation of cement plugs. It is thought that the reason these cement plugs are formed is that cement particles can clog channels in

fractures or roughly ten times their maximum size, although the grout is well mixed. The ability to pass obstructions in the flow route without clogging can be called filtration stability.

It was found that several factors increased the filtration stability and the penetrability of the grout:
- high w/c ratio (>2.9)
- replacement of cement with a 10-30% silica fume, added to the grout as a slurry
- use of superplastizisers (optimum 2% of cement weight)
- use of micro cement
- effective dispersion and a short time between mixing and pumping

The stabilised grouts gave a better grouting result but the increased hardening time, due to the slow puzzolanic reaction of the silica fume in low temperatures and the high w/c-ration, was considered to be too great a drawback. Different types of accelerators that decreased the hardening time were tested but then the penetration properties deteriorated, which was not acceptable. One conclusion from the above is that it is very difficult to simultaneously satisfy the demands on penetrability and the hardening time of the grout.

3.3.2 *Testing of cement based grouts – development of testing methods*

Various tests on the grout have been made continuously in the tunnel during production as a pat of the quality assurance system. The large number of parameters influencing the properties of the grout makes it impossible to perform all tests in the field. Simulation in the laboratory is therefore necessary to obtain comparisons between the properties of different grouts.

It became clear the he key to achieving better grouting results is improvement of the penetrability properties of the grout. However, the way that different grout additives will influence the penetration capacity is not clearly understood, Hanson (1997). In order to make it possible to simulate the penetration capacity, different methods can be used. In order to test the filtration stability a test method was developed on site in conjunction with the cement supplier.

The basic principle is to pump the cement grout through a pipe with artificially made fractures and then observe the build-up of a cement plug around the narrow fracture section (Fig. 3). Changing the pumping pressure makes it possible to get an idea of how the filtration stability of different grouts is influenced by pressure.

The experience so far is that the so-called NES-method clearly shows how easy a cement plug can stop the flow into the crack.

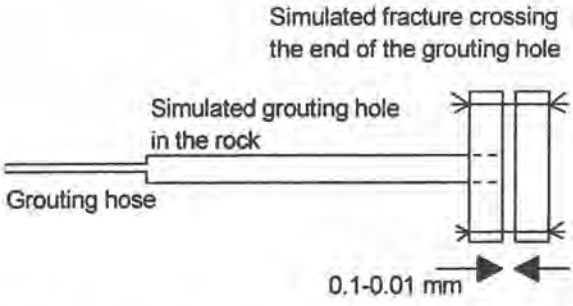


Fig. 3 Testing the filtration stability with the NES-method.

3.4 Phase 4 – Chemical grouts

When grouting with different cement based grouts it was possible to reduce the water ingress to the tunnels by approximately 90% in the first grouting sequence. However, further grouting sequences could not reduce the inflow of water into the tunnels to an acceptable level The corresponding values for second and third grouting sequence were just about 50% for each of them. The corresponding cumulative reduction factor was 95 and 97.5%. Despite improvements made by changing the grout composition, the difficulties in achieving an acceptable final result remained. This fact meant it was necessary to find other sealing methods including other grouting materials. At one stage, grouts based on sodium silicate with both organic and inorganic hardeners were tested as a complement to the cement based grouts.

The strategy was also changed to use different concepts for the grouting methodology, including both the pattern of bore holes and criteria for using different types of grout. For example, holes with large water inflows, 20 litres/minute, were to be grouted with cement and those with small inflows with chemical grout. The length of the bore holes was also varied. The result was promising, the stipulated water ingress was achieved, but the questionable long term durability due to syneresis and silica leaching of the sodium silicate grout, concluded that this was not a suitable grout in a tunnel designed for 100 years of life. While testing the sodium silicate grout concept, an investigation into other chemical grouts on the market was carried out.

After testing various materials, a two-component grout, consisting of one sodium silicate solution and one N-metylolacrylamide based solution, was found in the end to have the best grouting properties with regard to both penetration capacity and hardening time. The two-component chemical grout (Rhoca-Gil) was used in a series of tests for sealing the tunnels. The tests were mainly made on the north side but were also carried out at the intermediate access tunnel and good sealing results were achieved. Water ingress was usually reduced up to 100% in the first grouting sequence and the pumping time was minimised.

Rhoca Gil had been used for 25 years world wide. The supplier was a major multinational company which had been closely involved in its introduction to the site as well as giving technical advice and had assisted in educating the workforce in its use.

3.5 *Present situation*

During the Summer 1997 full scale trials were conducted over a 200 m length, which showed that the tunnel was much drier. But the workers were suffering throat and eye irritation, so monitoring of the air and water in the tunnel was carried out. On the same day, September 30, 1997, the laboratory reported high levels of pollution in these samples, cows nearby were found to be suffering from severe neurological effects. Investigations revealed that they had been drinking the water pumped out of the tunnel.

All work on the project was stopped at once and an extensive investigation was started. It would appear that the polymerisation had been affected by the temperature and dilution and some residual quantity of toxic monomer was leaching into the ground water.

Today it can be concluded that the situation was not as serious as originally thought. All the workforce had fully recovered and pollution in the local wells is well below statutory limits.

4. REFERENCES

Hansson, P. 1997. *Filtration Stability of Cementious Injection Grouts with Low W/C Ratio*, proceedings Bergmekanikdag, Stockholm, 1997, SveBeFo, pp 149-158.

Nelson, M. 1996. *Studie av injekteringsmetodiken vid projektet tunnlar genom Hallandsås*. Master Thesis, Luleå University of Technology, LTU.

Stattin, J, Sturk, R, Stille, H. 1998. Solving the problems on the Hallandsås project, Tunnels & Tunnelling International, May 1998.

Brantberger, M, Nelson, M, 1998. Hallandsås ridge railway tunnels – Development of the grouting methodology. Conf. On Underground Construction in Modern Infrastructure, Franzén, Bergdahl& Nordmarks (eds), Stockholm.

Fjellsprengningsteknikk
Bergmekanikk/geoteknikk 1998

INJEKSJONSARBEIDER I ROMERIKSPORTEN

Forskningssjef Anders Beitnes
SINTEF Bygg og miljøteknikk

Del 1: Forarbeid, tetting og problem under driving

Innledning

De fleste har hørt og lest mye om Romeriksporten, mange av dere vet ganske mye, noen også mer enn undertegnede. Allikevel kan det være greit å ta en oppsummering av erfaringene, og kanskje det kan være ting å lære av litt annen karakter enn det som i hvert fall pressen har formidlet. I del 1 tar jeg med noen av hovedsakene i historien frem til gjennomslag.

Konsekvensutredning og forundersøkelser

Den påvirkning et stort utbyggingsprosjekt vil eller kan få på miljø, samfunn og naturressursser skal som kjent utredes i en konsekvensutredning. Det ble laget en slik for hele Gardermo-utbyggingen og der fremgår det at tunnelen under Østmarka var den minst omstridte delen av hele prosjektet. Med unntak av en grunneier (som ikke fikk gehør), har ingen påpekt eller funnet det nødvendig å ta hensyn til faren for grunnvannsenkning.

Forundersøkelsene for regulerings- og byggeplan, som ble gjennomført i 1993, var av godt merke, med riktig vekt på alle de forhold som var avgjørende for trase og for gjennomførbarhet og byggemåte. Faren for grunnvannsenkning knyttet til en del spesielle soner med forventede lekkasjer, ble ansett som normal og fullt ut mulig å motvirke med normale krav til og utførelse av forinjeksjon - som det forøvrig også ble beskrevet et stort omfang av i anbudet.

Geologi og miljøkrav

Romeriksporten starter ved Etterstad i Oslo, i kamro-silurbergarter, med liten overdekning, bygninger nært over og liten frihetsgrad i linjeføring. Ved Bryn krysses østlig randforkastning til Oslofeltet, på et sted med minimal bergoverdekning og tung infrastruktur på bløt leire over. Tetting ble her ansett som potensielt vanskelig, og hadde stor fokus sammen med de andre strenge krav til rystelser, støy og ikke minst stabilitet i svakt berg.

Inn under boligområdene Godlia og Hellerud går tunnelen i grunnfjellsgneis og har stort sett 50 - 120 m fjelloverdekning. Tunnelen krysser flere sprekkesoner som stryker

omtrent nord-syd. Men også mellom disse er det generelt betydelig oppsprekking. Lekkasjene opptrådte mye mer fordelt enn antatt, ved at den generelle oppsprekkingen førte vann så og si hele vegen. Injiseringskriteriet ble satt til 5 l/min. ut av sonderhullskjermen, på grunn av setningsømfintlig leiravsetning i boligområdene, og det førte til at det ble behov for nesten systematisk forinjeksjon.

Tunnelen går inn under marka mellom Hellerud og Ellingsrud, i ca 3 km lengde. Grunnfjellsgneis med amfibolitt dominerer, likedan noen tydelige svakhetssoner i nord-syd-retning. Overdekningen er 150 - 230 m. I tråd med god tradisjon ble det antatt at lekkasjer i området 10 l/min målt ved sonderboring/kontrollboring kunne tåles uten skade på grunnvannsbalansen. Også her ble det lange strekninger med behov for forinjeksjon, til dels i soner med svært stor potensiell lekkasje. Og lekkasjene opptrådte sammen med leirfyllte og svake soner. Vi ser i etterkant at berget her er eller har vært influert av strekk øst-vest, som har bidratt til mange, usammenhengde og irregulære kanaler, dårlig konsolidering i svakhetssonene og stor anisotropi i forholdene. Dette, sammen med vanntrykket, gjorde injiseringsarbeidet svært vanskelig.

Resten av tunnelen, mellom Ellingsrud og Stalsberg ved Lillestrøm, går under bebygget område, med 20 - 80 m fjelloverdekning og har samme geologi og tetthetskriterium som under boligområdene nærmest Oslo. Her var det lange partier hvor dette lot seg løse uten problem, men det var også til dels store potensielle lekkasjer. En meget bred svakhetssone krysses under Ellingsrud, men her var hovedproblemet å ta vare på stabiliteten i leirsonene, som kunne være relativt tette.

Forinjeksjon

Hele den 13,8 km lange fjelltunnelen er drevet med systematisk sonderboring med 3 - 6 hull med typisk 23 m lengde og 8 m overlapp. Ca 37 % av lengden eller 5,1 km er forinjisert med sement i skjermer hvor det typiske er 20 - 30 hull på 23 m og et varierende antall supplerende skjermer. Det ble typisk laget ny skjerm etter 3 salver, dvs. for hver 15 m. På det meste er det injisert 4 skjermer på samme stuff før en kunne akseptere resultatet fra kontrollboringen og drive videre.

Det ble hele tiden primært injisert med industrisement tilsatt flytmiddel (HP). Mauring ble benyttet mot utganger til stuff, og rundene ble som vanlig avsluttet med rask sement (Cemsil). I vanskelige tilfeller, og det ble det mer og mer av inn under marka, ble det benyttet først mikrosement og dernest Siprogel i de kompletterende injeksjonsrundene.

I alt er det i løpet av tunneldrivingen frem til 1.9.97 boret 272 000 m sonder- og injeksjonhull, og injisert 5 400 tonn industrisement, 1 300 tonn mikrosement og 340 tonn Siprogel (senere betegnet Rocha-gil).

Setninger og naturskade som følge av grunnvannsenkning

I alle boligområdene som er fundamentert på leire, var det innført poretrykkskontroll. Det ble iverksatt kompenserende vanninfiltrasjon i brønner boret til fjell på 4 lokaliteter, og dette har holdt situasjonen under kontroll for de aller fleste utsatte boligene, med unntak av et område på Hellerud. Dette har to hovedgrunner.

Restlekkasjene i tunnelen etter at den ble drevet forbi, har vært skuffende store i forhold til hva man burde hatt med resultatet av forinjeksjonen bedømt ut fra kontrollboringer på stuff. Det ble dessuten unnlatt å reagere på fall i en poretrykksmåler før mye senere, og da var setningene i gang allerede. Det har vist seg at dette området har flere lokale, leirfyllte renner i bergoverflaten, og at det måtte et omfattende program til med vanninfiltrasjon. Her er det nå kontroll på setningene, men ca. 20 hus har skader som må repareres. Det vanskeligste er den opinionskampen som har oppstått, der lokalmiljøet vil ha «vanntett utstøping» i tunnelen, mens selskapet planlegger et mer permanent infiltrasjonsanlegg.

Naturskaden i Østmarka er vel kjent og godt gjort rede for i andre foredrag på dette kurset, så jeg nøyer med med å ta med litt om forholdene i tunnelen. Lekkasjen til tunnelen og dermed grunnvannsekningen ble mye større enn den burde være ut fra kriterier og innsats under stuffdriften. På knapt 1 km i Lutvannsonen kom det inn over 2000 l/min. etter tunnelgjennomslaget. Tømmingen av Puttjern ble satt i forbindelse med ca 600 l/min på ca 0,5 km lengde lenger øst. Her ble det iverksatt etterinjeksjon mens det enda var drift på stuff, noe som omtrent halverte restlekkasjen.

De viktigste forklaringene ligger i følgende 4 forhold:
- Ikke alle kanaler er truffet, eller de er mangelfullt injisert på grunn av den svært irregulære og usystematiske konfigurasjonen
- Siprogel har ikke bundet av godt nok og har ført til svikt i tettingen etter salvesprengning
- Sprengning av grøft kan ha penetrert den egentlig litt trange tetteskjermen
- I noen få tilfeller har fortvilelsen over resultatet og istykerboret stuff etter 3 og 4 runder ført til et bevisst valg om å ta resten med etterinjeksjon.

Akrylamid - utslipp og rensing

Også dette temaet er berørt i andre foredrag, jeg skal bare ta med at det i tiden etter gjennomslag ikke ble benyttet Rocha-gil, men da målingene begynte, en drøy måned etter siste injeksjonsrunde med dette stoffet, lakk det enda en god del tilbake til tunnelen. Konsentrasjonene gikk ned, med økte igjen når vi begynte bevisst å drenere ut ureagert gel i forbindelse med det omfattende etterinjeksjonsprogrammet som kom i gang ut over senhøsten 1997. De konsentrasjonene som kom i drensvannet har vel ikke vært direkte farlige for noen, men det var grunn til å overvåke nøye belastningen på utslippsresipienten, og det måtte søkes om utvidet utslippstillatelse. Det ble etter fastsetting av strenge tålegrenser her, iverksatt rensing med ozon i tråd med erfaringene fra Hallandsåsen.

I denne fasen måtte også prosjektet starte undersøkelser for å betrygge opinionen om at det ikke var kommet akrylamid ut i grunnvannbrønner og vassdrag over tunnelen.

Ømtålige opplysninger

Ikke alle erfaringer fra forinjeksjonen er egnet for åpen diskusjon, da det foreligger en uavklart tvistesak mellom byggherre og entreprenør. Denne inneholder elementer av

tidsforbruk og sammenhengen mellom ventede og opplevde forhold. Dette lar vi derfor ligge.

Det samme gjelder forhold omkring ansvar for ulempene med bruken av Siprogel/Rocha-gil, hvor det verserer både forsikringssak og søksmål.

Del 2 Etterinjeksjon

Innledning

Etterinjeksjon har blitt en stor og svært viktig jobb i Romeriksporten. For det første var det nødvendig etter svært vanskelig og derfor til dels mislykket forinjeksjon i det området som går under Østmarka med 130 - 180 mvs. grunnvannstrykk. For det andre har det oppstått en situasjon der det med politiske bidrag ikke foreløpig kan godtas andre metoder for gjenoppretting av de effekter grunnvannsenkingen har hatt.

Etter de krav som uttrykkes klart fra den politiske ledelsen, skulle det settes inn ekstra innsats for å finne fram til de mest effektive og minst miljøskadelige injeksjonsmidlene som det er mulig å få tak i. Det er all grunn til å regne med at andre prosjekter kan bli stilt overfor tilsvarende krav.

Hovedkonseptet er mikrosement, kjemiske midler trengs utslippstillatelse.

Det er benyttet mikrosement supplert i sjeldne tilfeller med Rescon Mauring. Den konseptstudien som ble gjennomført sist høst endte opp med en klar anbefaling om at systematisk etterinjeksjon skulle baseres på bruk av mikrosement direkte. Det måtte søkes utslippstillatelse for de restene av akrylamid som stammer fra ubundet Rocha-gil i sprekkene og som frigjøres ved injeksjonsboringen. I utslippstillatelsen fra SFT legges det til grunn at Rocha-gil ikke skal brukes mer i Romeriksporten og at det for all annen bruk av kjemiske injeksjonsmidler må søkes om særskilt godkjenning. Slik godkjenning blir basert på en full miljørisikovurdering med vurdering av både helsefare og belastning på ytre miljø for alle komponenter, sett i sammenheng med både den aktuelle resipient og den aktuelle bruksmåte. Vi har valgt å benytte Aquateam med assistanse av Geo-Vita og Sintef til slik rapportutarbeidelse. De har hatt godt samarbeid med SFT, men SFT er svært forsiktige.

Geometri

Det legges vekt på å tette den sonen som ligger 4 - 10 m utenfor tunnelprofilet hele vegen rundt. Dette motvirker den tradisjonelle innvendingen mot etterinjeksjon som går ut på at man bare vil flytte utganger omkring i den ødelagte sonen nærmest tunnelen. Det ble derfor benyttet lange pakkere. Skjermavstand er typisk 6 m og det er boret ca 20 skråttstilte hull med 15 m lengde omkring profilet i hver av to omganger. Det har gått relativt greit (med et par unntak) å tette vegger og heng ned til et akseptabelt nivå for restlekkasjen. Sålen og fot av vegg har derimot gitt store problemer. Her fungerte ikke tunnelriggene tilfredsstillende, og det ble satt inn

pallrigger. Det trengtes betongsåle for å få logistikken til å fungere med 5 - 8 injeksjonslag i tunnelen. Det har fratatt mannskapene muligheten for direkte å se utganger og det umiddelbare resultat av injeksjonen, men dette hadde ikke vært lett selv med rensket såle. Istykkersprengt berg gir dårlig hullstabilitet og lett for tilbakestrøm. Særlig i grøftesonen har dette vært et problem og i en fase ble det benyttet Odex-boring for å motvirke dette problemet. Den opprinnelige injeksjonsskjermen kan lett ha blitt skjør og mangelfull i overgang mellom vegg og såle (mange hull må bores fra omtrent samme posisjon for gi tilfredsstillende tetthet i møsteret ved hullodd).

Mikrosementer

Til å begynne med ble Rheocem 900 valgt, ikke minst fordi den kunne suppleres med en aksellerator som kunne gi styring på avbindingstid og som det ikke ble stilt spørsmål om i miljøsammenheng. Mer enn 2/3 av injeksjon frem til våren -98 ble utført med denne sementen. Den måtte imidlertid fases ut en stund, da den viste seg å bli levert med for høyt kromatinnhold.

Senere er det benyttet Spinor A 12 (som det forøvrig ble brukt mye av i forinjeksjonen) og Degerhamns Ultrafin. Det er ikke lett å gi entydige erfaringer om hva som fungerte best, for nesten alltid kan det være andre årsaker enn selve sementtypen som gir hhv. tilstopping, manglende avbinding eller andre problemer. Det vi ser, er imidlertid at basis må være Portlandsement. Slaggsement ser ikke ut til å gi avbinding i det kalde berget (7 – 8 °C). Uttynning i sprekkevannet kan også være et problem pga. forsinket avbinding.

Behov for kjemiske injeksjonsmidler med ulike egenskaper

Det er behov for å ha tilgjengelig minst ett stoff med inntrengningsevne så langt ned mot vann som mulig, for bruk i partier med fine sprekker og ved forhold som ikke tillater høyt trykk.

Det er hele tiden behov for å ha tilgjengelig en «hurtigstopper» som kan brukes vekselvis med eller integrert i mikrosementen. Behovet oppstår når det skjer utilsiktet utgang av injeksjonmasse til tunnelrommet og når det i enkelte borhull oppstår fastboring eller problemer med lekkasje forbi pakningen. Om et slikt stoff har pålitelig levetid, vil det også kunne brukes som selvstendig injeksjonsmiddel der lekkasjen er konsentrert til enkelte boltehull e.l.

Ulike produkter som prøves eller søkes prøvd

Polyuretan

Som hurtigbindende middel er det fra før gode erfaringer med polyuretanstoffet Tacss, og det ble da også søkt om å få benytte dette. Utslippstillatelse ble knyttet til mengde pr uke kombinert med målinger i avløpsvannet. Tacss leveres av deNeef Norge AS med support fra Peter Borchkart fra Sverige. Peter's spesialitet er tilsetting av Tacss i små slumper innimellom sementpumpingen, slik at det dannes propp for utgang og mulighet for videre injeksjon. Uten fingerspissfølelse kan gode injeksjonshull bli

ødelagte. Det er i samarbeid med SRG laget en hel perm med prosedyrer, behandlingsregler og prøvetakingsprogram som skal følges ved bruk av Tacss. Stoffet inneholder isocyanat som kan være helseskadelig ved innånding og DBP (di-butylftalat) som fryktes å «smitte» drensvann under bruk. DBP mistenkes å være en hormonhermer, og bør i følge SFT fases ut av bruk.

For ikke å forskjellsbehandle aktuelle leverandører, ble det også igangsatt en miljøkonsekvens-utredning for Resfoam fra Rescon, som kan tilsvare Tacss. Det skal være mindre eller ikke noe di-butylftalat i denne polyuretanen, men kanskje er den litt verre mht. isocyanat, og på anlegget har man følt at det ikke var dokumentasjon på like gode erfaringer mht. tetteeffekt.

Akselerator i mikrosemt og ultrafin sement

Det gjøres forsøk med å styre avbindingstiden til mikrosement med akselerator ned mot få minutter, slik at en derved kan stoppe utganger og evt. fortsette injeksjon fra samme hull. Det har vært gjort forsøk med kalsiumklorid, som for så vidt virker, men det er ikke god styring med tiden. Med Masterbuilder(Sveits) sitt Meyco SA 160 skulle man oppnå en aksellerasjon som er gradvis raskere med økt tilsetning, og fortsatt injeksjon dersom en reduserer tilsetningen tidsnok. Til alle injeksjonsutstyrene ble det laget T-stykker foran injeksjonsstavene for å sette til akselerator i pumpestrømmen. Bruken ble nok litt komplisert, og til dels på grunn av aversjon mot alt som kan føre til tilstopping av slanger og pumpe, har ikke konseptet blitt noen suksess.

Det ble tidlig på året gjort forsøk med en alternativ sement (Magnesiumoxyklorid) med produktnavnet Thermax som ble importert fra den Canadiske fabrikken Thermo-Star i Calgary. Stoffet kommer i pulverform og med en flytende akselerator. Det virker svært tyntflytende i så rik blanding som v/c 0,8, men binder raskt ved sterk eksoterm reaksjon (hydratisering) Middelkornstørrelse på suspendert stoff er under 10μ. Eksperter fra fabrikken var med på forsøkene. Avbindingstiden kunne styres mellom 30 og få minutter. Det ble oppnådd meget bra resultat på en litt diffus lekkasje med utganger i et finsprukket område. Stoffet blir i tillegg sagt å være behagelig å arbeide med, men det må være nøyaktig blanding og kontroll med utgangstemperatur. I alt ble det kjøpt inn ca 100 tonn, men den helt store suksessen uteble. Også dette på grunn av litt avventende holdning, men særlig fordi man etter en stund så både tiltagende lekkasje og en tendens til nedbryting av det herdete produkt som satt på veggen. Antakelig er ikke nedbryting/oppløsning noe problem i en tettet sprekk, men det er fremdeles litt for stort krav til nøyaktighet i forhold til de vanlige arbeidsbetingelsene i en tunnel.

I den siste fasen har anlegget fått produsert en mikrosement med middelkornstørrelse ned under 5μ hos Dyckerhoff i Tyskland, Mikrodur PU.

Det gjøres nå også storskala forsøk med en super-kolloidblander som "maler" industrisement ned til finhet under 10μ, og som tilfører kornene overflateegenskaper som gjør at det injiseres effektivt med v/c omkring 0,4. Denne suspensjonen sies å bli meget stabil, men den blir også betydelig raskere enn vanlig suspensjon.

Nye produkter med væskekonsistens og høy inntrengningsevne

Det er gjort forsøk med «Bacel-grout», en modifikasjon av et ikke-brennbart polymerstoff på basis av formaldehyd, som brukes til å skumme og forsegle forurensnings-kilder som oljetanker o.l. i bakken. Dette stoffet skal kunne ha bra inntrengning og det ventes å kunne binde hurtig nok til også å tette i utganger. Herdet produkt blir meget sterkt og varig. Aquateam og SFT fant at det virket lovende mht. uproblematiske miljøeffekter. Importør er Safety Tank Control på Hamar, med Oslo og Follo Septikrens som utførende spesialentreprenør. Stoffet har ikke tidligere vært benyttet til fjellinjeksjon, og det var nok denne mangel på inngrep med bransjen samt pumpeutstyr med for dårlig trykk som gjorde første prøve mislykket.

NSB-GMB har i tillegg til disse forsøkene hatt kontakt med ASKANIA i Gøteborg som mener de kan lage et bedre vannglass-gel enn tidligere med det gamle produktet Dynagrout, og med forskeren Otto Lid som har satt i gang lab-forsøk med alginat hos Rescon. Det siste produktet vil kun bli et alternativ der det trengs en midlertidig tetting før andre tiltak eller annen injeksjon settes inn. Praktiske forsøk har blitt henvist til andre anlegg først, ikke minst på grunn de vanskelige forholdene med høyt trykk som trengs i Romeriksporten.

Det gelstoffet som Masterbuilders har utviklet, Meyco MP 307, har blitt det mest aktuelle av denne typen materiale i Romeriksporten. Det er et akrylgel uten akrylamid. Miljøkonsekvens-vurdering er gjort med basis i en hel rekke tester som er utført på kontinentet og som har gitt godkjenning til bruk av dette stoffet i drikkevannsanlegg i Tyskland. Det måtte også ny dokumentasjon til, bl.a. med målinger utført i Romeriksporten. Det er risiko for en del utslipp av akrylsyre, særlig ved søl og tilbakestrøm til tunnelen. Dette er ikke særlig bra for ferskvannsbiotoper, men ser ut til å ha større tålegrense i saltvann. Renseanlegget med ozon ser ut til fungere også mot dette stoffet, og anlegget er derfor beholdt. Herdetiden kan styres og varig bestandighet synes å være bra. Erfaring viser at det må opereres med forsiktighet ved lett inngang og det bør unngås brukt mot stor vannlekkasje, da utspeding i vann vesentlig forlenger geltid og setter ned varig bestandighet.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1998

E18 GJENNOM NORDRE VESTFOLD
- de største utfordringer ved bygging av Norges største motorveganlegg gjennom tidene.

Prosjektleder Karl Høiland,
Statens vegvesen Vestfold

1. Innledning

E18 er den viktigste stamvegrunten i det sørligste Norge, og den mest trafikkerte av hovedårene ut fra Oslo. Gjennomsnittlig døgntrafikk ved Sande i Vestfold var på ca 19000, og det ble registrert 20 dager med mer enn 25000 kjøretøyer i 1997. Vegen har stor betydning for befolkning og næringsliv på strekningen fra Oslo til Kristiansand.
Dagens E18 gjennom nordre Vestfold er trolig den delen av stamvegnettet på Østlandet som har lavest standard i forhold til trafikkmengden.
Overbelastningen av dagens veg gir seg utslag i dårlig trafikkavvikling, køkjøring, ulykker samt støy og luftforurensning langs vegen.

Kort om vegtraséen

På kartet ovenfor er nye E18 tegnet inn fra Eik til Kopstad.
På den fire felts parsellen som er åpnet (Eik - Gutu) er det bygd toplanskryss ved Eik og Bergsenga. I tillegg vil det bli bygd toplan kryss ved:

- Hanekleiva
- Island
- Bentsrud
- Helland (Kun til/fra syd)
- Kopstad

Vegen vil ikke på noe sted få en sterkere stigning enn 30 ‰. Til sammenligning kan nevnes at Lierbakken i Buskerud har en stigning på 50 ‰.

Figur 1: Kart over ny E18 fra Eik i Buskerud til Kopstad i Vestfold

2. De største utfordringer ved gjennomføring av E18 prosjektet

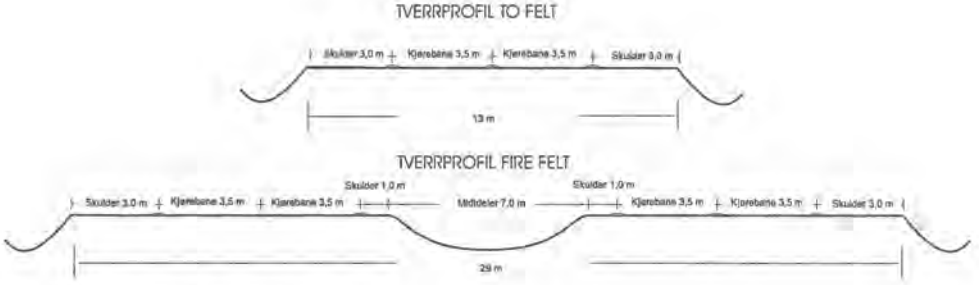
2.1 Prosjektrammene har vært uklare og blitt endret underveis.

Hovedplanen for strekningen fra Eik i Drammen til Gutu ble stadfestet i Samferdselsdepartementet i juli 1992, og arbeidet på denne strekningen startet 18. januar 1993. Firefelts motorveg på strekningen Eik - Gutu ble åpnet 17.oktober 1995.
17.juni 1993 fattet Samferdselsdepartementet det endelige vedtaket om stadfesting av hovedplanen for strekningen fra Gutu i Sande til Helland i Våle kommune. I vedtaket fastsatte Samferdselsdepartementet følgende vilkår med hensyn til dimensjonering:

" Tilrettelegging til 4-felt på E18 på Strekningen Gutu-Helland skal begrenses så langt som mulig slik at bare båndlegging av grunn og lignende skal gjennomføres nå."

Det viste seg snart at det var vanskelig å få en felles tolkning av vedtaket mht hvor mye vi kunne forberede for 4-felt med en gang. Etter en del diskusjoner ble det bestemt at bruer som krysser E18 bygges for 4 felt, store fjellskjæringer sprenges ut til 4-felt, miljøtunnelene bygges med to løp (plass til 4 -felts veg) og at vegbredden skulle være 13 meter.

I hele perioden fra vi startet byggingen og frem til et endelig vedtak om 4-felt, har vi hatt en kontinuerlig diskusjon om graden av forberedelse. Beslutningen om å bygge 13 meter bred veg istedenfor 11 meter som er halvparten av 4-felts veg ble også tatt opp på nytt. Fra sommeren 1997 gikk vi bort fra å bygge vegen 13 meter bred og isteden 11 meter.



Figur 2: Normalprofil for to og firefeltsveg

Gjennom reguleringsarbeidet med Hanekleivtunnelen ble det etter innsigelser fra Holmestrand kommune besluttet at den skulle bygges med to løp. Denne beslutningen ble tatt av Samferdselsdepartementet i april 1995.
Etter dette vedtaket kom det flere innspill om at E18 skulle utvides og bygges som en 4 -felts veg med en gang. Det politiske miljøtet i Vestfold innså at den eneste muligheten å få finansiert en 4-felts motorveg innen overskuelig fremtid er ved hjelp av bompenger. Vi fikk en lokal beslutning om det og 12. juni 1998 vedtok Stortinget at E18 fra Gutu til Helland skulle utvides til fire felt, og at fire felt på strekningen fra Helland til Kopstad skulle bygges.

Dette skal finansieres ved hjelp av bompenger. Det blir innkreving både på den nye vegen og på nåværende E18. Plasseringen av bomstasjonene blir trolig mellom Bjørge og Tollerud på nye E18 og ved Ødegården på nåværende E18. I tillegg blir det bomstasjoner på rampene til og fra syd i Hanekleiva.

2.2 *Stort og sammensatt prosjekt*

Prosjektet ny E18 i nordre Vestfold er i utgangspunktet et tradisjonelt vegprosjekt. Det spesielle ved prosjektet er at det er stort og sammensatt. Sammenhengende utbygging av 35 kilometer motorveg gjør det til det største veganlegget i Norge til nå. Dette kan illustreres ved følgende tall:

- Opptil 400 personer og 150 maskiner vil være i arbeid på prosjektet samtidig.
- 4,5 mill m³ fjell og 2,0 mill. m³ jordmasser vil bli sprengt /gravd ut i veglinjen.

Følgende tunneler vil bli bygd ut:

- Bjørge (miljøtunnel) I og II á	170 m
- Søndre Bolstadåsen I og II á	170 m
- Hanekleiva I og II á	1765 m
- Løkenåsen I og II á	700 m
- Saueråsen I og II á	730 m
- Island (miljøtunnel) I og II á	400 m
- Stuåsen I og II á	1100 m
- Løvald (miljøtunnel) I og II á	300 m
- Knattenåsen I og II á	1100 m
- Brekkekleiva I og II á	550 m
- Rønningen (Rv 315)á	100 m

Total tunnellengde (i en kjøreretning) blir ca 7100 m, og dette utgjør ca 20 % av veglengden.

Følgende bruer vil bli bygd ut:

- Gutufossen I og II á	257 m
- Tollerudelva I og II á	100 m
- Gilhusdalen I og II á	196 m
- Mølledammen I og II á	158 m
- Hvittingsrud I og II á	75 m
- Brattfoss I og II á	231 m
- Natterud bru I og II á	44 m
- Grellandbekken I og II á	30 m
- Hillestad skole	40 m
- Rønningen (Rv 315)	166 m
- Skjeggestad I og II á	44 m
- Mofjellbekken I og II á	218 m
- Nøklegård I og II á	56 m
- Helland I og II á	600 m

Total brulengde blir ca 2215 m (i en kjøreretning). I tillegg vil det bli bygd ca 30 bruer/betongkulverter for kryssende veger og vilttråkk.

Navn på tunnelene og bruene kan bli endret, da det gjennomføres en lokal høring i Sande, Holmestrand og Våle kommuner før endelig navn fastsettes.

2.3 Geologi

Nye E18 gjennom Vestfold bygges i Oslofeltet, et geografisk område på omlag 100 000 km2 hvor bergartene er yngre enn de omliggende prekambriske bergartene. Feltet strekker seg fra Langesund i sør til Mjøstraktene i nord, en lengde på ca. 200 km. Oslo feltet består av sedimentære bergarter fra Kambrium (570 mill. år), Ordovicium (500 mill.år) og Silur (430 mill.år) samt eruptive bergarter fra Perm (280 mill.år)
I Vestfold på Nye E18 er det bergartene rombeporfyr, syenitt og basalt fra Perm og sandstein fra Silur som dominerer. Hele området har forkastninger og intrusjoner som stammer fra Perm-tiden. Dette sammen med oppsprukket dagfjell og dårlig binding mellom lag i sandsteinen har på enkelte strekk gitt ustabilt fjell.

På de strekningene som ikke ligger i skjæring eller tunnel består grunnen av marine avsetninger som silt og leire, også kvikkleire. Leirsoner i dype søkk i fjellgrunnen forekommer flere steder, sonene er ofte langstrakte og avgrenset med fast fjell på begge sider.

Bergartene i vegtraséen har en god kvalitet og egner seg godt til vegbygging. Vi har produsert så godt som alle knuste masser, som har vært brukt på anlegget, fra fjellskjæringer i veglinja. Vi har også produsert endel ballastpukk til Jernbaneverket i Sande.

I løsmasseområdene har vi hatt endel problemer med setningsømfintlige masser. Disse områdene har vi taklet enten ved forbelasting av grunn eller i noen tilfeller ved brukt av lette og superlette masser. Vår erfaring er at den geotekniske prosjekteringen har vært relativt konservativ. I byggefasen har det i endel tilfeller vist seg at det ikke har vært behov for å gjennomføre alle tiltakene som er forutsatt i planene.

Leirsonene i dype søkk i fjellgrunnen har voldt oss endel problemer. Hovedproblemet har vært at vi ikke har hatt kjennskap til de før entreprenøren har stått der med gravemaskinen. Når vi i en kontrakt har regnet med å kvitte oss med 2-3000 m^3 bløte leirmasser, men må isteden håndtere 40-50000 m^3 skaper det problemer mellom oss som byggherre og entreprenør.

2.4 Utbygningstakt / Økonomi

Etter vedtak om bompengefinansiering av 4-felt 12. juni i år, er prosjektet nå forutsatt utbygd etappevis etter følgende tidsplan:

Etappe 1: Fire felt Eik - Gutu.

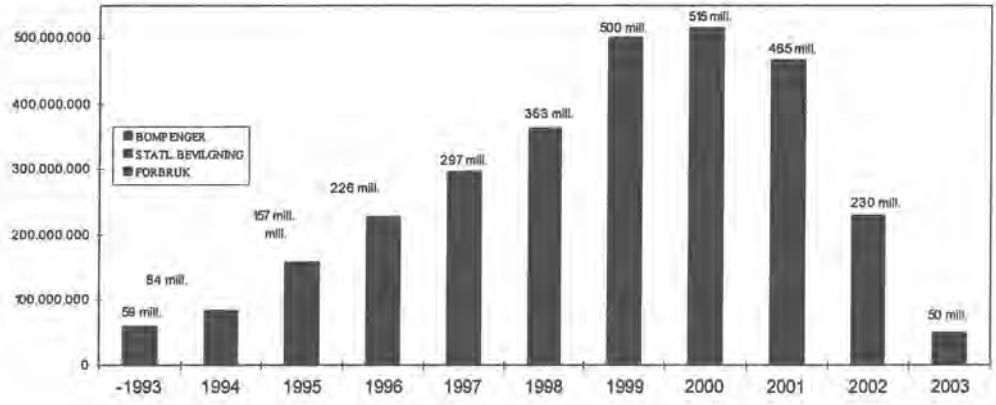
Åpnet 17.10.1995.

Etappe 2: Toplankryss i Kopstad.
Åpning høsten 2000.

Etappe 3: Fire felt Gutu - Island,
og to felt Island - Helland.
Åpning september 2001.

Etappe 4: Fire felt Island - Kopstad.
Åpning november 2002.

På strekningen Buskerudgrense til Kopstad er totalrammen på ca 3 milliarder 1998-kroner. Av dette skal 860 millioner kroner bompengefinansieres.
Pr. 01.07.98 har prosjektet kommet opp i et akkumulert forbruk på 1 milliard kroner. Prosjektet skal bruke 2 milliarder kroner på de fire årene som er igjen til åpning av fire felts veg til Kopstad. I perioden 1999-2001 har vi budsjettert med et årlig forbruk på 500 millioner kroner.



Figur 3: Buskerudgrense - Kopstad forbruk / planlagt forbruk pr. år 1991 - 2003.

Utbyggingstakten har blitt endret flere ganger underveis. I budsjettet for 1996 var E18 forutsatt åpnet til Hillestad - Kronlia (Rv 315) i oktober 1999 og til Helland 2002.
I budsjettet for 1997 ble det lagt opp til en forsert framdrift av E18 med ferdigstillelse til Helland i 2000, uten delåpning til Hillestad. Gjennom dette vedtaket fikk vi tilført prosjektet 70 mill kr. ekstra i 1997. For å holde tempoet oppe hadde vi behov for ytterligere en ekstra bevilgning i 1998 på 70 mill. kr. Det fikk vi ikke, men isteden et kutt på 30 mill kr. Dette betydde at fremdriftsplanene for E18 ble endret nok en gang. Det ble nå forutsatt at vegen skulle settes under trafikk i 2001.

3. Oppsummering

På tross av eller muligens på grunn av at vi her har Norges største vegprosjekt så er det ikke de tekniske og driftsmessige utfordringene som har vært de største. For min del mener jeg den største utfordringen har vært, å finne et nivå på forberedelsen til 4-felt, som ligger innenfor rammen av Samferdselsdepartementets vedtak og at vegen senere skal kunne utvides til 4-felt uten for store ekstra kostnader. Det har også vært problematisk å forholde seg til de årlige budsjettene, som har endret seg mye, i forhold til hva som var forutsetningen i vegplanen.
Den avklaringen vi fikk med bompengevedtaket i sommer og det budsjettforslaget som nå foreligge for 1999 ser det ut som vi heldigvis kan konsentrere oss om selve vegbyggingen. Det trenger vi med tanke på det som skal utfør før vegen kan åpnes i 2001/02.

Utbyggingssjef Ole Konttorp
Jernbaneverkets Utbygging

OPPGRADERING AV VESTFOLDBANEN – GEOFAGLIGE UTFORDRINGER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1998

SIKRING AV VANSKELIGE TUNNELPÅHUGG
SUPPORT OF DIFFICULT TUNNEL ENTRANCES

Eystein Grimstad, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Artikkelen viser et eksempel på en situasjon hvor ukontrollerte deformasjoner i påhugget førte til nedfall av ca. 100 m^3 bergmasse i det ene løpet og åpning av mange sprekker over det andre løpet. Det ble utført en forbolting uten oppheng i bakkant i en sterkt oppsprukket bergmasse med både subhorisontale lagdelingssprekker og subvertikale langsgående sprekker.

Det er videre vist eksempler på sikring av flere andre påhugg med til dels meget sterk oppsprekking med leirslepper. Her er det lagt inn gyste forbolter som ble forankret også i bakenden både med radiære bolter og med armert bue av sprøytebetong rundt konturen i påhuggene. I ett tilfelle ble en halvtunnel i ekstremt dårlig bergmasse holdt oppe ved hjelp av 13 spennliner, hver med bruddgrense på 234 tonn og oppstramming til 152 tonn.

SUMMARY

The article shows one example of uncontrolled deformations in the rock mass which allowed collapse of 100 m^3 of rock around one tunnel mouth of the twin tube tunnel, while substantial deformations took place around the other entrance. Forpoling without support to the outside end had been installed in the jointed rockmass with both subhorizontal bedding and subvertical joints parallel to the tunnel axis.

Other examples are shown where reinforcement and support have been executed at tunnel moths in heavily jointed rock mass with clay seams. Grouted forpoles with support to the outside end by radially installed bolts and sometimes also by rebar reinforced shotcrete arches are installed around the tunnel periphery. I one case the crown of a part tunnel was supported by 13 anchors with 9 strands in each. Each of them had a breaking strength of 2300 kN or 234 ton, and were tensioned to 1500 kN.

1 INNLEDNING

På den nye E 18 parsellen i Nordre Vestfold bygges det 7 tunneler, som alle vil bli toløps tunneler etter det siste stortingsvedtaket i juni 1998. Tunnelene går i mange forskjellige bergarter, som ulike rombeporfyrer, basalter, syenitt, sandstein og mange ulike gangbergarter. Området er også gjennomsatt av forkastninger og er preget av det regionale nord-sør sprekkemønsteret. De fleste

av tunelene går med relativt liten fjelloverdekning, slik at dagfjellproblematikk og lav innspenning er til stede i store deler av tunnelene. I to av tunnelene, som går helt eller delvis i syenitt har det imidlertid i enkelte partier vært høye spenninger med svak avskalling bak stuff som følge.

Nærmest påhuggene er fjelloverdekningen liten, og gir dermed lav innspenning med åpne sprekker, dagfjellforvitring, og nedbørsavhengige vannlekkasjer som et dominerende problem. Ved utsprengning av forskjæringene kreves det derfor forsiktig sprengning for å hindre de på forhånd åpne sprekkene i å bli revet opp, med redusert stabilitet som resultat. Sprengning av den første tunnelsalven medfører som oftest nedfall i påhuggsveggen rundt tunnelkonturen hvis det ikke utføres preventiv sikring. Særlig når det sprenges to parallelle løp med en smal pilar mellom, har det lett for å oppstå deformasjoner og nedfall. Kartlegging av sprekkemønster og bergmassekvalitet, samt økonomiske betraktninger omkring sikringstiltak kontra å tåle noe ekstra overmasse i påhugget bør være en naturlig del av forberedelsene til tunnelsprengningen.

Utsprengning av første tunnelsalve i tunnelene i Vestfold danner ikke noe unntak på dette området. Artikkelen viser eksempler på at det har kommet store nedfall på grunn av utilstrekkelig sikring, og mange tilfeller hvor omfattende sikring har hindret nedfall og deformasjoner. Det vises også eksempel på at økonomiske betraktninger gjorde at begrenset og forventet nedfall ble akseptert i tunnelåpningen.

2 GEOLOGISKE FORHOLD OG BERGMASSEKVALITET

I de vulkanske bergartene rombeporfyr og basalt, samt gangbergartene er som oftest oppsprekkingsgraden stor. Det opptrer som oftest to eller flere sprekkesett. Disse bergartene har ofte mange sekundærmineraler og forvitringprodukter på sprekkeflatene. Sandsteinen, som opptrer bare i Hanekleivtunnelen er preget av den subhorisontale lagdelingen (helling 5-20° mot vest), som vises både i sandsteinen og i de vulkanske bergartenes strømtopper i hele nordre Vestfold. Sandsteinen kan være både tykkbenket (relativt massiv) og småfallen med blokkstørrelse ned til 10 cm. Den kvartsrike sandsteinen er lite forvitret. Syenitten (dypbergart) er også som oftest lite forvitret og mindre oppsprukket enn de andre bergartene og krever derfor mindre sikring bortsett fra områder med høye spenninger og langsgående sleppesoner. Den store sprekkeavstanden i syenitten kan gi utfall av store enkeltblokker.

Gjennom alle de nevnte bergartstypene skjærer tunnelene mange gangbergarter som diabas, trachyttporfyr, felsitt, rombeporfyr m.m. Disse gangbergartene går som regel parallelt med det dominerende sprekkesystemet, og er ofte ledsaget av leirbelagte sprekker og sterk oppsprekking mot sidefjellet.

På grunn av liten innspenning er sprekkene i påhuggsområdene (dagfjell) som regel åpne og dels fylt med sekundærmineraler eller forvitringprodukter. Dette gir sterkt nedsatt friskjon på sprekkeflatene. Både direkte på grunn av den manglende innspenningen og den reduserte friksjonen kommer blokknedfall mye lettere i påhuggsområdene enn lengre inn i tunnelene.
Bergmassekvaliteten uttrykt ved hjelp av Q-systemet ble observert for alle påhuggene utenom Hanekleivtunnelen. For situasjonen ved et vanlig påhugg skal sprekkesett-tallet, J_n multipliseres med 2 for å ivareta den ekstra frihetsgraden blokkene har for utfall. Spenningstallet SRF settes lik 2,5- 5 avhengig av fjelloverdekningen på grunn av liten innspenning. Dermed blir Q-verdien i et

påhugg redusert til mellom 1/5 og 1/10 av Q-verdien i tilsvarende bergmasser lengre inne i tunnelen, hvor innspenningen er god.

Aksialkraften bakover mot påhugget fra den første salven i en tunnel vil alltid tendere til å åpne sprekker som skjærer tunnelen, og vil ofte rive med seg ekstra fjellmasse rundt det planlagte profilet. Midtpilaren i dobbeltløptunneler er ofte utsatt for deformasjoner, som lett kan forplante seg til de omgivende bergmasser.

3 EKSEMPEL PÅ UKONTROLLERTE NEDFALL OG DEFORMASJONER

I *det nordlige påhugget for Hanekleivtunnelens nordgående løp*, som gikk inn i sandstein med subhorisontal lagdeling kombinert med nesten langsgående subvertikale sprekker, skjedde en stor ukontrollert utrasning fra hengen i påhugget. En kile med estimert volum på 100 m^3 kom ned fra hengen i påhugget under utlasting fra stuffen som da var ca. 10 m inne. Ingen ble skadet da hjullasterføreren oppdaget bevegelse i fjellet i tide. Samtidig ble det observert at lagdelingssprekkene i sandsteinen over sørgående løp hadde åpnet seg med ca. 5 mm på hvert av sprekkeplanene fra tunnelhengen og helt opp til terrengnivå. [Ref.1] (Se figur 1)

Figur 1. Foto fra det nordlige påhugget i Hanekleivtunnelen.

Forut for oppstart av tunnelsprengningen var det satt inn to kranser av 6 m lange Ø 20 mm og 25 mm gyste bolter rundt profilet. På grunn av sterk kulde var ikke alle Ø25 mm boltene gyst. Ingen

av forboltene var forankret oppover i bakkant for å hindre nedbøyning i tilfelle nedpressing forårsaket av bergmassens vekt. På figur 1 kan vi se at en mengde bolter henger nedbøyd med og uten skiver. Dette antas å være en blanding av forbolter og sikringsbolter satt inn fra påhuggsveggen over tunnelen. De boltene som ikke var gyst hadde selvfølgelig liten mulighet til hindre deformasjon. Snarere tvert i mot kan de åpne hullene rundt boltene ha banet vei for sprenggassene og ført til ytterligere oppriving av bergmassen.

I dette spesielle tilfellet måtte de radiære boltene, som skulle ha holdt oppe bakenden av forboltene, vært usedvanlig lange for å kunne stoppe deformasjonen. Muligens måtte det i tillegg ha vært sprøytet opp en armert bue rundt konturen med god fot for å hindre nedbøyning av forboltene sammen med bergmassen i tilfelle skjærbevegelse på de nesten langsgående subvertikale sprekkene skulle gå helt opp til terrengoverflaten, som den nå har gjort. I etterpåklokskapens tegn kan man også si at det etter den første salven skulle ha vært sprøytet en armert bue eller støpt ut.

I ettertid kan en vel si at den dårlige stabiliteten kunne ha vært forutsett med det tilstedeværende sprekkemønsteret. Tunneldriften startet imidlertid i januar, med mye is og snø i påhuggsveggen, slik at sprekkemønsteret ikke var lett å se. Forskjæringen var ferdig utsprengt en tid i forveien. Hvis det i tillegg til de eksisterende sprekkene hadde stått vertikale sprekker på tvers av tunnelen, ville sannsynligvis raset ha skjedd allerede etter første salve. Men i dette tilfellet fikk bergmassene tilstrekkelig støtte fra stuffen etter den første salven. Først når stuffen kom lengre inn kunne bergmassen falle ned.

Det store nedfallet i det ene tunnelløpet og åpning av lagdelingssprekker i det andre løpet førte til at begge løpene ble støpt ut før driften gikk videre. [Ref. 1]

4 EKSEMPLER PÅ SIKRINGSTILTAK

Det sørlige påhugget i Hanekleivtunnelen ble ikke klargjort fra utsiden ved utsprengning av forskjæring før etter at tunnelen var ferdig utsprengt fra innsiden. Dette skyldes at reguleringsplanen ikke forelå for området sør for Hanekleiva på denne tiden. Da forskjæringen i ettertid ble sprengt ut, skjedde det en knusing i midtpilaren mellom løpene i den ferdig utsprengte tunnelen. Fjellet over pilaren og tunnelene sprakk også opp. På grunn av store langsgående leirslepper, ble store fjellmasser strosset ut i forskjæringen til nordgående løp. Ca. 10 m inn fra påhugget ble begge tunnelløpene skåret av en tykk, steil leirsleppe. Etter utsprengning av forskjæringen startet bergmassen på utsiden av denne sleppa å bevege seg utover, slik at det etter noen uker oppsto ca. 5 cm åpning langs sleppa. Dette ble stabilisert ved å sette inn 10 m lange, gyste kamstålbolter. Tunnelportalene ble i ettertid trukket ca. 15 m inn i tunnelløpene, slik at den oppsprukne midtpilaren ikke lengre måtte bære vekten av bergmassen over. [Ref.1]

Påhuggene i Løkenåstunnelen hadde middels bra til dårlig bergmassekvalitet. Det sørgående løpet gikk inn i rombeporfyr, mens det nordgående løpet gikk inn i grensen mellom rombeporfyr og syenitt. En 60 cm tykk sleppe med totalt forvitret syenitt og litt leir skar rett over nordgående løp. Bergmassekvaliteten i påhugget for det sørgående løp var:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} = \frac{50-90}{6\times 2} \times \frac{1{,}5}{1-3} \times \frac{1}{2{,}5} = 0{,}8-4{,}5 \quad \text{dvs. "Dårlig"}$$

Et steiltstående sprekkesystem sto parallelt med stuffen, kunne ha gitt store utfall fra påhugget over tunnelnivå. Derfor ble det satt inn en rast med forbolter over hengen. Boltene var 6 m lange, Ø 32 mm gyste bolter. Forboltene ble forankret i 4 m lange Ø 25 mm bolter som gikk på skrå oppover for å hindre nedbøyning av forboltene. Dette er helt vesentlig for at forboltene skal ha noen misjon når bergmassene gir etter og legger seg mot forboltene. Det ble sprengt med redusert salvelengde. Q-verdien i hengen i første salve var Q = 0,42-1,5 dvs. "Meget dårlig" til "Dårlig". Ingen utfall eller deformasjon ble observert ved utsprengning av sørgående løp.

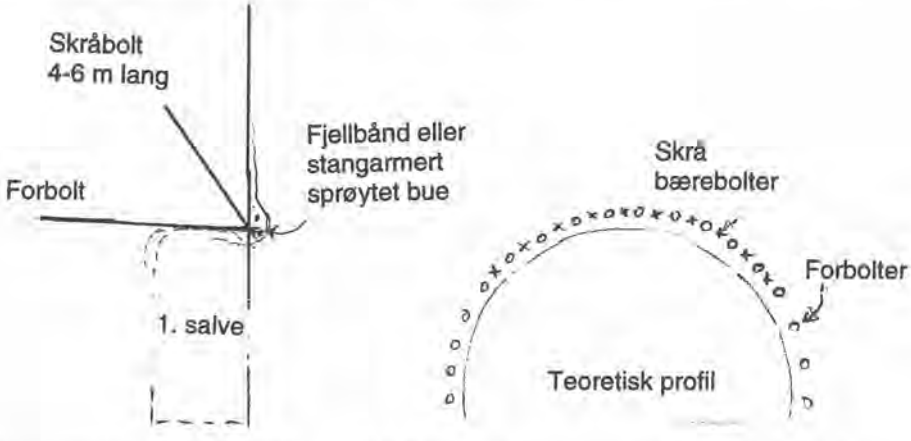
Tilsvarende sikring av påhugget ble utført for nordgående løp. Da begge løpene hadde blitt drevet noen titalls meter inn, kom noen riss i sprøytebetongen til syne i den 5-6 m tykke pilaren mellom de to løpene. Dette var resultat av skjærbevegelser på eksisterende og sprengningsgenererte sprekker. Denne deformasjonen ble stoppet ved hjelp av gjennomgående gyste bolter i pilaren.

Det nordlige påhugget for sørgående løp ble ikke sikret før gjennomslag fra innsiden, selv om det etter all sannsynlighet ville bli noe overmasse etter gjennomslagssalva. En markert benkning med strøk på tvers av tunnelen og med fall ca. 30° innover i tunnelen ga som ventet utfall av kiler opp til 1 m over tunnelåpningen. Men særskilt tilrigging kun for å sette inn noen forbolter for å hindre disse nedfallene, ville ha falt langt dyrere enn den ekstra betongen som gikk med ved utstøpningen av portalene.

Det nordlige påhugget for Saueråstunnelen, som gikk i rombeporfyr i sin helhet, sto i "ekstremt dårlig" til "svært dårlig" bergmassekvalitet. Observert Q-verdi i den første salven i nordgående løp var:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} = \frac{10-50}{(9-15)\times 2} \times \frac{1-1{,}5}{4} \times \frac{1}{2{,}5} = 0{,}03-0{,}4$$ Gjennomsnittsverdi var Q=0,08.

Tilsvarende bergmassekvalitet i sørgående løp var: Q=0,4-7,5 med gjennomsnitt på Q= 1,4. Begge påhuggene ble sikret med gyste 6 m lange, Ø32 mm forbolter som i bakkant var festet til skråstilte (45°) Ø 25 mm gyste bolter via fjellbånd . Det hele ble sprøytet inn, slik at det ble dannet en stiv armert sprøytebetongbue rundt tunnelprofilet i påhugget. Se figur 2.



Figur 2. Skisse med prinsipp for forbolting med skrå bærebolter og eventuelt armert sprøytet bue eller fjellbånd rundt konturen.

Den første salven i nordgående løp ble delt i to med halve tunnelprofilet i hver. Salvelengden var 2,5 m. Den sprøytede buen på utsiden sørget for at profilet i påhugget sto uten nedfall. Det var mye nedfall av den det rustfargede sukkerbitfjellet i hengen. Men forboltene, som var festet med bærebolter i bakkant, stoppet videre nedfall. Før neste salve ble tunnelen sikret med bolter, sprøytebetong og en armert sprøytebetongbue. Pilaren mellom de to løpene ble sikret med horisontale 5 m lange gyste Ø 25 mm bolter fra det sørgående løpet før det nordgående løpet ble sprengt ut.

Denne tunge sikringen førte til at det ikke oppsto noen deformasjon hverken i hengen over påhugget eller i pilaren mellom tunnelløpene.

Det sørlige påhugget for Saueråstunnelen var sprengt ut med en påhuggsflate som gikk i ca. 30° vinkel til tunnelaksen. Dette førte til at spennvidden i T9 tunnelens portal ble ca. 20 m. Sett langs tunnelaksen ble det dannet en halvtunnel med økende overheng fra 0 m til full bredde ca. 10 m utsprengt over ca. 16-17 m før det ble oppnådd støtte på utsiden av tunnelen. Dette var utført et halvt år før tunneldriften startet på grunn av meget høye skjæringsvegger og dårlig tilgjengelighet i forskjæringen. Bergmassen i dette påhugget var også svært dårlig med utholdende leirslepper med strøk parallelt med påhuggsveggen og tett oppsprekking og forvitring i bergmassen, som besto av rombeporfyr gjennomsatt av ganger av diabas og felsitt parallelt til leirsleppene. Det ble observert gradvis åpning av sprekker i påhuggsområdet før sikringen tok til. Bergmassekvaliteten i stuffen var:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} = \frac{10-80}{(12-15)\times 2} \times \frac{1{,}5-3}{4-8} \times \frac{1}{5} = 0{,}01-0{,}5$$ Gjennomsnittsverdien var Q = 0,08, dvs. "Ekstremt dårlig". Et parti rett over hengen var av bedre kvalitet. Denne meget ustabile bergmassen kombinert med det store overhenget i halvtunnelen, som etter utsprengning skulle bære flere tusen tonn bergmasse fra den opptil 25 m høye skjæringsveggen over, ville etter all sannsynlighet bryte sammen når tunnelen ble sprengt ut. Det ble derfor vurdert å rette opp påhugget ved å sprenge ned de ca. 1200 m^3 bergmasse som ellers ville ligge over halvtunnelen. I tillegg måtte en ha sprengt ut noe ekstra til siden for å få plass til portal. Man vegret seg mot dette da hele skjæringen allerede var sikret med bolter og nett.

Det ble derfor bestemt å forsterke bergmassen med spennliner. Se figur 3. For å forhindre nedsatt skjærfasthet i bergmassen måtte en unngå at bergmassen fikk noen deformasjon som medførte åpning av sprekker. Sentralt i bergmassen over halvtunnelen sto det tre blokkenheter, som hver for seg var adskilt fra sidefjellet ved gjennomgående slepper. Disse blokksamlingene ville ikke ha noe sidestøtte fra fjellet omkring, og måtte derfor forutsettes å falle ut hvis de ikke ble holdt tilbake med spennliner. Borhullene for spennlinene måtte gyses og bores opp mange ganger på grunn av åpne sprekker som førte gysemasse mellom flere av hullene.

De i alt 13 stykker 9 lissers spennlinene ble derfor strammet opp til en samlet kraft som utgjorde vekten av de overliggende bergmassene minus den estimerte skjærmotstanden i bergmassen. Dette skulle være nok til å hindre begynnende deformasjon. Hvert anker ble strammet opp til 152 tonn, bortsett fra ett anker som ble strammet bare til 80 tonn på grunn av ufullstendig eller usikker gysing. Spennlinenes bruddgrense er 234 tonn. Spennlinene hadde en lengde fra 9 til 16 m avhengig av hvor de sto langs halvtunnelen. I estimeringen av skjærfastheten på sprekkeflatene i bergmassen ble det tatt høyde for normalspenningen som ble generert av de oppspente spennlinene. Videre ble sprekkeflatenes ruhetsindeks (JRC) og trykkfasthet (JCS) lagt til grunn for estimeringen av

sidesprekkenes skjærfasthet. Den samlede vekten av bergmassene over halvtunnelen var beregnet til 1200 x 2,7 = 3240 tonn. Konservativt estimert skjærmotstand på de aktuelle sprekkene var etter innfesting av spennlinene ca. 1300-1440 . Spennlinenes samlede oppspenning burde da være i størrelsesorden 2000 tonn for å være på den sikre siden.

Mellom spennlinene ble det montert et topunkts stangekstensiometer med dypeste forankring på 16 m dyp, for å kontrollere at bergmassen ikke gjennomgikk noen deformasjon under utsprengningen av halvtunnelen. Under utsprengningen av halvtunnelen under spennlinene viste ekstensiometeret at bergmassen ikke hadde noen målbar deformasjon.

I tillegg til disse store spennlinene ble det satt inn vanlige 6 m lange Ø 32 mm forbolter, som var forankret til skråstilte Ø 20 mm bærebolter. Alle boltene ble gyst. Før forboltene ble satt inn, ble det drevet til gjennomslag i en liten pilottunnel fra nord. Langs bolterasten ble det lagt fjellbånd og Ø 12 mm armeringsstål, som ble en del av en sprøytet bue over tunnelkonturen. Mange av forboltene kom til syne etter utsprengning av halvtunnelen. Men bergmassen opp til spennlinene og omkring disse ble bevart uten noen deformasjon, selv om det var ca. 1,5 m avstand fra forboltene til de nærmeste ankerhodene. Se figur 3.

Da spennlinene er tredobbelt korrosjonsbeskyttet, vil de også fungere som permanent sikring, slik at den støpte portalen ikke trenger å ta lastene fra de 1200 m^3 oppsprukket bergmasse som ligger over halvtunnelen.

Figur 3. Foto av forankringsklossene til de 13 spennlinene som ble satt inn over halvtunnelen i Saueråsen sør.

I det nordlige påhugget for de to tunnelløpene i Stuåstunnelen var bergmassen langt bedre enn i Saueråstunnelens påhugg. Også her var bergarten rombeporfyr. I den nordlige delen av Stuåstunnelen opptrådte sfærisk blokker omgitt av et tynt lag (5-15 cm) av forvitret materiale. Disse blokkene var lumske, i det de kunne falle ut uten varsel. Det ble derfor bestemt at det skulle settes inn forbolter også her. Bergmassekvaliteten her var:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} = \frac{60-100}{(6-9)\times 2} \times \frac{3}{3-6} \times \frac{1}{2,5} = 0,63-3,3\text{, dvs. "Meget dårlig"}$$

til "Dårlig". Gjennomsnittlig Q-verdi var 2,0 i den første salven. Her ble det også satt inn 6 m lange Ø 25 mm gyste bolter. Disse ble imidlertid ikke forankret i bakkant på det ene tunnelløpet. Dette førte til at noen blokker, som lå over nivået til forboltene, kom ned. En av blokkene, som hadde et volum på ca. 0,5 m^3, ble hengende i en av de nedbøyde forboltene, som da kun hadde forankring inn over stuffen. Dette viser igjen at forbolter må forankres i bakkant.

I Stuåstunnelens sørlige påhugg ble midtpilaren gjennomskåret av en vertikal sleppe. Det var derfor en del diskusjon om hvorvidt påhugget for det nordgående løpet skulle skyves innover for å unngå at pilaren skulle dele seg i to i påhugget. Det ble imidlertid besluttet å sikre pilaren med Ø 25 mm gyste bolter både fra påhuggsiden og fra det sørgående løpet, hvor tunnelen ble drevet først. I og med at tunneldriften skjedde fra nord, måtte boreriggen komme seg ut gjennom sørgående løp før noen form for forbolting eller sikring av pilaren kunne skje ved hjelp av denne. Gjennomslaget ble derfor tatt i en pilottunnel, som ikke gikk inn til endelig vegg eller heng. Det kom ned en del blokker fra hengen av pilottunnelen, slik at denne nådde opp til endelig tunnelkontur. Avstanden fra pilottunnelen til pilaren mellom løpene var ca. 5 m. (Se figur 4)

Figur 4. Sprøyting av armert bue festet til forbolter forankret med bærebolter i Stuåsen sør.

Etter at forbolter ble satt inn over hengen, og pilaren var sikret fra utsiden, ble det strosset ut til fullt profil i sørgående løp. Deretter bel det satt 5 m lange, Ø 25 mm bolter i pilaren mellom tunnelløpene. Videre ble det satt inn forbolter rundt konturen til nordgående løp. Disse forboltene ble forankret i bakkant av radiære bærebolter. Disse to bolterastene ble forbundet til hverandre ved hjelp av tre stk. Ø 12 mm armeringsstål og sprøytet inn til en stiv bue. (Se figur 4).

Ved utsprengning av nordgående løp ble det dannet noen vertikale riss i sprøytebetongen i fronten av midtpilaren. For øvrig var det ingen deformasjon eller nedfall.

I påhugget for *Knattenåstunnelen nord* ble det også på grunn av tett oppsprekking med forvitring i et subhorisontalt lag i påhuggsveggen rett over tunnelhengen, valgt å sette inn forbolter før tunneldrivingen startet. Det ble satt inn oppstigende bærebolter i bakkant av forboltene og sprøytet inn armert med Ø 12 mm kamstål også her.

Her var bergmassekvaliteten i tunnelprofilet noe bedre enn på de fleste av de andre påhuggene som er omtalt. (Q = 0,9 - 2,4 i påhugget og 4,4 - 11,9 tre slaver inn i tunnelen). Ingen av forboltene ble dekket av etter salvesprengningen i tunnelen. I *Knattenåsen sør* blir løsmassene dekket av når denne artikkelen skrives. Knattenåstunnelen vil også bli drevet i rombeporfyr.

Den sørligste av alle tunnelene på nye E 18, Brekkekleivtunnelen, vil gå i basalt. Forskjæringene er under utsprengning i skrivende stund. Mye tyder på at det blir aktuelt å sette inn både forbolter og å sprøyte buer i påhuggene her, da de fleste av påhuggene står i sterkt oppsprukket fjell.

KONKLUSJON

Både eksemplene ovenfor og mange andre sammenraste og "vellykkede" påhugg viser at innsetting av forbolter kan være formålstjenlig når det er dårlig fjell i form av ugunstig sprekkegeometri eller generelt dårlig bergmassekvalitet. Det viser seg også at innsetting av forbolter uten forankring med bærebolter i bakkant har liten hensikt, når det virkelig er behov for forboltene. Dette gjelder særlig når det er dårlig bergmasse, som da sannsynligvis vil gi nedfall fra hengflaten. Ved steiltstående sprekker i spiss vinkel til påhuggsveggen er det aksialkraften fra tunnelsalven som kan rive ut de ytre delene av tunnelen, hvis det ikke settes inn forbolter. I disse tilfellene er ikke bakforankring av forboltene med bærebolter så viktig. Innsprøyting av fjellbånd eller armeringsstål festet til forboltene og de oppadgående bæreboltene kan være nødvendig når en venter at bergmassen ikke kan holdes oppe av de skråstilte bæreboltene alene. I mange tilfeller bør den sprøytede buen gå helt ned til sålen for å gi støtte til hengen.

REFERANSER:

Mette C. Bergan, 1996: "Hanekleivtunnelen, Nye E 18 Vestfold" Foredrag ved Statens vegvesens interne tunnelkonferanse 28-30. oktober 1996 og personlig kommunikasjon.

Førsteamanuensis Arnfinn Emdal
Inst. for geoteknikk, NTNU

OVERFLATESTABILITET I SKRÅNINGER – HAR VI GLEMT SKAVEN-HAUG ?

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

NY NORSK STANDARD FOR VIBRASJONER FRA SAMFERDSEL

Dr.Scient Christian Madshus og siv.ing. Linda Hårvik
Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

På grunn av bløte grunnforhold er lavfrekvente vibrasjoner fra veg- og jernbanetrafikk et problem i noen deler av Norge. De nye byggeforskriftene som kom i 1997, krever at vibrasjoner skal vurderes i forbindelse med alle byggeprosjekter. En ny standard NS 8176, "Vibrasjoner og støt - Måling i bygninger av vibrasjoner fra landbasert samferdsel og bedømmelse av vibrasjonspåvirkning på mennesker", er under utarbeiding og vil bli gjort ferdig i begynnelsen av 1999. Artikkelen presenterer standarden og hoveddeler av arbeidet som er utført som dokumentasjon og underlag for denne. Hovedmålsettingen for standarden er å beskrive prosedyrer for å måle lavfrekvente vibrasjoner fra veg- og jernbanetrafikk i bygninger og å bestemme hvilken effekt disse vibrasjonene har på de som bor i bygningene. En viktig del av måleprosedyrene er å bestemme et representativt mål for vibrasjonene som opptrer hvis man tar hensyn til den statistiske variasjonen i vibrasjonshastighet fra kjøretøyspassering til kjøretøypassering. Omfattende undersøkelser av eksisterende måledata danner grunnlaget for målemetoden beskrevet i standarden. Metodens anvendbarhet har blitt vist gjennom en ringtest. For å bestemme virkningen på mennesker på grunn av denne typen vibrasjoner har det blitt utført sosiologiske undersøkelser både i Sverige og Norge der opptredende vibrasjoner er blitt sammenholdt med menneskers reaksjon.

ABSTRACT

Due to soft soil conditions, ground borne vibration from rail and road traffic is a quite serious problem in some parts of Norway. A new building code valid from 1997 addresses the problem and a new national standard is under preparation and will be issued early in 1999. The paper presents the standard and the main investigations performed as part of the documentation work. The main focus of the standard is the description of procedures to measure ground borne vibration from rail and road traffic in buildings, and to assess its effect on residents in buildings. An important issue in the measurement procedures is to determine representative vibration measures, taking into account the statistical variation among individual trains and road vehicles. Extensive investigations of existing measurement data form the basis for the procedures of the standard. The applicability of the methods in the standard has been approved through a Round-Robin test. To assess the effect on humans of this kind of vibration, sociological studies, combined with vibration measurements and predictions have been performed both in Norway and Sweden.

PROBLEMSTILLING

Trafikk på veg og jernbane belaster miljøet. For folk som bor og arbeider nær trafikkårene er støv, støy og vibrasjoner de største plagene. Spesielt der man har bløte grunnforhold er lavfrekvente vibrasjoner et problem. Her setter trafikken bakken i bevegelser som forplanter seg som vibrasjoner ut til betydelig avstand (~200 m). Bevegelsene overføres til bygninger gjennom fundamentene og forsterkes oppover i bygningskonstruksjonene. Slike lavfrekvente vibrasjoner virker på hele kroppen, og betegnes derfor som helkroppsvibrasjoner. Støy har høyere frekvens og gir hørselsinntrykk gjennom ørene. Den overføres gjennom luften og kommer inn i bygninger gjennom vegger, vinduer og ventilasjonsåpninger. Også vibrasjoner, i det hørbare området, kan forplante seg via bakken og inn i bygninger der de fører til at gulv, vegger og tak avstråler hørbar støy. Dette kalles strukturstøy.

I Norge ligger størstedelen av bebyggelsen, vei- og jernbanenett naturlig nok på de flate områdene, der man ofte har forekomster av bløt marin leire. Derfor har deler av landet vårt et til dels betydelig problem med lavfrekvente vibrasjoner. Det samme er tilfelle for Sverige og dels Finland. Mange andre land har også problemet, men ofte knyttet til mer avgrensede områder. Fra vegtrafikk er det bare de tunge kjøretøyene som gir lavfrekvente vibrasjoner av betydning, mens alle tog er tunge nok til å gi vibrasjoner når grunnforholdene er ugunstige. T-bane og trikk også kan skape vibrasjoner.

Hovedproblemet med lavfrekvente vibrasjoner er at de sjenerer dem som bor og arbeider langs veger og baner. Bare i ekstreme tilfeller kan vibrasjonene bli så kraftige at de skader bygninger. Det er imidlertid en del eksempler på at vibrasjoner skaper problemer for ømfintlig produksjons- og måleutstyr.

Vibrasjoner fra vegtrafikk har vært påaktet i Norge i lengre tid, (Frydenlund, 1970) mens innstillingen tidligere var at jernbanevibrasjoner var noe beboere "måtte leve med". Omfanget av problemet med lavfrekvente vibrasjoner er blitt mye større i den senere tid. Dette skyldes generell trafikkøkning, økt kjørehastighet, særlig på jernbanen samt økt befolkningstetthet. I tettbygde strøk opplever man press på arealene og krav til effektive trafikkårer fører til mere bebyggelse tett inntil veger, jernbaner, T-bane og trikk.

Det er ikke gjort noen systematisk undersøkelse av hvor mange mennesker som er plaget av vibrasjoner fra landbasert samferdsel i Norge. Et grovt overslag over dagens situasjon indikerer at jernbane alene gir betydelig forstyrrelse for i størrelsesorden 25 000 mennesker. Antallet som forstyrres av veg og lokalbaner er trolig større.

Økningen i omfang og generelt mer bevissthet om betydningen av gode bo- og arbeidsmiljøer har ført til at vibrasjoner i de seneste årene er blitt langt mere fokusert. Senere forskning har også vist at vibrasjoner spiller en mye større rolle en man tidligere trodde i det som ofte oppfattes som støybelastning. Langs de fleste trafikkårer utsettes folk både for støy og vibrasjoner. Det viser seg at den enkelte ikke så lett skiller mellom de to fenomenene og ofte betegner det hele som "støy". Mere inngående undersøkelser viser at det ofte er vibrasjonene som reelt sett er mest plagsomme. Det er også vist at samtidig opptredende vibrasjoner fører til at den reelle støyopplevelsen blir forsterket, og vise versa. Det finnes flere eksempler fra

den senere tid der det er blitt etablert effektive støytiltak, men hvor beboerne fortsatt føler seg like forstyrret. Først etter at støyen er blitt redusert, er de blitt bevisst vibrasjonene.

NYE BYGGEFORSKRIFTER - BEHOV FOR NORSK STANDARD

Støy fra samferdsel har i lang tid vært regulert gjennom lover og forskrifter. Behandling av vibrasjoner har vært mere tilfeldig håndtert, avhengig av den enkelte utbygger, hvis de i det hele tatt er blitt vurdert. Det økede omfanget av problemet og øket oppmerksomhet omkring lavfrekvente vibrasjoner har nedfelt seg ved at de nye byggeforskriftene (Kommunal- og arb.dep., 1997) som trådte i kraft i 1997 omhandler vibrasjoner i to paragrafer:

> ***§ 8-4 Lydforhold og vibrasjoner***
> *Bygning og/eller bruksområde som er del av bygning, skal beskyttes mot støy og vibrasjoner utenfra eller som oppstår ved forventet bruk av bygningen. Det skal legges særlig vekt på brukerens behov for tilfredsstillende lydforhold ved arbeid, søvn, hvile og rekreasjon.*
>
> ***§ 8-43 Beskyttelse mot vibrasjoner***
> *Bygning skal plasseres, utformes, utføres og/eller avskjermes slik at det ikke oppstår vibrasjoner som kan føre til vesentlig plage for brukeren ved arbeid, søvn, hvile og rekreasjon ved eksisterende vibrasjonskilde og vibrasjonsnivå som forutsettes ved regulering av det aktuelle området.*

Byggeforskriftene er knyttet til Plan- og bygningsloven, som gjelder ved all nybygging og større endringer i forbindelse med samferdselsanlegg og bygninger.

De seneste årene, også før de nye byggeforskriftene trådte i kraft, er det blitt praksis at vibrasjoner omhandles som et eget utredningstema i konsekvensutredninger og videre planlegging av større utbyggingsprosjekter. Fra 1997 er det nå et lovmessig krav om at dette gjøres.

Senere års erfaringer, og særlig arbeidet med de nye byggeforskriftene avdekket et prekært behov for retningslinjer for hvorledes vibrasjoner fra landbasert samferdsel skal behandles. Norges Byggstandardiseringsråd (NBR) satte derfor i gang arbeid med en norsk standard for å dekke dette behovet. Standarden har fått betegnelsen; NS 8176 - "Vibrasjoner og støt - Måling i bygninger av vibrasjoner fra landbasert samferdsel og bedømmelse av vibrasjonspåvirkning på mennesker".

Standarden utarbeides av NBRs *Komité for bedømmelse av vibrasjoner fra samferdsel.* Komitéen har hatt som oppgave å utarbeide Norsk Standard med angivelse av en detaljert målemetode for vibrasjoner fra samferdsel og utarbeide kriteriegrunnlag for bedømmelse av vibrasjonspåvirkning på mennesker i henhold til krav i forskrifter og retningslinjer etter *Plan- og bygningsloven* samt helselovgivningen (Komm. dep, 1997, Sosial og arb.dep, 1982, Miljøverndep., 1979).

Jernbaneverket, Vegdirektoratet, Statens byggetekniske etat, Staten forurensingstilsyn og Oslo Sporveier har støttet arbeidet i tillegg til NBR/NSF og NGI. Arbeid med undersøkelser, målinger, beregninger og analyser har vært utført av NGI, Byggforsk/Brekke og Stand Akustikk as, Avd. for miljømedisin ved universitetet i Gøteborg, TØI, Miljøetaten i Oslo kommune og Vegdirektoratet.

Arbeidet i komitéen startet i 1995, og er ventet avsluttet i 1999. Komiteen har støttet seg til forarbeide som ble gjort i prosjektet "Grenseverdier for vibrasjoner fra veg og jernbane", som ble finansiert av Vegdirektoratet og NSB, og til det grunnleggende arbeidet som NSB-Gardermobanen AS allerede startet i 1990 med sitt "Program for miljøoppfølging" og i prosjektet "Vibrasjonsstrategi for Gardermobanen".

Den delen av standarden som beskriver målemetode for vibrasjoner fra samferdsel, ble sendt ut på høring i november 1997. De øvrige delene av standarden som blant vil angi vibrasjonsklasser med tilhørende grenseverdier, vil ventelig bli sendt på høring i begynnelsen av 1999.

NS 8176 er en videreføring og tilpasning av de generelle kriteriene for bedømmelse av vibrasjoner etter NS-ISO 2631-2. Denne standarden, som er en ren oversettelser av tilsvarende internasjonal standard har vært gjeldende siden 1994, og inneholder ingen retningslinjer for hvordan vibrasjoner fra veg og bane skal måles, og gir heller ikke grenseverdier for akseptable vibrasjoner. Standarden inneholder riktignok noe informasjon om hvordan grenseverdier kan legges, men dette er ikke direkte anvendelig for vibrasjoner fra trafikk på bløt grunn.

STANDARDENS MÅLSETTING OG STRUKTUR

NS 8176 har en dobbelt målsetting:

- Definere en enhetlig metode for hvordan vibrasjoner i boliger forårsaket trafikk på veg, jernbane, T-bane og trikk skal måles og angis.

- Gi kriterier for hvorledes hvordan helkroppsvibrasjoner fra slike kilder virker på mennesker i boliger, og hvorledes de skal bedømmes.

Standarden gjelder ikke vibrasjoner fra anleggsarbeid, industri og sprengning, men gjelder trafikk til og fra anleggsplasser og industriområder. I sin nåværende form gjelder standarden strengt tatt kun vibrasjoner i en bosituasjon. De metoder og kriterier som standarden presenterer kan imidlertid også være retningsgivende der trafikk skaper vibrasjoner på arbeidsplasser, behandlingsinstitusjoner, forsamlingslokaler, kulturinstitusjoner o.l.

Standarden er bygget opp av følgende kapitler der bakgrunn og målemetoder er omhandlet:

1. Omfang
2. Normative referanser
3. Definisjoner

4. Måleprinsipp
5. Måleutstyr; krav, kalibrering og kontroll
6. Måleprosedyre; målepunkt og retning, montering av givere, krav til signal-støy, valg av kjøretøyspasseringer, direkte og indirekte måling
7. Måleresultater, måleusikkerhet
8. Målerapport

Standarden inneholder dessuten tillegg der kriterie- og bedømmelsesdelen ligger. Tilleggene gir også detaljer for målemetoden. Tilleggene er:

A. Dose-responskurver for bedømmelse av grenseverdier for vibrasjoner (i)
B. Vibrasjonsklasser relatert til forholdet mellom opplevd plage og veide vibrasjoner (n)
C. Status for samlet virkning av støy og vibrasjoner (i)
D. Spesifikasjon av veiekurver og toleranser for måleinstrumentering (n)
E. Beregningseksempler (i)
F. Litteratur (i)
G. Skjema for målerapport (n)

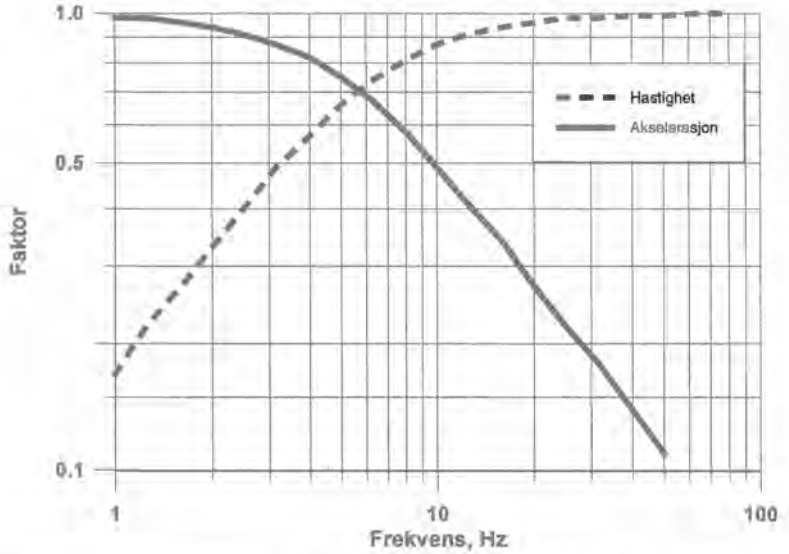
De tilleggene som er merket (n) er "Normative" og således en lovmessig del av standarden. De som er merket (i) er kun "Informative".

MÅLEMETODE OG VIBRASJONSANGIVELSE

Standarden angir at vibrasjonene i en bolig eller boenhet skal måles og derved angis for det punkt og i den retning (vertikalt eller horisontalt) på gulvet i det sove-, arbeids- eller oppholdsrom, der vibrasjonene er kraftigst. Det kan ofte være vanskelig å avgjøre hvilket rom, og hvor på gulvet i rommet og for hvilken retning vibrasjonene er kraftigst. I slike tilfeller spesifiserer standarden at det skal gjøres kontrollmålinger i flere punkter og retninger for å bekrefte at man måler de kraftigste vibrasjonene. Det kan være fordelaktig å bruke utstyr som samtidig måler i flere punkter og retninger.

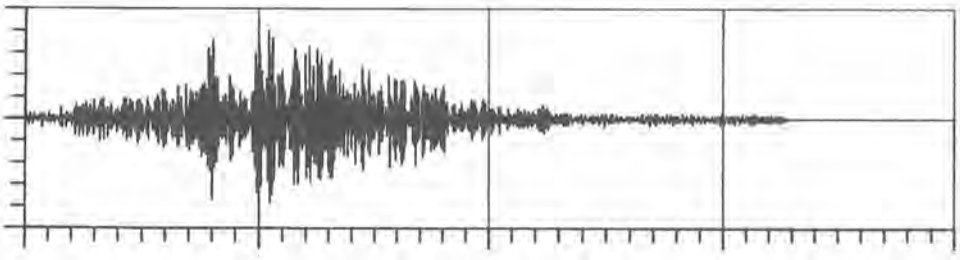
Standarden åpner for at man fritt kan velge om man vil benytte akselerometre eller hastighetsgivere til målingene, bare utstyret tilfredsstiller de krav standarden setter, blant annet til å dekke frekvensområdet fra 1 til 80 Hz. Det er også fritt om man velger å angi de målte vibrasjonene som akselerasjon; a i mm/s^2, eller hastighet; v i mm/s. Standarden spesifiserer videre at de målte vibrasjonene skal frekvensveies for å ta hensyn til at ikke alle frekvenser gir samme virkning på mennesker. Figur 1 viser veiekurvene for henholdsvis akselerasjon og hastighet. Disse kurvene er de samme som er definert i den internasjonale (og Norske) standarden ISO 2631 som "combined curve". Frekvensveiingen kan enten gjøres med et filter under registreringen eller på frekvensspektra i en etterfølgende signalbehandling. De målte vibrasjonssignalene skal tidsmidles over ett sekund (r.m.s.-midles) for å tilpasses hvordan menneskets sanseapparatet registrerer vibrasjoner.

De frekvensveide, tidsmidlete vibrasjonene betegnes henholdsvis a_w og v_w. Frekvensveiet akselerasjon og hastighet er direkte relatert, uavhengig av frekvens, forutsatt at de er veiet og ellers båndbegrenset slik standarden forutsetter. Da er a_w (mm/s^2) = 35,7 · v_w (mm/s).



Figur 1 *Veiekurver for hastighet og akselerasjon for å bestemme veide r.m.s.-verdier basert på 1/3 -dels oktavverdier.*

Vibrasjoner fra trafikk er ikke-stasjonære. De bygger seg opp og varierer omkring et visst nivå mens et kjøretøy passerer, og faller så ned til et langt lavere nivå inntil neste kjøretøys-passering. Trafikkstøy har samme karakter, og den angis ofte ved hjelp av et ekvivalentnivå, L_{eq} som representerer midling over f.eks. ett døgn, og som korrelerer med den sjenanse støyen gir for mennesker. Figur 2 viser et typisk vibrasjonsforløp målt inne i en bolig ca. 15 m fra en jernbanelinje.

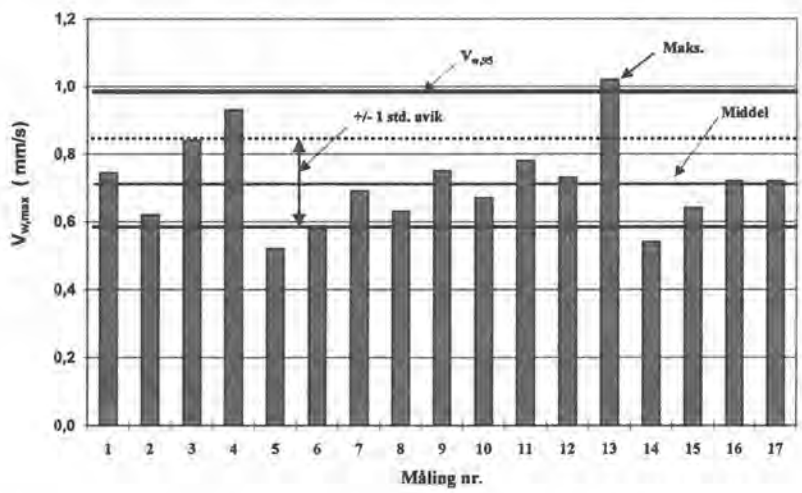


Figur 2 *Typisk vibrasjonsforløp ved passering av tog..*

Så langt har man ikke funnet noe tilsvarende ekvivalentmål for ikke-stasjonære vibrasjoner. Man har derimot funnet at sjenansen korrelerer best med høyeste verdi av a_w eller v_w under en kjøretøyspassering. Denne verdien betegnes henholdsvis $a_{w,max}$ eller $v_{w,max}$. Størrelsene $a_{w,max}$ eller $v_{w,max}$ er ikke entydige, men varier tilfeldig, innen visse grenser, fra passering til passering. Figur 3 viser et eksempel på målte $v_{w,max}$-verdier fra 17 påfølgende passeringer med tog av samme kategori, (17 godstogpasseringer). Sjenansen korrelerer best med "de høyeste" av disse verdiene. Utfordringen har vært å finne et godt og robust statistisk mål på denne "høyeste" (maks.) verdien uten at det krever for omfattende og langvarige målinger. Standarden spesifiserer følgende måleprosedyre:

- Det skal måles vibrasjoner fra minst 15 kjøretøyspasseringer.
- Målingene skal gjøres under den representative trafikksituasjonen på stedet med hensyn til kjørehastighet og trafikksammensetning, og for den ugunstigste tidsperioden på døgnet (f.eks. natt). Standarden angir en korreksjonsmetode som muliggjør måling på dagtid, selv om natten er den ugunstigste perioden.
- For vegtrafikk skal det bare tas hensyn til vibrasjoner fra tunge kjøretøyer (totalvekt > 3500 kg)
- For jernbane skal minst 30% av togene være av den typen som er ugunstigst med hensyn til vibrasjoner (vanligvis godstog)

Basert på statistisk behandling av disse målte $a_{w,max}$- eller $v_{w,max}$- verdiene (minst 15), foreskriver standarden at den vibrasjonsverdi det er sannsynlig at ikke vil bli overskredet i 95% av kjøretøyspasseringene skal beregnes. Denne verdien med symboler $a_{w,95}$ eller $v_{w,95}$, betegner da en 95% konfidensverdi i standarden betegnet "statistisk maksimalverdi". Det er den verdien som skal sammenholdes med standardens grenseverdier. Verdien angir vibrasjonsdosen i den aktuelle boligen.



Figur 3 *Definisjoner av vibrasjonshastighet brukt i NS 8176.*

Standarden angir en forenklet metode for å beregne $a_{w,95}$ eller $v_{w,95}$, som vil være tilstrekkelig nøyaktig i de aller fleste tilfeller. Metoden vist nedenfor for $v_{w,95}$. De samme ligningene gjelder for $a_{w,95}$.

Middelverdi av maksimal veid hastighet for de målte enkeltpasseringer beregnes som:

$$\overline{v_{w,max}} = \frac{\sum_{j=1}^{N} v_{w,max,j}}{N} \qquad (1)$$

Hvor $v_{w,max,j}$ er den maksimale veide hastigheten for enkeltpassering nr. j, og N er antall målte passeringer som skal inngå i beregningen.

Standardavviket av de maksimale veide hastighetene beregnes som:

$$s = \sqrt{\frac{1}{N-1}\sum_{j=1}^{N}\left(v_{v,max,j} - \overline{v_{v,max}}\right)^2} \qquad (2)$$

Den statistiske maksimalverdien eller 95% konfidensverdien beregnes som:

$$v_{w,95} = \overline{v_{v,max}} + 1{,}8 \cdot s \qquad (3)$$

Formelen i (3) er basert på en antagelse om at måldataene er log-normalfordelte, og er gyldig når variasjonskoeffisienten er mindre enn 1,0, noe som oftest er tilfelle.

Standarden inneholder skjemaer som skal benyttes ved rapportering av vibrasjonsmålinger.

Resultater fra ringtest

I forbindelse med utvikling av standardens målemetode ble det gjennomført en såkalt ringtest for å kontrollere nøyaktigheten og reproduserbarheten av denne. Sju firma/institusjoner som arbeider med vibrasjonsmålinger til vanlig, deltok i testen. Det ble målt vibrasjoner inne i bolig ved jernbanelinjen Oslo-Drammen og ved E18. Målingene ble utført i henhold til NS 8176, og hvert målelag måtte for eksempel selv bestemme i hvilket rom man skulle måle for å finne de høyeste vibrasjonene. Målelagene fikk utdelt standardteksten, og ingen instruksjoner ble gitt på forhånd fra de som arrangerte testen.

Resultatene viser mindre spredning ene forventet. Ved jernbanen ble det målt vibrasjoner fra i alt 108 kjøretøyspasseringer og ved E18 ble det målt vibrasjoner fra i alt 151 passeringer. Standardavviket for statistisk maksimalverdi $v_{w,95}$, var ca. 10% av middelverdien. Hvis man

forutsetter at det skal være 95% sannsynlighet for at en ny verdi av $v_{w,95}$ skal ligge innenfor to standardavvik utgjør dette ca. ± 20% av middelverdien.

VIBRASJONSKLASSER, GRENSEVERDIER

Kriterie- og bedømmelsesdelen av standarden introduserer fire vibrasjonsklasser for boliger utsatt for vibrasjoner fra landbasert samferdsel. Klasseinndelingen er basert på ulike grader av opplevd plage eller forstyrrelse. De fire klassene er definert i standardens tillegg B som følger:

Klasse A:	Ingen følbare vibrasjoner
Klasse B:	Unntaksvis følbare vibrasjoner
Klasse C:	Noe sjenerende vibrasjoner
Klasse D:	Sterkt sjenerende eller forstyrrende vibrasjoner

Denne klasseinndelingen tilsvarer den byggeforskriftene opererer med for støy.

Klasseinndelingen skal relateres til vibrasjonsdoser, målt og angitt som beskrevet i avsnittet ovenfor. Sammenhengen mellom vibrasjonsdose og klasse baseres på såkalte dose-respons-relasjoner for vibrasjonsvirkning på mennesker i en bosituasjon. Slike relasjoner er ikke tidligere etablert for vibrasjoner fra samferdsel. En stor aktivitet i arbeidet med standarden har derfor vært å etablere dose-respons-relasjoner for vibrasjoner fra jernbane, veg, trikk og T-bane. For å etablere dose-respons-relasjonene er det gjennomført omfattende sosiologiske undersøkelser blant befolkning utsatt for trafikkvibrasjoner i sine boliger. Dette arbeidet, som er nærmere omtalt i neste avsnitt er snart sluttført.

I tabell 1 er det ført inn helt foreløpige vibrasjonsgrenser, angitt ved $a_{w,95}$ - og $v_{w,95}$-verdier, for de fire vibrasjonsklassene. Verdiene i tabellen er basert på indikasjoner fra arbeidet med dose-respons-relasjonene så langt det nå er kommet. Det må presiseres at verdiene vil bli endret når dette arbeidet er fullført.

Type vibrasjonsverdi	Klasse A	Klasse B	Klasse C	Klasse D
Statistisk maksimalverdi for hastighet, $v_{w,95}$ (mm/s)	0,10/0,15	0,20	0,40	0,8/1,0
Statistisk maksimalverdi for akselerasjon, $a_{w,95}$ (mm/s)	3,5/5,4	14,3	14,3	28,6/35,7

Tabell 1 ***Foreløpige*** *grenseverdier for vibrasjoner fra samferdsel for fire forskjellige vibrasjonsklasser.*

DOSE-RESPONS RELASJONER

Norsk sosiologisk undersøkelse

Som underlag for grenseverdiene som skal defineres i standarden, vil det som før nevnt, bli utarbeidet dose-responskurver. Dose-responskurvene blir utarbeidet basert på en sosiologisk studie som utføres i Norge av TØI i samarbeid med NGI. Studien omfatter telefonintervjuer av befolkningen i områder som er utsatt for vibrasjoner fra tog-, veg-, trikke- og T-banetrafikk. Hovedtyngden av befolkningsutvalget er fra sentralt østlandsområde. Dette arbeidet skal sluttføres i løpet av 1998.

Intervjuområdene i den norske sosiologiske undersøkelsen er vist i tabell 2. De fleste av områdene har grunnforhold som domineres av bløt til middels fast leire. Intervjuene blir utført ved at beboerne i områdene definerte i tabell 1 blir ringt opp av Norsk Gallup og svarer på et på spørsmål etter et oppsatt skjema. Beboerne bor alle mindre enn 100 m fra den aktuelle vibrasjonskilden.

Dosedataene som er et mål på de vibrasjonene beboerne blir utsatt for, er basert på vibrasjonsmålinger utført av NGI, Miljøetaten i Oslo kommune samt Statens vegvesen - Vegdirektoratet . Målemetode i henhold til NS 8176 er benyttet.

Brorparten av dataene, er basert på målinger på bakken. Beregnet forsterkning av vibrasjoner fra bakken til den enkelte bygning er basert på erfaringstall. Noen av dataene er kun basert på målinger inne i bolig.

Kommune	Område	Vibrasjonskilde
Bærum	Stabekk	Jernbane
Skedsmo	Lillestrøm	
Ullensaker	Kløfta	
Fredrikstad	Lisleby/Lahelle/Grønli	
Drammen	Strømsø	
Sande	Sande/Galleberg	
Bærum	Blommenholm	Veg
Bærum	Strand	
Drammen	Bragernes	
Fredrikstad	Grønli	
Stryn	Stryn	
Rakkestad	Rakkestad	
Oslo	Toftesgt./Thorvald Meyers gt.	Trikk/(veg)
Oslo	Parkveien/Welhavens gt.	Trikk
Oslo	Risløkka	T-bane
Oslo	Trondheimsveien	Trikk/(veg)

Tabell 2 Oversikt over intervjuområder. Norsk sosiologisk undersøkelse.

Ideelt skulle vibrasjonsdosen for hver respondent blitt bestemt ved å måle vibrasjoner i hver bolig der beboerne har svart. Dette har imidlertid ikke hvert mulig på grunn av standardiseringsarbeidets økonomiske rammer. Vibrasjonsdosen for hver enkelt respondent i de forskjellige intervjuområdene ble derfor estimert ut fra:

- NGIs semiempiriske beregningsmodell for vibrasjoner med tilhørende parametre (Madshus, 1995). Parametrene ble bestemt basert på vibrasjonsmålinger utført i hht. NS 8176 på utvalgte steder i intervjuområdene.
- Beregnet avstand fra vibrasjonskilden til respondentens hus.

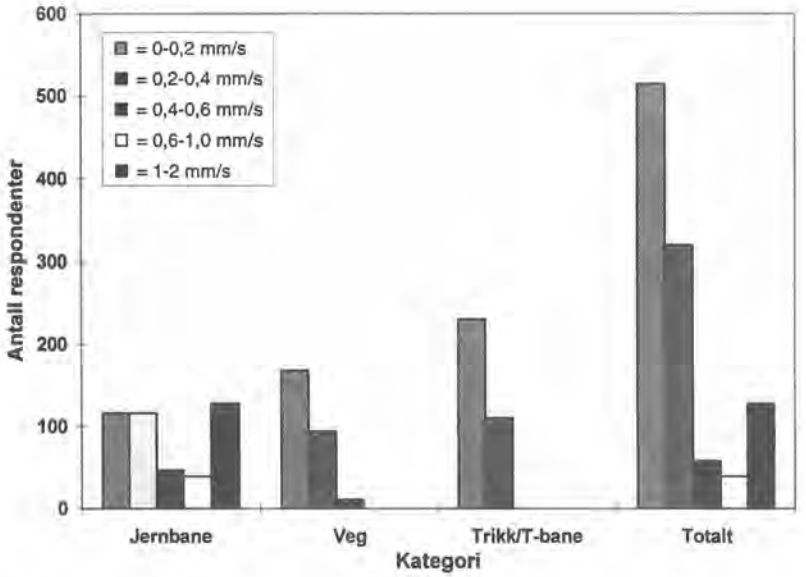
Estimert vibrasjonsdose er gruppert i følgende seks grupper:

- Gruppe 1: $v_{w,95} = 0,0 - 0,2$ mm/s
- Gruppe 2: $v_{w,95} = 0,2 - 0,4$ mm/s
- Gruppe 3: $v_{w,95} = 0,4 - 0,6$ mm/s
- Gruppe 4: $v_{w,95} = 0,6 - 1,0$ mm/s
- Gruppe 5: $v_{w,95} = 1,0 - 2,0$ mm/s
- Gruppe 6: $v_{w,95} = 2,0 - 4,0$ mm/s

Fordeling av respondenter i de seks gruppene for de tre vibrasjonskildene som er undersøkt, er oppsummert i tabell 3 og figur 4. Det er stor overvekt av respondenter i gruppe 1 og 2 (< 0,4 mm/s) - 834 av totalt 1059 stk. Det er ingen respondenter i gruppe 6 (2-4 mm/s).

Vibrasjonskilde	Antall respondenter						
	Gruppe						
	1	2	3	4	5	6	Sum
Jernbane	116	116	47	39	128	0	446
Veg	168	94	11	0	0	0	273
Trikk/T-bane	230	110	0	0	0	0	340
Sum totalt	**514**	**320**	**58**	**39**	**128**	**0**	**1059**

Tabell 3 *Oversikt over respondenter i de forskjellige gruppene for vibrasjonshastighet. Norsk sosiologisk undersøkelse.*



Figur 4 *Oversikt over respondenter i de forskjellige gruppene for vibrasjonshastighet. Norsk sosiologisk undersøkelse.*

Svensk sosiologisk undersøkelse

I Sverige er det utført en tilsvarende sosiologisk undersøkelse for å belyse effekter av eksponering for støy og vibrasjoner fra togtrafikk. Undersøkelsen ble utført av avdelingen for miljømedisin ved Gøteborgs universitet (Öhrström, 1995). Personer i 15 tettsteder svarte på et spørreskjema (vedlagt). Av de 15 områdene, var det områder uten, med lave og med høye vibrasjoner.

Tre av de områdene i den svenske undersøkelsen som hadde høyest vibrasjoner, Partille, Säffle og Kungsbacka, er undersøkt videre i forbindelse med arbeidet for NS 8176,. Alle områdene har grunnforhold med bløt leire. Resultater fra vibrasjonsmålinger (dosedata) for disse stedene er stilt til rådighet av Banverket.

KONKLUSJONER

De nye byggeforskriftene som kom i 1997, krever at det ved alle utbyggingsprosjekter skal gjøres vurderinger og eventuelt iverksettes tiltak for å hindre at det blir forstyrrende vibrasjoner i bygninger. Den nye standarden for vibrasjoner fra samferdsel NS 8176, vil fylle et "hull" i det regelverk utbyggere og prosjekterende i dag må forholde seg. Standarden følger også opp innholdet i de nye byggeforskriftene. Standarden vil dessuten være med på

sikre en ens målemetode for vibrasjoner fra samferdsel slik at resultatene ikke blir avhengig av hvem som måler. Kvaliteten vil også være i hht. internasjonal standard. Standarden definerer dessuten en fagterminologi som sikrer at de som arbeider med vibrasjoner bruker samme terminologi både seg imellom og overfor oppdragsgivere. Sist, men ikke minst vil standarden gjennom sosiologiske undersøkelser og dose-responssammenhenger være med på å belyse bedre hvordan mennesker reagerer på lavfrekvente vibrasjoner sett i et bomiljøperspektiv.

REFERANSER

Frydenlund, T.E. (1970)
Vibrasjon i jord; virkning av vegtrafikk og peleramming.
Norsk geoteknisk forening. NGI-stipendiet 1969-70. 54s.

Kommunal- og arbeidsdepartementet (1997)
Forskrift om krav til byggverk og produkter til byggverk. teknsike forskrifter til plan- iog bygningsloven av 14 juli 1985 nr. 77., 22 januar 1997 Nr. 33.

Madshus, C.; Bessason, B.; Hårvik, L. (1995)
Prediction model for low frequency vibrations from high speed railways on soft ground.
International Workshop on Railway and Tracked Transit System Noise, 5. (5. IWRN). Voss, Norway June 1995. Proceedings .pp.3.3.1 - 3.3.10
Also published in: Journal of Sound and Vibration.

Miljøverdepartementet (1979)
Retningslinjer for veitrafikkstøy. PLanlegging og behandling etter bygningsloven. T-8/79 (under revisjon).

Norges Geotekniske Institutt (1998)
Norsk standard for vibrasjoner fra samferdsel, NS 8176. Dosedata fra norsk, og dose-responsdata fra svensk sosiologisak undersøkelse, NGI-rapport 515159-1 til NBR, 5 oktober 1998

NS-ISO 2631-1&2 (1994)
Bedømmelse av hvordan helkroppsvibrasjoner virker inn på mennesker.

Sosial- og helsedepartementet (1982)
Lov om helsetjenester i kommunene av 19 november 1982, nr. 66.

Öhrström E. og A.B. Skånberg (1995)
Effekter av exponering för buller og vibrationer från tågtrafik - undersøkningar i 15 tätorter.
Avdeliningen för miljömedicin, Göteborgs universitet. Rapport 1/95.

Forskningssjef Anders Beitnes
SINTEF Bygg og miljøteknikk, Bergteknikk

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1998

Beslutningsprosessen ved valg av sikring i tunneler
- Erfaringer fra entreprenør

Sivilingeniør Jorunn Grøntveit
SRG AS

Sammendrag

I Norge benyttes «observasjonsmetoden» for drift og sikring av tunneler, dvs. metode og omfang av sikringen besluttes gjennom utbyggingsprosessen, etterhvert som fjellforholdene blir kjent.

Beslutningsprosessen slik den fungerer ved valg av sikring ved norske tunnelprosjekt betinger kompetente beslutningstakere på alle nivå under utbyggingen.

Det er i denne artikkelen gjort rede for hvordan beslutningsprosessen fungerer, og hvilke faktorer som kan være med på å påvirke valget av sikring.

I tillegg til fjellet og kravet til sikkerhet i tunnelen, som selvfølgelig er det viktigste, nevnes kontraktsforhold, risikofordeling,økonomi, psykolgiske faktorer, tidspress, erfaringsgrunnlag, funksjonskrav, byggherrens kompetanse, personlige holdninger, personlige relasjoner mellom de involverte parter i prosjektet, valgt driftsmetode og tilgjengelig utstyr samt miljøpåvirkning, som faktorer som kan påvirke beslutningene.

Avslutningsvis er det fremmet forslag til optimalisering av beslutningsprossen.

1 Innledning.

Vi har i Norge lange tradisjoner for bygging av tunneler og bergrom. Det er først og fremst vannkraftutbyggingen som har engasjert bransjen opp gjennom tidene, men i de senere år har oppgavene i hovedsak vært knyttet til bygging av vegtunneler.

Den lange erfaringen har ført til at norsk anleggsbransje har utviklet høy kompetanse innen tunnelteknologi. Vi bygger tunneler raskt, og til svært lave kostnader samenliknet med andre land. Mye av årsaken til dette i den beslutningsfilosofi som benyttes.

Metode og omfang av fjellsikringen besluttes gjennom utbyggingsfasen. På denne måten oppnår man stor fleksibilitet i sikringskonseptet, slik at det hele tiden kan tilpasses de eksisterende fjellforhold. Dette har vært med på å holde utbyggingskostnadene på et moderat nivå.

Den norske beslutningsfilosofi har utviklet seg naturlig i bransjen, og det finnes lite dokumentasjon på hvordan den fungerer, og hvilke faktorer som er med på å påvirke de

beslutninger som fattes. Ar riktige avgjørelser tas, skyldes i hovedsak høy kompetanse hos beslutningstakerne, og i mindre grad en bevisst satsing på strukturerte beslutningsprosesser.

Utfordringene innen tunnelbygging har økt, og vil sannsynligvis øke ytterligere i årene som kommer. Ofte er det andre premisser enn fjellforholdene som bestemmer hvor tunneltraséer legges. Større vanskelighetsgrad fører til at viktigheten av riktige beslutninger øker. For at den beslutningsfilosofi som i dag benyttes (til dels) ustrukturert også skal kunne fungere i slike tilfeller, kan en økt bevisstgjøring på de faktorer som styrer beslutningsprosessen være nyttig.

2 Beslutningsprosessen

2.1 Generelt

Riktige beslutninger, tatt på et riktig tidspunkt, er avgjørende for sluttresultatet av ethvert prosjekt. En riktig beslutning vil ofte være å velge det beste av et begrenset antall alternativer. Den beste løsningen behøver ikke nødvendigvis å være det alternativet som har den høyeste kvaliteten, men det alternativet som gir en akseptabel kvalitet sett i forhold til kostnadene.

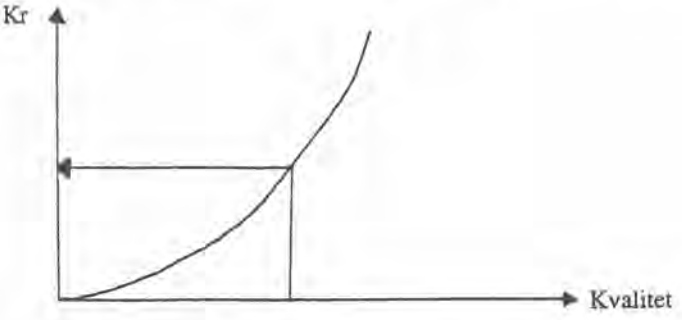


Fig. 2.1 Man må tilstrebe å finne det mest optimale forhold mellom kvalitet og kostnad.

Det er dessuten sjelden slik at en beslutning er den eneste riktige. Det en beslutningstaker må tilstrebe, er derfor å finne en akseptabel løsning på problemene. En god beslutning innebærer ikke alltid å oppnå det maksimale, men det optimale.

2.2 Beslutningstakeren

Gode beslutninger stiller krav til beslutningstakeren. For å oppnå et godt resultat må en beslutningstaker kunne:

-ta riktige beslutninger
-omsette dem til handling
-foreta skikkelig oppfølging

Disse faktorene kan sammenfattes i begrepet handlingskompetanse. (K. Austeng, 1994.)

2.3 Faser i beslutningsprosessen.

Gangen i beslutningsprosessen kan illustreres på følgende måte:

Problemdefinisjon
↓
Alternative løsningsforslag
↓
Konsekvensutredning
↓
Beslutning
↓
Gjennomføring
↓
Oppfølging/Kontroll

Ofte vil dette være en iterativ prosess hvor de ulike faser gjentas flere ganger. Hvor mye tid som blir brukt på de ulike faser, avhenger av problemets kompleksitet og av hvor mye tid man har til rådighet før beslutningen må fattes.

2.31 Problemdefinisjon

Å definere problemet er en viktig del av beslutningsprosessen. Hva som defineres som det egentlige problem vil være av stor betydning for hvilke forslg til løsning som senere vil bli foreslått.

De største vanskelighetene oppstår når det er uenighet mellom de involverte parter om hva problemet egentlig består i. De ulike aktørene kan ha ulik bakgrunn og ulike interesser å ivareta, og subjektive vurderinger kommer dermed inn allerede på et tidlig stadium i beslutningprosessen.

I utbyggingsfasen kan problemenes karakter oppfattes forskjellig av de ulike aktører, avhengig av økonomiske og kontraktsmessige forhold.

Byggherren vil være opptatt av å oppnå et best mulig sluttprodukt til lavest mulige kostnader, mens entreprenøren vil søke å oppnå mest mulig fortjeneste innenfor kontraktens krav til produktet og kravet til en sikker arbeidsplass.

Det er imidlertid viktig å være klar over at det ikke bare er mellom de ulike parter i en byggesak at uklarheter omkring problemets karakter kan oppstå. Også internt i en organisasjon foreligger ofte forskjellige oppfatninger av et problem.

2.32 Alternative løsningsforslag

Når en beslutning skal fattes foreligger det alltid minst to alternativer. Man kan enten prøve å finne en løsning, eller man kan la være å gjøre noe som helst. Som regel foreligger det imidlertid et sett med alternative løsninger.

En viktig faktor i denne fasen er kreativitet. Man må ha evnen til å få oversikt over de alternativer som foreligger, uten å utelukke mulige løsninger på et tidlig tidspunkt.

Slik kontraktene innen tunnelprosjekter i Norge vanligvis er bygget opp, legges det føringer for hvordan sikringsproblematikken skal håndteres i utbyggingsfasen, gjennom de metoder som er beskrevet i anbudsgrunnlaget. Her har man allerede innskrenket de valgmuligheter man har ved inngåelsen av kontrakten, ettersom byggherren som regel er svært lite interessert i å vurdere løsninger som ikke er beskrevet i kontrakten av frykt for økte utbyggingskostnader.

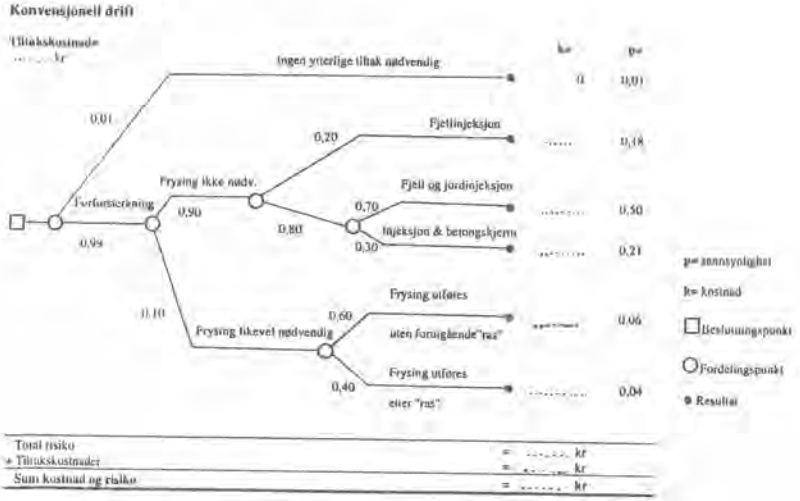
Her ligger det en utfordring i å forutse alternative problemstillinger allerede under utarbeidelsen av anbudsgrunnlaget, slik at alternative løsninger ikke utelukkes på et for tidlig stadium, og slik at økonomiske aspekter ikke kommer i veien for et godt samarbeide mellom entreprenør og byggherre for å finne frem til de beste løsningene.

2.33 Konsekvensutredning

Å få oversikt over alle mulige konsekvenser av et valg er ikke enkelt, og ofte umulig. Ofte vil de valg som tas påvirke de valgalternativer man står igjen med på et senere tidspunkt, og ofte vil forhold som er ukjente ved beslutningstidspunktet dukke opp og påvirke resultatet. En vurdering av beslutningens konsekvenser er imidlertid viktig før avgjørelsen tas.

Her kan kvantitativ risikoanalyse være et godt hjelpemiddel for å få oversikt over utfallet av mulige valg og hendelser.

Eks. beslutningstre



Bruk av slike hjelpemidler fordrer imidlertid at man har nok tid til rådighet. Ofte vil det i en beslutnigssituasjon være lite tid til rådighet før beslutningen må fattes. Dette fører til at man bare i begrenset grad rekker å bli klar over hva konsekvensene av valget vil bli, sett i forhold til konsekvensene ved valg av andre alternativer.

Av og til vil det faktisk oppstå situasjoner hvor konsekvensen av en manglende beslutning vil være så store at enhver beslutning er bedre enn ingen beslutning. Dette kan være en på stuff-situasjon hvor et sikringstiltak må iverksettes umiddelbart for å hindre nedfall eller ras i tunnelen. Et annet eksempel er en situasjon hvor videre drift av tunnelen er avhengig av at en beslutning fattes, samtidig som de økonomiske konsekvensene av stans i driften ikke kan aksepteres.

2.34 Gjennomføring/kontroll

Etter at beslutningen er tatt iverksettes de planlagte tiltak. Det er da viktig med oppfølging og kontroll, f.eks i form av innlekkasjemålinger, konvergensmålinger og visuell bedømmelse for å være sikker på at man oppnår ønsket resultat. Ofte kan denne oppfølgingen dessuten føre til at problemet må defineres på nytt. Dette er kanskje et punkt som ikke har vært lagt spesielt mye vekt på innen norsk anleggbransje, ettersom relativt gode fjellforhold som regel har ført til at det ikke er nødvendig.

3 Tradisjoner for drift og sikring av tunneler

3.1 Generelt

Mens man andre steder i verden baserer sikringen av tunneler på «predesign» hvor man på bakgrunn av beregninger og geofysiske undersøkelser utfører design av sikringskonsept for hele tunnelen på forhånd, og konseptet følges systematisk gjennom hele tunnelen, har man i Norge basert seg på drift og sikring etter «observasjonsmetoden».

Metoden tar utgangspunkt i at det er umulig å kjenne alle detaljene omkring fjellets beskaffenhet før utbyggingen starter, til tross for grundige forundersøkelser.Dette betyr at man for å oppnå best mulig resultat må være i stand til å ta nye avgjørelser etterhvert som arbeidene skrider frem og nye opplysninger om fjellets kvalitet blir kjent. Samtidig betinger dette at beslutningstakeren må være nær beslutningsaktiviteten for å kunne ta de riktige avgjørelsene på riktig tidspunkt.

For at man skal kunne la være å ta alle beslutningene på prosjekteringsstadiet, krever dette at man har tunnelarbeidere på stuff som har evne og vilje til å ta ansvar. Her har vi en styrke i Norge, ved at vi har dyktige og ansvarsfulle stuffarbeidere som «kjenner» fjellet og kan vurdere behovet for arbeidssikring på egen hånd.

For at man skal kunne bestemme sikringen underveis i driften, betinger dette at man kan benytte sikringsmetoder som er fleksible, og lett kan tilpasses ulike fjellforhold.

Også i Norge tas imidlertid noen av beslutningene når det gjelder sikringskonsept på forhånd. For «normalt godt fjell» og konvensjonell sikring klargjøres ikke konseptet i større grad enn at man avgjør hvilke typer sikringsmidler man vil anvende, og antar forventet mengde. Vanligvis brukes enhetspriskontrakter og det gjøres opp etter medgåtte mengder.

Kontrollomfang under utbyggingen fastsettes på prosjekteringsstadiet, gjennom plassering av prosjektet i geoteknisk prosjektklasse ut fra vanskelighetsgrad.

Økt vanskelighetsgrad og kompliserte fjellforhold forskyver gjerne mer av beslutningene over på prosjekteringsstadiet, ved at man må forberede et sikringskonsept for bruk i vanskelige partier, samtidig som kravet til forundersøkelse og kontrollomfang øker.

3.2 Kontrakten

Selv om vi i norsk anleggsbransje stort sett har et godt samarbeid mellom byggherre, entreprenør og konsulent, er det ikke til å komme fra at det ofte eksisterer en interessekonflikt mellom de ulike parter. Både entreprenøren, byggherren og konsulenten er opptatt av å oppnå et best mulig økonomisk resultat for sin egen del. For å unngå at dette fører til et mindre optimalt resultat, er det derfor viktig å utforme kontrakter på en slik måte at det blir lite rom for økonomiske spekulasjoner. Når det gjelder kontrakten mellom entreprenør og byggherre, stiller dette krav til kvaliteten på de forundersøkelsene og de prognoser som danner grunnlag for beskrevne mengder.

Også kontrakten mellom konsulent og byggherre er av betydning for det endelige resultat av utbyggingen. Valg av konsulentfirma har i norsk anleggsbransje ofte skjedd uten forutgående tilbudsrunder. I de senere år har det skjedd en endring på dette området, og nå er det vanlig at det holdes tilbudsrunder også for konsulenttjenester. Dette er med på å holde prisnivået for konsulenttjenester nede. Det kan imidlertid også ha en negativ effekt, ved at behov for å holde prisene nede på tjenestene fører til at konsulenten beregner lite tid til nødvendige undersøkelser og utredninger. Dette kan føre til at man for å spare tid og kostnader på grunnundersøkelser er nødt til å anbefale en sikringsmetode som er sikker, og kanskje mer kostbar og tidkrevende enn det som er nødvendig. Tilbudsrunder på konsulenttjenester kan dermed føre til reduserte prosjekteringskostnader men økte byggekostnader. For å unngå en slik utvikling er det viktig at byggherren ikke vurderer kun pris å tilbudene, men også konsulentens kompetanse.

Konkurransen blant entreprenørene i norsk anleggsbransje er hard. Dette fører til små inntjeningsmarginer. En naturlig følge av dette er et tøffere miljø mellom entreprenør og byggherre. Antall rettstvister som følge av uenighet mellom entreprenør og byggherre har økt. Større vektlegging på kontraktsforhold og juridiske spørsmål på prosjektene, samtidig som mye av beslutningene skyves over fra byggeplassen til administrasjonen, gjør at man står i fare for å miste mye av den kompetanseutvikling som en løsere kontraktsform og et nært samarbeid mellom entreprenør, byggherre og konsulent kan gi. Man beveger seg på denne måten bort fra muligheten av å tilpasse løsningene etterhvert som man får detaljkunnskaper om fjellforholdene. Dette kan før til mindre optimale løsninger enn de man har vært i stand til å oppnå tidligere. Det nye kontraktsformatet NS 3430, med blant annet den såkalte «hoppeplikten», er også konfliktskapende mellom entreprenør og byggherre.

4 Faktorer som påvirker beslutningsprosessen

4.1 Hvem tar beslutningene

Et viktig prinsipp i forbindelse med valg av sikringsmetode er at:

Beslutningsmandatet bør ligge på samme sted som ansvaret

Med den kontraktsform som stort sett benyttes her i landet, er dette prinsippet ivaretatt ved at permanentsikringen bestemmes av byggherren, mens ansvaret for arbeidssikringen ligger på entreprenøren.

Det kan imidlertid finnes situasjoner hvor dette prinsippet ikke er entydig, som for eksempel hvis kontrakten forutsetter at byggherren skal ha medbestemmelse når det gjelder metode for arbeidssikringen, ettersom den skal inngå som en del av permanentsikringen, mens entreprenøren kan bestemme omfang. Grensen mellom arbeidssikring og permanentsikring kan dermed flyte noe over i hverandre, og dette kan føre til konflikt mellom byggherre og entreprenør om valg av sikring, spesielt i tilfeller hvor det er ulik oppfatning av metode og omfang av sikkerhetsmessige grunner.

Arbeidssikringen blir stort sett bestemt på stuff av basen, gjerne i samråd med arbeidsleder og stufflag.

Når det gjelder permanentsikringen kommer flere aktører inn i bildet, men det er byggeledelsen som har overordnet beslutningsmandat. Står man overfor en vanskelig situasjon med store konsekvenser av ulike valgalternativer blir gjerne konsulenter rådspurt før beslutningene fattes.

Indirekte er også entreprenøren med på å bestemme utformingen av permanentsikringen når han prissetter de ulike sikringsmidler i anbudet. Dersom valget står mellom to alternative metoder, og forskjellen pris er stor, kan dette være utslagsgivende for de valg som tas.

Dersom samarbeidet mellom entreprenør og byggherre fungerer godt, kan det også tenkes at entreprenøren blir direkte rådspurt under beslutningsprosessen for permanentsikringen. Dette kan være en fordel for begge parter, ettersom sikringsarbeidene lettere kan tilpasses den øvrige tunneldriften. På denne måten kan man oppnå bedre flyt i driften, hvilket kan gi besparelser i tid og kostnad for begge parter.

Et unntak fra regelen om at arbeidssikringen er entreprenørens ansvar og permanentsikringen byggherrens, inntrer når arbeidene utføres som en totalentreprise. Da vil naturlig nok også ansvaret for permanentsikringen tilfalle entreprenøren.

4.2 Hva påvirker beslutningene?

4.21 Generelt

Selv om grunnforholdene og kravet til sikkerhet er av overordnet betydning, finnes det en stor mengde andre faktorer som er med på å bestemme de valg som blir tatt i forbindelse med fjellsikringen i tunneler.

4.22 Krav til sikkerhet

Kravet til sikkerhet både under drift og i ferdig tunnel er grunnlaget for at sikringsarbeider i det hele tatt utføres, og er naturligvis av overordnet betydning for de løsninger og det omfang som velges.

4.23 Grunnforhold

Grunnforholdene påvirker naturlig nok sikringsmetode og omfang direkte, ved at stabilitetsegenskapene til massene er direkte utslagsgivende for i hvor stor grad sikringstiltak er nødvendig. Grunnforholdene, eller rettere sagt de forventede grunnforhold, ligger til grunn for de sikringsprognoser som utarbeides. Disse danner igjen grunnlag for kontraktens metoder og mengder.

4.24 Tidspress

Kvaliteten på forundersøkelsene og planleggingen før de fysiske arbeidene setter i gang, er den viktigste faktoren når det gjelder hvordan tidspress kan påvirke sikringen.

I de senere år har man desverre hatt en utvikling i bygge- og anleggsbransjen, hvor man søker å redusere utbyggingskostnadene gjennom korte byggetider. Dette kan imidlertid ha svært negative konsekvenser for sikringen.

Den tid man har til rådighet kan komme til å påvirke de løsninger som blir valgt, og kvaliteten på de arbeider som blir utført. Har man god tid kan man i ro og mak vurdere hvilke løsninger som vil være mest hensiktsmessige, med tanke på kostnader, kvalitet og tidsforbruk. Har man imidlertid svært kort tid til disposisjon før en avgjørelse må være tatt, kan man ikke bruke like lang tid på å lete etter mulige løsninger og konsekvenser.

Tidspresset kan påvirke sikringen ved at man velger det sikringsalternativ som man mener er det alternativ som det tar minst tid å utføre. Dette kan vise seg å ikke være det mest optimale resultat med tanke på både kostnader og kvalitet.

Når det gjelder arbeidssikringen kan tidspress og krav til fremdrift i verste fall føre til at sikringsarbeider blir noe man kvier seg for å utføre, med den følge at sikkerheten på stuff reduseres.

4.25 Økonomi/taktisk prising

Byggherrens økonomi har betydning for hvor kostbare løsninger han kan velge. Stram økonomi stiller krav til kostnadseffektive løsninger, men kan i verste fall føre til redusert kvalitet på sikringsarbeidene.

Når entreprenøren regner priser for et anbud, foretar han ut fra anbudets beskrivelse vurderinger av hvilke mengder som vil være nødvendig av de ulike sikringsmidler. Dersom han f.eks. antar at omfanget av medgåtte mengder av en bestemt type bolter vil være langt lavere enn det som er beskrevet i anbudsgrunnlaget vil han sette en lav pris på boltene for å ha mulighet til å hevde seg i konkurransen med andre anbydere.

Dette vil naturlig nok føre til en vegring hos entreprenøren for utstrakt bruk av disse boltene dersom hans vurderinger viser seg å være feilaktige. Byggherren som gjerne har stramme budsjett å overholde, vil derimot kanskje foretrekke nettopp dette alternativet, som for ham er det prismessig gunstigste alternativ.

4.26 Kontraktsforhold mellom entreprenør og byggherre

Hvilken kontraktsform som blir valgt kan være av stor betydning for beslutningsprosessen ved valg av fjellsikring. Spesielt vil plasseringen av beslutningsmandat, ansvar og risiko være av stor betydning for de avgjørelser som blir tatt.

Spesielt utslagsgivende kan kontraktsformen være dersom man beveger seg over fra de mer vanlige entrepriseformene for tunneldrift (f.eks. hovedentreprise og enhetspriskontrakt) og over på en totalentreprise, hvor det gjøres opp etter en fastsum- eller fikssumkontrakt.

Nå sitter plutselig entreprenøren med alt ansvar, all beslutningsmyndighet og all risiko. Hvordan dette vil påvirke de beslutningene som fattes i forbindelse med sikringsarbeidene er det delte meninger om.

Enkelte mener at en entrepriseform som dette vil virke positivt på kvaliteten av sikringsarbeidene fordi entreprenøren tvinges til å ta ansvar, og til å utvikle sin egen tekniske kompetanse.

Det er derimot stor skepsis blant mange i norsk anleggsbransje når det gjelder bruk av totalentrepriser for tunnelprosjekt. Skepsisen bygger på en frykt for at kvaliteten på sluttproduktet, og derunder sikringsarbeidene med tanke på langtidsstabilitet, blir redusert når ikke byggherren har påvirkningsmulighet under utbyggingen.

En metode for å sikre kvaliteten på sluttproduktet kan være å kontraktsfeste et ansvar hos entreprenøren for vedlikeholdskostnader. F.eks. kan det gjøres som ved utbyggingen av Bjorøytunnelen hvor entreprenøren er pålagt en viss andel av pumpekostnadene i gjennom en bestemt periode fremover i tid, dersom innlekkasjene overskrider en viss grenseverdi.

Legger man derimot for mye risiko på entreprenøren, kan dette igjen føre til en unødvendig høy utbyggingskostnad. Og med så stor usikkerhet som det knytter seg til et tunnelprosjekt, kan man igjen spørre seg om det kan forsvares at en entreprenør blir sittende igjen med et økonomisk ansvar som han i verste fall ikke kan bære, slik at problemet uansett tilbakeføres til utbyggeren?

Det er rimelig å anta at den tradisjonelle entrepriseformen, med oppgjør etter enhetspriser er mer gunstig med tanke på kvaliteten av sikringsarbeidene. Det er viktig at den part som skal overta tunnelen har mulighet til å påvirke kvaliteten på det produktet som det betales for. Dermed må betydningen av kompetente representanter fra byggherren, som er tilstede på byggeplassen og har evne til å ta beslutninger der det trengs, understrekes.

Å legge inn et incitament i kontrakten hvor det legges opp til et utstrakt samarbeid mellom entreprenør og byggherre f.eks gjennom deling av kostnadsbesparelser ved forslag til nye løsninger , vil derimot kunne være svært nyttig.

4.27 Kontraktsforhold/risikofordeling mellom konsulent og byggherre

Kontraktsforholdene mellom byggherre og konsulent har også betydning for de valgene som tas i forbindelse med sikringskonsept. Dersom svært mye ansvar og risiko legges på konsulenten kan dette før til en vegring mot å anbefale løsninger som er beheftet med en viss risiko. Dette kan føre til at det blir anbefalt løsninger hvor risikoen er minimal, men hvor kostnaden er unødvendig høy.

4.28 Psykologiske faktorer

Psykologiske faktorer kan påvirke de beslutninger som tas i forbindelse med valg av sikring på flere måter. Først og fremst tenkes det på de faktorer som påvirker trygghetsfølelsen til arbeiderne inne på stuff, men det kan også være snakk om hensynet til de psykologiske faktorer som påvirker de fremtidige brukere av tunnelen.

Eksempler på psykologiske faktorer som kan påvirke en beslutningstager som skal bestemme sikring i en tunnel, kan være oversikring av fjellet som følge av en følelse av utrygghet i en periode etter at man har passert et område med dårlig fjell, eller ved en utforming av tverrsnittet som er uvant for beslutningstageren.

Et annet eksempel er en falsk trygghetsfølelse som kan oppstå når man har dekket over et ustabilt fjellparti med sprøytebetong. Når man ikke lenger ser problemene glemmer man at de er der. Dette er en svært farlig tendens, som også har ført til en del ulykker.

4.29 Personlig erfaringsgrunnlag

De beslutninger som tas både når det gjelder utforming av sikringskonsept og valg av arbeidssikring blir i stor grad påvirket av den enkelte beslutningstagers tidligere erfaringer.

Det er lettere å velge en løsning som man kjenner godt, enn noe som man personlig ikke har noen erfaring med.

4.30 Personlige relasjoner mellom de involverte parter i prosjektet

Personlige motsetninger eller sympati mellom de involverte parter kan til en viss grad bidra til å påvirke de beslutninger som blir tatt. Godt samarbeid vil føre til atsikringsarbeidene blir mer optimale, ettersom man får utnyttet begge parters kompetanse i mye større grad.

4.31 Personlige holdninger ift. bestemte typer sikringsmidler

Dette er en faktor som av og til kan komme til å påvirke de løsninger som blir valgt både når det gjelder valg av konsept og sikring underveis i driften.

4.32 Hvem er tilstede

Hvem som er tilstede når en beslutning skal fattes er også av betydning for hva som blir bestemt. Det finnes eksepler på at det har blitt drevet for langt inn mot dårlig fjell, før spesielle sikringstiltak ble satt i verk, fordi ingen kompetente mennesker var tilstede og kunne hindre dette. Basen har kanskje ikke kompetanse nok til å kunne ta avgjørelser i spesielt vanskelige situasjoner. Viktigheten av å ha personer med ingeniørgeologisk kompetanse på stuff, må derfor igjen understrekes.

4.33 Valgt driftsmetode/tilgjengelig utstyr

Den valgte driftsmetode vil påvirke valg av sikring, ved at man i størst mulig grad vil forsøke å finne sikringsmetoder som kan tilpasses driften. Beslutningene som blir tatt i forbindelse med arbeidssikringen, kan med større sannsynlighet bli påvirket av det tilgjengelige utstyr, enn beslutningene om permanentsikring.
Hvor mye sondér-/ og kjerneboringer det legges opp til å utføre under drivingen, har dessuten betydning for hvor godt forberedt man er på de forhold som oppstår, og innvirker dermed på de valg som tas.

4.34 Sammensetningen av stufflaget

Hvem som jobber sammen på et skift kan komme til å gi visse utslag på omfanget av arbeidssikringen. Dersom anleggslederen kjenner driverne sine kan han til en viss grad påvirke resultatet av sikringsarbeidene ved å sette sammen stufflaget "riktig". Vet han at noen har en tendens til å sikre for mye og andre for lite, kan han forsøke å utjevne dette ved å plassere dem på samme skift.

4.35 Byggherrens kompetanse

Byggherrens kompetanse er av betydning både for det sikringskonsept som blir valgt, og for kvaliteten av de sikringsarbeider som blir utført.

Konsulentene vurderer byggherrens kompetanse når de gir råd om valg av sikringskonsept ved passering av vanskelige soner. Lav kompetanse fører gjerne til en sikker, men dyr løsning, som stiller mindre krav til de beslutninger som må tas underveis i driftsperioden.

Hvor godt byggherrens representanter greier å følge opp og kontrollere kvaliteten av sikringsarbeidene, avhenger av kunnskapsnivå og erfaring. Hvor godt kontrollapparatet fungerer vil ofte være av stor betydning for kvaliteten av sluttproduktet.

4.36 Funksjonskrav og krav til langtidsstabilitet (hvor høy risiko vil man tillate)

Kvalitetskravene til ferdig tunnel vil variere fra prosjekt til prosjekt, vurdert ut fra konsekvensene av nedfall og behov for vedlikehold. Til en viss grad er kvalitetskravene styrt av premissgivende dokumenter som NS 3480, Håndbok 021 etc.

4.37 Miljøpåvirkning

Miljøet tunnelen plasseres i vil være av stor betydning for sikringsutformingen. I områder hvor man forventer at grunnvannet kan være aggressivt, enten på grunn av forurensing fra dagen eller på grunn av oppløsning av agressive stoffer fra berget, må man ta hensyn til dette ved å beskytte sikringsmidlene mot nedbrytning.

Hensynet til det ytre miljø er også av stor betydning for valg av sikring. Eksempelvis må man ofte tette mot vannlekkasjer for å hindre reduksjon i poretrykk og grunnvannsenking, og ikke nødvendigvis fordi vannet som kommer inn i tunnelen er et problem.

4.38 Økonomi

Både entreprenørens og byggherrens økomomi kan påvirke sikringsomfang og valg av metoder, ved at begge parter hele tiden vil søke å optimalisere fortjenesten.

4.39 Media/Miljøorganisasjoner/Politiske vurderinger

Disse påvirkningsfaktorer kan ha betydning for krav til tetthet og hvilke tetningsmiddel som tas i bruk. Dette har kun negative økonomiske konsekvenser hvis påvirkningene går utover de faglige vurderinger som ligger til grunn for de valg som tas.

5 Forslag til optimalisering av beslutningsprosessen ved valg av sikring:

-Mer forkusering på forarbeid/undersøkelser og beslutningsprosessen tidlig i prosjektene
-Økt bruk av systematiske risiko- og usikkerhetsvurderinger
-Økt satsing på utvikling av kompetanse på alle nivåer.
-Videreutvikle den norske tunnelkulturen ytterligere, med fokus på deling av ansvar og myndighet.
-Utvikle kontraktsformene slik at de stimulerer i større grad til samarbeid og kreativitet.
-Bedre rutiner for «as-built» dokumentasjon, (forbedre læringsprosessen)
-Stille kontraktsfestede krav til samarbeidsordninger som utjevner interessekonflikter mellom byggherre,konsulent og entreprenør.
-Bruk av eksterne evalueringsenheter som ikke er påvirket av egeninteresser.
-Kontraktsfeste rett til å komme med kostnadsbesparende tiltak (fortjenesten deles mellom den kostnadsfremmende part o g byggherren).
-Legge opp akkordsystemet slik at det fremmer sikringsarbeider i riktig omfang.(NB! Må være fleksibelt)
-Økt tverrfaglig samarbeid.

6 Konklusjon

Mange faktorer bidrar til å påvirke hvordan beslutningsprosessen ved valg av sikring fungerer. Beslutningsprosessen vil variere med problemets kompleksitet, kontraktsmessige og organisasjonsmessige forhold og med beslutningstakerens rolle og kompetanse. Beslutningsprosessen består i registrering, vurdering, beslutning og utførelse. Kommunikasjon og dokumentasjon er viktig for å kvalitetssikre beslutningene.

Bruk av observasjonsmetoden ved valg av sikring har fungert bra i Norge for de vi har kompetente beslutningstakere på alle nivå.

Samferdselpolitiske vedtak overstyrer stadig oftere geologiske forhold når det gjelder plassering av tunneler og bergrom. Dette fører til at tunneler må drives under vanskeligere forhold enn det vi har vært vant til tidligere. Økt vanskelighetsgrad krever en mer strukturert beslutningsprosess, dersom observasjonsmetoden fortsatt skal kunne benyttes og gi fordeler.

Økt bruk av systematiske usikkerhets- og risikoanalyser kan bidra til å sikre en strukturert beslutningprosess som gjør at den norske beslutningsfilosofi kan benyttes også ved geologisk kompliserte prosjekter. Det kan også kan være med på å sikre at det er fjellforholdene og ikke andre faktorer, som f.eks de kontraktsmessige, som til syvende og sist bestemmer sikringen.

7 Referanseliste

Austeng, Kjell, 1994: *Kvantitativ risikoanalyse som beslutningsstøtte.* Universitetet i Trondheim, Norges Tekniske Høgskole, Institutt for bygg- og anleggsteknikk.

Bolman, Lee G. & Deal, E., 1991: *Nytt perspektiv på organisasjon og ledelse.* Ad Notam forlag AS.

Brumund, W., Duncan, Wyllie, Duncan & McCammon, N.R.C.: *Planning Slope Stabilization Programs by Using & Decision Analysis.* Transportation Research

Busch,Tor & Vanebo, Jan Ole, 1988: Organisasjon, ledelse og motivasjon, TANO A.S.

Grøntveit, Jorunn, 1994: *Beslutningsprosessen ved valg av sikring i tunneler.* Universitetet i Trondheim, Norges Tekniske Høgskole, Institutt for geologi og bergteknikk. Hovedoppgave 1994.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1998

KONTRAKTSSTRATEGI OG FJELLSIKRING
- Erfaringer fra Vestfold

Byggeleder Arvid Veseth, Statens Vegvesen Vestfold

Sammendrag:

På E18-prosjektet har Statens vegvesen brukt en kontraktsinndeling med vesentlig større oppbryting av arbeidene i flere kontrakter/arbeidspakker enn hva vegvesenet i senere tid har brukt på store prosjekter på østlandsområdet. Bakgrunnen for denne strategien har vært:

- Stor usikkerhet i prosjektet om hva prosjektet til slutt skulle omfatte, dvs 2-feltsveg eller 4-feltsveg. Byggherren har derfor ønsket å beholde større kontroll over prosjektet.
- Ønske om å få større konkurranse om anbudene.
- Ønske om å redusere risikoen for prosjektet dersom enkeltkontrakter skulle komme «ut av kontroll».
- Ønsket å kunne inngå nye kontrakter framfor reforhandling av inngåtte, ved utvidelse fra 2-feltsveg til 4-feltsveg.
- Ønsket å kunne inngå kontrakt om utsprenging av tunnelløp nr. 2 før oppstart på komplettering av første tunnelløp.

De enkelte entreprisene og produksjonsavtalene har blitt planlagt ut fra mer overordnede prosjekthensyn, som behov for anleggsveg gjennom linja, disponering av sprengsteinsmassene m.m. Prosjektet har derfor ikke laget strenge «parsellgeografiske» grenser mellom kontraktene. Så langt i prosjektet synes fordelene å ha vært større enn ulempene med kontraktsstrategien.

1. Bakgrunn for kontraktsstrategien, litt historikk.

Prosjektet Ny E18 i nordre Vestfold har blitt et meget stort og omfattende vegprosjekt, med mange ulike anleggsdeler. I alt blir det bygd 7 fjelltunneler på selve E18, og en kort fjelltunnel på den tilstøtende Rv315.

E18-utbyggingen fra Gutu til Helland sør for Holmestrand ble i 1994 vedtatt som 4-feltsveg. Men første byggetrinn ble samtidig vedtatt utbygd som 2-feltsveg, med tilrettelegging for framtidig utvidelse til 4-feltsveg. I 1998 fikk vi nytt stortingsvedtak om bompengefinansiering av utvidelse til 4-felt på strekningen Gutu-Helland, og 4-feltsutbygging fram til Kopstad (avkjøring til Horten). Vi har dermed fått vesentlig endring av prosjektomfanget midtveis i byggefasen. Prosjektets kostnadsramme er nå totalt på kr. 3,0 mrd.

Statens vegvesen Vestfold startet arbeidene på parsellen syd for Gutu den 18.mai 1994, og høsten 1998 pågår det brubygging, tunnelbygging og masseflytting langs hele det over 30 km lange veganlegget. For en nærmere oversikt over prosjektet som helhet vises til foredrag nr. 19: "Ny E18 gjennom Vestfold". I dette innlegget legges hovedvekt på de valg byggherren har

gjort mht. oppdeling og organisering på kontrakter, bakgrunnen for valgene og konsekvenser av strategien.

Figur 1: Oversiktstegning E18

Statens vegvesen Vestfold har fra tidligere ikke hatt noen stor egen anleggsavdeling. Til illustrasjon omsatte den "gamle anleggsavdelingen" i 1994 for kr. 94 mill. på egenregianlegg, mens omsetningen på entrepriser var på kr. 35 mill, dvs en entrepriseandel på 27%. Til sammenligning var total omsetning på E18-prosjektet i 1994 kr. 84 mill. Det var en klar beslutning om at egenregidriften ikke skulle dimensjoneres for å vokse i takt med omsetningen på E18, økningen i arbeidsvolum og omsetning skulle tas gjennom entrepriser.

2. Kontraktsstørrelse, arbeidspakker.

En kritisk linje helt fram til nå har vært å få vedtatt reguleringsplanene for hver av de 7 planparsellene sydover langs linja, å få klar byggeplanene (byggetegningene), samt å få arbeidstillatelser fra grunneierne.
For å komme raskt igang, samt å utnytte egne ressurser, var det derfor helt naturlig å bruke vegvesenets egenregi på første parsell fra Bergsenga og sydover, og sette bort mindre fjellsprengnings- og utlastingsarbeid som "underentrepriser" på kr.1-2 mill.
Store, langsgående betongbruer med kassetverrsnitt hadde ikke anleggsavdelingen utstyr for, disse ble satt bort på byggherrestyrte entrepriser, sideordnet egenregiarbeidene. Mellom Gutu og Hanekleiva ble det satt ut i alt 4 bruer med kontraktssummer fra kr. 7,7. mill til kr. 17,2 mill. ekskl. mva.

Ved planleggingen av anleggsdriften sydover brøt vi ned prosjektets hovedframdriftsplan i anleggsdeler / byggeelementer som hver bru, hver tunnel, og masseflyttingsparseller mellom tilstøtende bruer/tunneler.

Mange forhold tilsa at det ikke ville være gunstig å sette ut store, sammenhengende kontrakter, f. eks. opp i størrelsesorden flere hundre mill. kr,:

- Planlegging (byggetegninger) og grunnerverv var ikke klart for slike lange strekninger. Stor risiko for forsinkelser, ekstrakostnader før slike områder var klare for anleggsadkomst.
- Trengte stadig avklaringer med Vegdirektoratet på omfanget av forberedelse til 4-feltsveg.
- Byggherreorganisasjonen var under oppbygging. Hadde ikke kapasitet eller erfaring med å styre så store entreprisekontrakter.

Prosjektet satte derfor sammen "arbeidspakker" med vesentlig mindre størrelse, f. eks. masseflytting, betongkonstruksjoner og vegbygging opp til topp forsterkningslag på 1-2 km

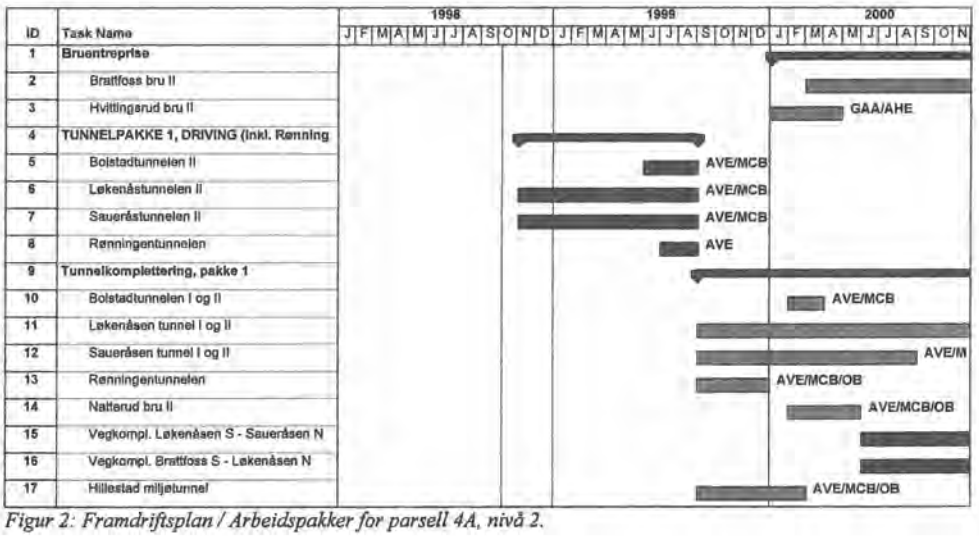
lange vegstrekninger med lokal massebalanse. Dermed fikk vi kontraktsgrenser både tvers på vegen (f. eks "profil 20.000"), og kontraktsgrenser langs vegkonstruksjonen (f. eks. mellom topp fosterkningslag av sprengstein og bærelag av asfalt). For fjelltunnelene har vi tilsvarende satt ut sprengning og stabilitetssikring på en kontrakt, og byggeteknisk komplettering på en ny kontrakt.

Denne strategien har blitt fulgt ved utbyggingen sørover. Etter hvert har "arbeidspakkene" blitt laget med større volum, typisk kr. 35 mill og opptil kr 85 mill., de siste med både veg i dagen, tunnelsprengning og mindre bruer.

Vi har erfart at vi får flere anbydere på veg- og tunnelanbud som i beløp går opp til ca kr. 25-30 mill., idet de mellomstore entreprenørfirmaene da kan levere anbud som hovedentreprenør. Vi tror dette skjerper konkurransen og gir byggherren lavere anbud. For anbudene som ligger opp mot kr. 60-80 mill, er det de store riksentreprenørene som Selmer ASA, Veidekke ASA, Peab A/S, NCC Eeg-Henriksen A/S, AF Spesialprosjekt A/S, Statkraft Anlegg A/S, som figurerer på anbyderlistene.

For arbeidsinndelingen og framdriftsplanlegging opererer vi dermed med 4 nivåer for framdriftsplaner:

1 Hovedframdriftsplan hele E18-prosjektet med reguleringsplaner, byggeplanlegging, grunnerverv, anleggsdrift - for hver planparsell.
2 Arbeidspakker for anleggsdrift for hver planparsell, fordelt på egenregi/entrepriser, byggelederansvar for entreprisene.
3 Hovedframdriftsplan for hver entreprisekontrakt, som entreprenøren setter opp og byggherren godkjenner.
4 Hovedframdriftsplanen for entreprisene nedbrutt og detaljert i 2 til 4-ukers planer, som entereprenøren lever til orientering på hvert byggemøte.



Figur 2: Framdriftsplan / Arbeidspakker for parsell 4A, nivå 2.

3. Fjelltunnelene på E18-prosjektet.

Så lenge vi bare hadde vedtak om 2-feltsutbygging, dvs før juni 1998, kunne vi bare sette ut kontrakter med bygging av ett løp på fjelltunnelene. For Hanekleivtunnelen resulterte imidlertid byggemelding til Holmestrand kommune og Sande kommune i et pålegg om å bygge to løps tunneler med engang, ut fra sikkerhetsmessige hensyn. Vegvesenet godtok pålegget, og begge løp ble sprengt ut i 1996.

3. 1. Kontraktsinndeling for tunnelene.

Driving av tunnelene og etterfølgende byggeteknisk komplettering med vann- og frostsikring, betongarbeider, vegoppbygging m.m., valgte vi å skille i kontraktene. Argumentene som talte for dette var m a:

- Viktig for prosjektet å få etablert anleggsveg gjennom linja tidlig, for massetransporter og materialtransporter. Dermed var det gunstig å få sprengt og sikret tunnel
- Tidlig komplettering ville være til hinder for transportene, og isolasjon i vegbanen føre til aksellastbegrensning og hindre dumpertransport.
- Ønsket å få sprengt ut tunnelløp nr 2 før løp nr 1 ble vann- og frostsikret.
- Er vesentlig ulike arbeider, utføres av forskjellige folk hos entreprenørene.

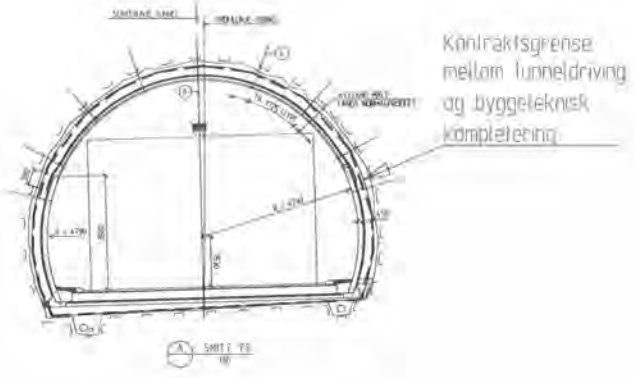


Fig. 3: Tunneltverrsnitt med kontraktsgrenser.

Kontraktene for utsprengning har omfattet: Utsprengning av tunnel og andre fjellrom, opplasting og uttransport av masser, arbeidssikring og permanent sikring, drens- og overvannsgrøfter, kummer og rør, evt. portaler, slik at tunnelene blir levert med utlasting til traubunn. Driving av tunnelene har i fleste tilfeller vært lagt inn sammen med masseflyttingsentrepriser, pga disponering av sprengsteinen. Størrelsen på kontraktene ligger dermed fra ca. kr. 20 mill, og opp til kr. 80 - 90 mill for de største.

Byggeteknisk komplettering for de gjenværende tunnelene vil bli med flere tunneler samlet i en kontrakt, idet dette er spesialarbeider. Kontraktene vil omfatte: Kabelgrøfter/kabelkummer, vegoppbygging inkl. isolasjon og asfalt, vann- og frostsikring med veggelementer i sidene og

«Ekeberghvelv», eller isolerte betongelementer i hengen, tekniske rom, evt. portaler, kort sagt komplette byggetekniske arbeider.

Framdriftsplanen med kontraktsinndelingen for tunnelene blir dermed som vist nedenfor:

Nr	Tunnel	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002
2	**Hanekleivtunn.**							
	Driving NL&SL	oooooooooo Produksjonsavtale Sv-V / Sv-H						
	Byggetekn.Kpl.			oooooooooo PEAB A/S				
3	**Løkenåstunn.**							
	Driving SL			oooooo Veidekke ASA				
	Driving NL				oooooooo AF Spesialprosjekt A/S			
	Byggetekn.Kpl.					oooooooooo (Pakke I)		
4	**Saueråstunn.**							
	Driving SL			oooooo Veidekke ASA				
	Driving NL				oooooooo AF Spesialprosjekt A/S			
	Byggetekn.Kpl.					oooooooooo (Pakke I)		
5	**Stuåstunn.**							
	Driving SL		oooooooo Selmer ASA					
	Driving NL				oooooooo Veidekke ASA			
	Byggetekn.Kpl.	(Pakke II)				ooooooooooooooooo		
6	**Knattenåstunn.**							
	Driving SL&NL				oooooooo AF Spesialprosjekt			
	Byggetekn.Kpl.	(Pakke II)				ooooooooooooooooo		
7	**Brekkekleivtunn.**							
	Driving SL&NL				ooooooooo Selmer ASA			
	Byggetekn.Kpl.	(Pakke II)				ooooooooooooooooo		
Nr	Tunnel	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002

Figur 4: Kontraktsinndeling, de 6 lengste tunnelene på E18-prosjektet

Pr oktober 1998 er framdriftsstatus for de ulike tunnelene:

1. Bolstadåstunnelen (Tunnellengde 170m):
   Nordgående løp (NL), tunneltverrsnitt T12, er sprengt ut og stabilitetssikret. Avsluttet produksjonsavtale Statens vegvesen Vestfold/Statens vegvesen Hordaland.
   Sydgående løp (SL), tunneltverrsnitt T10, skal sprenges ut våren-99. Kontrakt tildelt AF Spesialprosjekt A/S.

2. Hanekleivtunnelen (1765m):
   Både NL og SL, begge T9, med utvidelse til T12 ca 100m i nordre ende pga retardasjons/akselerasjonsfelt, er ferdig sprengt og stabilitetssikret. Avsluttet produksjonsavtale Statens vegvesen Vestfold/Statens vegvesen Hordaland.
   Byggeteknisk komplettering (vann- og frostsikring, tekniske rom, vegoppbygging m.m.). Kontrakt pågår med PEAB AS, overtas i november 1998.

3. Løkenåstunnelen (700m):
   SL, T10, er sprengt ut og stabilitetssikret. Avsluttet kontrakt med Veidekke ASA

NL, T9, skal sprenges ut 1998/99, kontrakt tildelt AF Spesialprosjekt A/S.

4. Saueråstunnelen (730m):
   SL, T10, er sprengt ut og stabilitetssikret. Avsluttet kontrakt med Veidekke ASA.
   NL, T9, skal sprenges ut 1998/99, kontrakt tildelt AF Spesialprosjekt A/S.
5. Stuåstunnelen (1100m):
   SL, T9, er sprengt ut og stabilitetssikret. Avsluttet kontrakt med Selmer ASA.
   NL, T9, skal sprenges ut 1998/99. Kontrakt inngått med Veidekke ASA.

6. Knattenåstunnelen (1100m):
   SL og NL, begge T9, skal sprenges ut 1998/99, kontrakt tildelt AF Spesialprosjekt AS.

7. Brekkekleivtunnelen (550m):
   SL og NL, begge T9, skal sprenges ut 1998/99, kontrakt inngått med Selmer ASA.

8. Rv 315 Rønningentunnelen, (100m):
   Ettløps tunnel T12, skal sprenges ut 1999, kontrakt tildelt AF Spesialprosjekt AS.

3. 2. Stabilitetssikring av tunnelene.

Alle tunnelene har liten fjelloverdekning. Bergartene er vesentlig rombeporfyrer, bortsett fra for Hanekleivtunnelen som ble drevet i kvartsitt/syenitt. Hovedproblem har vært mye dagfjell i påhuggsområdene, og åpne sprekker med liten innspenning på sidefjellet i tunnelene, og mye rust på sprekker i tunnelene. Alle tunnelene bygges som drenerte anlegg, det har ikke vært utført noen forinjeksjon eller etterinjeksjon av fjellet. Sikringsmidlene har vært spredt bolting med limte bolter eller gyste bolter på stuff, og evt fiberarmert sprøytebetong på stuff. I påhuggene, og ved forsering av vanskelige partier har vi brukt «spiling-bolter», 6m lange, gyste bolter satt i vifteform, og gjerne forankret i bakkant til kortere (4m lange) bolter, som forbindes med armerte sprøytebetongbuer. Bare helt unntaksvis har vi brukt utstøping med hvelv på stuff.

Sikring bak stuff og permanent sikring blir gjort med tilfeldig bolting og fiberarmert eller uarmert sprøytebetong. Der byggherren har anvist sikring, har fortrinnsvis gyste bolter blitt brukt bak stuff som permanent sikring.

Alle tunnelene skal ha innvendig vann- og frostsikring med hvelv, dvs. Ekeberghvelv eller betonghvelv. Hvelvkonstruksjonen skal i hht. vegvesenets håndbok 163 dimensjoneres for islast på 3,0 kN/m2, eller fallast på 3,0 kN på flate 10x10cm. Sikringsnivået på fjellflatene forsøkes likevel lagt såvidt høyt at denne ekstra sikringen ikke utnyttes, vi skal ikke ha utfall av stein/blokk som kan skade isolasjon eller sprøytebetonghvelv, idet reparasjoner i driftsfasen vil bli vanskelige og dyre.

Selve stabilitetssikringen av fjellet utgjør egentlig en liten del av totalkostnad for tunnelen, kfr kostnadsoverslag/regnskapstall for Løkenåstunnelen og Saueråstunnelen nedenfor. Fra byggeledelsen forsøker vi å holde størst oppmerksomhet mot de anleggsdelene som har de tyngste kostnadene. For en toløps, høgtrafikkert vegtunnel ser vi at:

- Kostnadene til sprengning og stabilitetssikring utgjør litt over 1/3 av totalkostnadene, mens vann- og frostsikring og øvrig byggeteknisk komplettering utgjør nesten 2/3 av totalkostnadene
- Stabilitetssikringen utgjør bare rundt 10% av totalkostnadene.

For prosjektet er det dermed lite å vinne på stor innsats for å optimalisere fjellsikringen. Det blir langt viktigere å unngå uhell/ulykker, og følgelig kan en viss oversikring gjerne tolereres.

		Løkenåstunnelen, 4-felt, PKOST		Saueråstunnelen, 4-felt, PKOST		Løkenås + Saueråsa Driving, 2-felt Regnsk	
Prosess	Tekst	Mill. kr.	%	Mill. kr.	%	Mill. kr.	%
0	Ledelse, Adm	4,0		4,6			
1	Forbered. arb.	9,6		11,7			
32	Tun. Sprengn.	11,5		13,0		10,1	
33	Stabilitetssikr.	8,8	13	11,9	16	6,3	(9,0)
34+35	Vann- og frostsikr, Portaler	16,7		14,4		4,5	
4+5+6	Grøft, Veg, Dekke	7,3		8,3			
7	Elektro, Div.	10,8		12,2			
	SUM	68,7		76,1			

Figur 5: Kostnadsfordeling for to fjelltunneler. Regnskapstallene for driving av det første løpet (2-feltsveg) ligger naturlig lavere enn halvdelen av summen for 4-feltsveg, idet en del av arbeidene som er kalkulert i PKOST skal utføres i senere kontrakter.

4. Kontraktsutforming.

Alle entreprisekontraktene bygges opp på vegvesenets vanlige måte, dvs. enhetspriskontrakter med NS 3400 og NS3430 med vegvesenets endringer og administrative tillegg som anbuds- og kontraktsregler, beskrivelsestekster /mengdelister etter Prosesskoden. Vurdering av faglig, teknisk og økonomisk grunnlag for anbyderne gjøres etter en firmavurdering med opplysninger anbyderne gir sammen med anbudet. Alle kontrakter over kr. 8 mill må sendes ut på EØS-utlysing, hvilket medfører minst 52 dager fra utlysing til anbudsfrist. Anbudene kontrollregnes, rangeres og innstilles fra prosjektet, og avgjøres enten av Anbudsnemnda / Vegsjef i fylket, eller av Vegdirektoratet dersom kontraktssum er over kr. 15 mill.

I noen tilfeller har vi gått ut med at entreprenøren skal påta seg prosjektering av konstruksjoner, f.eks. for vann- og frostsikring i tunnel. Byggherrens anbudsgrunnlag inneholder prinsipptegninger for konstruksjonen, og prosesser. En slik deling har vi ikke god erfaring med på prosjektet. Anbudene kan inneholde konstruksjonsløsninger byggherren ikke vil godkjenne, og under utførelsen bidrar mange parter med «sektorrådgivning», hvilket kan gi uryddige forhold. For resterende tunnelkontrakter planlegges å gå ut med ferdig prosjekterte løsninger for hovedalternativer, men åpne for at entreprenøren kan gi egne alternativer.

Selv om anbudssummene er jevne ved åpning, opplever vi å få store variasjoner i enhetspriser for samme anbud. Variasjonene skyldes nok i mange tilfeller ulik kalkulasjonsmåte, noen entreprenører synes f. eks. å legge mye av mannskapskostnadene inn i rigg- og driftsprosessene.

For anbudene på driving av tunneler har vi opplevd at spesielt prosessene for bolter og sprøytebetong på stuff og bak stuff har påfallende variasjoner. I noe omfang har vi opplevd at entreprenøren har vist sterk uvilje mot å legge opp arbeidet slik at de får godtgjort etter dårlig betalte enhetspriser. Spesielt der entreprenøren har priset lavt for «på stuff» arbeidene, slik at dette etter byggherrens syn har gått på akkord med HMS-krav eller sikkerhet, har vi gått inn og avklart sikringen også for på-stuff arbeidene.

Andre sider ved «taktisk prising» som kan gi vansker for samarbeidet:

- Entreprenøren priser rigg- og driftsprosessene høyt, regulerbare enhetspriser lavere, gir fordel med tidlig utfakturering under arbeidet. Virker uheldig dersom byggherren vil bestille ekstraarbeid etter anbudets enhetspriser.
- Entreprenøren gjør kvalifisert vurdering av hvilke regulerbare prosesser som vil øke ved oppmåling og hvilke som vil reduseres. Hever/senker prisnivået tilsvarende.
- Entreprenøren hever pris på prosesser som er ført ut med liten mengde i anbudet.
- Der anbudsgrunnlaget har flere nærliggende prosesser (f. eks. boltetyper, boltelengder) heves pris på prosesser med liten mengde, og senkes for prosesser med stor mengde. Kan lett gi problemer dersom byggherren vil ha arbeidet lagt opp etter "lav" prosess og entreprenøren etter "høg" prosess....
- Byggherren fører ut alternative prosesser eller «reserveprosesser» som bare skal utføres etter avtale. Entreprenøren fører ut «0,-» eller «inkl.» på prosessene og har dermed tatt på seg ansvaret for å utføre dette arbeidet uten vederlag. I praksis viser det seg vanskelig å få slike prosesser utført....

Internt i vegvesenet diskuteres om byggherren skal gjøre mottiltak for å møte slik taktisk prising på anbudsstadiet, f.eks. ved å slå sammen prosesser for sprøytebetong og bolter på stuff og bak stuff. Konklusjonen har blitt at vi ikke skal lage slike kreative innslag i beskrivelsene, men lengst mulig følge prosesskoden med prosessinndeling og mengder slik at reelle prisforskjeller skal kunne føres ut på enhetspriser i anbudet.

5. Mest ulemper eller fordeler med stor kontraktsoppdeling?

Oppdelingen på mange kontrakter gir merarbeid for byggherren med å utarbeide anbudsgrunnlag, hente inn anbud og administrere kontraktene. Byggherren påtar seg også større ansvar for merkostnader når en entreprenør skal bygge videre på en annens arbeid, f. eks ved utstøpinger mot utsprengt fjellflate. Under planleggingen legges stor vekt på at kontraktsgrensene mellom kontraktene skal bli så entydige og ryddige som mulig, for å minimalisere ekstrakostnader.

For de tunnelene hvor første løp blir sprengt ut på en kontrakt, og neste løp deretter blir sprengt ut før begge løpene overtas av entreprenøren som skal gjøre byggeteknisk komplettering, kan stabilitetssikringen ha blitt forringet. Vi planlegger derfor at tunnelene må

gås over og etterrenskes, evt. settes inn supplerende bolter eller supplerende sprøytebetong før vann- og frostsikring monteres.

Ved at prosjektet har valgt såvidt sterk nedbryting på arbeidspakker, har vi kommet raskt igang på angrepspunkter langs traseen når byggetegningene og arbeidstillatelse har vært klare. Samtidig har kontraktsstrategien gitt byggherren stor frihet med å gjøre endringer underveis uten at det har fått kontraktsmessige konsekvenser/merkostnader. Spesielt med omgjøring av hele prosjektet fra 2-feltsveg til 4-feltsveg midt under arbeidet har det vært gunstig å kunne planlegge og sette ut nye kontrakter framfor å måtte reforhandle allerede inngåtte kontrakter.

Så langt i prosjektet føler vi at fordelene har vært større enn ulempene med kontraktsstrategien.

Fig 6: Foto fra portalstøp Hanekleivtunnelen, sydende. Stort betongforbruk mot fjellet på kontaktstøpen.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1998

HVA BESTEMMER SIKRINGEN – KONTRAKTEN ELLER FJELLET?
Rådgivernes erfaringer

Ingeniørgeolog Bent Aagaard, O. T. Blindheim AS

Sammendrag

Fire "senior" ingeniørgeologer, som har mye av sin praksis knyttet til stabilitetssikring av tunneler og bergrom, har gjennomgått sine erfaringer fra et mangfold av prosjekter i både inn- og utland. Det framgår klart at det overordnede spørsmålet: "Hva bestemmer sikringen – kontrakten eller fjellet?" må besvares med "begge deler".

Gjennomgangen viser også med tydelighet at kompleksiteten i spørsmålet er stor. Ved å innse dette, forstår man også at temaet må underlegges en systematisk og grundig behandling for et hvert prosjekt. Dermed kan begrepet optimal sikring få en klarere definisjon: "Lavest mulig pris pr sikret areal for tilstrekkelig sikring/stabilitet når tidskostnader er inkludert"

To temaer vil alltid gå igjen ute på anleggene; hvordan skal entreprenøren få betalt for rensken og hvordan kan sprøytebetongarbeidet bli mest mulig effektivt uten at det går (for mye) ut over sikkerheten. Entreprenøren bør som hovedprinsipp få betalt for den rensken som gjøres (det vil si at det er ulogisk at dette er inkludert i driveprisen) og sprøytebetongarbeidet kan bli effektivt for entreprenøren ved at sikkerhetsnivå og funksjonskrav for tunnelen klarlegges på forhånd. Begge deler krever et sterkt engasjement fra byggherren både på planlegging/prosjektering og kontroll.

For lave priser og taktisk prising skaper alltid ubehageligheter i gjennomføringen. Valg av entreprenør bør kunne frigjøres mer fra enhetspriser og riggkostnader og forhandling før inngåelse av kontrakt bør muliggjøres for å unngå taktisk prising.

Kompetanse, prognoser og dokumentasjon er behandlet under ett fordi de griper slik inn i hverandre. Vedrørende kompetanse bør fokus settes på basen som i realiteten har et stort ansvar for å velge rett sikringsmengde og –type til riktig tid. Klargjøring av beslutningsprosessen, spesielt for umiddelbar sikring bør bli klarere og involvere flere fagkyndige både hos entreprenør og byggherre. Det er videre åpenbart at krav til bedre prognoser (les: forundersøkelser) vil komme. Videre må vi i større grad bli i stand til å dokumentere utførelsen og redegjøre for hvordan tunnelsikringen tilfredsstiller det valgte sikkerhetsnivået og funksjonskravene til tunnelen. Kanskje er vegen å gå også for oss å ta i bruk et verifikasjonsledd, en uavhengig sakkyndig eller en referansegruppe etter modell fra utlandet.

Til sist bør det fastslås at kravet til personsikkerhet (HMS) får større og større fokus. Vi bør akseptere at kravet til personsikkerhet, og ikke permanent sikring, av og til vil styre nivået for sikringen.

Innledning

I de fleste tunnelprosjekter kan det sies at det er et avvik mellom utført sikring under driving og det som kan sies å være riktig sikring ut fra stabilitetssikringsbehovet. Dette kan skyldes

- driftsmessige forhold (med for eksempel sprøyting på natta mellom skiftene)
- rensk er inkludert i driveprisen
- beslutningsprosessen
- kontraktens utforming
- manglende kompetanse hos entreprenør og/eller rådgiver og/eller byggeledelse
- akkordsystemet hos entreprenøren
- andre forhold .....

Likevel kan optimal sikring være forskjellig fra det som styres ut fra bergmassens egenskaper og oppførsel fordi driftsforhold og kontrakt gir en spesiell utførelse.

Som rådgivere har vi kunnet følge mange typer tunnelprosjekter under forskjellige kontrakts- og driftsforhold. Betraktningene som er gjort i denne presentasjonen, bygger på bidrag fra tre andre "garvede" ingeniørgeologer; dr.ing. Bjørn Buen (eget firma), Dr.scient Arild Palmstrøm (Norconsult) og sivilingeniør Per Bollingmo (Noteby), men står for forfatterens egen regning.

Sikringsutførelse er ofte diskusjonstema både på byggemøter og i den daglige driften ute på anleggene. De betraktningene som gjøres her tar ikke mål av seg til å gi en klarleggende og uttømmende behandling av temaet. De endringene som skjer både med kontraktstyper og teknologisk utvikling på klassifisering og sikringsutførelse, gjør imidlertid at temaet jevnlig fortjener å bli debattert i fagmiljøene.

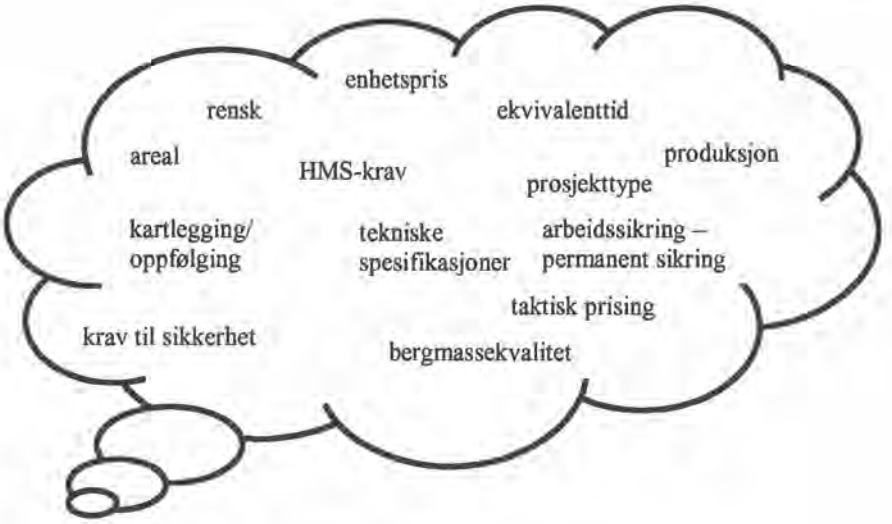
Optimal sikring

Begrepet er lite brukt, men tar opp i seg det faktum at for byggherren er det om å gjøre å oppnå lavest mulig pris pr sikret areal for tilstrekkelig sikring. Ekvivalenttiden for sikringsmidlene må også tas i betraktning. For entreprenøren vil problemstillingen være noe annerledes fordi tilstrekkelig sikring kan oppnås på flere måter. Driftsopplegg, kontraktsutforming og enhetspriser for forskjellig type sikring vil virke inn på utførelsesmåten.

Optimal sikring:

"Lavest mulig pris pr sikret areal for tilstrekkelig sikring/stabilitet når tidskostnader er inkludert"

Hovedspørsmålet; Hva bestemmer sikringen – kontrakten eller fjellet?, kan derfor besvares med et klart "begge deler"! Målet for sikringsarbeidene, en tilnærmet optimal sikring, er dermed formulert, men det må samtidig klarlegges hva som er tilstrekkelig sikring for det enkelte anlegg og den enkelte tunnel og at pris og tid tas hensyn til på best mulig måte. Den ideelle (optimale) sikringen kan bare oppnås ved at en rekke parametere håndteres korrekt og profesjonelt. Avhengighetene er mange og komplekse og kan kanskje best illustreres ved følgende figur



Figur 1 *Parametere som innvirker på sikringsutførelsen*

Kontrakten

Rensk

I kontrakter hvor rensk er inkludert i driveprisen, er det opplagt en klar fare for at renskearbeidet blir redusert og erstattet med betalbare sikringsmidler, dvs. bolter og sprøytebetong. Det er en illusjon å tro at totalkostnaden reduseres ved at rensken er inkludert, samtidig som det er naivt å forestille seg at rensk betalt pr time kan bli brukt på riktig måte uten en god oppfølging av arbeidene fra byggherrens side.

Dersom det blir rensket for lite før det sprøytes, har dette som konsekvens at effekten blir redusert og behovet for ettersikring vil øke.

Når rensk er en del av driveprisen, fører dette lett til unødvendig og feil bruk av andre sikringsmidler

Siden rensk er et velegnet sikringsmiddel for mange typer fjellforhold, bør derfor rensk avregnes etter medgått tid, normalt med fradrag av ca en halv time som i alle tilfeller må benyttes for driftsrensk etter hver salve og en ukentlig renskesyklus.

Behovet for rensk kan aldri angis eksakt og vil hele tiden være gjenstand for nye vurderinger. Folkene på stuff "lærer seg å kjenne fjellet" etter hvert. For at kontrolløren/ingeniørgeologen skal kunne ha en god dialog med driverne, må også han/hun jevnlig ha nærkontakt med fjellet og benytte renskespettet.

Mangelfull oppfølging fra kontrollør/ingeniørgeolog og liten dialog mellom byggherre og entreprenør vedrørende rensken gjør at behovet for rensk i forhold til andre sikringsmetoder forblir uavklart

Sprøytebetong

Ovenfor er det redegjort for hvordan mangelfull avklaring av renskebehovet kan føre til uriktig bruk av sprøytebetong. Når rensken er dårlig, blir også kvaliteten av sprøytebetongsikringen redusert.

Uklar avregning og utførelse av rensk kan føre til at sprøytebetong blir brukt unødig mye og også med dårlig resultat

På mange anlegg er det en økende tendens til at natta konsekvent benyttes til å påføre sprøytebetong for siste døgns driving. Dette har både positive og negative sider.

Entreprenøren får en rytmisk utførelse av sikringsarbeidet og kan utføre sikringen kostnadseffektivt med god utnyttelse av personell. Sikringen blir som regel utført for hele hengflaten, og vil gi en oversikring i forhold til konkrete sikringsvurderinger. Det forutsettes at spesielt dårlige partier blir behandlet særskilt.

Når tunnelen får en systematisk sikring hvert døgn, blir kartlegging ofte nedprioritert. Dette kan føre til at dårligere partier blir sprøytet inn uten at det blir fastslått at ytterligere sikring er nødvendig.

Systematisk sprøyting på nattskift gir i dag størst besparelser for entreprenøren. Rutinen fører generelt til oversikring samtidig som deler av tunnelen kan stå for dårlig sikret et skift eller to. Rutinen kan bli en "sovepute" som gjør at kartlegging/registrering blir nedprioritert

Dersom behovet for systematisk sprøytebetongsikring i hengen er klarlagt som en del av kontrakten, for eksempel at en adkomsttunnel i en kraftstasjon skal ha sprøytebetong i hengen uavhengig av bergmassekvalitet, vil dette kunne gi innsparinger for både byggherre og entreprenør.

Systematisk sprøyting på nattskift kan gi besparelser for både entreprenør og byggherre dersom sikringsnivå er godt definert i kontrakten.

Hvis rutinen med sprøyting på natta blir fast innarbeidet på bekostning av et opplegg med sprøytebetong etter behov, er dette uheldig. Som et grunnleggende prinsipp må sikring utføres for hver salve, tilpasset fjellforholdene. Dette innebærer at entreprenøren må ha utstyr tilgjengelig for de ulike sikringstypene i løpet av en definert tid. På små anlegg er det likevel vanskelig å være i beredskap til enhver tid. Alternative sikringsmetoder som rensk og bolting, kan da ofte benyttes enten i stedet eller som midlertidig sikring inntil sprøyting av et større areal kan foretas. Ved større anlegg, med flere stuffer, kan bruk av retarder/akselerator i sprøytebetongen benyttes slik at tidspunkt for sprøyting kan justeres og dermed utnyttes

bedre. Det kan likevel ikke utelukkes at sprøytebetong må "brukes opp" fordi den blir mikset ut fra et antatt behov.

Sprøytebetong er generelt godt tilgjengelig rundt om på anleggene til bruk for umiddelbar sikring, men spesielt ved mindre anlegg kan alternative løsninger gi best totalresultat

Taktisk prising

Både Statens vegvesens prosesskode og NS 3420 gir muligheter for taktisk prising spesielt dersom byggherre/rådgiver ikke har lagt en tilsvarende taktikk til grunn ved angivelse av mengder for forskjellige sikringstyper. Med det norske kontraktsystemet, som gir lite rom for forhandlinger på enhetsprisnivå (prosesskoden gir ikke muligheten til dette), kan det derfor av og til oppleves at sikringsutførelsen ganske bevisst blir vridd i en bestemt retning. Siden tilstrekkelig sikring også kan oppnås på mange forskjellige måter, er det ofte vanskelig å vri sikringen over på en måte som for byggherren blir mer optimal.

Taktisk prising er generelt en uting og bør kunne forhandles bort før kontraktsinngåelse

For lave priser

Lave priser i en kontrakt er byggherrens ønskemål, mens for lave priser ofte vil føre til samarbeidsproblemer og driftsmåter som kan være langt fra det optimale. Generelt er inntjeningen i anleggsbransjen minimal, og det fører lite godt med seg å kjøre en kontrakt der entreprenøren taper penger.

Det bør kunne vurderes å velge entreprenør ut fra litt andre kriterier enn enhetspriser og riggkostnader.

Klassifisering av bergmassen og beslutningsprosessen

Fjellets, eller bergmassenes, beskaffenhet er selvsagt styrende for sikringsbehovet, selv om valg av type og mengde sikring også påvirkes sterkt av mange andre parametere. I Norge har filosofien alltid vært at sikringen bestemmes fortløpende og ut i fra den erfaringsbakgrunn som basen og/eller stedlig ingeniørgeolog besitter. Med forskjellig erfaringsbakgrunn er det ofte forskjellige oppfatninger omkring sikringsopplegget både fra bas til bas og mellom entreprenøren og byggherrens rådgivere (ingeniørgeologen).

Umiddelbar sikring (arbeidssikring) bestemmes ut fra basens erfaringsbakgrunn. Hvordan øvrig personell hos entreprenør og byggherre kan øve påvirkning på valget, er ofte uklart definert

I Norge har klassifisering etter Q-systemet tatt opp i seg den erfaring som er nedfelt i gjennomføringen av flere hundretalls anlegg de siste 10-årene. Systemet gir en klar anbefaling av sikringsbehovet ut fra beregnede verdier, men forutsetter at det er kompetente (les: erfarne) folk som utfører kartleggingen. Like fullt vil det være behov for tilpasninger til det enkelte anlegg. Q-systemet er dessuten myntet på å bestemme den endelige sikringen, slik at det fortsatt vil være betydelige valgmuligheter for oppbygging av den umiddelbare sikringen.

En klarlegging av den endelige sikringsutførelsen ut fra for eksempel Q-systemet, reduserer ikke behovet for klare prosedyrer for den midlertidige sikringen.

Alt for ofte syndes det mot at kartlegging skal utføres før sprøyting utføres, jfr. Håndbok om sprøytebetong. Dette vanskeliggjør vurdering og bestemmelse av permanent sikring.

Ved sprøyting må det som et minimum gjøres en nedtegning av årsaken til at det sprøytes og en enkel beskrivelse av fjellforholdene

For fastlegging av den endelige sikringen, har man som regel bedre tid, og mengde og type bestemmes av byggherren. Det dominerende klassifiseringssystemet i Norge er Q-systemet som gir et godt grunnlag for mengde og type av sikring, også vurdert ut fra type anlegg. For mindre anlegg er imidlertid en systematisk kartlegging og klassifisering lite vanlig. Valg av sikring kan da både bli tilfeldig og ha store variasjoner for samme type fjell.

Behovet for kompetent vurdering av sikringsutførelsen er like stort for et lite anlegg som for et stort

Produksjon

Også innen tunnelbygging skjer det en stadig automatisering av produksjonen som reduserer mulighetene for detaljert tilpasning av for eksempel sikringsarbeidet. Spettrensk har delvis blitt erstattet av høytrykksspyling og mekanisk rensk og sprøyteroboten har for lengst gjort sitt inntog på anleggene. Stykkvis oppdeling av sikringsarbeidet med bruk av mange forskjellige sikringsmidler reduserer produksjonen og blir dermed mer kostbar.

Krav til produksjon tvinger fram bruk av bredere pensel ved sikring. Dette kan totalt sett være optimalt selv om det teknisk kunne vært gjort annerledes.

Et særegent forhold på de fleste underjordsanlegg er dessuten den første fasen av anleggsperioden hvor arbeidsstokken forhandler om akkorden. Da kan man oppleve at det renskes og boltes svært mye og at inndriften er lav. Det kan ofte være svært vanskelig å påpeke konkrete ting som klart kan sies å være feilaktig eller unødvendig. Dette "skuespillet" illustrerer kanskje godt hvor komplekst fjellet er som byggemateriale og hvilken utfordring det ligger i å bestemme "riktig" sikring. Forfatteren har ingen gode råd for å bli kvitt "uvesenet", men går ut fra at entreprenørene som arbeidsgivere etter hvert opparbeider en "database" for hvor fort det skal gå under forskjellige forhold.

Forhandlingsperioden for akkorden viser hvor tøyelig begrepet "riktig sikring" er. Både tunneldriver og entreprenør bør ha plikt på seg til ikke å misbruke denne muligheten

Klargjøring av sikringsnivået

Teknisk sett er det fjellet som bestemmer sikringen. Likevel vet vi at det er til dels store forskjeller i sikringsnivå ut fra type av anlegg. Nederst på skalaen er gruver, mens trafikktunneler og andre bergrom hvor det jevnlig oppholder seg mennesker er øverst på skalaen. Q-systemet håndterer dette med den såkalte ESR-verdien (Excavation Support Ratio). Dette er imidlertid bare en tilnærming til problemet, slik at i mange kontrakter møter vi klare regler for hvordan tunnelen skal være ferdig sikret.

For eksempel i adkomsttunnelen til kraftstasjoner og i kraftstasjonshallene er det vanligvis et krav til at hengen skal være dekket med sprøytebetong, uavhengig av bergmasseklassifiseringen. I en vanntunnel vil det tilsvarende kunne tillates mindre nedfall. Ved bygging av veg- og jernbanetunneler er tilsvarende prinsipper i ferd med å vinne innpass, dvs. en minimumssikring uavhengig av bergmassekvaliteten.

For en entreprenør som skal utføre arbeidene vil det være en stor fordel (krav?) at sikringsnivå og funksjonskrav er klarlagt allerede på anbudsstadiet. Med funksjonskrav menes en klarlegging av hvordan tunnelen skal virke i framtiden; for eksempel ingen vanndrypp på sålen, ingen synlige fjellflater i hengen, tilnærmet vedlikeholdsfritt i levetiden for prosjektet, mindre nedfall (< .....) kan aksepteres osv. Dette vil muliggjøre klare og effektive måter å organisere arbeidet på, hvilket vil være gunstig både for byggherre og entreprenør.

Sikringsnivået er en funksjon både av bergmassekvaliteten og de funksjonskrav som settes til anlegget. En bedre klargjøring tidlig i prosjektet både av klassifiseringsmåte og spesielle sikringsprinsipper vil redusere kostnadene for både byggherre og entreprenør

Krav til personsikkerhet

Helse, miljø og sikkerhet (HMS) får større og større fokus også innen anleggsbransjen. Enkelte tunneler som har blitt bygget som en del av oljeutvinningsprosjekter har hatt en fokus på sikkerhet som langt har overskygget "hva fjellet krever" i form av sikringstiltak etter vanlige normer. Trenden er imidlertid klar: kravene til HMS vil delvis overstyre vanlige dimensjoneringsregler for sikring.

Man kan etter hvert oppleve at kravet til personsikkerhet, og ikke permanent sikring, styrer nivået for sikringen

Kompetanse, prognoser og dokumentasjon

For å bestemme "riktig" sikring er det nødvendig med kompetanse både på bergmasse-klassifisering og kontrakt. Innenfor begge områder er det forbedringsmuligheter både hos byggherre og entreprenør. Med den innflytelse som basen har på omfang og utførelse av arbeidssikring, følger det også et ansvar hos entreprenøren til å sørge for nødvendig opplæring slik at basene blir samkjørt og klarere kan se mulighetene i de forskjellige sikringsmetodene, men også begrensningene. Ofte vil basene også ha behov for teknisk støtte fra ingeniørgeologer fra egne rekker.

Basens sterke innvirkning på arbeidssikringen krever bedret kompetanse og forståelse av hele aspektet med sikringsnivå

Mange mindre entreprenører påtar seg fjellsikringsarbeider uten å ha nødvendig kompetanse. Dyrekjøpte erfaringer høstes når for eksempel en så "enkel" ting som gysing av en bolt viser seg å kreve både erfaring og gode prosedyrer. Om de nye godkjenningsreglene for "ansvarlig utførende" vil fange opp slike forhold, gjenstår å se.

Byggherresiden blir oftere og oftere godt bemannet med godt skolerte og etter hvert erfarne ingeniørgeologer. Bergmasseklassifiseringen blir dermed godt ivaretatt. Som det er redegjort for i det ovenstående, innbefatter en optimal sikring også en klar forankring av kunnskap innenfor kontrakt og pris for de enkelte sikringsmetodene. Ofte vet ikke ingeniørgeologen nok om prissiden. Resultatet blir ofte en optimalisering med teknisk slagside.

Ingeniørgeologen har ofte for liten innsikt i kostnadsbildet for å anbefale den totalt sett mest gunstige (optimale) sikringen

For en del større tunnelprosjekter har det både innen fagmiljøet og i media vært fokusert på feilaktige prognoser for hvilke tiltak som ville bli nødvendig. Selv om vi har gode grunner for å mene at prognosene som baseres på forundersøkelser alltid vil ha en viss grad av usikkerhet (som av og til kan slå uheldig ut), vil kravene til bedre prognoser generelt bli skjerpet. Dersom dette reduserer usikkerheten i for eksempel sikringsomfanget, vil dette også komme entreprenør og byggherre til gode både i forhold til kontrakt og i praktisk utførelse.

Kravene til bedre prognoser (ut fra forundersøkelser) vil øke noe som vil gi gevinster i utførelsesfasen

Man vil også merke at kravene til dokumentasjon vil øke med tiden, både i forhold til klassifisering og i forhold til å etterleve kontrakten. Innen norsk tunnelbygging har vi ofte praktisert etterlevelse av krav på en lempelig måte. Entreprenørene har også vært vant til å få dekket faktiske utgifter til sikringsarbeider. En del større konflikter vedrørende oppgjørsmåte som vi har sett de siste årene må kunne unngås ved en klarere arbeidsbeskrivelse og dokumentasjon gjennom anleggsperioden.

Kravene til dokumentasjon av utført arbeid både i forhold til klassifisering av bergmasser og for etterlevelse av kontrakt vil øke. For utenlandskontrakter er slik dokumentasjon et "must"

En praksis fra utlandet med å ha en uavhengig 3.person eller referansegruppe gir nærmest automatisk en oppfyllelse av mange av de forhold som er nevnt over. Her er prosedyrer og dokumentasjon nøkkelord. Gjennom en systematisk helhetstenkning vil dette gi gevinster for prosjektet totalt sett.

Professor Arild Andresen
Universitetet i Oslo, inst. for geologi

VARIASJONER I SPENNINGSFELTETS ORIENTERINGER I FJELLKJEDER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

ROCK STRESSES AND TECTONIC ACTIVITY

Dr.Ing. Tor Harald Hanssen
STATOIL

INTRODUKSJON

Bergspenningsvurderinger i naturlige materialer har utfordret de involverte i flere tiår, spesielt siden bergspenninger har inflytelse på all aktivitet under overflaten, og videre siden bergspenninger er vanskelige å måle. Når bergspenninger blir undersøkt er det geologiske miljøet omkring målestedet viktig å vurdere. Dette omfatter strukturgeologi, bergartens mekaniske egenskaper, hvor stort bergartsvolum som blir undersøkt og måleprinsipper for målemetodene. Alle disse forholdene er nærmere vurdert av Hanssen [1]. Først behandles den tektoniske settingen i vestre del av Fennoscandia som gir en introduksjon til de geologiske forholdene i området. Deretter behandles noen nære seismiske og tektoniske observasjoner før kapittelet avsluttes med å peke på at jordskorpen er i labil likevekt, og de betydningene dette har for spenninger og bergmassens egenskaper. Til slutt systematiseres alle bergspenningsmålinger utført med NTH-cellen slik at målinger utført for de enkelte anlegg kan benyttes for å vurdere berspenningsbildet på lokal og regional basis.

INTRODUCTION

Evaluation of stress in natural materials has intrigued researchers for several decades, especially since stress has implications to all subsurface activities, and furthermore that stress is a difficult entity to measure. When rock stress is assessed, the setting in which it exists must be addressed. This implies that factors such as the structural setting, the rock mass' constitutive behaviour, the volume of rock involved and the measuring technique must be considered. All four issues are treated in more detail by Hanssen (op.cit.). First the tectonic setting in the Western Fennoscandia is given, revealing the global setting and short introduction to the geological history and evolution in the area of interest. Furthermore, some observations of resent stress induced tectonics are pointed to. To the end rock stresses is introduced before the importance of rock mass strength and constitutive behaviour are emphasized. The chapter concludes with the Earth's crust possibly being in a state of failure. Secondly, the measured rock stresses and their implications to the regional stress field are evaluated based on all overcoring rock stress measurements with the NTH cell according to the new evaluation methods, and a quality ranking is assigned to each measurement. The results are plotted in maps to show the variability inherent in the measured stresses. The resulting database is subjected to a statistical treatise that suggests a regional grouping of the stress regimes in the western part of the Fennoscandian shield.

TECTONIC SETTING IN THE WESTERN FENNOSCANDIA

Before any attempt to evaluate the present state of stress is begun, the tectono-stratigraphy should be evaluated. Since an emplacement of nappes, faulting and fault zones are the results of stresses exceeding the rock mass strength, these features may be envisioned to cohere with the stress field. Consequently, the present stress field is the result of all processes leading to the current tectono-stratigraphical setting.

Fennoscandia is the western part of a Precambrian craton overthrusted by nappes of different age and composition during the Caledonian orogeny. To the west, younger sediments represent an almost continuous sequence until the present as shown by Sigmond [2]. Some of these sediments overlay the western part of Norway as shown by Fossen et al. [3]. In the structuring of the North Sea Basin offshore Southwest Norway, Færseth et al. [4] from seismic and borehole data suggest a clear correlation between both onshore and offshore basement and basement grain, and a structural grain inherited in the younger rocks overlying this. This basement is still active tectonically and consists of a set of separate blocks divided by fracture zones of different type, extent and origin.

TECTONIC HISTORY AND SOME RELATED OBSERVATIONS

The post Triassic interplay of the east-west extension on a basement with predefined zones of weakness, reactivated during various stages during the Mesozoic and Tertiary caused the western margin to develop not as a uniform basin, but as a network of interconnected and partly disconnected basins, each with some differences in sedimentation and tectonic history. During the Pleistocene, Fennoscandia experienced several glaciation periods of which the latest ceased some 10.000 years ago. Associated with the deglaciation, reverse faulting is believed to have taken place around 9.000 years BP in the northern Fennoscandia, Muir Wood [5] and Olesen et al. [6] and others. Other types of postglacial faulting have also been reported from several areas in Norway by, e.g. Brekke et al. [7]. Several factors play an active part in the origin of this type of faulting, of which tectonic stresses, glacial rebound, isostasy and material properties are some. Another factor proposed, however speculative, is the shift of the earth's axis of rotation, resulting in faulting coupled to the crust readjusting to the new imposed stress field. Han and Wahr [8] proposed this based on the unbalance imposed due to the melting of the ice caps.

Anda [9] and E. Anda (pers.comm.) identify large scale systems of various sized "blocks" with recent differential semi-vertical displacement in the Romsdal area in the north western part of the Bergen - Namsos gneiss province of Norway, **Figure 1**. From geometric studies of topographic features, morphology, the elevation and distribution of post-glacial shore lines in the area, Anda [10] suggests differential movements of the blocks to have occurred. His observations show that the differential movements are restricted neither to any rock group nor to any suite of rocks. The nature of this type of observation cannot be determined by observation alone. It must be accompanied by other indications or measurements. K.I. Karlsson (pers.comm.) has identified what might be an active fault zone trending NNW - SSE in the highway tunnel between Veblungsnes and Innfjorden close to Innfjorden, in the same area as Anda [10] worked. The deformation has been observed from 1991 to 1993. The continuos cracking observed in the concrete tunnel lining may be attributed to identical mechanisms as those governing Anda's [10] observations. These observations therefore confirm the assumptions of the former authors that old structures exist which are still active, and presumably govern the structural style found in younger overlying sediments on- and offshore. Spalling in the roof in the shallow subsea tunnels at the Tjeldbergodden gas processing plant also suggest high subhorizontal stresses, A. Myrvang (pers.comm.). Tjeldbergodden is situated on the northwestern coast of this province within the Møre - Trøndelag - Fault - Zone. The tunnels are oriented perpendicular to the fault zone and the spalling may represent stresses reoriented by the fault zone.

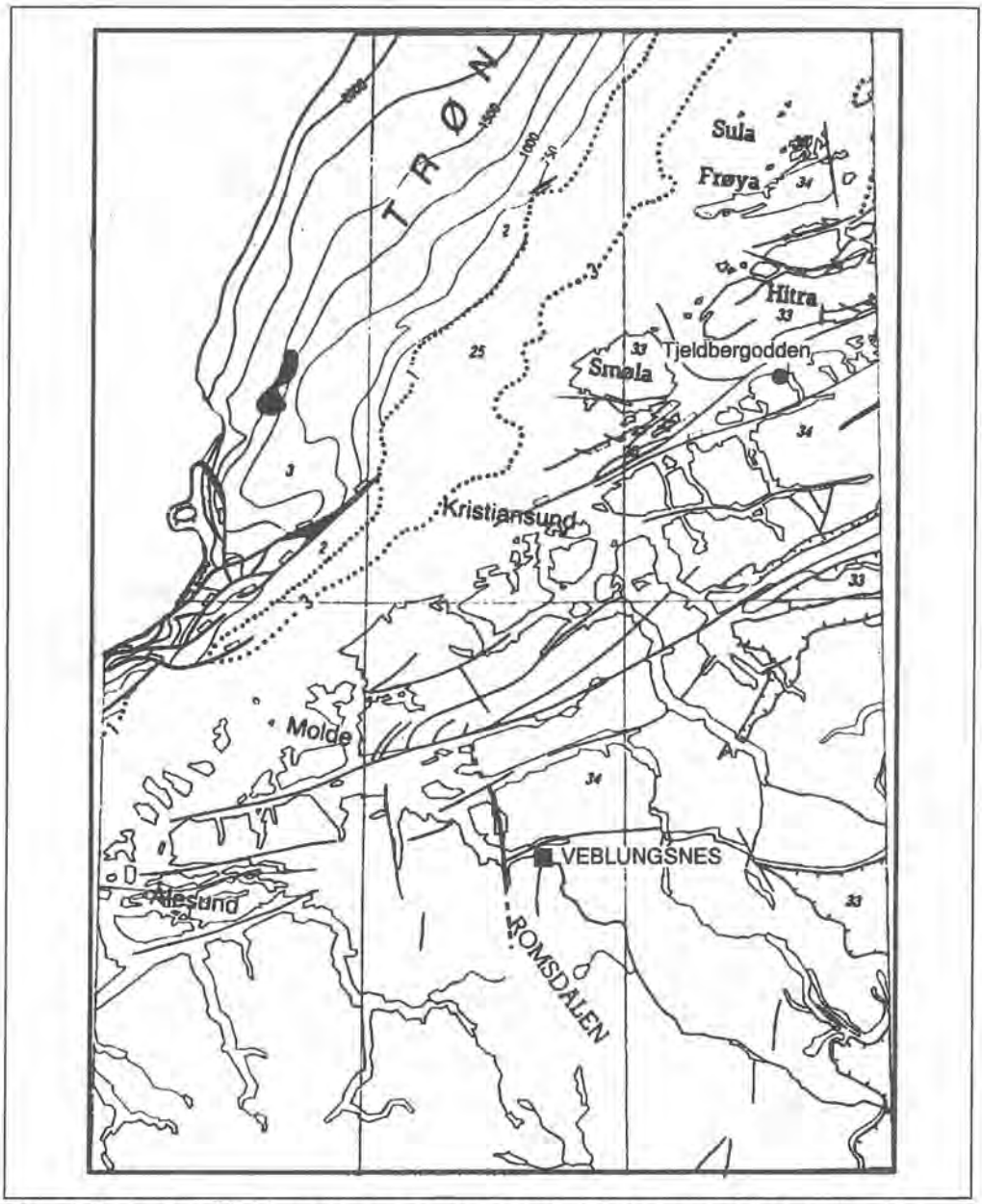


Figure 1 The location of Tjeldbergodden gas processing plant with high stresses in the tunnels and the possible active fault zone in Innfjorden west of Veblungsnes are shown in a segment of the the Norwegian Petroleum Directorate continental shelf map no. 1. In this map known lineaments and faults are plotted. The assumed large scale system of various sized blocks found in the county of Møre og Romsdal can also be envisioned.

Ahjos and Uski [10] have compiled all known registrations on earthquakes in Northern Europe in the period 1375 - 1989. Locations of the recent, and therefore most reliable registrations are centred on and in association to some known lineaments and faults both onshore and offshore. Some onshore features are pointed out by, e.g. Olesen et al. [11] and Anundsen [12]. Major concentrations of earthquakes are associated to the Mid-Atlantic Ridge, and to lineaments such as the Møre-Trøndelag-Fracture-Zone, Jan Mayen Fracture Zone and the southern extension of the Oslo Graben.

Similar observations are found along the coastal zone west of Fennoscandia where the basement has been down faulted to the west as shown in **Figure 2** according to Bungum et. al. [13]. Thus, the earthquakes may represent the relaxation of stresses in the earth's crust. However, the origin of the stresses governing this is discussed, although proofs of their existence are found in the thrusting of nappes and earlier faulting that have been active over time.

PRINCIPAL STRUCTURES AND LINEAMENTS

Several papers have been published concerning both large and small scale structures onshore and offshore Norway, but there does not exist any comprehensive compilation of all this work. Some work on lineaments however, have implications for the development of the structural geology both offshore and onshore Norway as presented by Færseth et al [4]. Major contributions are presented by Ramberg et al. [14], Gabrielsen and Ramberg [15], Anstad et al. [16], Gabrielsen et al. [17], Rathore and Hospers [18], Lippard and Roberts [19] and Gabrielsen and Færseth [20]. Brekke et al. [8] have in their compilation of the two-way time map also included the major faults ranging from the Precambrian to the Holocene both offshore and onshore Norway. Even in this compiled map few of the faults are traced from onshore to offshore environment. However, Stewart et al. [21], Schmidt [22] and Dengo and Røssland [23] show onshore extensions of the regional structural elements that are mapped offshore.

Gabrielsen et al. [24] conclude their structural outline of the Barents Sea region that the major regional fault zones were established in the Carboniferous or earlier. In the subsequent structuring of the region, activity was associated with these elements. The conclusion of others like Rathore and Hospers [19] who have published material on the Southern Norwegian Sea is identical, in emphasizing that the older lineaments are important for the development of later structures.

DISTRIBUTION OF STRESSES IN THE EARTH'S CRUST

Shannon and Naylor [25] state that during various stages of the earth's history, significant portions of the crust are in tension. It appears that when continents are together (the Pangaean or Gondwanaland megacontinents), the interior and marginal areas are often in tension. When the continents are fragmented and spreading, as at present, they are in compression. This is perhaps due to the presence of active spreading ridges in oceanic regions. Convergent pressures affecting the margins of colliding plates may be absorbed completely in the collision zone or may be transmitted in part into the interior of cratonic plates, although juxtaposed along major shear zones. In contrast, divergent pressures do not seem able to propagate stress over such large distances due to the relative low tensional strength of the crust.

In his discussion of possible driving mechanisms of plate movements Ziegler [5] states that convecting currents in the asthenosphere provides the main driving mechanism of plate movements. This is done primarily by exertion of shear tractions on the overlying lithosphere and by causing the development of deviatory tension in the lithosphere over up welling cells. Other force generating mechanisms, termed ridge push, slab pull and trench suction may be important for stress generation, but are secondary driving mechanisms of plate movements. On a regional scale, however, ridge push forces are regarded as the principal factor in setting up horizontal stresses in Western Europe by Richardson [26]. However, local acting mechanisms such as isostasy, as pointed out by Stephansson [27] and Muir Wood [6], these may be the major stress generators in the Fennoscandian area. Lineaments, which in this context may be local elements of disturbance, may significantly perturb the stresses locally as presented by Crouch [28] and Dart

and Swolfs [29], and pointed out as very important in local stress regime interpretation by Aleksandrowski et al. [30].

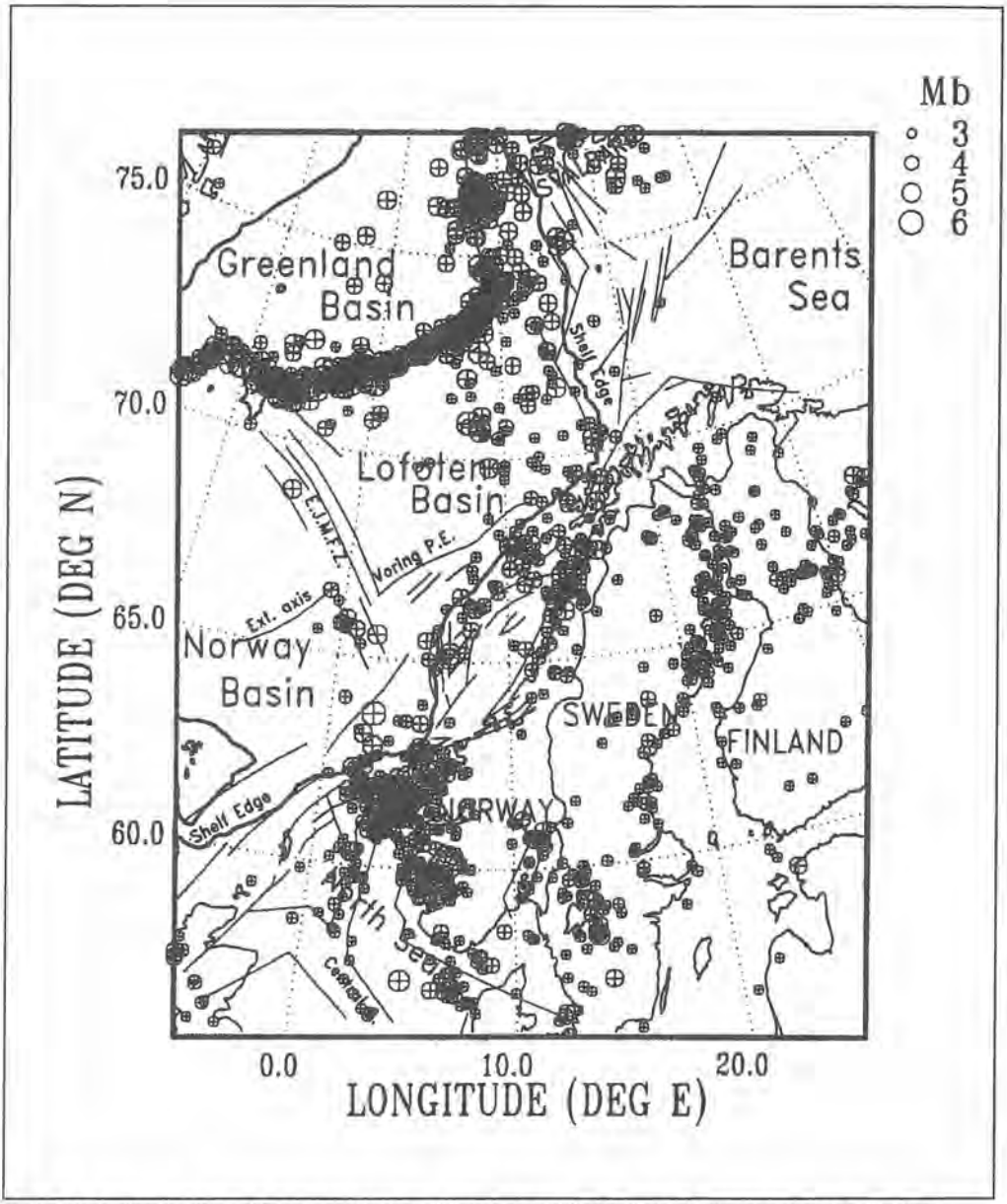


Figure 2 North Atlantic and Fennoscandian earthquakes and their relation to lineaments and structures presented by Bungum et al. [14] . Earthquake locations for the time period 1955 - 1989 based on solutions from a variety of reporting agencies, but under requirement that the data from at least eight recording stations be used for each event.

In areas of high seismic and faulting activity, such as in Southern California, changes in static stress and the actual in-situ failure stress along the faults can be measured. The corresponding correlation of stress to seismic activity and faulting is reported by Harris and Simpson [31] and Stein et al. [32]. Correspondingly to their observations, time dependent stress relaxation are anticipated to take place in the Fennoscandian areas, but at a lower rate. No systematic observations have yet been carried out to verify such ideas, although K. Anundsen (pers.com.) and Anundsen's [13] observations of active faults in southwest Norway, Karlsson's (pers. comm.) observations, and Olesen et al. [7] and Olesen et al. [12] observations of neotectonic activity in northern Norway may point to similar conclusions.

The global distribution of the stresses in the earth's crust is collected and reported in the International Lithosphere Program through the World Stress Map project by Zoback et al. [33]. On a global scale the stress pattern in the lithosphere has been reported by Zoback [34], and on a regional scale, the stress pattern in Europe has been reported by Müller et al. [35]. All three of the former publications are based on collected material from several agencies. The material from the Fennoscandian area on overcoring and hydraulic fracturing measurements is mainly taken from the Fennoscandian Rock Stress Data Base [36] reported by Stephansson et al. [37]. Another group headed by Bell [38] proposed to collect stress observation from sedimentary basins worldwide. The group never left the planning stages. Therefore, this issue remains unresolved. The substantial amount of consistent rock stress measurements reported suggest that compressional stresses can be transmitted over great distances, and that regional stress systems exist, however locally reoriented.

From the offshore regions of Norway several authors have presented material on rock stresses, although the information is more concerned with the inferred orientations of the major horizontal stress than the magnitudes of the principal stresses. Aleksandrowski et al. [31] presents data from the Barents Sea, Spann et al. [39] present data from the Central and Viking Graben and Barents Sea and Cowgill et al. [40] present data from the Witch Ground Graben. On the other hand, site specific data on both hydraulic fracturing and wellbore breakouts etc. from several oil and gas fields are published. These data cannot be incorporated in a regional analysis without thorough reinvestigation taking into account wellbore orientation and local geological features. Fejerskov [41] presents stress orientations on a field - or regional scale from several offshore areas while Gölke [42] presents observations from offshore areas and models stresses along the coast of Norway. More work of this type from the Central Graben is the Dan field presented by Owens et al. [43] and the Ekofisk area by Teufel and Farrell [44], of which the last authors emphasize the importance of local structures.

The state of stress is determined by the current loading conditions and the stress path defined by the geologic history. In a stable relaxed environment where the rock mass behaves elastic, theoretical vertical (σ_{vt}) and horizontal (σ_{ht}) gravitational stresses are related to the overburden (h) by equation (1) and (2). In areas with active tectonics, additional stress components may be superimposed on these stresses. At greater depths however, the stresses must equalize because the rock mass cannot sustain unlimited shear stresses. Thus, anisotropic stresses are a surface related phenomenon. If pore pressure (P_0) is introduced into the system and the fluids allowed to circulate, the stresses experienced by the rock may be described by the effective stress principle. If there are restrictions to free fluid flow, the poroelastic effect postulated by Biot [45] and further expanded by Biot & Willis [46] by introduction of the Biot factor (α) must be considered. Still in a relaxed environment, the effective theoretical vertical (σ'_{vt}) and horizontal (σ'_{ht}) stresses are given by equation (3) and (4).

$$\sigma_{vt} = \Sigma\, \rho_i h_i g \qquad (1)$$

$$\sigma_{ht} = \frac{v}{1-v}\,\sigma_{vt} \qquad (2)$$

$$\sigma'_{vt} = \Sigma \rho_i h_i g - \alpha p_0 \quad (3)$$

$$\sigma'_{ht} = \frac{v}{1-v} \sigma_{vt} - \alpha p_0 \quad (4)$$

where:

σ_{vt}	theoretical vertical stress	σ'_{vt}	effective theoretical vertical stress
σ_{ht}	theoretical horizontal stress	σ'_{ht}	effective theoretical horizontal stress
p_0	pore pressure	α	Biot factor
g	gravitational acceleration	ρ	specific weight
v	Poisson's ratio	h	overburden
i	i'th. layer		

Considering the geologic history of any rock mass as described above, phenomena such as tectonic activity including faulting, isostasy, erosion etc. may have influenced the present stresses and their orientations. These effects would likely have perturbed the stresses locally and regionally. Regarding the stress magnitudes, these effects would furthermore result in additional factors being incorporated in equation (3) and (4).

In crystalline formations comprising fractures, the pore pressure normally increases according to the hydrostatic pressure with depth. In sedimentary basins under extreme conditions, the pore pressure may exceed the minor principal stress causing natural hydraulic fracturing. To sustain any generated overpressure, some sort of sealing mechanism must exist. This could be a low permeability formation in combination with some tectonic activity constraining fluid flow. Several mechanisms for the generation of overpressures have been described although in most situations more than one mechanism is involved. The main processes are considered disequilibrium compaction or under-compaction according to Mann and Mackenzie [47] and Waples [48], while kerogen transformation according to Stainforth [49], and oil cracking according to Barker [50], Spencer [51], Caillet et al. [52]. Other mechanisms such as diagenesis, aquathermal processes and inversion tectonics or overcompaction also play important roles in development and maintenance of high pore pressures. Stress measurements may be misinterpreted if the effect of pore pressure is neglected. This means that to establish correct stress values from measurements, the pore pressure must be evaluated before the final stresses are reported.

The gravitational stresses may be reoriented by topographic or structural features. The measured horizontal stresses are often higher than gravitational stresses would suggest. The additional components differ in magnitude depending on origin, location, lithology, depth and orientation. Parts of the measured high horizontal stresses may be explained by introduction of rock anisotropy in the calculation of the stresses. This is shown by Amadei and Savage [53] and Savage et al. [54], and may represent the normal stress situation. By the introduction of transverse isotropy and subhorizontal layering, the gravitational horizontal stresses increase as the ratio of the horizontal to vertical Young's moduli increase if compared with the linear isotropic elastic case.

Depending on the stress path, stresses may be semipermanent locked in the rock mass. The degree and magnitude of this type of stress will vary according to the individual stress path. Excessive vertical stresses will likely equalize and adapt to a new overburden in shorter time than the horizontal stresses. The release of the horizontal stresses will depend on the viscous properties of the involved rock mass. Generally rocks comprising clay minerals are more susceptible to time dependent stress relaxation than other rocks as discussed in the preceding chapter, excluding halites. On the other hand, stiff elastic rocks may preserve and sustain a high stress level although stress corrosion cracking as explained by Laitaj [55] may be experienced.

RECALCULATED ROCK STRESSES AND IMPLICATIONS TO THE REGIONAL STRESS FIELD

All available information on three-dimensional rock stress measurements using the NTH cell have been traced in both NTH and SINTEF archives, dating from its initial development to 1992. Some reports written later have also been investigated. To expel any ambiguities in the calculated rock stresses, all information pertinent to a proper evaluation such as vertical overburden, elastic properties, measured strains and measuring borehole orientation were controlled. Any reports missing some of this information were omitted from the recalculation scheme. Thus, measurements from some 150 sites could be further processed according to the recommended code of practice for evaluation of overcoring rock stress measurements developed in the preceding chapters. The recalculated three-dimensional rock stresses shown in Table 2 and Table 3 make up results from all the available reports with complete input data sets on three-dimensional rock stress measurements using the NTH cell that has been available for this work. During collation of the present database, a preliminary version was published by Fejerskov et.al. [56] where the authors in detail elaborate on the orientation aspect of the stresses. The calculated stresses on which their work is based has not been subjected to outlier rejection by application of the streamlining factor. Since they only deal with the stress orientations, this is of minor influence due to the robustness of the calculation scheme.

REPRESENTATION OF RECALCULATED ROCK STRESSES

From the 155 measurements presented in the in Table 2 and Table 3, five measurements get the quality rank A, 73 get B, 53 get C and 24 get D respectively. The quality rank D measurements are rejected in the further analysis due to an excessive scatter. Near - surface effects considerably affect the horizontal - and vertical stress components and lead to relative high compressive or occasionally tensile horizontal stresses at shallow depths. Furthermore, the vertical overburden is probably imprecisely given, causing an excessive scatter if it is used in analysis of the measurements.

Table 1 Explanation of abbreviations used in the overcoring rock stress summary

Project Name	Project name used by SINTEF to distinguish the measuring sites
Borehole Name	Name of the borehole where the overcoring measurements have been done
Report	Part of SINTEF's report identifier where the first letter is an identifier, the next two digits represent the year of the measurement and the last three digits is an identifier number. If the number is given as a four-digit number, it represents the year of the measurement and no formal report excists
Lat.(dec)	Decimal latitude of measuring site
Lon.(dec)	Decimal longitude of measuring site
Grade	Quality ranking of the total measurement
OB	Vertical overburden [m]
SiM	Computed i'th mean principal stress
SiSD	Computed standard deviation of i'th mean principal stress
SiTR	Computed trend of i'th mean principal stress
SiP	Computed plunge of i'th mean principal stress
ISVM	Vertical component of the measured three-dimensional stress field
ISH2M	Minor horizontal component of the measured three-dimensional stress field
ISH2O	Orientation of the minor horizontal component of the measured three-dimensional stress field
ISH1M	Major horizontal component of the measured three-dimensional stress field
ISH1O	Orientation of the major horizontal component of the measured three-dimensional stress field
GV	Theoretical vertical stress
GH	Theoretical horizontal stress

Table 2 First part of the calculated principal stresses and their orientations together with horizontal- and vertical components. To each measurement location and coordinates are given including quality ranking and the standard deviation of the stress magnitudes. For reference theoretical vertical and horizontal stresses are calculated. For a description of the column heading refer to Table 1.

Project Name	Borehole Name	Report	Lat(dec)	Lon(dec)	QRG	OB	S1M	S1SD	S1TR	S1P	S2M	S2SD	S2TR	S2P	S3M	S3SD	S3TR	S3P	SVM	SH2M	SH2D	SH1M	SH1D	GV	GH
ANDØRJA	ANDØRJA	F91030	68.8200	17.3000	B	85	3.3	1.4	394	44	2.3	0.7	173	20	2.0	1.4	86	38	2.7	2.2	23	2.7	113	2.3	0.6
AUNEKAMMEN	AUNEKAMMEN01	F91384	64.0500	11.1700	D	316	8.6	11.2	115	55	7.8	5.2	208	2	2.2	11.7	299	35	6.7	4.4	119	7.8	29	8.1	1.8
BLEIKVASSLI	BLEIKVASSLI01	F71012	65.8069	13.8125	B	290	18.1	2.7	94	6	13.6	1.8	349	60	9.9	2.8	187	21	13.4	10.4	3	15.1	96	6.5	0.6
BLEIKVASSLI	BLEIKVASSLI01	F75008	65.8069	13.8125	B	250	13.1	3.8	123	5	11.7	2.0	31	22	7.0	2.2	224	67	7.8	11.0	37	13.1	127	6.5	0.8
BLEIKVASSLI	BLEIKVASSLI01	F90100	65.8069	13.8125	B	400	9.4	1.3	270	7	7.1	0.6	174	38	5.1	1.2	0	49	8.0	6.3	2	9.3	93	10.4	2.8
BLEIKVASSLI	BLEIKVASSLI02	F90103	65.8069	13.8125	B	400	4.2	1.5	38	74	3.5	0.8	125	3	2.6	1.3	216	10	4.1	2.7	36	3.5	126	10.4	3.7
Boliden, Langdal/Skellefteå	Langdal	F89094	64.8000	20.2000	B	455	21.6	2.8	154	3	8.2	3.3	37	84	6.5	4.2	244	6	8.2	8.5	64	21.5	154	12.0	3.8
BOLIDEN, SVERIG	Renström	F87054	64.9200	20.1000	B	650	24.0	4.6	73	26	21.7	2.4	337	15	8.7	4.0	222	61	12.2	16.7	23	22.5	113	18.0	4.2
BOLIDEN, SVERIG	Renström	F87054	64.9200	20.1000	C	190	10.4	4.7	276	7	9.0	2.7	176	54	5.9	3.9	11	35	7.3	6.3	7	10.4	98	3.0	1.8
BOLIDEN, SVERIG	Renström	F87054	64.3000	30.1000	D	800	24.2	26.4	3	6	10.6	12.9	105	65	4.2	23.7	270	25	9.8	5.4	92	24.1	2	20.8	6.6
Brattset	Brattset01	F87005	62.6000	10.0180	B	175	13.1	3.7	220	18	4.3	2.5	82	45	0.6	6.5	336	40	4.7	3.2	126	12.3	36	4.6	0.5
BYKLE	BYKLE01 Holen	F80029	59.3600	7.2986	B	400	22.5	3.5	272	27	6.5	1.9	98	63	5.2	3.1	3	2	9.9	5.2	2	19.2	92	10.4	2.8
BYKLE	BYKLE02 Holen	F80029	59.3500	7.2986	B	400	7.1	2.4	19	39	6.4	1.2	329	47	4.4	2.1	132	16	6.5	4.0	119	6.8	29	10.4	1.5
BYKLE	BYKLE03 Holen	F80029	59.3500	7.2986	B	400	11.3	1.7	285	17	6.3	1.0	165	59	4.4	1.1	23	25	7.8	5.2	19	11.0	109	10.4	2.1
DALEN	DALEN01	F85069	59.0758	8.0817	B	150	8.8	2.3	5	4	5.8	1.5	368	63	5.4	2.7	96	26	5.7	5.5	96	8.8	6	3.8	1.3
DALEN	DALEN01 Tokke	F90083	59.4411	8.0458	B	260	6.2	2.0	53	21	4.5	1.1	299	46	1.7	2.5	159	36	3.8	2.7	152	3.9	62	6.8	1.3
DANNEMORA, SVER	DANNEMORA01	F89080	60.2000	17.8500	B	488	21.2	2.9	240	2	15.4	2.2	330	7	10.1	2.1	136	83	10.2	15.3	150	21.2	60	12.7	4.0
DIRDAL	DIRDAL	F92084	58.8520	6.2000	C	55	2.2	2.9	29	4	1.6	1.4	388	4	0.3	3.5	167	65	0.3	1.6	120	2.2	30	1.4	0.2
DRAG	Drag01	F94014	68.0500	16.0481	B	35	9.2	2.2	132	8	6.7	1.7	382	2	4.0	2.1	325	81	4.1	8.6	39	9.1	129	0.8	0.1
Drammen kloakk	Drammen Fjellsenter	F1976	59.7300	10.1300	A	140	9.4	0.4	291	5	5.1	0.1	30	64	2.3	0.2	198	25	4.6	2.8	20	9.4	110	3.7	0.8
EIDFJORD	Eidfjord01	F74007	60.5000	7.1300	B	550	18.6	2.1	180	62	10.6	1.6	317	21	6.8	2.0	64	17	18.2	5.8	81	11.9	161	14.3	1.8
EIDFJORD	Eidfjord01	F75008	60.4300	7.4100	C	400	9.2	3.5	251	80	6.9	1.8	108	25	5.7	3.1	11	16	8.5	4.6	5	7.4	95	10.4	1.3
EIDFJORD	Eidfjord01	F75013	60.4300	7.4300	B	450	13.3	2.9	218	4	11.6	1.7	92	83	6.6	2.4	308	6	11.6	6.6	129	13.3	39	11.7	1.4
FJAERLAND	Fjaerland01	F81018	61.4706	6.6980	C	375	19.4	6.5	48	18	16.0	3.5	161	37	6.9	7.2	283	47	11.5	12.1	122	18.7	32	9.7	2.2
FJOERA/TAFJORD	Fjora01	F81009	62.2822	7.3750	B	360	24.3	4.3	37	47	8.4	3.5	170	32	6.7	4.6	276	34	16.7	7.3	122	15.4	32	17.1	3.1
FLAAM	Flåm01	F81010	60.8730	7.0903	C	725	36.3	8.0	133	71	32.4	4.5	3	13	23.6	7.0	269	14	35.3	24.4	88	32.6	178	18.8	8.1
FOSDALEN	Fosdalen01	F75010	64.0758	11.2100	C	1250	35.0	10.1	118	3	22.0	5.9	220	74	11.3	8.1	27	15	21.3	12.2	29	25.0	116	32.5	9.7
Fossmark PS	Fossmark PS	F1980	60.5100	5.7300	C	270	8.3	5.2	131	47	6.9	2.6	349	36	2.7	5.0	243	20	7.4	3.3	80	7.7	149	7.1	1.3
GJØVIK	Gjøvik01	F90017	60.7881	10.6763	C	40	5.4	4.5	283	36	4.6	1.8	357	5	3.3	3.5	90	53	4.1	4.5	143	4.7	53	1.0	0.3
GRENGESBERG, SV	GRENGESBERG01	F86013	60.1000	15.0000	C	483	33.4	5.9	20	40	21.0	3.3	204	50	9.6	5.4	112	2	21.8	8.8	111	22.4	21	12.8	2.7
GRENGESBERG, SV	GRENGESBERG02	F86013	60.1000	15.0000	B	650	19.0	3.9	21	54	14.8	2.3	217	35	6.3	4.2	122	8	17.5	8.8	119	16.2	29	16.9	3.0
GRENGESBERG, SV	GRENGESBERG03	F86013	60.1000	15.0000	B	850	42.9	4.9	4	5	30.1	3.0	273	14	22.2	4.4	114	78	22.8	29.8	95	42.8	5	16.9	8.1
GRENGESBERG, SV	GRENGESBERG04	F86013	60.1000	15.0000	B	690	33.5	4.2	108	41	13.2	2.7	303	48	12.8	5.2	203	9	17.3	12.8	15	16.5	105	18.2	3.7
GRONG	Grong01	F72065	64.8675	13.8681	A	80	8.5	0.3	286	28	0.9	0.6	21	5	0.0	0.8	120	62	1.9	0.8	16	6.7	108	2.1	0.2
GRONG /JOMA	GRONG /JOMA	F89050	64.8700	13.8800	D	350	19.9	6.6	5	16	10.8	4.8	154	69	6.9	8.7	271	10	11.6	9.0	274	19.0	4	7.2	2.6
GUTTUSJO, SVERI	GUTTUSJO01	F79020	61.9000	12.4175	C	180	7.3	5.0	343	19	3.1	2.0	151	74	1.8	5.1	252	3	3.4	1.9	73	6.9	163	4.7	0.4
HJARTOEY	Hjartoy01	F85006	60.6000	4.7000	D	75	1.1	5.0	359	22	-1.0	2.3	204	66	-2.6	5.8	92	8	-0.8	-2.8	91	0.8	1	1.9	0.5
HJARTOEY	Hjartoy02	F85006	60.6000	4.7700	C	100	1.9	2.6	160	71	-0.6	1.6	259	3	-3.1	3.2	360	19	1.4	-2.6	171	-0.6	81	2.6	0.6
HJARTOEY	Hjartoy03	F85006	60.6000	4.7800	C	110	1.9	2.9	160	71	-0.6	1.6	259	3	-3.1	14.1	352	73	1.6	2.0	131	5.7	41	3.2	0.6
HJERKINN	Hjerkinn01	F88007	62.2292	9.5375	C	300	13.1	5.2	27	10	5.6	3.0	122	28	5.1	4.8	279	60	5.7	6.4	116	12.9	28	7.8	2.3
HOLANDSFJORD	Holandsfjord01	F89024	66.7029	13.7128	B	150	18.6	3.8	200	15	6.3	3.4	290	25	3.4	4.0	85	62	4.7	5.8	109	17.9	19	3.9	0.9
HOLMESTRAND	HOLMESTRAND01	F73005	59.4200	10.3100	C	30	1.7	0.1	196	31	0.6	0.1	390	6	0.6	0.1	30	58	0.9	0.8	105	7.4	15	0.8	0.2
HOYANGER	Hoyanger01	F77012	61.2147	6.1036	D	650	38.5	47.4	230	8	13.3	19.6	321	7	3.0	51.9	91	79	3.7	13.1	139	38.0	49	16.9	1.6
HOYANGER	Hoyanger1	F78014	61.2147	6.1036	C	900	25.1	6.9	218	16	20.4	3.8	341	64	15.3	5.4	122	21	30.2	16.0	125	27.6	35	23.4	5.1
HUSTAD	Hustad01	F79025	62.9175	7.2597	B	140	9.2	3.4	177	32	4.5	1.7	303	44	2.6	2.5	66	29	5.3	3.2	91	7.7	171	3.6	1.4
JOSSINGFJORD	Jossingfjord01	F63008	58.3053	6.3000	B	300	11.8	3.2	156	18	7.8	1.7	267	33	4.5	3.5	43	52	6.1	7.4	60	11.3	150	7.8	2.2
JOSTEDAL	Jostedal02	F85077	61.6420	7.3020	C	900	26.3	6.1	287	40	15.0	3.6	53	27	7.9	7.0	159	29	10.0	10.7	177	18.6	87	13.0	3.9
JOSTEDAL/VIGDAL	Jostedal01/Vigdal	F85077	61.6130	7.3700	C	365	11.4	6.2	95	38	9.8	2.2	200	20	3.5	4.7	313	47	7.0	7.4	144	10.3	54	10.0	1.4
KILVIK	Kilvik01	F90054	66.7200	13.8981	B	450	16.3	3.6	134	44	11.3	2.5	259	30	7.9	3.3	10	30	12.9	9.2	27	13.4	117	7.9	1.2
KILVIK	Kilvik02	F90054	66.7319	13.9000	B	450	20.1	1.9	152	31	8.8	1.5	310	56	5.5	1.9	60	13	11.7	5.7	66	17.0	156	7.8	1.2
KJORHOLT	Kjorholt01	F85069	59.0767	9.6817	B	150	10.0	2.5	212	28	7.2	1.7	105	43	5.3	2.7	03	38	7.1	6.1	49	8.3	149	3.9	1.3
Kjorholt	Kjorholt	F77016	59.0800	9.6700	C	120	14.3	5.6	140	22	8.0	2.7	249	34	7.8	5.4	23	48	8.4	8.1	45	10.5	135	3.1	1.4
KLEPPEN, NAMSOS	Kleppen01	F84016	64.4706	11.5000	B	35	10.4	3.3	193	12	2.8	1.6	102	5	-0.1	2.3	349	77	0.4	2.8	104	9.9	14	0.9	0.2
Kobbelv Bertlagan HWT	Kobbelv Bertlagan HWT	F1985	67.5700	15.8100	C	30	7.7	3.8	164	4	6.4	1.8	255	3	4.3	3.1	23	85	4.5	6.4	74	7.7	164	0.7	0.2
Kobbelv Kobbelv PS	Kobbelv Kobbelv PS	F1985	67.6280	16.0000	B	620	32.9	2.8	216	35	15.3	2.2	362	46	9.4	4.0	109	23	16.8	10.5	118	20.2	28	20.7	4.4
Kobbelv Kobbskar HWT	Kobbelv Kobbskar HWT	F1985	67.6500	15.9100	C	610	33.2	7.4	91	15	14.5	4.6	183	8	11.9	6.9	301	73	12.7	14.4	180	22.5	90	15.2	3.1
Kobbelv Langvatn	Kobbelv Langvatn	F1985	67.5700	16.2100	C	345	31.2	5.5	52	7	15.1	4.1	142	3	6.3	5.4	258	83	6.5	15.1	141	21.0	51	6.4	1.3
Kobbelv Litlelind	Kobbelv Litlelind	F1985	67.6200	16.1600	B	400	33.5	5.1	100	1	7.8	3.4	190	7	13.0	5.3	359	83	13.1	17.7	10	23.5	100	10.1	1.8
Kobbelv Reinoksvatn	Kobbelv Reinoksvatn	F1985	67.8800	16.3000	B	90	17.0	3.1	108	11	9.0	3.6	16	12	4.2	3.5	239	74	4.9	8.8	19	16.5	109	2.2	0.5
KVILLDAL	Kvilldal01	F75011	59.4910	6.6800	B	390	12.4	1.7	267	52	8.4	1.3	46	31	3.7	1.9	149	21	10.3	4.5	156	9.5	66	7.8	1.1
KVILLDAL	Kvilldal02	F75011	59.5360	6.6909	D	390	8.9	13.1	103	63	7.1	5.5	269	26	5.3	12.4	1	6	9.3	5.3	4	7.7	94	7.8	1.0
LAISVALL, SVERI	LAISVALL01	F77014	66.1400	17.1900	C	250	16.6	4.9	121	3	11.5	2.4	212	13	8.1	5.2	18	77	8.3	11.3	31	16.6	121	6.6	0.5
LANEFJORD	Lanefjord01	F79014	61.1011	6.1828	B	360	18.0	3.9	55	21	7.7	2.9	221	68	4.4	3.7	323	5	9.1	6.6	145	16.8	55	9.4	1.3
LIASEN, OSLO	Liasen01	F82014	59.7500	11.0000	D	10	3.0	1.0	174	10	2.6	0.5	83	4	1.6	0.6	329	70	1.7	2.5	88	2.7	179	0.3	0.1
LJUNGAVERK, SVE	LJUNGAVERK01	F73002	62.5000	16.0500	B	530	8.3	3.3	302	2	6.4	1.9	32	5	0.7	2.8	192	85	0.8	6.4	32	8.3	122	13.7	2.1
LJUNGAVERK, SVE	LJUNGAVERK02	F73002	62.5000	16.0500	C	737	2.9	2.7	220	11	1.5	1.6	130	0	1.0	3.3	36	79	1.1	1.5	130	2.8	40	19.1	3.4
LJUNGAVERK, SVE	LJUNGAVERK03	F73002	62.5000	16.0500	B	845	8.1	3.3	115	12	6.1	1.5	25	1	2.4	2.2	233	78	2.7	5.1	25	8.8	115	24.5	4.0
LOEKKEN VERK	Lokken01(Aarnup)	F74006	63.1219	9.6022	C	830	30.7	7.1	305	70	21.3	4.1	41	2	5.9	5.4	132	20	27.7	8.8	137	11.4	47	24.2	5.0
LOEKKEN VERK	Lokken02 (Aarnup)	F74006	63.1219	9.6022	B	830	20.2	2.3	339	69	11.9	1.9	57	21	4.9	2.3	147	1	19.1	4.9	147	12.9	57	24.2	7.2
LOEKKEN VERK	LOEKKEN VERK02	F76018	63.1219	9.6022	B	870	17.8	8.4	220	78	7.8	4.3	318	1	7.1	8.6	48	11	17.5	7.5	52	7.8	142	22.6	5.7
LOEKKEN VERK	Lokken01	F76016	63.1219	9.6022	C	870	17.6	7.5	263	61	6.2	3.0	151	12	4.6	7.3	55	26	14.6	6.8	7	8.0	97	22.6	5.3
LYSEFJORDEN/TJODAN	Lysefjorden01/Tjodan	F82015	59.0500	6.6500	B	650	21.5	3.7	1	86	6.4	3.2	97	1	6.1	4.6	187	4	21.5	6.1	6	6.4	96	16.9	4.6
MAURANGER	MAURANGER01	F70002	60.1294	6.3233	D	480	32.0	0.7	37	6	4.5	8.7	132	34	-17.9	25.8	285	55	-9.9	-2.8	124	31.3	34	12.5	2.4
MAURANGER	Maurangar02	F70002	60.1294	6.3233	D	300	21.1	18.7	314	45	10.8	5.2	220	4	3.2	9.4	127	45	12.0	10.6	59	12.4	149	7.8	1.1
Mauristad Bryggja	Mauristad01 Bryggja	F88062	61.9411	5.4686	D	50	8.3	9.1	287	52	7.8	4.5	115	34	4.6	8.1	16	14	7.9	4.6	14	8.0	104	1.4	0.5
MEL	Mel01	F86100	61.3353	6.5808	B	380	23.1	4.7	220	58	21.4	3.5	128	1	5.3	3.2	37	31	18.4	10.0	37	21.4	127	9.9	1.9
MO I RANA	MO I RANA01	F	66.3000	14.2000	D	300	19.0	90.5	132	59	8.2	26.2	2	17	1.8	90.8	265	25	14.2	8.3	69	8.5	159	8.0	3.0
MO I RANA	MoIRana01	F77000	66.4311	14.7453	C	240	14.8	6.2	270	10	13.1	3.2	2	14	6.3	4.9	144	73	8.8	12.6	172	14.7	82	6.2	1.1
MO I RANA	MoIRana02	F77000	66.4311	14.7453	D	235	14.7	27.8	65	10	6.0	11.1	202	58	4.2	31.3	350	29	5.8	4.6	4	14.4	94	5.7	0.6

Table 3 Second part of the calculated principal stresses and their orientations together with horizontal- and vertical components. To each measurement location and coordinates are given including quality ranking and the standard deviation of the stress magnitudes. For reference theoretical vertical and horizontal stresses are calculated. For a description of the column heading refer to Table 1.

Project Name	Borehole Name	Report	Lat(dec)	Lon(dec)	QRO	CB	S1M	S1SD	S1TR	S1P	S2M	S2SD	S2TR	S2P	S3M	S3SD	S3TR	S3P	SVM	SH2M	SH2O	SH1M	SH1O	GV	GH
MONGSTAD	Mongstad01	F86010	60.8200	5.0400	D	75	5.9	3.0	29	10	4.8	1.3	290	14	3.6	2.2	152	73	3.7	4.7	121	5.8	31	2.2	0.9
MONGSTAD	Mongstad02	F86010	60.8100	5.0500	D	75	3.9	4.3	322	8	2.6	1.6	169	80	1.6	3.9	53	4	2.7	1.6	53	3.9	143	2.1	0.4
NADDVIK	Naddvik01	F85008	61.1820	7.6330	B	450	11.8	2.3	343	40	9.1	1.1	95	24	4.1	2.8	206	40	6.1	6.8	41	10.1	131	11.7	3.1
NADDVIK	Naddvik02	F85008	61.1790	7.6330	B	750	19.8	4.4	116	54	14.7	2.7	336	29	11.2	4.8	234	20	17.6	11.0	46	11.1	136	19.5	4.1
NADDVIK	Naddvik03	F85008	61.1750	7.6330	B	850	24.0	4.2	114	49	18.4	2.2	330	35	13.5	3.3	226	18	21.1	14.2	39	20.5	129	22.1	5.5
NADDVIK	Naddvik04	F85008	61.1710	7.6330	C	900	22.5	6.4	254	50	20.1	2.6	42	35	15.4	5.4	144	17	21.1	15.8	147	21.2	57	23.4	6.3
NESLIDEN, SVERI	NESLIDEN01	F77018	65.3000	21.5000	C	210	13.3	5.4	35	12	11.2	2.5	129	4	4.4	4.9	232	78	4.9	11.2	122	12.8	32	5.6	0.7
NESLIDEN, SVERI	NESLIDEN02	F77018	65.3000	21.3000	C	480	30.0	5.7	343	13	12.1	3.2	252	5	4.0	5.4	136	76	6.2	12.0	74	29.9	164	13.0	1.8
NESLIDEN, SVERI	NESLIDEN03	F77018	65.3000	21.3000	B	200	40.4	3.1	278	55	23.7	2.0	82	34	6.7	0.8	177	7	34.8	7.1	180	29.2	90	7.5	1.4
ODDA	Odda01	F86096	60.0600	6.5520	B	185	7.1	3.0	140	49	3.5	1.3	232	40	2.0	1.3	237	6	5.5	2.1	53	5.0	143	4.8	0.6
ODDA	ODDA	F93015	60.0650	6.5526	D	576	19.4	9.1	81	51	10.9	5.3	199	21	7.5	11.0	302	32	15.0	6.4	152	13.3	62	15.2	1.8
OSA	OSA	F88078	61.1800	11.5400	C	120	12.0	4.3	145	25	6.2	3.0	246	23	5.4	5.2	12	55	6.7	6.1	53	10.8	143	3.1	0.8
OSLO	Oslo01	F86017	59.9167	10.7630	D	10	1.3	3.0	243	13	0.5	1.3	149	14	-2.0	3.0	14	70	-0.1	0.5	156	1.2	68	0.3	0.1
OSLO	Oslo02	F86017	59.9100	10.7800	D	20	0.2	2.9	162	21	-0.2	1.1	59	55	-1.2	2.7	280	27	-0.4	-1.0	100	0.1	10	0.5	0.1
POLLFJELLET	Pollfjellet01	F78023	66.4700	20.1561	C	10	4.5	3.2	271	19	2.2	1.3	179	8	1.8	3.1	68	68	2.1	2.2	2	4.2	82	0.3	0.0
POLLFJELLET	Pollfjellet02	F78023	66.4800	20.1561	B	20	4.4	2.0	277	9	3.5	0.8	185	11	29.0	1.9	44	76	2.8	3.5	8	4.4	98	0.5	0.1
PORSGRUNN	Porsgrunn01	F78010	59.0758	9.6817	B	100	11.3	2.1	310	1	6.9	1.3	40	16	5.2	1.4	217	74	5.5	8.8	40	11.3	130	2.8	1.4
Rautaruukki, Otanmaki	OTANMEKI01	F76014	64.1000	27.0900	D	460	26.1	10.0	282	4	14.7	5.8	189	42	11.0	9.9	357	48	12.7	13.1	173	26.1	83	12.0	4.6
Rautaruukki, Otanmaki	OTANMEKI02	F76014	64.1000	27.1000	D	460	36.2	5.0	20	14	17.1	4.8	287	9	11.4	6.1	106	73	13.1	17.0	110	36.7	20	12.5	2.5
Rautaruukki, Vourokas	Vourokas01	F76014	64.1000	29.0000	B	100	6.9	2.4	305	8	4.2	1.3	36	6	3.9	2.6	164	80	4.0	4.2	35	6.7	125	2.8	1.1
RAUTUVAARA, FIN	RAUTUVAARA01	F77006	67.6667	24.1667	B	210	20.2	4.5	106	8	13.6	2.6	290	25	9.5	5.0	80	64	10.5	12.9	104	20.0	14	5.6	0.8
RAUTUVAARA, FIN	RAUTUVAARA02	F77006	67.6667	24.1667	B	210	9.7	2.2	21	3	8.5	1.3	112	22	5.3	2.0	283	68	5.8	8.1	109	9.7	19	5.5	1.2
RAUTUVAARA, FIN	RAUTUVAARA03	F77006	67.6667	24.1667	C	390	23.7	8.2	191	10	16.8	4.6	90	5	8.4	5.6	336	79	8.9	16.6	92	23.2	2	10.1	1.9
RAUTUVAARA, FIN	RAUTUVAARA01	F78016	67.6667	24.1667	D	210	16.3	7.7	32	13	10.6	4.0	125	10	6.8	7.0	249	73	7.4	10.5	121	15.8	31	5.5	1.0
RIO TINTO, SPAN	RIO TINTO1	F74003			D		6.3	7.0	85	28	3.4	3.2	323	22	1.0	7.8	201	53	2.6	2.9	166	5.3	76	0.0	0.0
RIO TINTO, SPAN	RIO TINTO2	F74003			D		21.8	17.7	212	8	13.5	8.8	304	18	6.2	13.5	100	70	7.2	12.7	120	21.3	30	0.0	0.0
RJUKAN	Rjukan01 Mår	F90084	59.8822	8.6161	B	100	7.8	2.0	85	17	5.7	1.3	304	5	4.0	2.6	229	73	4.3	5.7	167	7.3	67	2.6	0.6
RJUKAN	Rjukan02 Mofall	F90085	59.8500	8.6161	B	25	7.1	1.6	238	14	2.5	1.4	67	76	1.9	2.1	329	2	2.8	1.9	148	6.9	58	0.7	0.1
RODSAND	Rodsand01	F80027	62.0528	8.1153	B	450	13.9	2.4	341	42	7.3	1.0	130	44	6.4	2.1	236	16	10.2	6.5	66	10.9	158	11.7	2.4
SENJA	Senja01	F83005	69.4520	17.3570	B	450	12.3	2.4	270	55	9.8	1.1	149	20	7.9	2.1	47	27	11.1	8.8	33	10.3	123	11.7	4.7
SENJA	SENJA02	F83005	69.4492	17.3570	B	300	8.9	2.8	321	70	7.8	1.2	187	14	5.7	2.2	93	14	8.6	5.9	91	7.9	1	7.8	3.1
SILDVIK	Sildvik01	F78023	68.3883	17.8138	B	400	22.3	2.9	102	6	20.8	1.8	10	18	9.4	3.5	269	71	10.6	10.7	19	22.3	109	10.4	2.6
SILDVIK	Sildvik01	F80022	68.3983	17.8000	C	450	16.0	4.9	225	24	10.7	3.1	128	19	4.1	4.8	2	58	6.7	6.7	146	14.3	55	11.7	1.6
SKJOMEN	Skjomen01	F70001	68.1890	17.3020	D	176	14.6	10.6	140	20	0.9	7.3	44	18	-3.6	17.2	279	64	-1.2	0.5	52	12.5	142	4.6	0.5
SKOROVAS	Skorovas01	F71008	64.6381	13.1164	A	115	7.1	0.7	115	46	4.7	0.5	358	35	-1.0	0.8	249	34	4.1	1.3	61	5.4	151	3.0	0.5
STETIND	STETIND	F90059	68.1100	16.8100	B	350	9.9	2.1	64	54	5.3	1.0	313	14	3.8	1.3	214	32	7.1	4.8	2	5.9	92	6.5	1.1
STJERNOY	Stjernoy01	F74004	70.2678	22.6381	C	440	23.1	5.0	70	52	6.7	6.6	297	28	3.0	8.6	193	23	16.4	4.3	171	12.2	81	11.9	4.0
STJERNOY	Stjernoy02	F74004	70.2678	22.6381	B	400	5.7	1.8	71	43	3.6	1.4	298	36	1.9	2.2	186	26	4.3	2.3	176	4.6	86	10.6	3.6
STJERNOY	Stjernoy01	F75007	70.2678	22.6381	D	300	15.1	19.2	301	13	10.9	7.4	199	58	6.4	20.5	38	29	10.1	7.4	34	14.8	124	7.8	0.7
STJERNOY	Stjernoy01	F75009	70.2678	22.6381	C	450	12.7	5.8	277	39	8.9	2.9	34	30	7.6	5.0	152	47	9.1	6.5	2	11.7	92	11.7	3.4
STJERNOY	Stjernoy01	F77007	70.2678	22.6381	C	310	10.4	3.7	55	45	7.5	2.2	198	38	5.8	3.8	304	20	8.8	6.1	135	9.9	45	9.1	3.5
STJERNOY	Stjernoy01	F81015	70.2678	22.6381	C	135	6.7	5.5	79	8	6.4	3.0	327	70	5.1	6.5	172	18	5.3	5.2	170	8.7	80	3.5	1.2
STJERNØY	STJERNØY	F83085	70.2678	22.6381	C	430	8.1	3.5	251	76	6.2	2.2	122	9	3.7	3.6	30	11	7.9	3.8	29	6.2	119	11.1	4.4
STORFORSHEI	Storforshei01	F79019	66.4058	14.5356	C	350	7.9	3.7	185	15	3.1	2.1	257	7	1.0	4.5	10	74	1.5	3.0	74	7.5	164	9.1	0.5
STORFORSHEI	Storforshei02	F79019	66.4058	14.5356	B	350	6.4	2.1	164	17	6.0	1.2	255	1	4.0	2.0	349	74	4.4	6.0	73	9.0	163	8.6	2.0
STRYN	Stryn01	F74009	61.9930	7.3147	B	230	21.8	2.6	310	3	7.6	2.6	219	34	4.0	2.2	45	56	5.3	6.9	41	21.5	131	6.0	1.1
STURE	Sture01	F87007	60.6175	4.8333	D	90	1.3	4.0	50	13	0.5	1.7	154	41	-0.4	3.8	309	46	0.1	0.1	138	1.1	48	2.5	0.7
STURE	Sture02	F87007	60.6200	4.8333	C	50	1.4	1.9	230	16	0.1	0.9	334	34	-0.9	2.1	122	51	-0.4	-0.3	136	1.2	48	1.3	0.4
SULITJELMA	Sulitjelma01 Giken II	F78013	67.1500	16.1170	B	350	3.2	2.1	83	37	2.7	1.1	241	51	0.3	1.0	344	11	2.8	0.4	165	3.0	75	6.5	1.4
SULITJELMA	Sulitjelma02 Giken II	F78013	67.1510	16.1170	C	350	21.0	5.7	344	37	12.0	3.7	241	18	10.9	5.9	132	46	14.6	11.8	78	17.4	166	9.1	2.6
SULITJELMA	Sulitjelma03 Giken II	F78013	67.1520	16.1170	C	350	13.8	4.8	29	29	10.7	2.1	168	54	6.6	4.7	286	20	11.2	9.1	113	13.1	23	9.1	0.8
SULITJELMA	Sulitjelma03 Giken II	F78013	67.1530	16.1170	D	400	14.1	9.9	320	44	8.5	6.3	60	10	5.9	7.3	160	48	9.9	6.2	37	10.3	127	10.4	2.3
SULITJELMA	Sulitjelma01 Charlotta	F78022	67.1500	16.0750	C	800	10.7	3.9	32	63	7.9	1.8	238	22	4.1	3.5	142	14	10.0	4.5	138	8.4	46	21.2	5.3
SULITJELMA	Sulitjelma02 Charlotta	F78022	67.1520	16.0750	B	840	9.2	2.9	80	47	6.2	1.2	281	41	5.0	2.2	182	11	7.2	5.1	177	7.1	67	22.3	5.6
SULITJELMA	Sulitjelma03 Charlotta	F78022	67.1540	16.0750	B	870	9.7	1.6	242	23	7.7	1.0	62	68	6.4	1.9	152	0	7.9	6.4	152	9.4	62	23.1	5.8
SULITJELMA	Sulitjelma01 Giken-Ch	F82013	67.1580	16.0860	C	900	43.5	6.9	249	72	26.8	4.9	13	10	20.1	5.7	106	15	41.5	21.4	113	27.4	23	23.4	7.5
SULITJELMA	Sulitjelma01 Sagmo	F82016	67.1170	16.0750	C	460	20.8	7.5	55	8	13.9	4.3	197	80	9.8	7.5	324	6	14.0	9.9	146	20.7	55	10.4	2.8
SVARTISEN	Svartisen01	F86046	66.7500	14.0000	C	700	20.0	5.0	217	51	14.6	2.1	45	38	10.6	3.8	312	4	17.9	10.6	130	16.7	40	16.6	2.6
SVARTISEN	Svartisen02	F86046	66.7500	13.9500	B	400	11.4	2.9	288	16	9.3	1.1	186	48	7.5	2.5	40	37	8.8	8.2	33	11.2	123	10.4	2.6
SVEA	SVEA01	F78012	77.8000	15.3400	C	380	15.2	5.5	150	10	6.9	1.5	58	12	5.5	2.4	281	74	5.8	6.9	61	14.8	151	9.9	2.5
SYDVARANGER	SYDVARANGER01.93	F94001	69.6000	29.5000	B	43	17.9	2.6	533	14	13.3	5.3	62	1	3.7	6.2	165	78	4.8	13.3	62	17.1	152	1.4	0.2
SYDVARANGER	SYDVARANGER02.71	F94001	69.6060	29.5000	A	310	17.1	1.2	190	19	11.5	0.7	96	5	3.7	2.5	354	72	5.0	11.5	102	15.8	12	6.2	0.9
SYDVARANGER	SYDVARANGER03.84	F94001	69.6100	29.5000	C	200	21.9	5.5	82	8	15.1	7.8	184	12	4.0	8.8	300	76	4.8	14.8	150	21.7	60	5.7	1.1
SYDVARANGER	SYDVARANGER04.90	F94001	69.6160	29.5000	B	110	39.9	5.0	279	14	21.0	7.2	11	9	14.6	5.5	131	73	16.3	20.9	8	38.4	99	2.9	1.0
SYDVARANGER	SYDVARANGER05.90	F94001	69.6200	29.5000	C	310	16.3	7.6	25	8	14.9	3.5	293	12	10.9	6.0	149	74	11.3	14.7	117	16.2	27	8.4	1.3
SORFJORD	Sørfjord01	F81007	66.0614	16.6633	B	330	10.0	1.6	46	20	5.5	1.2	305	32	2.4	2.4	164	51	4.1	4.5	144	9.3	54	6.0	0.6
TAFJORD	Tafjord02	F86058	62.1610	7.4700	B	500	14.4	4.1	120	11	7.9	1.9	11	58	5.5	3.5	216	28	7.6	6.1	32	14.2	122	13.0	1.1
TAFJORD	Tafjord01	F87099	62.2310	7.4400	C	40	13.0	4.4	301	2	6.3	2.6	158	88	6.8	5.4	31	1	6.3	4.8	31	13.0	121	1.0	0.2
TITANIA	Titania01	F71021	58.3439	6.4278	B	50	5.8	1.5	345	1	4.8	0.8	81	81	4.3	1.5	255	9	4.8	4.4	75	5.9	165	1.3	0.4
TITANIA	Titania02	F78021	58.3439	6.5000	A	100	4.8	0.9	208	19	4.7	0.5	114	11	2.6	0.6	356	68	2.9	4.5	166	4.7	76	2.6	0.7
TORPA	Torpa01	F87024	61.0000	10.0740	C	180	4.2	2.6	54	38	3.4	1.2	225	52	1.7	2.7	320	4	3.7	1.7	141	3.9	51	4.7	1.6
TORPA	Torpa02	F88023	61.0100	10.0760	C	200	6.1	3.1	295	46	4.5	1.6	153	37	3.9	3.2	47	20	5.2	4.0	34	5.2	124	5.4	2.0
VERRAN	Verran01	F87104	63.8939	10.9667	B	325	13.7	4.1	270	34	6.3	2.2	88	53	6.8	4.0	172	12	10.6	7.0	177	12.3	87	5.8	2.2
VESTVAGOY	Vestvagoy01	F82012	68.2172	13.5864	D	30	1.8	3.7	217	61	0.6	1.9	313	3	-1.6	3.4	45	29	1.0	-0.9	46	0.6	136	0.8	0.3
VIKAFJELL/RAUDBERG	RAUDBERG GRUVE	F93031	60.6880	6.3890	B	90	5.6	2.7	42	51	3.9	1.2	222	39	1.2	2.4	132	1	4.9	1.2	133	4.5	43	2.4	0.8
Vinstra Nedre PS	Vinstra Nedre PS	F1990	61.5990	9.7420	B	260	13.3	2.5	136	19	10.4	0.7	244	42	5.1	1.8	29	42	8.4	7.8	37	12.8	127	7.2	1.9

To present the results from all overcoring rock stress measurements in a planar map, a new presentation method is devised. In every measuring location the measured vertical -, major - and minor horizontal stresses are drawn. The two horizontal stresses are plotted as vectors with true orientation while the vertical stress is plotted as a circle on top of them. With the same origin, the theoretical vertical and horizontal stress are plotted as blue circles for comparison. All stresses in each location are normalized by the theoretical vertical stress, which is given as unity. The various stresses are colour coded to differentiate between them. Red is assigned to the major principal stress vector wile black is assigned to the minor horizontal stress vector and their quality grouping. An explanation of the quality rating of the stresses are given in Table 5. In all maps, quality group D stress results are omitted and represented by the theoretical vertical stress symbol only. The map view presentation shown in **Figure 3** can be used to illustrate the measured stresses as far as measuring results are available throughout Norway, Sweden and Finland. Telling the quality of the measured rock stresses is also possible. However, the rock stresses vary considerably since they are measured in different formations and at different depths.

Comparing measuring results presented in **Figure 3** without any interpretation is difficult. To evade this problem, the stresses are normalized by the measured vertical stress component and grouped in order of thrust- (reverse), strike-slip- and normal faulting regimes. The faulting regimes are furthermore defined from the horizontal and vertical stress components of the measured stresses as shown in Table 4. In all measuring locations the measured vertical -, major - and minor horizontal stresses are normalized by the measured vertical stress. The two normalized horizontal stresses are plotted as vectors with true orientation while the normalized vertical stress is plotted as a circle on top of them. With the same origin, the normalized theoretical vertical and horizontal stresses are plotted as circles for comparison. The colour coding and map symbol is similar to what is shown for the nominal measured stresses. An example of the completed symbol is shown in **Figure 4**, while the coding is presented in Table 5.

Table 4 Definition of faulting regimes based on measured vertical and horizontal stresses

	Normal faulting regime	$\sigma_V \geq \sigma_H \geq \sigma_h$
	Thrust faulting regime	$\sigma_H \geq \sigma_V \geq \sigma_h$
	Strike slip faulting regime	$\sigma_H \geq \sigma_h \geq \sigma_v$
where:		
	σ_v	Measured vertical stress
	σ_H	Measured major horizontal stress
	σ_h	Measured minor horizontal stress

To appreciate the stress regimes outlined above, the measured and theoretical vertical stresses shown in Table 5 must be evaluated. From the figure, considerable variation is evident no matter the quality rating of the measurements. Also some probable imprecise overburden values are given at, e.g. the depth intervals 300, 400 and 450 metres. Without considering the nature of this variability, the measured stress components evidently have to be related to the measured -, and not the theoretical vertical stresses. This is shown in Table 5, where the three measured stress components, the vertical, and two horizontal stresses are normalized by the measured vertical stress and displayed as a function of the measured vertical stress. The normalized vertical stresses are given as unity. As the vertical stress increase and correspondingly the overburden increases, the horizontal stresses reduce to become lower than the overburden. Although only few measurements are obtained below some 700 metres, they clearly show the magnitude of the horizontal stresses to be inferior to the vertical stress.

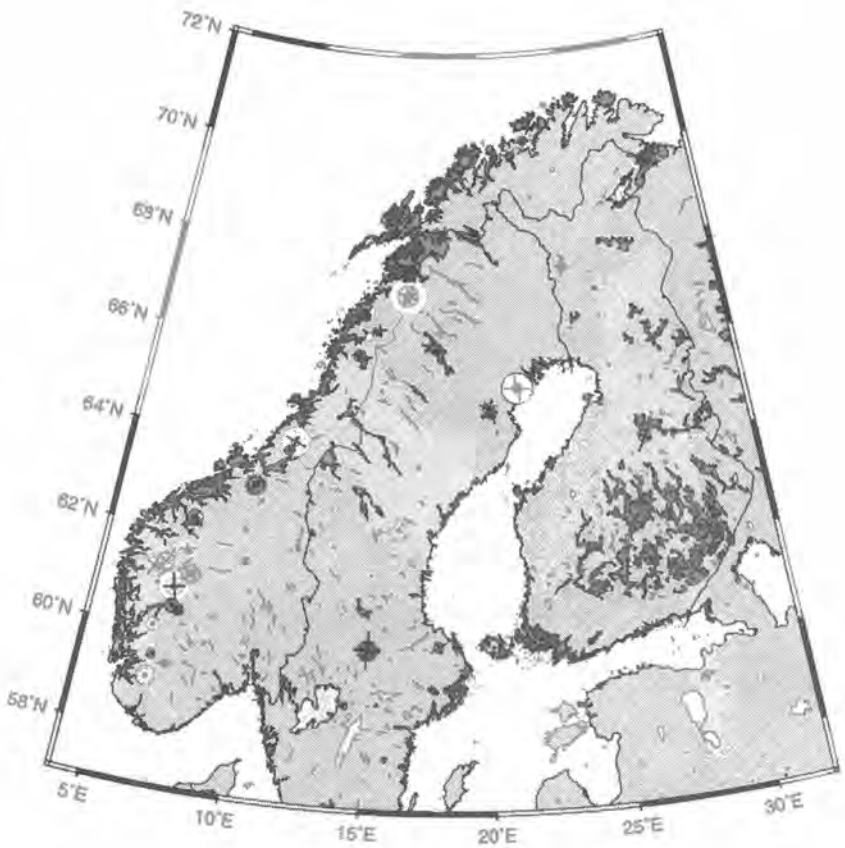


Figure 3 Map showing location, quality grade, orientation and magnitude of horizontal and vertical stress components for all reevaluatedstresses measured by the NTH cell in Norway, Sweden and Finland. All measurements are conducted by NTH / SINTEF. In this figure, all radii and vectors represent nominal stress values of horizontal and vertical, theoretical and vertical stresses respectively.The colour coding of the symbols identify theoretical and measured vertical stresses, major and minor horizontal stresses and the quality ranking of the measurements. Group D measurements that are the lowest quality designation are represented by unity circle only, to locate the measurement point.

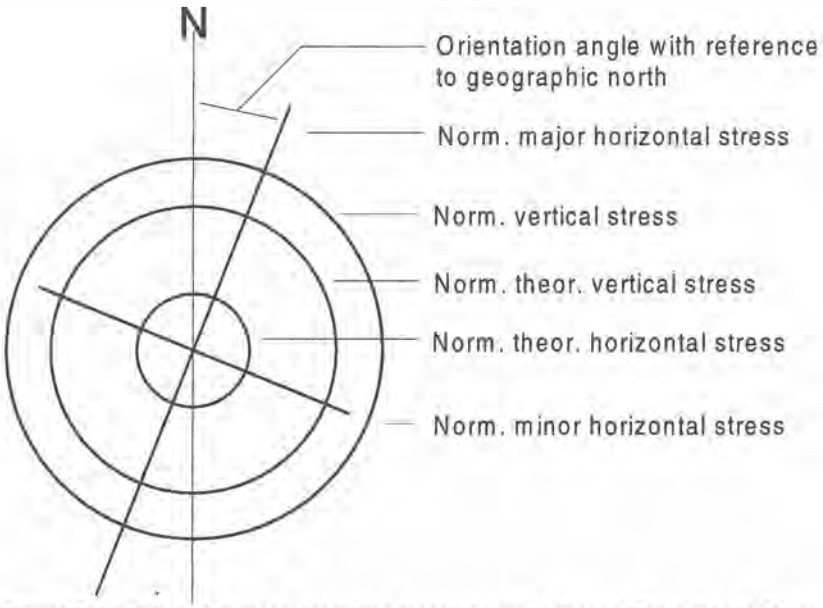


Figure 4 Symbol used in maps describing measured rock stresses. The symbol relates measured horizontal and vertical stress components to their theoretical counterparts in addition to show the orientation of the horizontal stress components.

Table 5 Explanation of the four different symbols used to distinguish between the quality rankings or grades in maps presenting overcoring rock stress measurements

Quality rank	Color	Symbol
Grade A	Black	Full symbol with (normalized) ISVM colour coded black
Grade B	Red	Full symbol with (normalized) ISVM colour coded red
Grade C	Yellow	Full symbol with (normalized) ISVM colour coded yellow
Grade D	Blue	Only (normalized) theoretical stresses in blue marked D

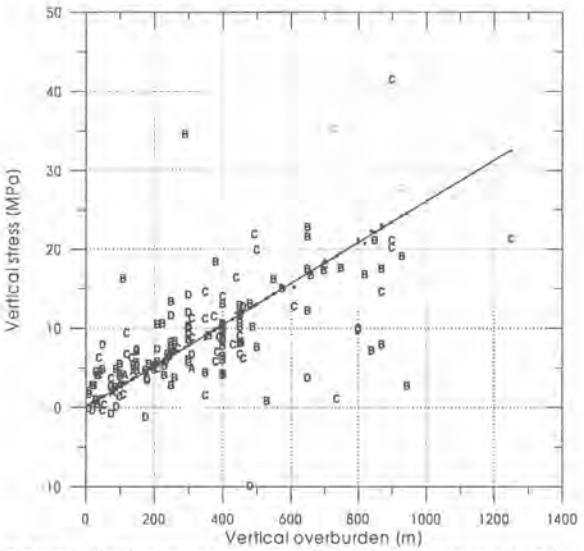


Figure 5 Vertical measured and theoretical stresses plotted versus vertical overburden at measuring site. For the measured stresses the plotting symbols are exchanged with their respective quality rating letter. The best fit line is drawn through the theoretical vertical stress values that are calculated based on laboratory density measurements. Significant scatter around the theoretical values are evident regardless of the quality rating of the measured stresses.

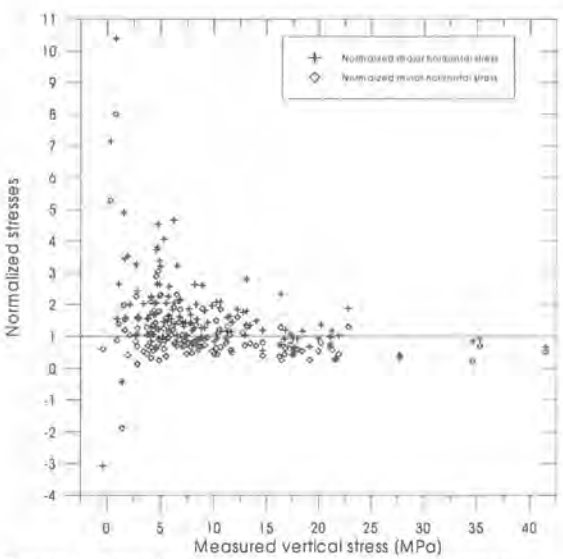


Figure 6 Normalized major and minor horizontal stress components except quality group D as a function of vertical overburden. All data presented in this figure are plotted in the map in **Figure 3**. Significant scatter in the measured data are found when the vertical stress are below some 7 MPa corresponding to less than 250 m vertical overburden.

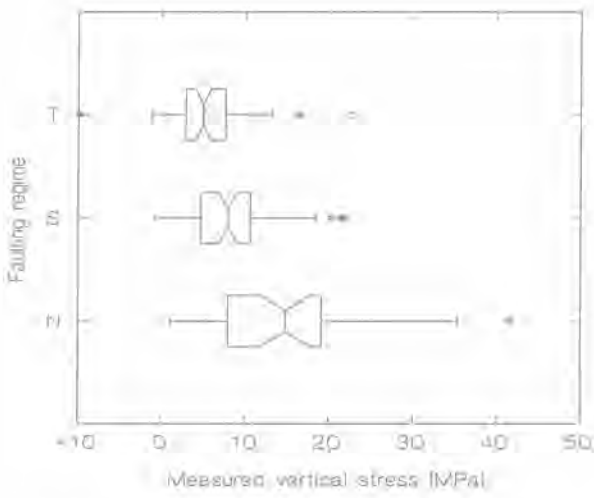


Figure 7 Notched box plots of the measured vertical stresses grouped according to faulting regime. T denotes thrust faulting regime, S denotes strike slip faulting regime and N denotes normal faulting regime. Measured vertical stress is indicative of the overburden at the measuring site. The graph thus shows that thrust faulting is likely to occure close to surface and normal faulting will prominent at larger depths with strike slip faulting in between.

DISCUSSION

Although few authors explicitly map the tectonic features from offshore to onshore Fennoscandia, by deduction it is suggested that the lower part consist of identical formations with related structural grain. The upper formations, however, vary regionally according to age and tectonic setting; generally the younger formations are found to the west. The notion of differential movement implies the existence of local stress concentrations and perhaps abnormal and varying vertical stress components. The reported observations on neotectonics prove that post-glacial tectonics has been and still is active in the Fennoscandian area and may lead to anomalous stress magnitudes and orientations. Areas with high tectonic stress levels coincide with the reported seismic activity. In a stable situation, however, the stresses acting in a rock mass are governed by simple physical relationships. Nevertheless, they may be profoundly perturbed by fluid pressures, structural elements, geological processes, tectonic activity, chemical activity and so forth. If the stresses acting in the crust exceed its strength, earthquakes and faulting will take place. The rock mass will go from a higher energy level to a lower through the release of strain energy. The stress levels are thus reduced until a pseudo stable state of equilibrium is accomplished. The magnitude of the measured stresses will therefore be characteristic for the geologic province and the large scale strength characteristics of the rock mass. If gneiss is grouped according to geographical constraints, the Caledonian orogenic influence seems clear in that it reduces the overall uniaxial compressive strength and Young's modulus. Consequently, the strain energy that can possibly be accumulated in the rock mass in these areas will be lower than in other areas with higher values. Therefore, provided the rock mass creep tendency is low, seismic activity is likely to be higher in these areas.

From the preceding tables and graphs, no simple geographical relationships between any measured stresses or orientations can be found. In **Figure 7**, however, notched Box and Whisker plots of the measured stresses grouped according to stress regimes are drawn versus the measured vertical stresses. The figure shows that the indicated faulting regimes are dependent on the vertical stress, or indirectly of the vertical overburden. Thrust faulting regimes are favoured at

shallow depth followed by strike slip faulting regimes before normal faulting regimes are picked up in the deeper measurements. This suggests that in a crustal perspective, the measured high horizontal stresses are a surface related phenomenon.

If the measuring results are subjected to principal component analysis (PCA), the inherent co-variation or variance in the sample can be evaluated. PCA is based on a linear description of the input data. For the measured rock stresses, orientation and overburden, this has been done according to standard procedures as described by the statistical program package SYSTAT [57]. If many factors are used to describe the variation within the sample, considerable random error is described. In the evaluation of the stresses and their orientation, only six factors explain some 80 percent of the inherent variance in the sample. These six factors' relative importance, or explanation of the inherent variance in the sample, are shown in Table 6. This is also the factors used during the following analysis.

Table 6 Percentage of variance explained by each rotated factor in the principal component analysis

Factor number	1	2	3	4	5	6
Percent variance explained	26.5	19.0	14.0	10.7	10.0	8.6

In Table 7, loadings for the six factors for all input variables are shown. The absolute loadings vary from naught to one, where one suggests high influence to the factor. A simple structure is discernable in Table 7. The first factor describes the most significant variation in the sample, and lesser distinct patterns follow in subsequent factors. Furthermore, if several variables have absolute high loadings within one factor, covariation between the variables is observed. If they have opposite signs, the relations between the variables are inverse.

Without any à priori assumptions, the PCA groups and ranks the variables as shown in Table 7. The most dominant variables make up factor 1, consisting of the relative standard deviation of the stress magnitudes. Factor 2 principally deals with the stress magnitudes and to a lesser degree the vertical overburden. The rest of the factors are less important to the variation in the sample, but systematically deal with strike and plunge of the various stresses. Another feature observed in the loadings, is that almost no cross influence between the various factors are visible, i.e. high loadings are only found in one factor, and thus the variables are almost independent of each other.

Table 7 Loadings for the rotated six most prominent factors of the recalculated stresses. Explanation of the variables constituting the factors are given in Table 1

	Factor1	Factor2	Factor3	Factor4	Factor5	Factor6
S3SD	.989	-.004	.006	.051	-.020	.008
S1SD	.975	.044	-.002	.007	-.038	.026
S2SD	.961	.189	.025	.060	.015	.026
S2M	.075	.942	.047	.021	-.001	.046
S1M	.245	.872	.047	.052	.004	.075
S3M	-.112	.831	-.038	-.102	.072	-.039
OB	.094	.671	-.108	.071	-.426	-.017
S2P	-.018	-.011	-.976	.007	.197	-.011
S3P	.008	-.040	.803	.046	.573	.004
S3TR	.055	-.056	.006	.888	.066	.264
S1TR	-.063	-.093	-.021	-.737	.007	.538
S1P	.016	.026	.043	-.060	-.974	-.027
S2TR	-.055	-.072	-.016	-.082	-.026	-.936

The relative standard deviation of the stress magnitudes co-variate and all go into factor one. This is a clear confirmation that the quality rank designation proposed in the previous chapter is a

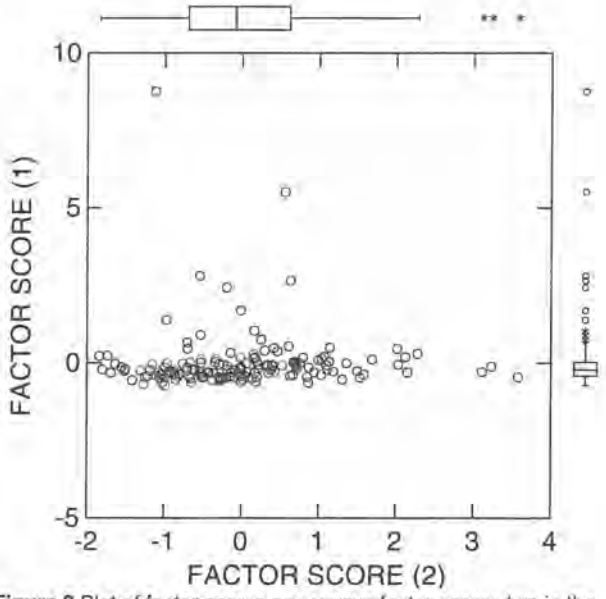


Figure 8 Plot of factor scores one versus factor scores two in the principal component analysis. Factor score one represents the relative standard deviation of the stresses, while factor score two represents the stress magnitudes. Factor scores indicate how well each observation set fits the model, and may be used to search for outliers in the sample.

viable method. In Table 7 the factor scores for all observation sets (rock stress measurements) are drawn in the factor 1 - factor 2 plane with the respective box and whiskers plots for each factor score. From the box and whiskers plot of the factor score of factor 1, seven observations are classified as far outliers and three observations as near outliers. Furthermore the hinges show a distribution skewed towards the low side. This shows outliers at the high end, or suggests that stresses having high relative standard deviations are outliers.

Towards the low end of the factor score of factor 2 an increase in factor score for factor 1 is evident. This may also point to outliers or incorrect measuring points at relative low overburden. If the outliers in the factor score of factor 1 are rejected, a systematic positive relation between the two factor scores is evident in the plot. The outliers are evenly distributed and related to the sample frequency more than the stress level as suggested by the factor score of factor 2. Both observations point to, and support the conclusions in the previous chapter where quality ranking designation D (lowest) was assigned to measurements with high relative standard deviations of the mean stresses. The outliers in the factor score of factor 2 only suggest that few rock stress measurements have been conducted in areas of high stresses or in areas with large overburden. This is only related to the sample distribution itself and cannot be termed outliers in a measuring perspective.

In **Figure 9** the first stress invariant of the measured stresses is shown as a function of the measured vertical stress (the stress sum versus the overburden), and grouped according to identified stress regimes. The symbol size is shown proportionally to the factor score of factor 2 that represents the stress magnitude and overburden. Unanimously, the stresses increase with depth but at different rates. Stresses in normal faulting regimes are lower and the stress increase in these areas is smaller than under other regimes. In increasing order strike slip- and thrust faulting regimes are found subsequently. Within the sample, or in the upper one thousand metres of the earth's crust, these trends seem constant for each regime. Furthermore, measurements showing thrust faulting stress regimes are abundant towards the surface, while measurements showing normal faulting stress regimes are most pronounced at deeper locations.

Rock stress measurement locations in Fennoscandia are shown in **Figure 9** as a function of latitude and longitude. As in **Figure 9**, symbol shape and size reflects the stress regime and stress magnitude respectively. Some dithering has been applied to the location plot in order not to have too many symbols overlain by others. In the evaluation, reference is also made to Table 5, Table 5 and Table 5. Excluding the relative deep measurements suggesting normal faulting, two main stress provinces emerge. To the west, embracing the southern and middle part of Norway, a strike slip faulting regime is dominant. To the east, including the eastern and northern part of Norway, Sweden and Finland, a thrust faulting regime is suggested. Although fewer measurements are available towards the middle and eastern part of Fennoscandia, the interpretation seems to reflect the actual observations.

If this idea holds true, it is likely that the serrated landscape of western Norway reduces and realigns the horizontal stresses in the upper part of the earth's crust, suggesting a strike slip faulting regime. To the middle and eastern part of Fennoscandia with more gentle topography, the stresses level out and suggest thrust faulting regimes. This coincides with Stephansson's [28] suggestions where he links the stresses to the age of the bedrock.

In **Figure 11** the octahedral shear stresses are grouped according to faulting regimes and drawn as a function of the measured vertical stresses. Failure lines adapted from Engelder [58] for frictional sliding under thrust- and normal faulting are added to the figure assuming hydrostatic pore pressure and a coefficient of friction against sliding of 0.6 according to Byerlee [59]. To induce frictional sliding on preexisting faults or fractures, the octahedral shear stress for a given stress regime must exceed the appropriate failure lines. Rock stress measurements showing normal faulting stress regimes all but one exceed the normal faulting failure line. This suggests that faults are likely to be active throughout the deeper parts of Fennoscandia. Another explanation could be that the coefficient of friction of 0.6 is too low in rocks from this area. Nevertheless, even if higher coefficients of friction are more likely, the measured values show that normal faulting can take place in the deeper measuring locations. For thrust faulting stress regimes, the relevant fault line divides the measurements into two regions, a stable and a potential active region. Again sliding on preexisting faults are likely, however more so in the deeper than in the shallower areas. Although the rock stress measurements are at shallow depth compared with registered seismic activity, they support the tendencies reported in previous chapters.

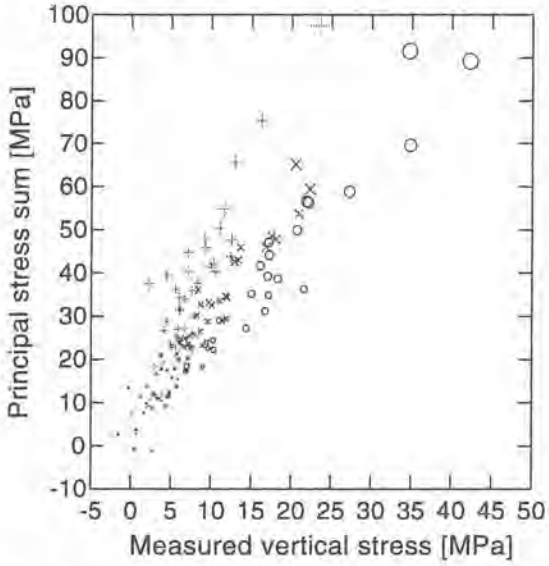


Figure 10 Blue circles represent normal-, red x strike-slip- and green cross thrust fault regimes. Measurements of quality D is excluded. The symbol size is determined by the factor score for factor 2 (stress magnitude).

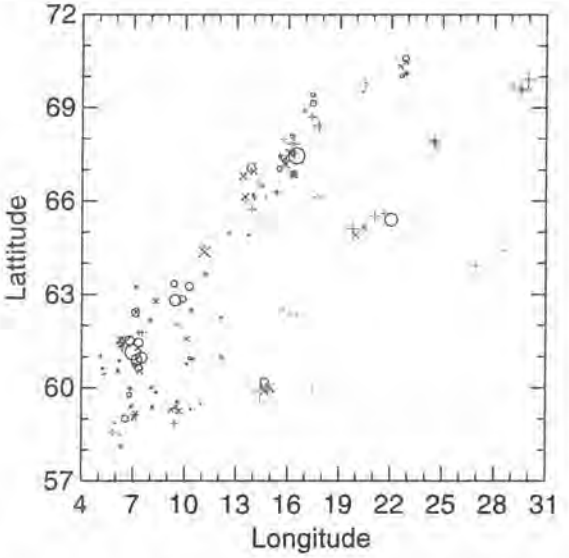


Figure 9 Rock stress measurement locations where symbols represent stress regimes (cross indicate thrust fault, x indicate strike slip while circles indicate normal faulting stress regimes). Similarly to the previous figure, the symbol size represent factor score 2 or the first stress invariant.

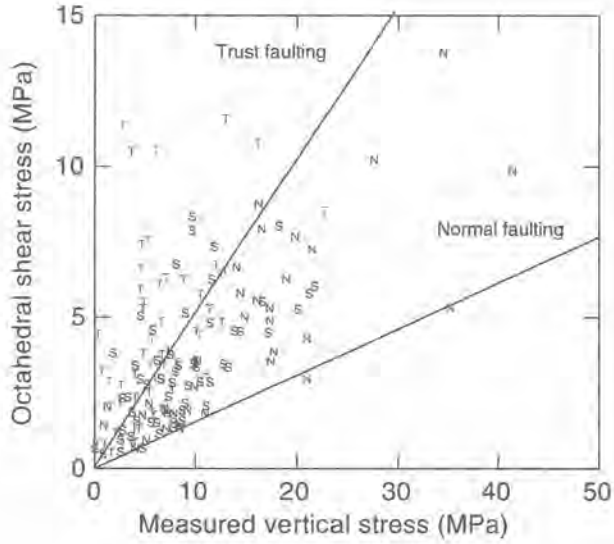


Figure 11 Octahedral shear stresses as a function of the measured vertical stresses plotted together with failure lines for frictional sliding under thrust - and normal faulting stress regimes assuming hydrostatic pore pressure and friction coeffisients against sliding on 0.6. The failure lines are adapted from Engelder (op.cit.)

CONCLUSIONS

By deduction the earth's crust is postulated to be in a constant state of failure. The review and discussions of recent literature on geological issues pertinent to the variability and distribution of rock stresses show that there is a consensus on the following issues:

- The development of Fennoscandia and its bordering areas have been influenced by plate tectonics and related processes.
- Offshore and onshore Fennoscandia is underlain by essentially identical rock masses.
- Old structures are correlated from offshore to onshore areas.
- Old faults may be long-lived, active and have an important role in the structuring during later geologic history.
- There are areas with higher seismic activity than others that may be related to tectonic structures and setting.
- Although scarce, geodetic measurements and mapping of glacifluvial deposits point to both recent differential movement of discrete blocks and faulting.
- The mechanisms governing the measured strain is not clear; isostasy and tectonics may be active simultaneously.
- Based on limited studies, global alignment of horizontal rock stresses, however locally reoriented, is favoured by most authors.
- Varying tectono-stratigraphical setting and rock mass constitutive behaviour may influence on the different seismic activity and consequently on the stress field throughout Fennoscandia.

The present reevaluation of rock stresses measured by overcoring suggests that the western part of the Fennoscandian area can be subdivided depending on the prevailing stress regimes. To the west a strike slip regime dominates, while the eastern and northern areas are governed by a thrust faulting regime. These regimes may be a surface related phenomenon because the deeper

stress measurements suggest normal faulting regimes. However, all stress measurements suggest that horizontal stress components besides the gravitational stresses are active in the region. The regional orientation of these additional horizontal stresses cannot be determined based on the present reevaluation alone since the measuring localities may be too few and the geological conditions too complex for this purpose. In local areas however, alignment of the horizontal stresses is possible, and supports the ideas where the additional horizontal stresses are superimposed on the gravitational stresses by ridge push forces.

Rock stresses are, with the mechanical properties of rock, important to the safe construction and operation of all man made structures in rock, whether in mining, civil or petroleum engineering. The crucial issue is their relative magnitudes and orientation.

Implications to the regional stress field

- High horizontal stresses have been prevailing in the western part of Fennoscandia from reevaluations of overcoring rock stress measurements by the NTH cell.
- Thrust faulting (reverse) stress regimes were observed towards the shallower part of the upper 1000 metres of the crust, succeeded by strike slip faulting regimes and finally normal faulting stress regimes towards the deeper regions.
- Irrespectively of depth or locality, high stresses were measured all over the western Fennoscandia. However, normal faulting stress regimes were predominantly found in the western part intermingled with the two other stress regimes. To the east, subsequently strike slip and thrust faulting stress regimes are found respectively.
- The measured high horizontal stresses, however, relative shallow compared with normal seismic activity, were found to support seismotectonic observations and measurements.
- Whether the stress regime was normal or thrust faulting, the measured stresses exceeded the basic failure criterions for frictional sliding on preexisting fractures. Although the failure criterions perhaps were underestimated, the rock stress measurements still suggested that the upper part of the crust was in a continuous state of failure.

REFERENCES

1. Hanssen, T. H. (1998), Investigations of some rock stress measuring techniques and the stress field in Norway. Dr.Ing. Thesis, Norwegian University of Science and Technology, 188 p.

2. Sigmond, E.M.O. (1992), *Bedrock map of Norway and adjacent ocean areas. Scale 1:3 mill.* Geological Survey of Norway

3. Fossen, H., K.G.Holter, J.Hesthammer, G.Mangerud, O.Martinsen and R.H.Gabrielsen (1995), *Jurassic Park - nærmere enn vi tror, Problemer i Bjorøytunnelen.* Geonytt 3-95, pp. 3-6, Trondheim

4. Færseth, R.B., Gabrielsen, R.H. and Hurich, C.A. (1995), *The influence of basement in structuring of the North Sea Basin offshore Southwest Norway.* Norsk Geol. Tidsskrift, Vol. 75, pp. 105-119, Oslo

5. Muir Wood, R. (1989), *Extraordinary deglaciation reverse faulting in northern Fennoscandia.* In.: Gregersen, S. and Basham, P.W.(eds.), Earthquakes at North-Atlantic passive margins: Neotechtonics and postglacial rebound. NATO ASI Series, Series C: Mathematical and physical sciences - vol. 266, Kluver Academic Publishers pp.141-173.

6. Olesen, O., S.Gjelle, H.Henkel, T.A.Karlsen, L.Olsen and T.Skogset (1995), *Neotectonics in the Ranafjorden area, Northern Norway.* Nor. Geol. Unders. Bull 427.

7. Brekke, H., Kalheim, J.E., Riis, F., Egeland, B., Blystad, P., Johnsen, S. and Ragnhildstveit, J. (1992), *Two-way time map of the unconformity at the base of the Upper Jurassic (north of 69N) and the unconformity at the base of the Cretaceous (south of 69N), offshore Norway, including the main geological trends onshore. Scale 1 : 2 mill.* NPD Continental Shelf Map No. 1. The Norwegian Petroleum Directorate / The Geological Survey of Norway.

8. Han, D. and Wahr, J. (1989). *Post-glacial rebound analysis for a rotating earth.* In: Cohen, S.C. and Vanicek, P. (Eds.) Geophysical Monograph 49, IUGG Volume 4 Slow deformation and transmission of stress in theEarth. pp.1 - 6.

9. Anda, E. (1986). *Nordvestlandet: Regional topografi og den tertiære landheving.* In:Geolognytt nr.21 Proc. Norsk Geologisk Forenings X. Landsmøte Trondheim 16. - 18. januar 1986,

10. Ahjos, T. and Uski, M. (1992). *Earthquakes in northern Europe in 1375 - 1989.* Tectonophysics, 207 (1992), pp.1 - 23.

11. Olesen, O., Henkel, H., Lile, O.B., Mauring, E., Rønning, J.S. and Torsvik, T.H. (1992) *Neotectonics in the Precambrian of Finnmark, northern Norway.* Norsk Geologisk Tidsskrift, Vol. 72, pp. 301-306.

12. Anundsen, K. (1989), *Late Weichselian relative sea levels in southwest Norway; observed strandline tilts and neotectonic activity.* Geologiska Föreningen i Stockholms Förhandlingar 111, 288-292.

13. Bungum H., Alsaker A., Kvamme L.B. and Hansen R.A. (1991), *Seismicity and seismotectonics of Norway and nearby continental shelf areas.* J. Geophys. Res. 96: 2249-2265.

14. Ramberg, I.B., Gabrielsen, R.H., Larsen, B.T. and Solli, A. (1977), *Analysis of fracture pattern in Southern Norway.* Geol. Mijnbouw., 56: 213 - 310.

15. Gabrielsen, R.H. and Ramberg, I.B. (1979), *Fracture pattern in Norway from Landsat imagery: results and potential use.* Proc. Norw. Sea Symp. Tromsø, NSS/23: 1 - 28.

16. Aanstad, K.M., Gabrielsen R.H., Hagevang, T., Ramberg, I.B. and Torvanger, O. (1981). *Correlation of off-shore and on-shore structural features between 62 N and 68 N, Norway.* Proc. Norw. Symp. on Exploration, Bergen, Norw. Pet. Soc., NSE/11: 1-24

17. Gabrielsen, R.H., Ramberg, I.B., Mørk, M.B.E. and Tveiten, B. (1981), *Regional gelogical, tectonic and geophysical features of Nordland, Norway.* Earth Evol. Sci., 1: 14-26.

18. Rathore, J.S. and Hospers, J. (1986), *A lineaments study of southern Norway and adjacent off-shore areas.* Tectonophysics, 131: 257-285.

19. Lippard, S.J. and Roberts, D. (1987), *Fault systems in the Caledonian Finnmark and the southern Barents Sea.* Norges geologiske undersøkelse, Bull.410: 55-64.

20. Gabrielsen R.H. and Færseth, R.B. (1989), *The inner shelf of North Cape, Norway and its implications for the Barents Shelf - Finnmark Caledonide boundary. A comment.* Norsk Geologisk Tidskrift, Vol. 69, pp. 57-62. Oslo.

21. Stewart, I.J., Rattey, R.P. and Vann, I.R. (1992). *Structural style and the habitat of hydrocarbons in the North Sea.* In: Larsen, R.M., Brekke, H., Larsen, B.T. and Talleraas, E. (eds). NPT Special Publication 1, Elsevier, Amsterdam, pp.197 - 220.

22. Schmidt, W.J. (1992). *Structure of the Mid-Norway Heidrun Field and its regional implications.* In: Larsen, R.M., Brekke, H., Larsen, B.T. and Talleraas, E. (eds). NPT Special Publication 1, Elsevier, Amsterdam, pp. 381 - 395

23. Dengo, C.A. and Røssland, K.G. (1992) *Extensional tectonic history of the western Barents Sea.* In: Larsen, R.M., Brekke, H., Larsen, B.T. and Talleraas, E. (eds). NPT Special Publication 1, Elsevier, Amsterdam, pp. 91 - 107.

24. Gabrielsen, R.H., Færseth, R.B., Jensen, L.N., Kalheim, J.E. and Riis F. (1990), *Structural elements of the Norwegian continental shelf Part I: The Barents Sea Region.* NPD-Bulletin no 6.

25. Shannon, P.M. and Naylor, D. (1989). *Petroleum basin studies.* Graham and Trotman Ltd, London. p.12.

26. Richardson, R.M., (1992) *Ridge forces, absolute plate motions, and the intraplate stress field.* J. of Geophys. Res., Vol. 97, No. B8, pp 11739-11748.

27. Stephansson, O. (1988), *Ridge push and glacial rebound as rock stress generators in Fennoscandia.* Bull. Geol. Inst. Univ. Uppsala, N.S. Vol. 14, pp. 39 - 48.

28. Crouch, S.L. (1976), *Analysis of stresses and displacements around underground excavations: an application of the displacement discontinuity method.* Geomechanics report to the National Science Foundation. Minneapolis: University of Minnesota.

29. Dart, R.L. and Swolfs, H.S. (1992). *Subparallel faults and horizontal-stress orientations: an evaluation of in-situ stresses inferred from elliptical wellbore enlargements.* In: Larsen, R.M., Brekke, H., Larsen, B.T. and Talleraas, E. (eds). NPT Special Publication 1, Elsevier, Amsterdam, pp.519-529.

30. Aleksandrowski, P., Inderhaug, O.H. and Knapstad, B. (1992), *Tectonic structures and wellbore breakout orientation.* in Tillerson, J.R. and Wawersik, W.R. (Eds.) Proc. 33rd U.S. Symp. on Rock Mechanics, pp. 29-37.

31. Harris, R.A. and Simpson, R.W.(1992). *Changes in static stress an southern California faults after 1992 Landers earthquake.* Nature, Vol. 360, 19. November 1992, pp 251 - 254.

32. Stein, R.S., King, G.C.P. and Lin, J. (1992) *Change in failure stress on the southern San Andreas Fault System caused by the 1992 magnitude = 7.4 Landers earthquake.* Science, Vol. 258. 20.November 1992, pp.1328 - 1332.

33. Zoback, M.L., Zoback, M.D., Adams J., Assumpcao M., Bell S., Bergman E.A., Bumling P., Brereton N.R., Denham D., Ding J., Fuchs K., Gay N., Gregersen S., Gupta H.K., Gvishiani A., Jacob K., Klein R., Knoll P., Magee M., Mercier J.L., Muller B.C., Paquin C., Rajendran K., Stephansson O., Suarez G., Suter M., Udias A., Xu Z.H. and Zhizhin, M. (1989), *Global pattern of tectonic stress.* Nature, 341:291-298.

34. Zoback, M.L. (1992), *First- and second-order patterns of stress in the lithosphere: The World Stress Map Project.* J. Geoph. Res. Vol. 97, No. B8, pp 11703 - 11728.

35. Müller, B., Zoback M.L., Fuchs K., Masdin L., Gregersen S., Pavoni N., Stephanson O. and Ljunggren, C. (1991), *Regional patterns of tectonic stress in Europe.* J. Geoph. Res. Vol. 97, No. B8, pp 11783 - 11803.

36. Stephansson, O., Dahlstrøm, L-O., Bergstrøm, K., Myrvang, A., Fjeld, O.K., Hanssen, T.H., Särkkä, P., and Väätäinen, A. (1987), *Fennoscandian Rock Stress Data Base - FRSDB.* Research Report Tulea 1987:06

37. Stephansson, O., Särkkä, P. and Myrvang, A. (1986), *State of stress in Fennoscandia.* In. Stephansson, O. (Ed.) Proceedings of the International Symposium on Rock Stress Measurements, Stockholm, pp. 21 - 32. Luleå: CENTEC Publishers.

38. Bell, J. Sebastian (1993), *The global sedimentary basin stress project of the International Lithosphere Program.* Poster P-71, 55th Meeting of European Association of Exploration Geophysicists, Stavanger, Norway, June 7 - 11, 1993.

39. Spann, H., Brudy, M. and Fuchs, K. (1990) *Stress evaluations in offshore regions of Norway.* Terra Nova 3, pp. 148 - 152

40. Cowgill, S.M., Meredith, P.G., Murrel, S.A.F. and Brereton, N.R. (1992) *In situ stress orientations in the Witch Ground Graben, North Sea, revealed by borehole breakouts: preliminary results.* In: Hurst, A., Griffits,C.M. and Worthington, P.F. (eds.) Geological Applications of wireline logs II. Geological Society Special Publication No65, pp. 179 - 184.

41. Fejerskov, M. (1996) *Determination of in-situ rock stresses related to petroleum activities on the Norwegian Continental Shelf.* Dr.Ing. Thesis, Norwegian University of Science and Technology, 162 p.

42. Gölke, M. (1996), *Patterns of stress in sedimentary basins and the dynamics of pull-apart basin formation.* Ph.D. Thesis, Vrije Universiteit, Amsterdam, 167 p.

43. Owens, K.A., Andersen, S.A. and Economides, M.J. (1992) *Fracturing pressures for horizontal wells.* Paper SPE 24822. pp 581 - 588.

44. Teufel, L.W. and Farrell, H.E. (1990). *Distribution of in-situ stress and natural fractures in the Ekofisk field, North Sea.* In: Proc. Third North Sea Chalk Symp., Copenhagen, Denmark.

45. Biot, M. A.. (1941), *General theory of of three-dimentional consollidation.* Journal of Applied Physics, 12, pp.55 - 64

46. Biot, M.A. and Willis, D.G. (1956) *The elastic coefficients of the theory of consollidation.* Journal of applied mechanics, 78, pp.91-96.

47. Mann, D.M. & Mackenzie, A.S. (1990) *Prediction of pore fluid pressures in sedimentary basins.* Marine and Petroleum Geology, V.7, pp.55 - 65.

48. Waples, D.W. (1991) *Generation and migration of petroleum from abnormally pressured fluid compartments.* Bull. AAPG. Vol. 75, pp. 326 - 327.

49. Stainforth, J.G. (1984) *Gippsland hydrocarbons - a perspective from the basin edge.* APEA Journal, Vol. 24 (1), pp. 91 - 99.

50. Barker, C. (1990) *Calculated volume and pressure changes during the thermal cracking of oil to gas in reservoirs.* Bull. AAPG Vol. 24, pp. 1254 - 1261.

51. Spencer, C.W. (1987) *Hydrocarbon generation as a mechanism for overpressuring in the Rocky Mountain region.* Bull. AAPG. Vol. 71, pp. 368 - 388.

52. Caillet, G., Sejourne, C., Grauls, D. & Arnaud, J. (1991) *Hydrodynamics of the Snorre field area, offshore Norway.* Terra Nova, Vol. 3, pp. 180 - 194.

53. Amadei, B. and Savage, W.Z. (1985). *Gravitational stresses in regularly jointed rock masses - A keynote lecture.* in: Stephansson, O. (Ed.) Proc. Int. Symp. Fundamentals of Rock Joints. CENTEK Publishers, Luleå, pp. 463 - 473.

54. Savage, W.Z., Amadei, B.P. and Swolffs, H.S. (1986). *Influence of rock fabric on gravityinduced stresses.* in: Stephansson, O. (ed.) Proc. of the Int. Symp on Rock Stress and Rock Stress Measurements. CENTEK Publishers, Luleå, pp.99 - 110.

55. Laitaj, E.Z. & Bielus, L.P. (1986) *Stress corrosion cracking of Lac du Bonnet Granite in tension and compression.* Rock Mechanics and Rock Engineering 19, pp. 71 - 87.

56. Fejerskov, M., C.D. Lindholm, H. Bungum, A. Myrvang, R.K. Bratli and B.T. Larsen (1995), *Crustal stress in Norway and adjacent offshore regions.* Final Report for the IBS-DNM project, Topic 1.3 "Regional Stress Field" 12pp. + 3 app. Unpublished

57. SYSTAT Inc. (1992), *SYSTAT for Windows: Statistics, Version 5.* Evanston, Il, p.81 - 105

58. Engelder, T. (1993), *Stress regimes in the lithosphere.* Princeton University Press, Princeton, New Jersey, p.349 - 360

59. Byerlee, J.D.(1978), *Friction in rocks.* Pure and Applied Geophysics, vol. 116, p.615 - 626

FJELLSPREGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1998

Modellering og evaluering av strømning i sprekker

Avdelingsleder Axel Makurat
Senior Geolog Frederik Løset
Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Denne artikkelen gir en kort oversikt over kunnskapsdatabasen og tilgjengelig teknologi for å kunne predikere spenningsavhengig strømning i enkeltsprekker og oppsprukkete bergmasser. Sprekkeåpningen og konduktivitet av enkeltsprekker avhenger sterkt av sprekkeoverflatens morfologi og styrke. Siden sprekkeåpninger også er meget avhengig av effektiv-spenningstilstand, vil utgravning av undergrunnsanlegg og poretrykksforandringer invirke på sprekkenes konduktivitet. Et hydrogeologisk regnemodell må bygge på et, i forhold til konsekvensen av tiltaket, tilstrekkelig detaljert geologisk modell. I denne sammenheng henvises spesielt på betydning av tilstrekkelige geologiske forundersøkelser.

SUMMARY

This paper is giving a short overview about the knowledgedatabase and available technology in predicting stress dependent flow in single joints and jointed rock masses. Aperture and conductivity of single joints depend strongly on the joint surface morphology and strength. Since joint apertures also are effective stress dependent, will subsurface excavation and porepressure changes influence on joint permeabilities. Any hydrogeological model has to rely on a conceptual geological model, which is sufficiently accurate, considering the expected reliability of the prediction and the weight of the modelling results in a decision process. The importance of adequate geological investigations is emphasised.

INNLEDNING

Forståelsen av hvordan væsker beveger seg i bergmasser er en viktig faktor for løsningen av mange geotekniske problemstillinger. Lekkasje inn eller ut av tunneller, lekkasje under damanlegg, migrasjon av avfallsprodukter fra underjordiske avfallsdeponier, tetthett av underjordiske olje-og gass lager og olje/gass strømning i reservoarene er noen eksempler.

Forandring og reorientering av hovedspenningene og relaterte deformasjoner, forårsaket av utgravning av undergrunnsanlegg kan beregnes ved hjelp av numeriske simuleringer, og har også blitt påvist ved hjelp av ekstensometer og in situ spenningsmålinger. Videre har felt og laboratorieforsøk påvist følsomheten av sprekkeåpninger til spenningsvariasjoner. Det er derfor generelt akseptert at sprekker ikke bare har betydelig påvirkning på den naturlige bergmassepermeabiliteten, men også at deres hydrauliske egenskaper influeres av menneskelige påvirkninger som f.eks. utgravninger og poretrykksendringer.

I tilfelle av f.eks. upermeable magmatiske/metamorfe bergarter vil all strømning foregå i sprekkene. Forutsigelse av innlekasje i en tunnel i slike bergarter krever derfor ikke bare kunnskap om spennings- tøyningsoppførsel av enkelte sprekker, men også viten om den regionale strukturgeologien og det regionale spenningsfeltet.

Mens det i økende grad brukes numeriske metoder for stabilitetsanalyser og sikringsdesign i forbindelse med vanskelige undergrunnsanlegg, finnes det bare få eksempler på hydrogeologiske beregninger relatert til fjellanlegg i Norge. Det som brukes er oftest modelleringsverktøy som har sin bakgrunn fra løsmassehydrogeologi. I enkelte tilfelle brukes noe mer avanserte verktøy, men stort sett med konstante sprekkeåpninger.

Det er spesielt behovet for sikker deponering av miljøfarlig avfall og krav om økt utvinningsgrad ved oljeproduksjon som har vært drivkraften bak utviklingen av mer avanserte modelleringsmetoder, og i de siste årene har betydningen av koblingen mellom væsketrykk og deformasjon fått økende interesse i de forskjellige miljøer (e.g., Settari and Mourrits, 1994; Gutierrez and Hansteen, 1994; Gutierrez et al. 1995; Heffer et al.; 1994, Torike and Ali, 1993). I forbindelse med prosjektering og utarbeidelse av konsekvensanalyser relatert til undergrunnsanlegg hvor vannlekasje kan være et problem, ligger utfordringen i å ta i bruk og tilpasse disse metoder. I alle tilfelle vil forundersøkelsene stå sentralt i denne prosessen.

INNGANGSPARAMETERE

Som ved alle tekniske problemstillinger, kan en hydrogeologisk beregning bare fungere som et godt designgrunnlag hvis inngangsparametere er kjent med tilstrekkelig pålitelighet. Krav til den geologiske modellens detaljeringsgrad og relatert omfang av innsamlingsprosessen for geologiske og bergmekaniske data må derfor knyttes opp mot de økonomiske og miljømessige konsekvenser av beslutningen som baserer seg på slike beregningsresultater. Erfaringen tilsier f.eks. at relativ enkle geologiske modeller kan være tilstrekkelige som utgangspunkt for volumetriske strømningsberegninger, dersom tilfredsstillende kalibreringsdata er tilgjengelig, og beregning av gjennomsnittlige vannmengder er målet. Men, hvis analyse av detaljerte og lokale variasjoner i grunnvannstand og spredning av forurensning er undersøkelsens hensikt, kreves det mer detaljerte geologiske modeller. Årsaken er at strømningsretning, strømningshastighet, transporttider og forurensningskonsentrasjoner er meget følsomme overfor uregelmessigheter i en oppsprukket bergmasse.

Alle modelleringsforsøk er i kraft av sin natur en iterasjonsprosess. En pålitelig hydrogeologisk regenemodel forutsetter, at det i en grunnleggende geologisk modell tas hensyn til følgende punkter:

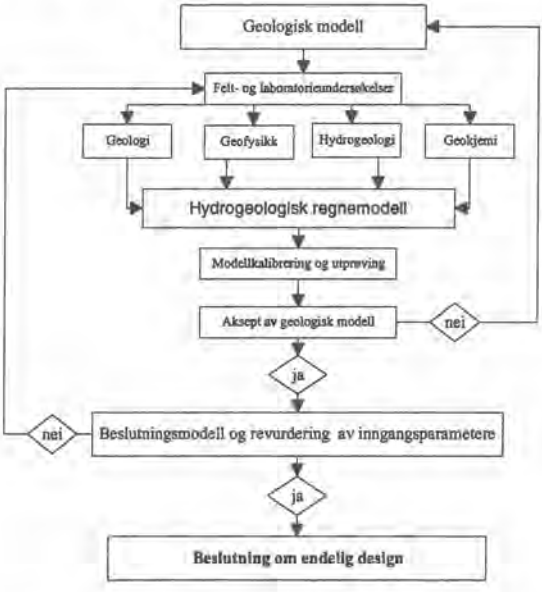
- Identifikasjon av de viktigste elementer i et sprekkesystem
- Lokalisering og orientering av sprekkene i bergmassen
- Bestemmelse av i hvilket omfang sprekkene er vannførende.

Skal en hydrogeologisk regnemodell brukes som anleggsspesifikk designverktøy, må i tillegg følgende spørsmål besvares:

- Beskriver den geologiske modellen det hydrogeologiske systemet adekvat?
- Har en valgt det optimale simuleringsverktøyet sammenliknet med alternative modelleringsmetoder?

- Er datagrunnlaget tilfredsstillende mht. forventet pålitelighet av resultatene og vektleggingen av modelleringsresultatene i en beslutningsprosess?

Det følgende diagram illustrerer, hvordan beslutningsprosessen om f.eks. design av permanent tettning i en tunnel kan understøttes av en logisk iterasjon mellom bergmassekarakterisering og modellering.



Figur 1 Flytdiagram over utvikling av en hydrogeologisk regnemodell

De geologiske forholdene og parametrene på et aktuelt sted kan bestemmes på grunnlag av forundersøkelser, dvs. felt- og laboratorieundersøkelser. Data fra eksisterende anlegg kan også være svært verdifulle. Parameterene kan deles i to grupper:

- Parametere som beskriver hele bergmassen
- Parametere som beskriver de enkelte sprekkene.

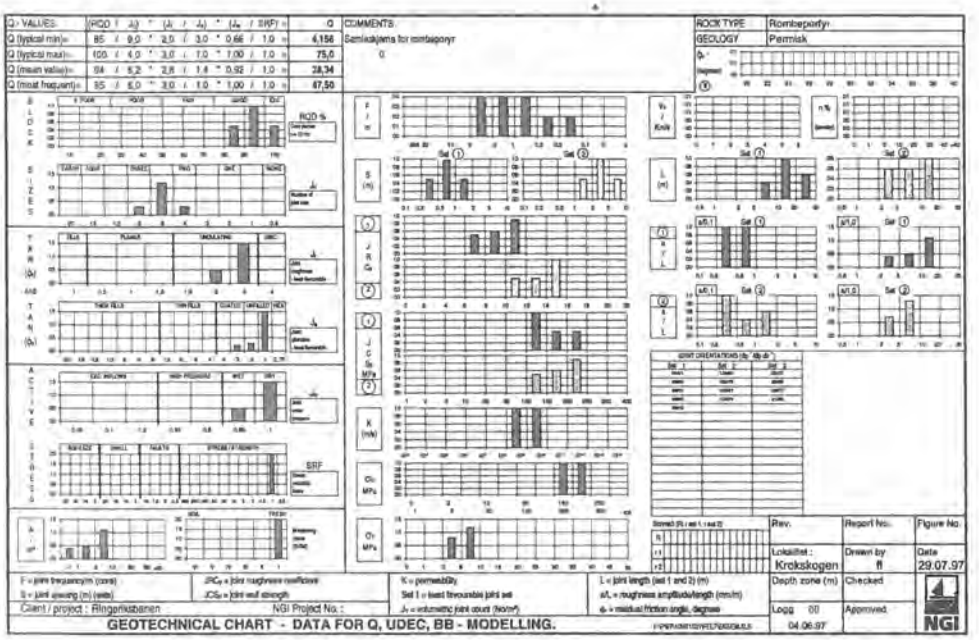
Feltundersøkelser

Ved feltundersøkelser kan forskjellige metoder benyttes:

- Feltkartlegging
- Geofysikk
- Kjerneboring med vanntapsmålinger
- Spenningsmålinger

For å framskaffe tilstrekkelig (både mht. kvantitet og kvalitet) geologiske inngangsdata for modelleringen, kreves det et visst minimum av undersøkelser. Det er viktig at en prøver å kombinere data fra de forskjellige undersøkelsesmetoder til en enhetlig beskrivelse av

bergmassene. Det kan da være nyttig å benytte seg av et klassifikasjonssystem som f. eks. Q-systemet (Figur 2).



Figur 2 NGIs Q-system kartleggingsskjema

En en geologisk beskrivelse må inneholde en oversikt over de forskjellige bergartene som forekommer. Bergartsstyrke, mineralinnhold og forvitringsgrad vil da være viktig. I tillegg må det være en beskrivelse av sprekker og andre geologiske strukturer. Når det gjelder sprekker må orientering, lengde, avstand og sprekkekarakter beskrives. Sprekkemønsteret kan anskueliggjøres ved et sterodiagram, og for å få en enhetlig beskrivelse av sprekkekarakteren kan et skjema hvor de enkelte parameterverdiene føres inn være nyttig.

Kvaliteten på dataene fra en feltkartlegging vil i stor grad avhenge av fjellblotingene. I områder med dårlige blotninger er det derfor viktig at en får utført andre undersøkelser som geofysikk og kjerneboring. En må også være klar over at det som er blottet av berggrunnen, ofte representerer det som er av best kvalitet, mens sprekkesonene og forkastninger gjerne er overdekket. Siden sprekkesonene kan ha avgjørende betydning for vannstrømningen, er det spesielt viktig at disse sonene karakteriseres mht. plassering, orientering og hydrauliske egenskaper.

Når det gjelder modellering av strømning, er det svært viktig å danne seg et bilde av grunnvannssirkulasjonen. Vannet følger i stor utstrekning bestemte sprekker eller soner på grunn av spenningssituasjonen eller fordi disse sonene har en bestemt karakter. Forskjellige bergarterstyper kan ha typiske strømningsmønstre. Lavabergartene i Oslo-området kan f. eks. ha et mønster der vannet i stor utstrekning følger isolerte soner mellom lavastrømmene som ligger tilnærmet horisontalt. Langs steiltstående forkastninger kan det så være forbindelse mellom flere av de horisontale, vannførende sonene.

Kjerneboringer med vanntapsmålinger kan være viktig for å få et bilde av grunnvannsforholdene, men en må være oppmerksom på at reultater fra et fåtall kjerneborhull kan bli svært tilfeldige. Foruten opplysninger om permeabilitet kan kjerneborhullene også gi verdifulle opplysninger om sprekkene på større dyp er åpne eller om de har en fylling.

Sprekkenes sensitivitet i forhold til spenningssituasjon illustreres av Figurene 12 og 13. I naturen vil det lettest dannes åpninger langs soner som står vinkelrett på minste hovedspenning (σ_3). Det er derfor av betydning å få avklart spennigssituasjonen i det området som skal modelleres. Hvis en ikke kjenner spenningssituasjonen, kan det være nødvendig å utføre spenningsmålinger.

Registrering av geologiske observasjoner i forbindelse med feltkartlegging og logging av borekjerner kan skje effektivt gjennom NGIs Q-system relaterte kartleggingsskjema (Figur 2). Parametere som f.eks. sprekkeavstand, sprekkekontinuitet, sprekke egenskapene JRC (joint roughness coefficient), JCS (joint compressive strength) og ϕ_r (residuell friskonsvinkel), permeabilitet og bergspenninger samles, og deres statistiske fordeling presenteres. Siden systemet er databasert, er det mulig å kombinere/dele observasjoner fra forskjellige lokaliteter og lithologier etter behov og beregne gjennomsnittsverdier. Dette er en viktig prosess i forbindelse med spesifisering av inngangsparametere for modelleringen.

NGI har også utviklet korrelasjoner mellom Q-system og seismiske hastigheter, E-modul, last på sikringen og bergmassens styrke. Dette er viktige korrelasjoner ved etablering av et model og interpretasjon av modelleringsresultater. Generelt kan man si at de følgende skritt er nødvendig ved konvertering av 1D, 2D og 3D geologiske kartleggingsdata og in situ målinger til et format som kan modelleres med f.eks. UDEC-BB. De forskjellige skritt er illustrert ved Figur 3.

Trinn 1 Fremstilling av poldiagrammer som viser sprekkenes orientering. Blokkdiagrammer av 3D-sprekkefordeling kan også være nyttige hjelpemidler for å visualisere geometrien (se Figur 3).

Trinn 2 Statistisk fremstilling av sprekkeavstand for de forskjellige sprekkesettene: utvelgelse av representative blokkstørrelser (L_n). Denne type data finnes på kartleggingsskjema vist i Figur 2.

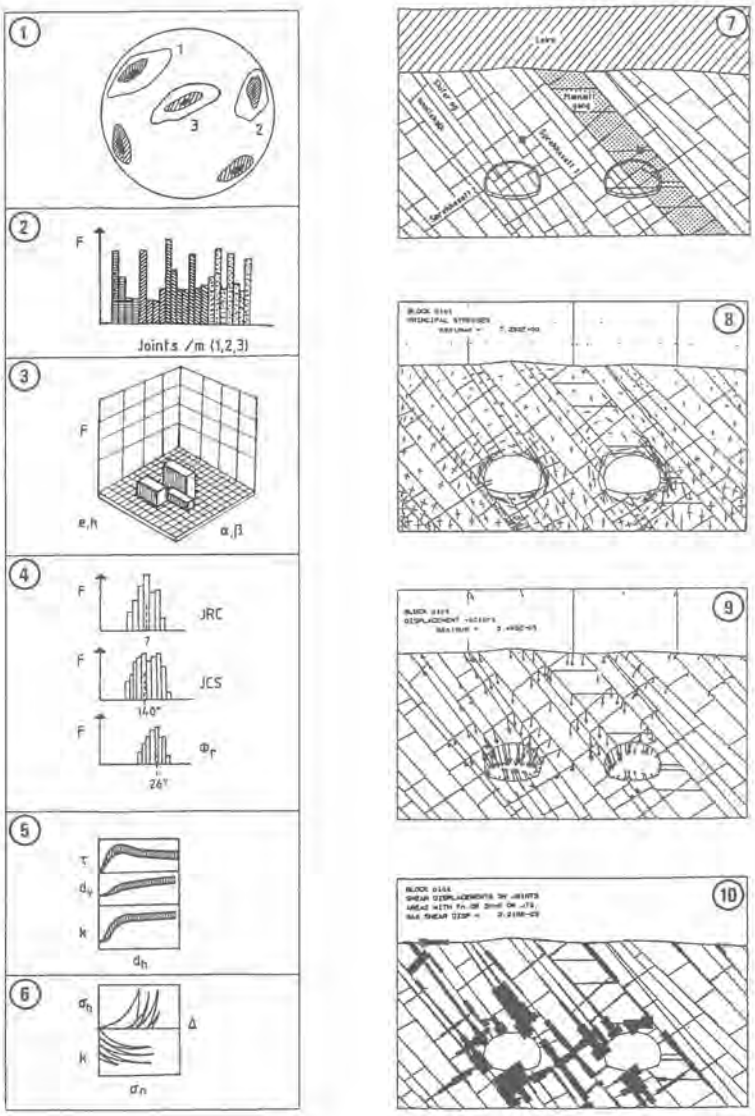
Trinn 3 Testing av kjerneborhullene med dobbeltpakkere. Ved hjelp av Snows metode (1966) beregnes sprekkeåpninger (e) og sprekkeavstand (S) (α = fallvinkel, β = strøkvinkel, e = hydraulisk sprekkeåpning, k = konduktivitet = $e^2/12$).

Trinn 4. Tiltforsøk av sprekker i borkjerner (JRC_0), Schmidthammertesting (JCS_0) og tiltforsøk kjerne mot kjerne (ϕ_b) utføres for å få statistiskk fordeling av skjærstyrken for de kritiske sprekkesett. Median-verdier for JRC, JCS og ϕ_r brukes som typiske sprekkeparametere.

Trinn 5 Resultater fra trinn 4 brukes som inngangsdata for 1D simulering av blokkstørrelseavhengig (L_n) sprekkeoppførsel, basert på NGIs (Barton-Bandis) sprekkemodel (τ-δ_h: skærspennings-skjærdeformasjon, δ_v -δ_h: dilatasjon-skjædeformasjon, k-δ_h: konduktivitet-deformasjon) (Barton et al., 1985).

Trinn 6. Resultater fra trinn 4 brukes også for å beregne normalspenning-lukknings og normalspenning-konduktivivtets kurver.

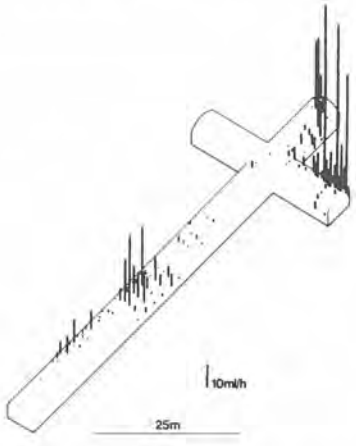
Trinn 7. Elementene ovenfor kan inkluderes i forskjellige modelleringsverktøy. Som eksempel vises resultater fra Fjellinjen beregninger (7-10) (Makurat et al., 1988) som ble gjort ved hjelp av UDEC-BB.



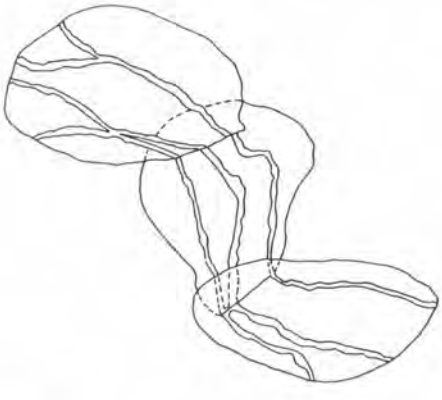
Figur 3 Innsamling av inngangsparametere for numerisk modellering (Barton et al., 1992)

LABORATORIETESTING

Under Stripaprosjektet ble innstrømning i en forsøkstunnel målt ved å dekke hele tunnelveggen med plastposer. Figur 4 viser hvordan innlekkasje i tunnelen er konsentrert på få sprekker. Figur 5 er en prinsippskisse av Chin-Fu Tsang som illustrerer at strømning i sprekker kan forgå langs kanaler. Dette bekreftes av forsøk gjort hos NGI, hvor strømningsforsøk i en gjennomsiktig avstøpning av en naturlig ru sprekk viser hvordan strømning foregår bare i (de mørke) deler av sprekkeplanet (Figur 6). Det er derfor viktig å karakterisere sprekkenes hydrauliske egenskaper, for å få mer pålitelige inngangsparametere for numerisk modellering. Dette kan bla. skje ved hjelp av laboratorieforsøk.



Figur 4 Vannlekkasje i Stripa forsøkstunnel (3D test site) (Neretnieks, 1993)



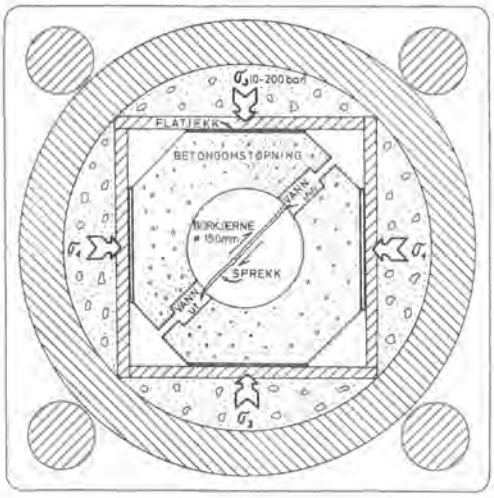
Figur 5 Prinsippskisse av strømning langs kanaler i tre sprekker (Chin-Fu Tsang, 1992)

Figur 6 NGIs gjennomsiktig sprekke-modell. Strømning foregår i de mørke deler av bildet

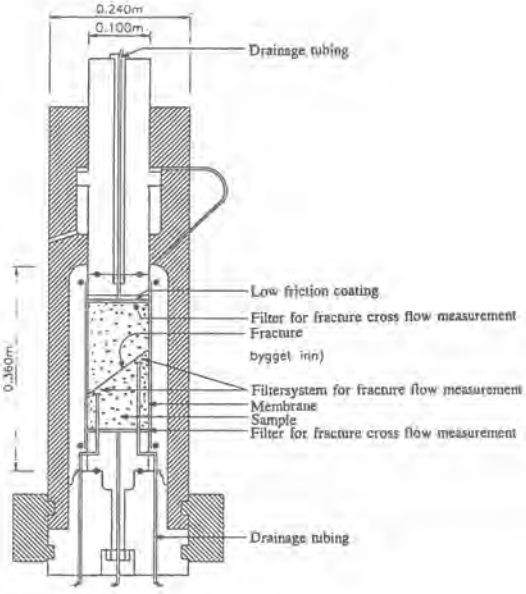
I det følgende vises resultater fra forskjellige laboratorieforsøk for å illustrere sprekkenes sensitivitet i forhold til forandringer i effektivspenning. Det legges spesielt vekt på den kombinerte effekten av normal deformasjon, skjærdeformasjon og dilatasjon/lukking under forskjellige normal- og skjærpenninger ved strømingen langs sprekkene.

Hovedhensikten med disse forsøkene er å kvantifisere konduktivitetsforandringer som funksjon av spenningstilstand, identifisere mekanismer som er ansvarlige for lokal reduksjon i porevolumet p.g.a. gauge produksjon under skjærdeformasjonen og relaterte variasjoner i strukturen av strømningskanalene i sprekkeplan.

Forsøkene gjennomføres i tre forskjellige celler. I alle cellene måles strømning langs sprekken samt normal- og skjærdeformasjon. Figur 7 viser et horisontalt tverrsnitt gjennom NGIs CSFT-celle (Coupled Shear Flow Temperature). Cellen tar opp prøver inntil 14x12x5 cm, tillater maksimum 8 mm skjærdeformasjon under kontrollerte normalspenningsforhold og ved 80°C.



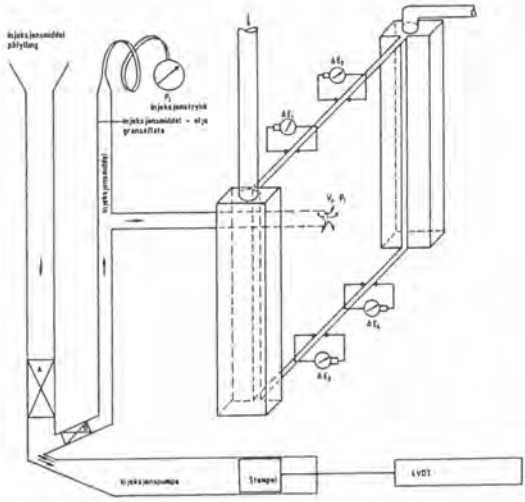
Figur 7 NGIs CSFT-celle



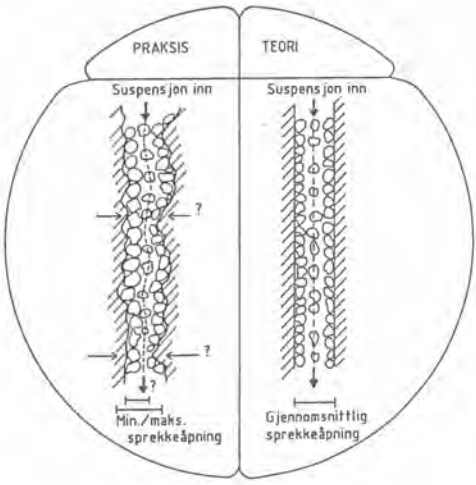
Figur 8 NGIs TCSFT-celle

Figur 8 viser et vertikalt tverrsnitt av NGIs TCSFT-celle (Triaxial Coupled Shear Flow Test). Denne modifiserte triakscellen tillater høyere omslutningstrykk og testing av mindre prøver enn CSFT-cellen. Typiske prøver har en diameter mellom 5 og 10 cm med et sprekkeplanet som heller med omkring 52° i forhold til en horisontal referanselinje.

Figur 9 viser hvordan samme apparatur kan brukes for å teste injiserbarhet av naturlige sprekker med forskjellige injeksjonsmidler. Figur 10 illustrerer forskjellen mellom praksis og teorie ved injisering av partikler i en naturlig sprekk.

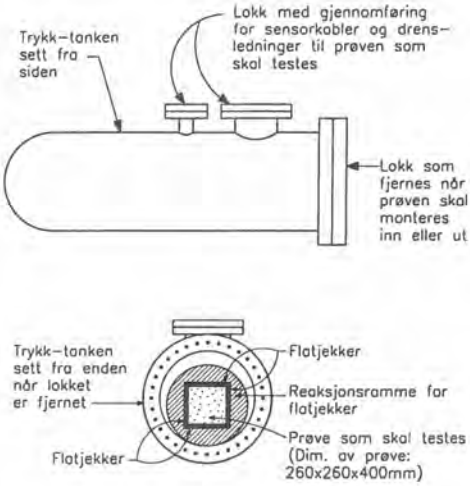


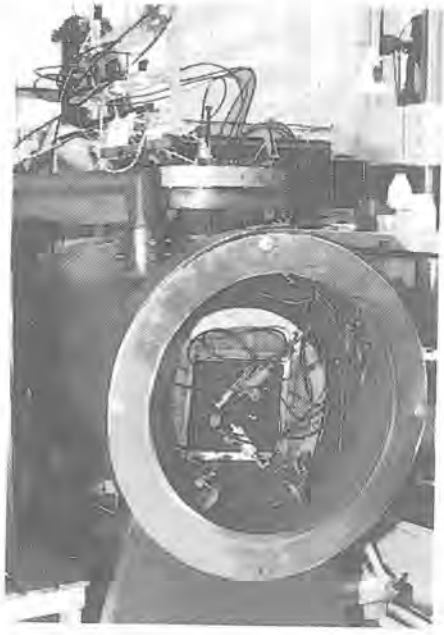
Figur 9 Apparatur for testing av injiserbarhet av naturlige sprekker



Figur 10 Praksis og teori ved injeksjon av partikler

Siden sprekkoppførsel under skjærdeformasjon er kjent for å være skalaavhengig, dvs. avgengig av sprekkens lengde, har NGI også utviklet forsøksapparater for måling av spenningsavhengig sprekkepermeabilitet i større målestokk. Figur 11 viser NGIs polyaksiale celle som opererer med 30x30x40 cm store prøver.



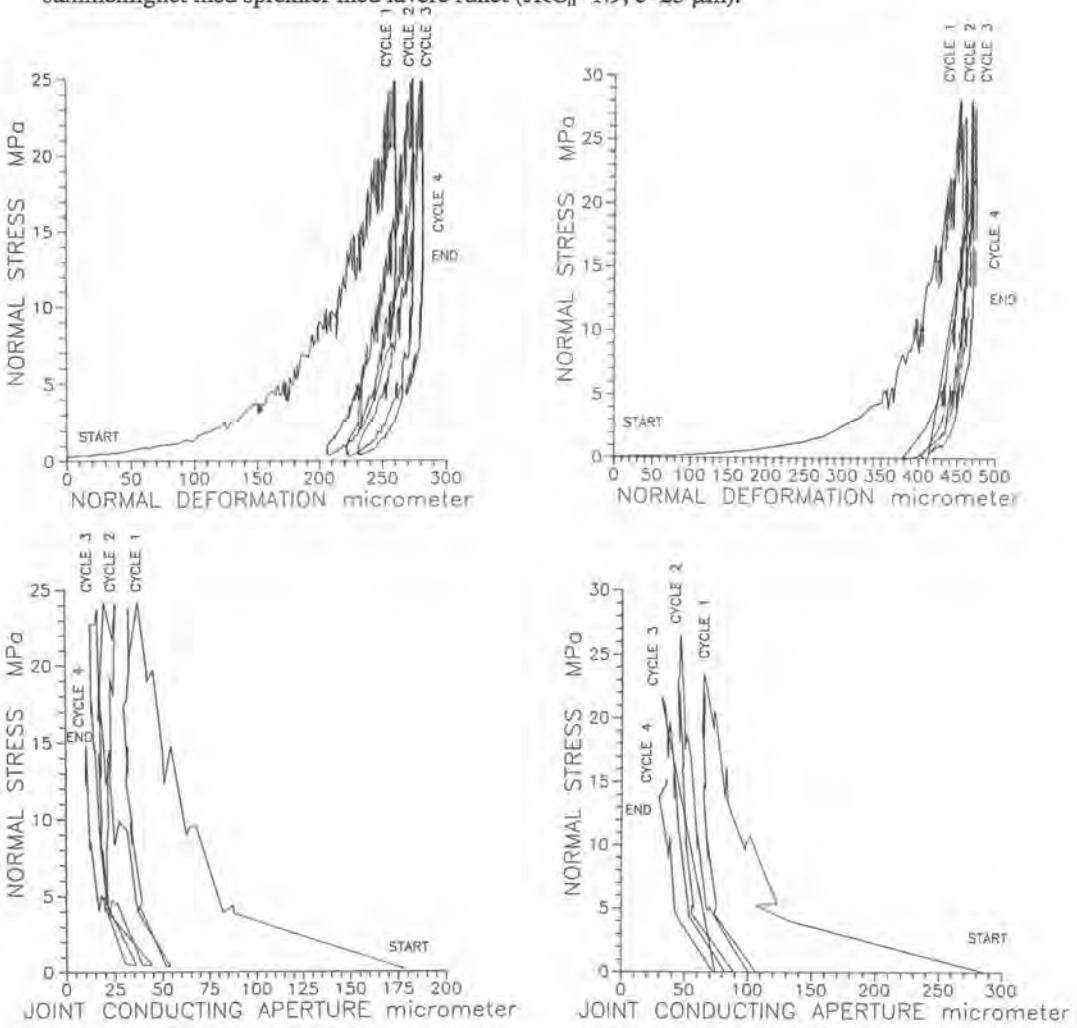


Figur 11 NGIs Polyaxial-celle

Siden strømningshastigheten gjennom en enkeltsprekk er proporsjonalt med sprekkeåpningen i tredje potens, vil små variasjoner i sprekkåpning ha stor innvirkning på strømningen. På grunnlag av eksperimentelt arbeid på NGI i de siste ti år er det mulig å kvantifisere den effekten forandringer i spenningene har på permeabiliteten langs sprekkene i forskjellige bergartsformasjoner.

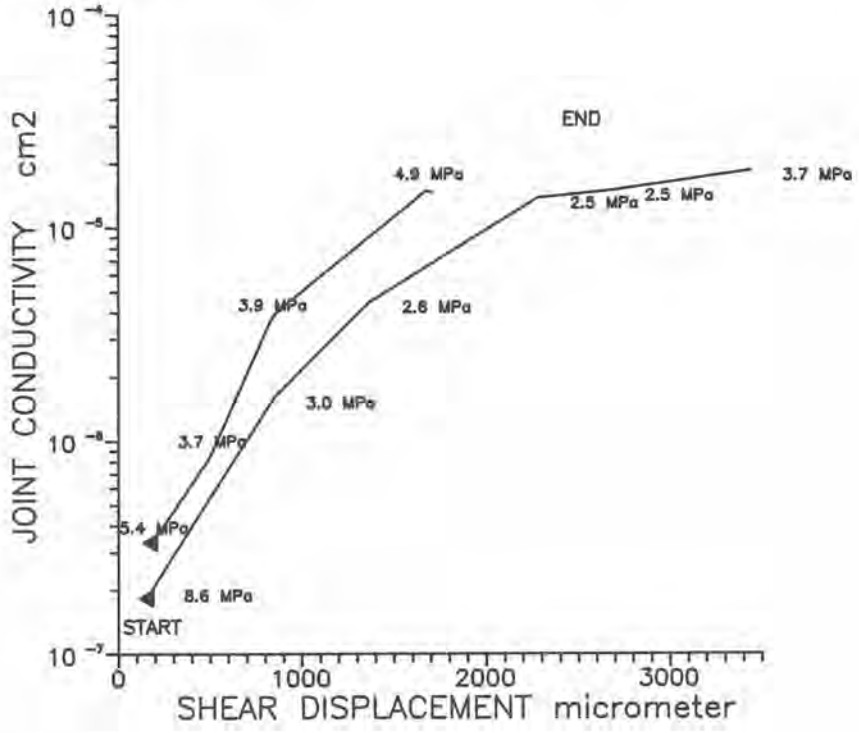
Typiske resultater er vist i Figur 12. Forsøk med bare normalspenning illustrerer:

- hvordan sprekkene lukkes ved økende normalspenning
- at sprekkestivheten øker med økende normalspenning
- at lukkningen resulterer i reduserte sprekkeåpninger og konduktiviteter
- at sprekken med høyere ruhet (JRC_n=3.8) har en høyere residuell sprekkeåpning (e≈50 μm) sammenlignet med sprekker med lavere ruhet (JRC_n=1.9, e≈25 μm).



Figur 12 Effekt av normalspenning på lukningen (topp) og sprekkeåpning (bunn) av to sprekker med forskjellig ruhet; i begge tilfeller: JCS_o = 125 MPa
venstre side: JRC_n=1.9 høyre side: JRC_n= 3.8

Disse resultater er også interessante i forbindelse med injiseringsarbeidene. Ved injisering med høyt trykk foran stuff vil det være mulig å åpne og sementere hovedsprekkene, mens økt normalspenning på de mindre sprekkene vil resulterer i lukning, og dermed redusert vannstrømning. Men Figur 12 viser også at det foreligger klare begrensninger for hvor langt sprekkene kan lukkes, pga. den raske stigning i sprekkestivhet med økende normalspenning. I denne sammenheng vil sprekker med høy ruhet ha større sprekkeåpninger ved et gitt trykk enn glatte sprekker. Injiseres det derimot i en tilstand hvor fjellet er delvis avlastet, vil en befinne seg i lavere delen av kurven, sprekkeåpninger er større, sprekkestivheten er mindre, og sprekkene er mer deformerbare. I tillegg vil økt strømning på de vannførende sprekker kunne motvirke injiseringsarbeidene.



Figur 13 Effekt av skjærdeformasjon på sprekkepermeabilitet
Syenit, JRC_o= 6, JCS_o=158 Mpa, σ_c=221 Mpa

Figur 13 viser hvilken dramatisk effekt skjærdeformasjon kan ha på sprekkepermeabiliteten. På grunn av sprekkenes ru overflate vil skjærdeformasjon langs sprekkeplan resulterer i økning an sprekkeåpningen. I dette eksempel (Syenit, JRC_o= 6, JCS_o=158 Mpa, σ_c=221 Mpa) øker konduktiviteten med to størrelsesordner på grunn av bare 3.5 mm skjærdeformasjon. Mens sprekkekonduktiviteten følger ligningen k= $e^2/12$, vil strømningsraten følge Q$\propto e^3/12$, dvs. resultatet er enda mer dramatisk mht. effekten av små variasjoner i sprekkeåpninger på den reelle vannstrømmen.

Følgende parametere er funnet til å kontrollere sprekkekonduktiviteten:

- Styrken på den intakte bergarten σ_c
- Forvitringsgrad av sprekkeoverflaten JCS/σ_c
- Forholdet mellom den effektive normalspenningen på sprekken og styrken på den intakte bergarten σ_n' / σ_c
- Sprekkeruheten JRC
- Skjærdeformasjon langs sprekken, δ_s.

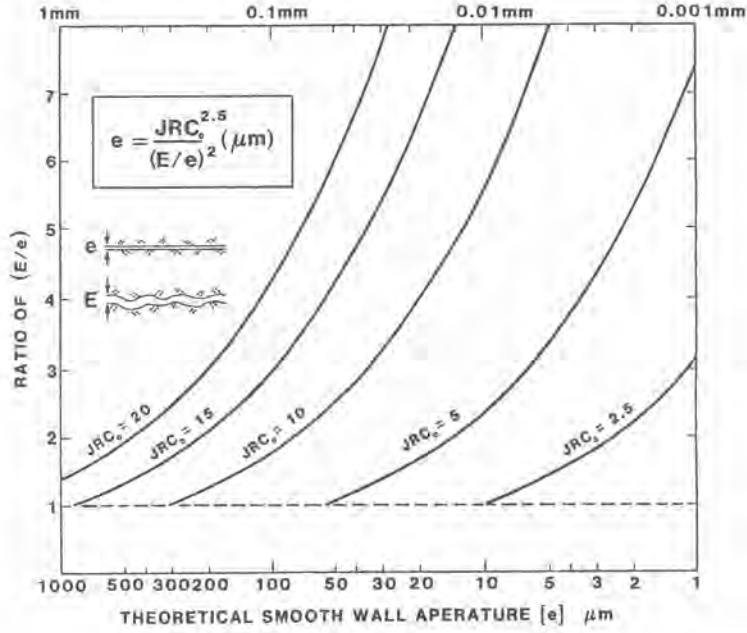
MODELLERING AV STRØMNING I SPREKKER

Strømning langs en enkeltsprekk beskrives vanlighvis ved en såkalt parallel platemodell:

$$k = \frac{e^2}{12} \quad (1)$$

$$Q \propto e^3/12 \quad (2)$$

hvor
k = sprekkepermeabilitet
e = hydraulisk sprekkeåpning
Q = strømningsrate.



Figur 14 Sammenheng mellom mekanisk og hydraulisk sprekkeåpning (Barton et al, 1985)

Modellen antar laminær strømning mellom to perfekt glatte parallelle plater. Eksperimenter har imidlertid vist at den virkelige mekaniske åpningen (E) og den hydrauliske konduktive åpningen (e) ikke er like (se Figur 14). Kubikkloven (e = E) er bare gyldig for svært åpne sprekker og/eller for sprekker med glatt overflate (lav JRC). NGIs sprekke-modell følger derfor variasjonen i den mekaniske sprekkeåpningen E, som ved hjelp av ligning 3 (Barton, 1985) konverteres til hydraulisk sprekkeåpning e. Fordelen med NGIs sprekkemodel er at den er lett å beskrive og opperer med få og fysisk meningsfulle parametere.

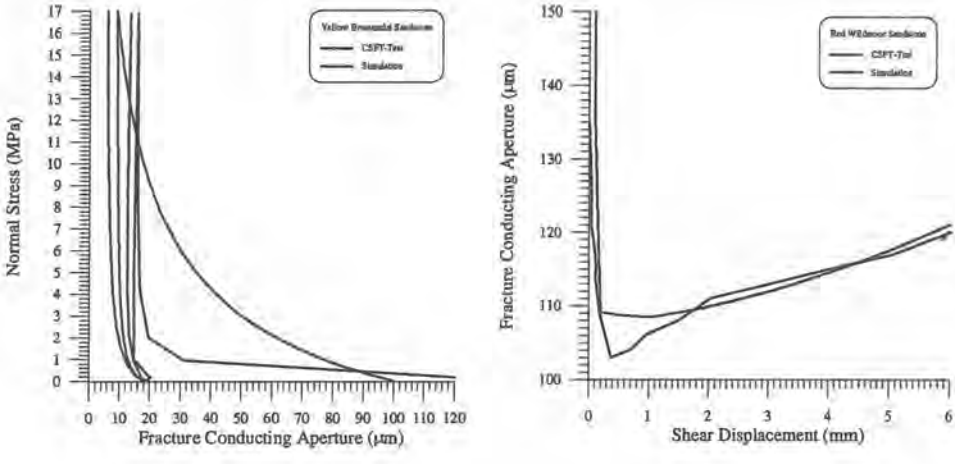
$$e = \frac{JRC^{2.5}}{(E/e)^2}\mu m \qquad (3)$$

hvor
E = mekanisk sprekkeåpning
JRC= sprekkeruhetskoeffisient
(JRC = 1 = svært glatte sprekker, JRC = 20 = svært ru sprekker)

I NGIs sprekkemodell er den hydro-mekaniske sprekkeoppførselen kontrollert av følgende basisegenskaper:

- Sprekkeruhetskoeffisient JRC_o og JRC_n
- Sprekkeflatenes trykkstyrke JRC_o og JRC_n
- Resuduel frisksjonsvinkel ϕ_r
- Trykkstyrke til intakt bergart σ_c
- Initial mekanisk sprekkåpning E_o
- Sprekkelengde L_o

Figur 15 viser en sammenligning mellom laboratorieforsøk og 1D modellberegning ved hjelp av NGIs sprekkemodel.



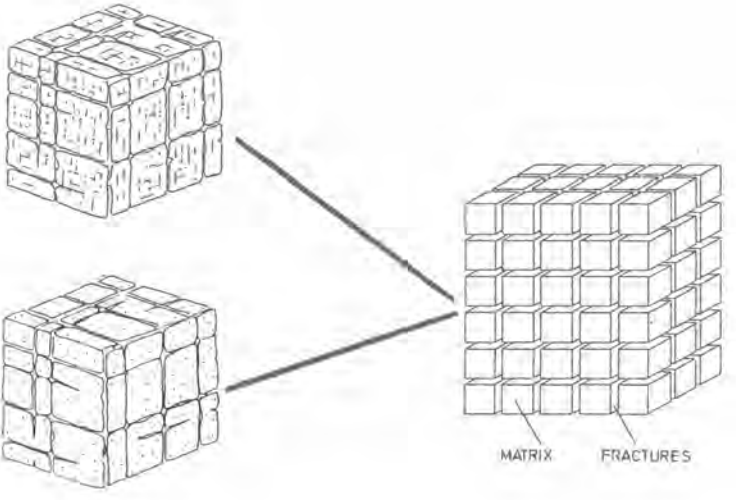
Figur 15 Sammenligning mellom modellbereging (1D) og eksperiment

MODELLERINGSMETODER

Det finnes tre prinsipielle metoder for modellering av oppsprukkete bergmasser:

- Dobbel porøsitets model
- Bestemte element metoden
- Ekvivalent kontinuum metoden (permeabilitets tensor).

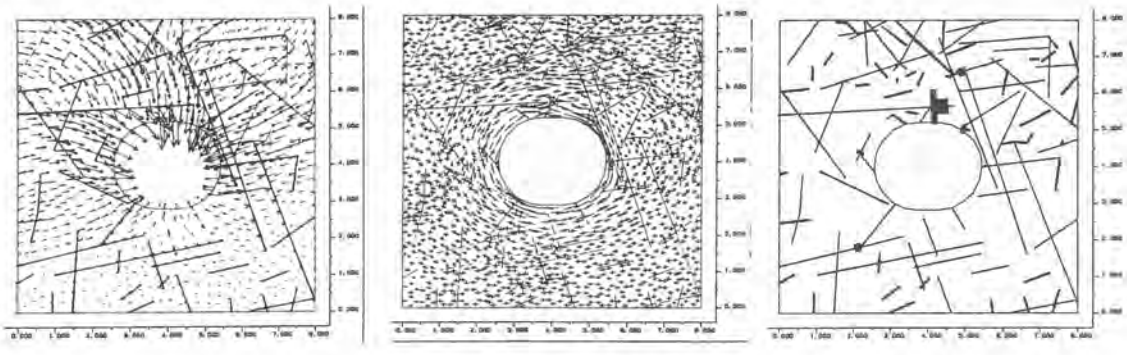
Dobbel porøsitets modell
I en dobbelt porøsitetsmodell (Barenblatt et al. 1960) brukes separate strømningsligninger for sprekkene og for det intakte porøse fjellet. Begge ligningssystemer kobles sammen ved hjelp av overføringstermer. Ulempen med denne tilnærmingen er at sprekkegeometrien er antatt å være regulær, og strømningen mellom matriks og sprekker er forenklet. Figur 16 viser eksempel av en slik model. Matriks porøsiteten kan også består av et neverk av mikrosprekker.



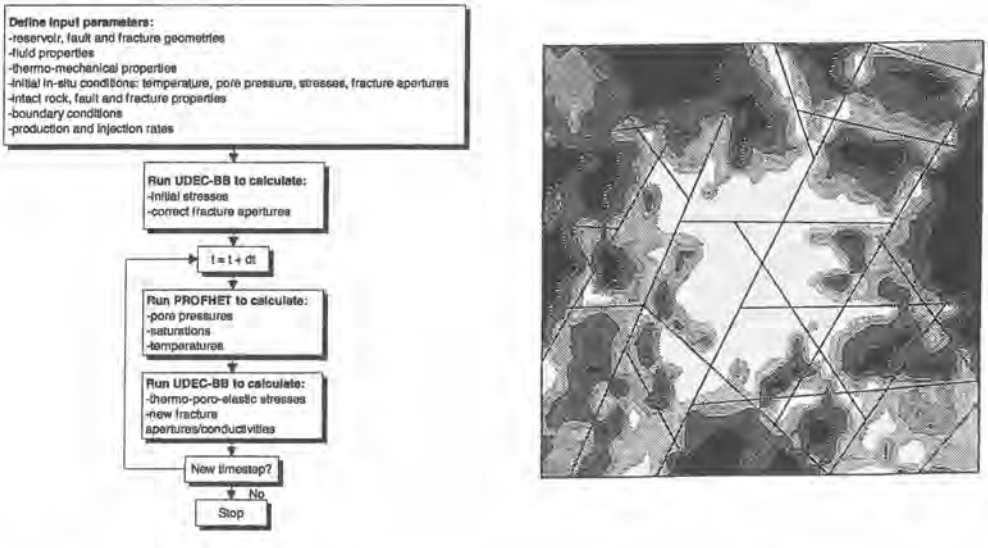
Figur 16 Dobbel porøsitets modell (Warren Root model) (Van Golf Racht, 1982)

Bestemte element metoden
Det mest realistiske, men også den mest arbeidskrevende tilnærmingen, er å inkludere alle de viktige sprekkene i modelleringen. Denne metoden er spesielt interessant for prosjektering av undergrunnsanlegg, hvor utgravningsinduserte spenningsforandringer og deformasjoner fører til variasjoner i sprekkåpninger og dermed øker muligheten for vannlekasje.

I denne sammenheng har NGIs arbeid vært konsentrert om bruk og videreutvikling av UDEC. Modelleringen av sprekkene er styrt av NGIs ikke-liniære sprekkemodell (Barton-Bandis modell) som er blitt inkludert i UDEC og som er kommersielt tilgjengelig som UDEC-BB. Figur 17 viser et beregningsresultat fra NGIs deltakelse i Stripa prosjekt, hvor forventet innstrømning i en fremtidig (TBM) tunnel (validation drift, D=2m) ble predikert basert på målinger i 6 borhull. Pga. høyere tangensiale spenninger rundt tunnellen enn rundt borhullene og den lukkende effekten disse spenninger har på sprekkene nær tunnellveggen, ble innstrømning i tunnellen beregnet til å være 75% mindre enn inn i borhullene. Etter at tunnellen var boret ut ble en reduksjon på 80-90% målt.



Figur 17 UDEC-BB modellering av deformasjon, hovedspenningene og hydrauliske sprekkeåpninger (Stripa validation drift simulering)



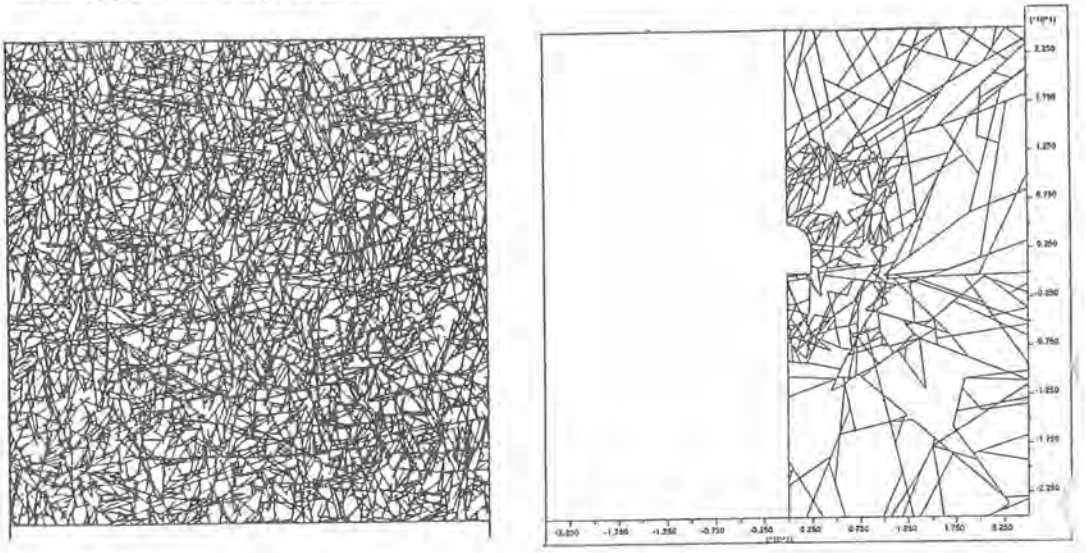
Figur 18 Venstre side: flytdiagram som viser koblingen mellom UDEC og NGIs strømningssimulator PROFHET. Høyre side: Vannmetning i et oljereservoar etter 150 dager injeksjon (injeksjon skjer i midten av modellen)

Siden har UDEC blitt utvidet for å simulere også sprøytebetong, og fremstår dermed som et avansert 2D modelleringsverktøy for kombinerte stabilitets og hydrogeologiske analyser relatert til undergrunnsanlegg. Siden UDEC bare tillater strømning i sprekkene, har NGI koblet UDEC opp mot sin egen endelige element simulator PROFHET (Gutierrez et al. 1995). Kombinasjonen av disse to programmer beregner spennings- og temperaturavhengig tofasestrømning i oppsprukkete porøse bergarter. Simulatoren ansees for å være et meget avansert modelleringsverktøy for spesielle anvendelser. Figur 18 viser koblingen mellom UDEC og PROFHET og eksempel av en beregning.

For store modeller og tett oppsprukkete bergmasser vil modellering av alle sprekker kreve meget store regneressurser. NGI har utviklet og bruker to metoder for å løse dette problem:

- Regler for forenkling av sprekkemønstret
- Ekvivalent kontinuum metoden (permeabilitets tensor).

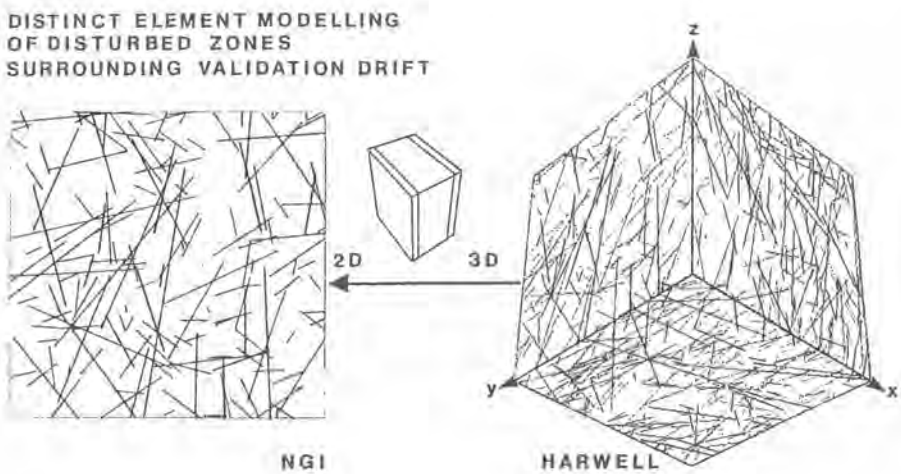
Forenkling av sprekkemønstret
Modellering av strømning i oppsprukket fjell innbefatter konvertering av tredimensjonalt "real world" geologi i en idealisert to- eller tredimensjonal modell. I mange tilfeller vil en måtte velge mellom relativt avanserte todimensjonale modeller og noe mer forenklede tredimensjonale simuleringsverktøy. Det er viktig at en slik forenklingsprosess baserer seg på en tilstrekkelig detaljert geologisk model, for ellers kan en miste de hovedelementer og mekanismer som kontrollerer vannstrømningen i naturen. Dette vil i så tilfelle ikke kunne fanges opp av kalibreringsprosessen.



Figur 19 Forenkling av et 2D sprekkemønsteret med 6580 enkeltsprekker til en modell som kan håndteres av simuleringsprogrammet

Eksempel som vises i Figur 19 er fra NGIs arbeid innen DECOVALEX programmet (Mathematical Models of Coupled T-H-M Processes for Nuclear Waste Repositories), hvor NGI har utviklet metoder og regler for forenkling av både modellgeometrien og

sprekkemønstret uten i vesentlig grad å forandre modellens mekaniske og hydrauliske egenskaper. Figur 19 viser det opprinnelige 2D sprekkemønsteret med 6580 enkeltsprekker og den forenklete modellen. Modelleringen inkluderer en tettere oppsprekning rundt tunnellen og sammenligning av resultatene fra høyre og venstre aksisymetriske modeller. Figur 20 visualiserer hvordan et 3D sprekkemønster overføres til en 2D modellering. Eksempel er fra NGIs arbeid i Stripa prosjektet.



Figur 20 Tilpasning av et 3D sprekkemønster for 2D modellering

Ekvivalent kontinuum metoden (permeabilitets tensor)
For å kunne integrere NGIs sprekkemodell i forskjellige endelig element programmer, har NGI utviklet multi-laminate modellen LAMBB (Gutierrez et al., 1996). Programmet kan også brukes som stand alone program. I et slik ekvivalent kontinuum model blir et representativt element av oppsprukket fjell (REV- representative elementary volume)(f.eks. typisk celle-størrelse i et endelig element program) erstattet gjennom en gjennomsnitts permeabilitets tensor. Denne metoden har følgende fordeler:

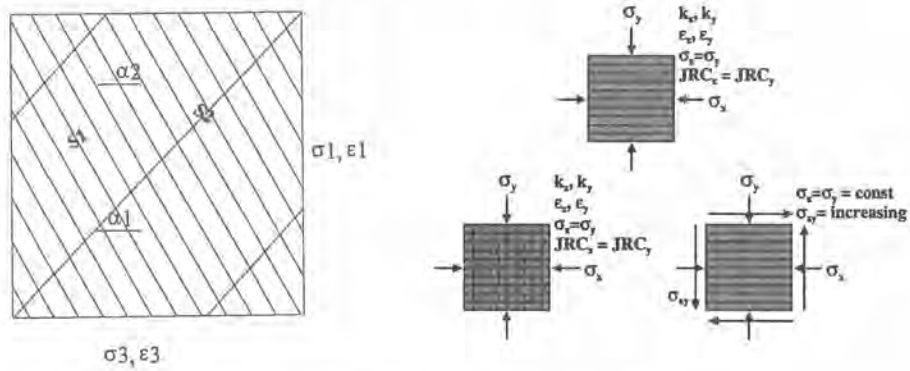
- Krever mindre inngangsdata og er lett å implementere
- Modellerer sprekker i alle størrelser (fra mikrosprekker til forkastninger)
- Enkel kobling mellom fjellets hydraulisk og mekanisk oppførsel.

Geometrien av et representativt element av oppsprukket fjell beskreves ved:

- Antall sprekkesystemer, N
- Gjennomsnittlig sprekkeorientering for hvert system, α
- Gjennomsnittlig sprekkeavstand for hvert system, Si
- Gjennomsnitlig sprekkelengde for hvert system, L_i (se Figur 18).

I tillegg spesifiseres E-modul, Poisson's tall, matrikspermeabilitet, sprekkeegenskaper i henhold til NGIs sprekkemodel og randbetingelser (spenning eller tøyning). Programmet

beregner så gjennomsnittlig horisontal og vertikal permeabilitet og gjennomsnitlig tøyning. Figur 21 viser programmets grunnleggende elementer.



Figur 21 NGIs Multilaminat modell LAMBB (Gutierrez et al., 1996)

REFERANSER

Barton, N., S. Bandis and K. Bakhtar, 1985, "Strength, Deformation and Conductivity Coupling of Rock Joints", Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 22, No. 3, pp. 121-140.

Barton, N., A. Makurat, G. Vik and F. Løset, 1985, "The Modelling and Measurement of Super-conducting Rock Joints", 26th US Symp. on Rock Mechanics, Rapid City, S. Dakota, pp. 487-495.

Barton, N., A. Makurat, M. Christianson and S. Bandis, 1987, "Modelling Rock Mass Conductivity Changes in Disturbed Zones", Proc. 28th US Rock Mech. Symp. Tucson, Arizona, pp. 563-574.

Barton, N., A. Makurat, K. Monsen, G. Vik, L. Tunbridge, 1992, "Geotechnical Predictions of the Excavation Disturbed Zone at Stripa". Proceedings, Fourth International Symposium on the OECD/NEA Stripa Project, 14-16 October 1992, Stockholm, Sweden, pp. 77-96.

Chin-Fu Tsang 1992, i "Flow and Contaminant Transport in Fractured rock", J. Bear 1992, Academic Press Inc. ISBN 0-12-083980-6

Gutierrez, M., (1994) "Numerical Model for Two-phase, Semi-miscible and Non-isothermal Flow in Porous and Fractured Media," in Siriwardane and Zaman (eds.), Computer Methods and Advances in Geomechanics, pp. 1079-1084.

Gutierrez, M., Makurat, A., Cuisiat, F.C., Tunbridge, L. and Jostad, H.P. (1995). "PROFIT-NWF - In-Situ Stress Variation in Fractured Reservoirs during Cold Water Injection," in PROFIT, Olson, J. et al. (eds.).

Gutierrez, M. Makurat, A. and Cuisiat, F.C. (1995), "Coupled HTM Modelling of Fractured Hydrocarbon Reservoirs During Cold Water Injection," 8th Intl. Cong. of Rock Mechanics, Tokyo, Japan, vol. 3.

Gutierrez,M., Høeg, K. and Nagel, N., 1996: "Constitutive Modelling of Intact and Fractured Chalk", 5th North Sea Chalk Symposium, Reims, France, 7-9 Oktober 1996.

Heffer, K.J., N.C. Last, N.C. Koutsabeloulis, H.C.M. Chan, M. Gutierrez and A. Makurat, 1992, "The influence of natural fractures, faults and earth stresses on reservoir performance - geomechanical analysis by numerical modelling", 3rd International Conference on North Sea Oil and Gas Reservoirs, Trondheim, November 30 - December 2, 1992.

Makurat, A. and N. Barton, 1988, "Rock mechanical computation of deformations and joint apertures during excavation of the Fjellinjen tunnels", Paper 27.1 - 27.27, Bergmekanikkdag, Tapir Press, Oslo 1988.

Makurat, A., N. Barton, L. Tunbridge and G. Vik, 1989, "Mechanical and Hydraulic Properties of Joints at Different Scales", Proc. of NEA/SKB Int. Symp. on The Stripa Project, Stockholm.

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, 1990.

Makurat, A., N. Barton, N.S. Rad and S. Bandis, 1990, "Joint conductivity variation due to normal and shear deformation", Int. Symp. on Rock Joints. Loen 1990. Proceedings, pp. 535-540.

Makurat, A., N. Barton and K. Monsen (1993). The Stripa Project, Rock Mechanical Characterisation and Disturbed Zone Modelling. Salzburger Colloquium, Felsbau 11 (1993) No. 1.

Makurat, A., N. Barton, L. Tunbridge and G. Vik, 1990, "The measurement of the mechanical and hydraulic properties of rock joints at different scales in the Stripa project", International Symposium on Rock Joints. Loen 1990. Proceedings, pp. 541-548, 1990.

Makurat, A. and Gutierrez, M. (1996), "Fracture Flow and Cross Flow Experiments," Proc. 1996 SPE Annual Conference, Denver, Colorado, US

Mikko P.A., Sitakanta M. and Makurat, A. (1996), "Coupled Mechanical Shear and Hydraulic Flow Behaviour of Natural Rock Joints," in Developments in Geotechnical Engineering, 79: Coupled Thermo-Hydro-Mechanical Processes of Fractured Media, Elsevier, ISBN 0-444-82545-2

Neretnieks, Ivar, 1992: i "Flow and Contaminant Transport in Fractured rock", J. Bear 1992, Academic Press Inc. ISBN 0-12-083980-6

Settari, A. and Mourrits, F.M. 1994: "Coupling og Geomechanics and Reservoir Simulation Models", Proc. 8th IACMAG, West Virginia, pp. 2151-2158.

Snows, D.T., 1966: "Three-Hole Pressure Test for Anisotropic Foundations Permeability", Rock Mech. and Engg. Geology, 4, 4

Torike, W.S. and Farouq Ali, 1993: "Reservoir Simulation Integrated with Geomechanics", JCPT, vol. 32, no. 5, pp. 28-37.

Van Golf Racht, 1982: "Fundamentals of Fractured Reservoir Engineering", Elsevier, ISBN 0-444-41625-0

Sivilingeniør Arild Neby
Norconsult AS

FLØYRLI KRAFTVERK – SPENNINGSANISOTROPI TIL BESVÆR

Innlegget ikke holdt grunnet sykdom. Heller ikke innlevert skriftlig manus.

Frøyatunnelen - Passering av problemsoner - Erfaringer fra kartlegging og faktiske forhold

Foredragsholder: **Ingeniørgeolog Stig Lillevik, Statens vegvesen Sør-Trøndelag**
Medforfattere: **Ingeniørgeolog Kristin H. Holmøy, Statens vegvesen Sør-Trøndelag (innleid fra O. T. Blindheim) og**
Prosjektleder Jon E. Lien, Statens vegvesen Sør-Trøndelag

1 INNLEDNING - PROSJEKTINFORMASJON

1.1 Fastlandssambandet Hitra - Frøya - Fjellværøy

Fastlandssambandet Hitra - Frøya - Fjellværøy ble vedtatt gjennomført ved Stortingets behandling av NVVP den 13. juni 1989. Prosjektet avløser tre ferjesamband. Hovedmålet med prosjektet er å legge grunnlaget bedre til rette for det lokale næringslivet gjennom en vesentlig bedring av framkommeligheten for regionen.

Fastlandssambandet Hitra - Frøya - Fjellværøy består av tre delprosjekt:

* Hitra - Fjellværøy, brusamband
* Fastlandet - Hitra, tunnelsamband
* Hitra - Frøya, tunnelsamband

Prosjektene blir finansiert gjennom en kombinasjon av statlige bevilgninger, bompenger og direkte tilskudd fra fylkeskommunen og de berørte kommunene, gjennomført etter hverandre, ett prosjekt i hver av vegplanperiodene 1990-93, 1994-97 og 1998-01.

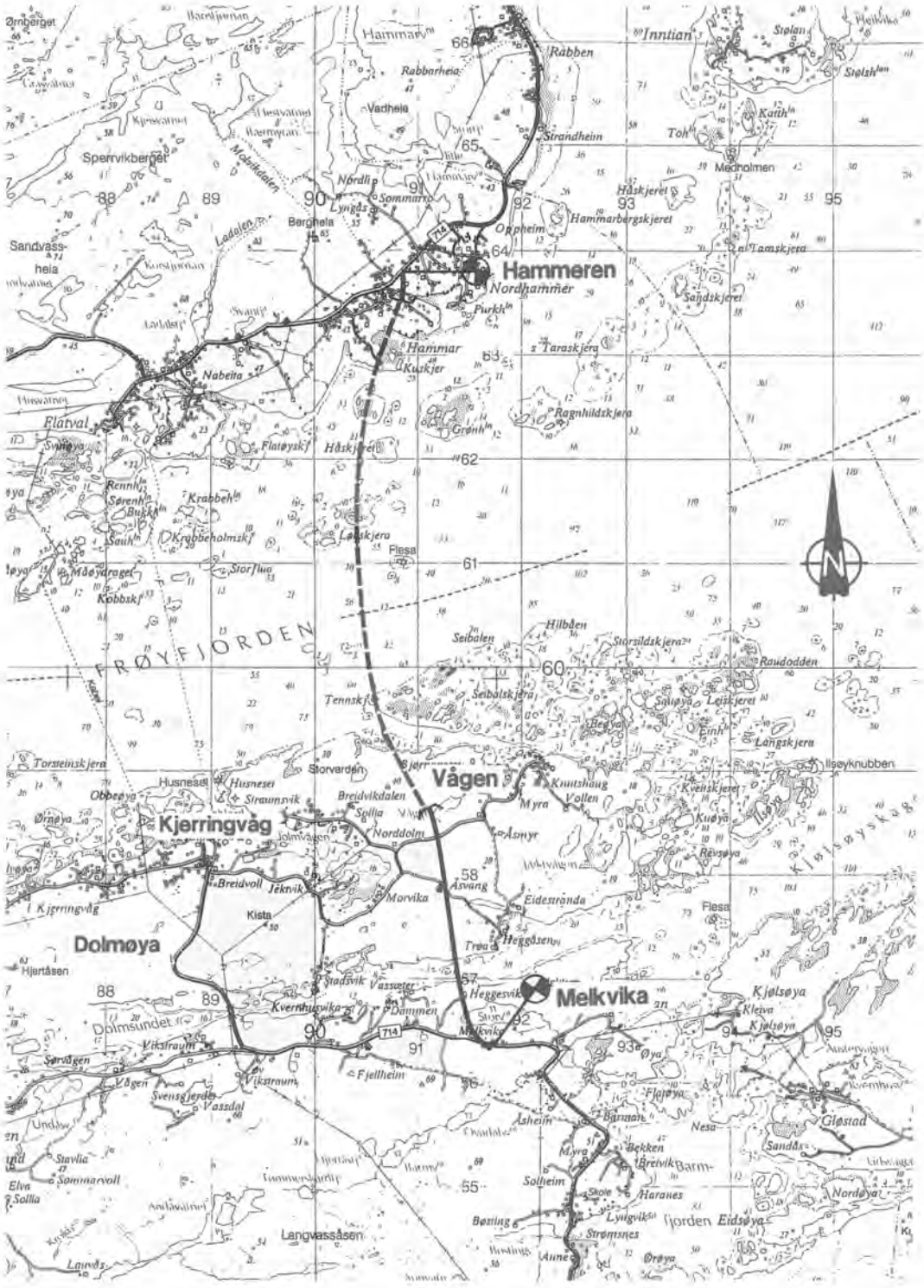
1.2 Tunnelsambandet Hitra - Frøya

Tunnelsambandet Hitra - Frøya er et samferdselsprosjekt som knytter sammen øyene Hitra og Frøya og vil avløse det eksisterende ferjesambandet mellom Kjerringvåg og Flatval. Hovedelementet i prosjektet vil være en 5300 m lang to-felts undersjøisk tunnel mellom Dolmøya på Hitra og Hammeren (ved Hamarvika) på Frøya. Av dette går mer enn 3,6 km under sjø, der overdekningen varierer fra 37 m til 155 m. Tunnelen får langsgående ventilasjon.

Veganlegget omfatter videre ca. 2800 m ny riksveg på Hitra inklusive 400 m ny bru over Dolmsundet og knyttes til eksisterende Rv 714 ved Melkvika på Hitra og Hammeren på Frøya. I tillegg skal det bygges og utbedres til sammen 7 km kommunale og andre veger, inklusive 3,8 km fylkesveg.

Kostnadsoverslag totalt: 540 mill. 98-kroner hvorav tunnelen utgjør 425 mill. kroner.

For nærmere informasjon om beliggenhet for veg og tunnelsambandet viser vi til oversiktskart neste side.



Figur 1: Oversiktskart for veg- og tunneltrasé over Dolmsundet og under Frøyfjorden

1.3 Historikk

Det er utført omfattende geologiske undersøkelser for å fastlegge fjelloverflatens beliggenhet og bergmassekvaliteten langs traséen for Frøyatunnelen. Helt siden de første forundersøkelsene for Frøyatunnelen har det vært klart at tunnelen ville bli vesentlig mer komplisert enn andre undersjøiske tunneler som har vært bygd. De seismiske forundersøkelsene påviste flere større og mindre svakhetssoner med til dels svært lav seismisk lydhastighet, ned til 2,1 km/sek.

Svakhetssonene består i mindre grad enn vanlig av knuste masser, men av kjemisk forvitret materiale med konsistens som en kohesjonsjordart av sandige, siltige og stor andel av leirholdige masser (svelleleire) med lav fasthet (marsipankonsistens). Fra juni 1995 til august 1996 ble det utført supplerende refleksjons og refraksjonseismiske undersøkelser og omfattende kjerneboringer fra land på begge sider, fra boreskip og fra et skjær i Frøyfjorden. Det er også utført studier ved IKU, NGU og SINTEF Bygg og miljøteknikk for på best mulig måte få belyst de forhold som ville virke inn på tunneldriften.

Alle undersøkelsene understreket det faktum at prosjektet ville kreve spesiell og strenge rutiner for løpende kontroll, framdrift og sikring. Det ble derfor gjennomført to uavhengige vurderinger av gjennomførbarhet:

1. "Analyse av drivemetoder og sikring. Rapport fra ekspertgruppen. Frøyatunnelen." Datert 19. september 1996. (Ekspertgruppen var sammensatt av Statens vegvesen Sør-Trøndelag; Arnstein Mehlum og Roar Nålsund og eksterne konsulenter; Stein Heggstad fra Kummeneje AS og Bent Aagaard fra O. T. Blindheim.)

2. "Analyse av drive og sikringsmetoder som grunnlag for kostnadsberegninger, gjennomførbarhet og risikovurdering" Rapport fra B. Nilsen, H. Stille og A. Palmstrøm datert januar 1997.

1.3.1 Undersøkelsesprogram

Forundersøkelser for prosjektet har blitt utført siden 1982. Nedenfor følger en kortfattet oppsummering av fasene fram til byggestart i februar 1998. For nærmere informasjon viser vi til referat fra Fjellsprengningskonferansen 1996, del 33: "Frøyatunnelen - krevende grunnundersøkelser av berg med løsmassestruktur" av overingeniør Roar Nålsund, den gang ansatt ved Statens vegvesen Sør-Trøndelag og overingeniør Stein Heggstad, Kummeneje AS.

1. fase (1982 - 1986): Studier av topografiske og hydrografiske kart pekte ut to områder for mer detaljert ingeniørgeologiske og seismiske undersøkelser. Korridor fra Dolmøya til Nabeita valgt for nærmere undersøkelser.

* Ingeniørgeologisk kartlegging bl. a. med studier av tilgjengelig geologisk litteratur, tolking av flyfoto og observasjoner i felt
* Refleksjonsseismiske undersøkelser, bl.a med sidesøkende sonar.
* Refraksjonsseismiske undersøkelser.
* Beslutning om trasévalg, kostnadsoverslag og byggeplan. (1992)

2. fase (vår 1995), detaljundersøkelse: Kjerneboring påviser eksepsjonelle forhold utenfor strandsonen av Nabeitaområdet på Frøya. En minimum 30 meter bred sone med siltige, sandige og grusige masser, lett eroderbare og med fri drenering ut fra borehullet. Sammenholdt med supplerende refraksjonsseismiske undersøkelser fører dette til at traséen flyttes ca 60 meter mot vest.

3. fase (høst 95 - vår 96), supplerende detaljundersøkelser:

* Kjerneboring fra land og fra skip (MS Bucentaur).
* Studier ved SINTEF Bygg og miljøteknikk.
* Strukturgeologisk analyse utført som samarbeid mellom NGU og IKU.
* Meget detaljert kjernelogging av borekjerner fra boreskip utført ved IKU.

Signaler: kompliserte forhold langs hele traséen. "Nabeita" spesielt komplisert på grunn av konsentrasjon av strukturgeologiske fenomen. Dette resulterer i ytterligere undersøkelser for alternativ trasé øst for Nabeita.

4. fase (sommer 96), videre undersøkelser:

- Refleksjonsseismikk for utvidelse av dybdekart => detaljinformasjon om svakhetssoners forløp => bedre forståelse for potensielle områder med tensjon.
- Supplerende refraksjonsseismikk => forslag til trasé for alternativ linje.
- Supplerende kjerneboring => detaljplassering av trasé.

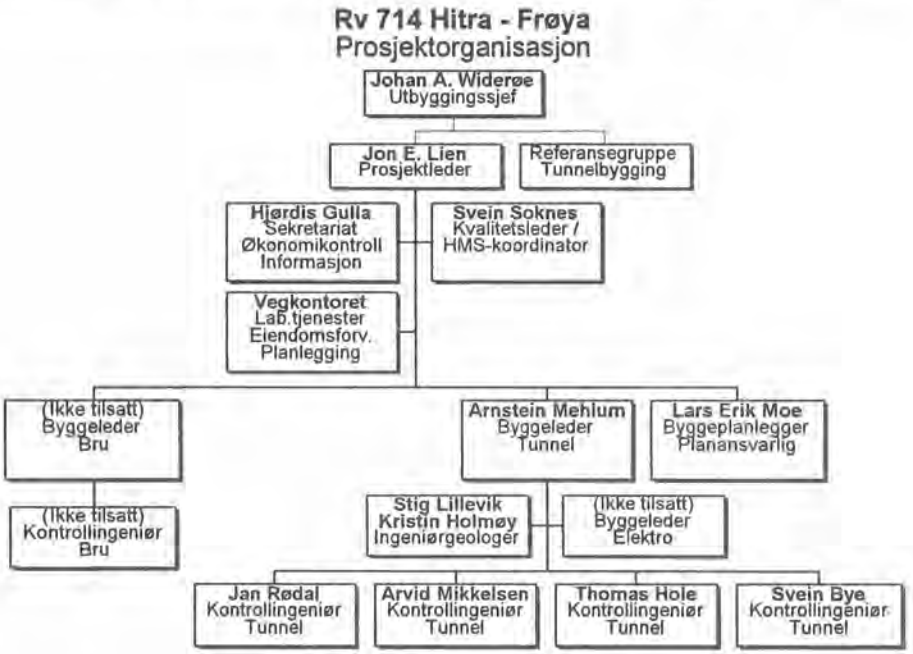
5. fase (høst 96): Ny kostnadsberegning ut fra ny kunnskap om de geologiske forholdene. Gjennomgang for vurdering av kostnader og risiko/usikkerhet for begge alternativ for beslutning om tunnel skal bygges ut fra kostnader og usikkerhet.

6. fase: Beslutning om bygging i mars 1997. Revisjon av byggeplaner og anbudsdokumenter. Anbudskunngjøring i september 1997.

7. fase, byggefasen: Byggestart 5. februar 1998. Planlagt gjennomslag i august år 2000. Trafikkåpning juni år 2001. Hvis framdriften fortsetter som hittil kan det bli aktuelt med en revisjon av framdriftsplanen ved årsskiftet 1998/99, etter passering av Tarvaforkastningen.

1.4 Oppfølging i byggefasen

Et viktig element i en vellykket gjennomføring av Frøyatunnelen ligger i en godt organisert byggeledelse og planmessig kvalitetskontroll. Det er lagt stor vekt på kompetanse for personellet som følger den daglige driften. De er i tillegg til byggeleder og kontrollingeniører også ansatt ingeniørgeologer med erfaring fra tilsvarende anlegg. Disse går inn i turnusordningen sammen med kontrollingeniørene. Byggherren har følgelig alltid en ingeniørgeolog til stede ved anlegget. Også ved utformingen av anbudet, gjennom beskrivelser og prosedyrer og krav til entreprenørens erfaring, kompetanse, arbeidsrutiner og kvalitetsplaner ble det tatt høyde for at Frøyatunnelen ville bli et krevende anlegg. I tillegg er det etablert en faglig referansegruppe fra Vegdirektoratet, andre anlegg og konsulenter for oppfølging av driften og bistå med aktiv rådgiving.



2 GEOLOGI

2.1 Berggrunn

Berggrunnen består av kambriske eller prekambriske høymetamorfe gneisbergarter langs tunneltraséen. Det er tilsynelatende gradvise overganger mellom de ulike gneisbergartene. Strøkretningen er i hovedsak ØNØ - VSV med steilt NV fall. Unntak forekommer på Frøya hvor fallretingen på deler av tunnelen er steilt SØ og strøkretningen stedvis mer Ø-V. Variasjonen i fallretningen gjenspeiler den regionale foldningen med foldeakse ØNØ - VSV. Småfoldning forekommer stedvis.

På Hitrasiden er det hovedsakelig en mørk glimmergneis med opptil 30% glimmer. Stedvis har bergarten migmatittisk karakter og forekommer da i veksel med grovkornige granodiorittiske partier med parallelsruktur. I dagen er det kartlagt lag av grå kalkmarmor, men disse er ikke kartlagt i tunnelen.

Skjærene mellom Hitra og Frøya består av relativt massiv granodioritt lengst syd og overgang til en migmatitt lenger nord.

På Frøya er det en relativt massiv migmatitt med en hovedkomponent av grovkornig, stedvis pegmatittisk, granodioritt. En annen komponent er grå, middelskornig og kvartsrik gneis med relativt lavt glimmerinnhold.

2.2 Svakhetssoner

Hitra/Frøya ligger i et område av landet som har det mest markerte mønster av forkastninger og svakhetssoner. En av hovedforkastingene parallelt Frøyfjorden (sundet), som krysser tunneltraséen, er Tarvaforkastningen som kan følges mer enn 150 km mot ØNØ. Det er antatt normalforkastning i Jura/Kritt etterfulgt av strøkforkastning. Som det fremgår av figur 2 er det antydet mulig forekomst av fragmenter av Jura sediment i Tarvaforkastningen.

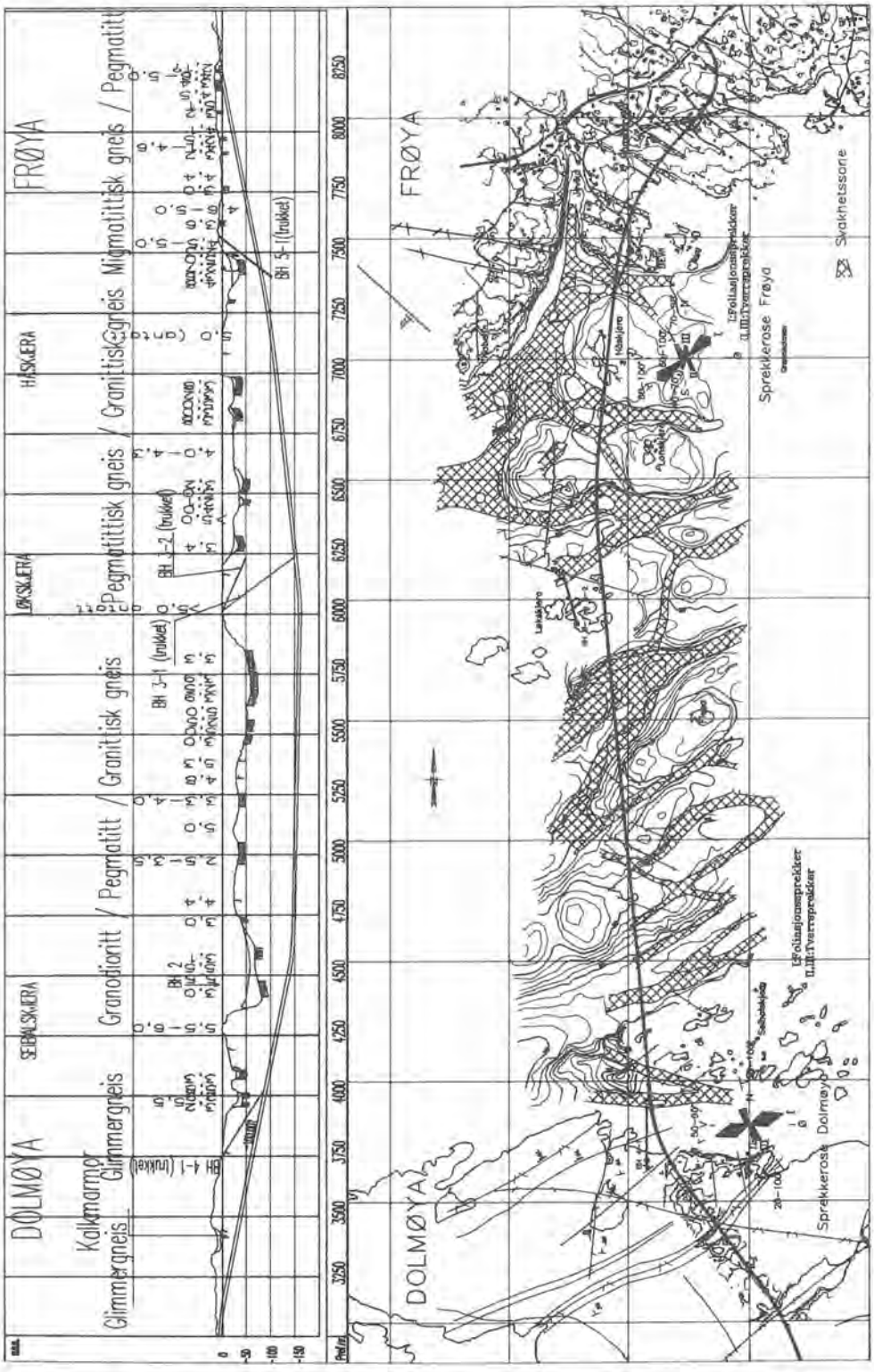
Assosierte bruddsoner i retning NØ-SV og NV-SØ kan være dannet samtidig med strøkforkastning i hovedsonene. Disse kan ha gjennomgått en strekkbruddfase slik at de kan være dårlig innspente og utsatt for lekkasje. Dagens regionale største hovedspenning har orientering NV-SØ, og soner parallelt denne orientering må antas å ha dårligst innspenning.

Bare 2 - 3 mil utenfor Frøya finner en kontinentalsokkelens sedimentære bergarter, noe som kan indikere jordskorpebevegelser helt inn mot nyere tid. Samtidig kan det ventes lavere horisontalspenninger enn det som er vanlig inne på fastlandet. Det tektoniske bildet er utvilsomt meget komplisert.

På grunn av isbreens bevegelsesretning under slutten av istiden er det antatt at soner med NØ-SV retning er overeksponert. Berggrunnen er høvlet ned i mindre grad enn vanlig her i landet. Det er derfor ventet og senere erfart relativt stor grad av forvitring.

Oversikt over kartlagte forkastninger/svakhetssoner som kommer i berøring med tunnelen er vist i figur 3. For nærmere beskrivelse av svakhetssoner vises til foredrag nr. 33, Bergmekanikkdagen 1996.

Figur 2: Kart over lineamenter og bruddstrukturer i Frøyfjorden



Figur 3: *Situasjonsplan og lengdeprofil med svakhetssoner*

3 PASSERING AV PROBLEMSONER

3.1 Hitrastuffen

På Dolmøya er det i dagen kartlagt grå kalkmarmor. Observasjoner i tunnelen viste en svakhetssone med tett oppsprekking, i de verste partiene er fjellet oppknust med leirslepper. Det ble ikke registrert kalkmarmor i tunnelen. Til tross for svært dårlig til ekstremt dårlig fjell (Q=0,008-0,3) gikk det forholdsvis greit å drive gjennom "kalkmarmorsonen".

Under sjøen er det to markerte svakhetssoner (den siste er under driving nå).
Refraksjonsseismikken viste hastigheter mellom 2900 og 3300 m/s. Ingeniørgeologisk kartlegging viser ekstremt dårlig til eksepsjonelt dårlig fjellkvalitet (Q=0,02 - 0,004). Begge disse svakhetssonene inneholder omvandlede bergarter med tett oppsprekking og oppknust fjell med leirslepper. Svakhetssonene går alle tilnærmet vinkelrett på tunnelen.

Prøver av leirmaterialet i sonene viser at leira er aktiv, svelletrykk varierer mellom 0,3 og 0,6 MPa og frisvelling mellom 185 og 245 %.

Nedenfor er det gitt en nærmere beskrivelse av fjellforholdene som er registrert samt sikring/tiltak som har vært brukt for å drive gjennom svakhetssonene (pel nr. refererer seg til sonens forløp i terrenget over tunneltraséen), se figur 4.

"Kalkmarmorsonen" pel 3410 - 3445

I tunnelen viste "kalkmarmorsonen" seg å være en 90 m lang svakhetssone med svært dårlig til ekstremt dårlig fjell (Q=0,008-0,3). Svakhetssonen ligger under et søkk i terrenget med en del løsmasser.

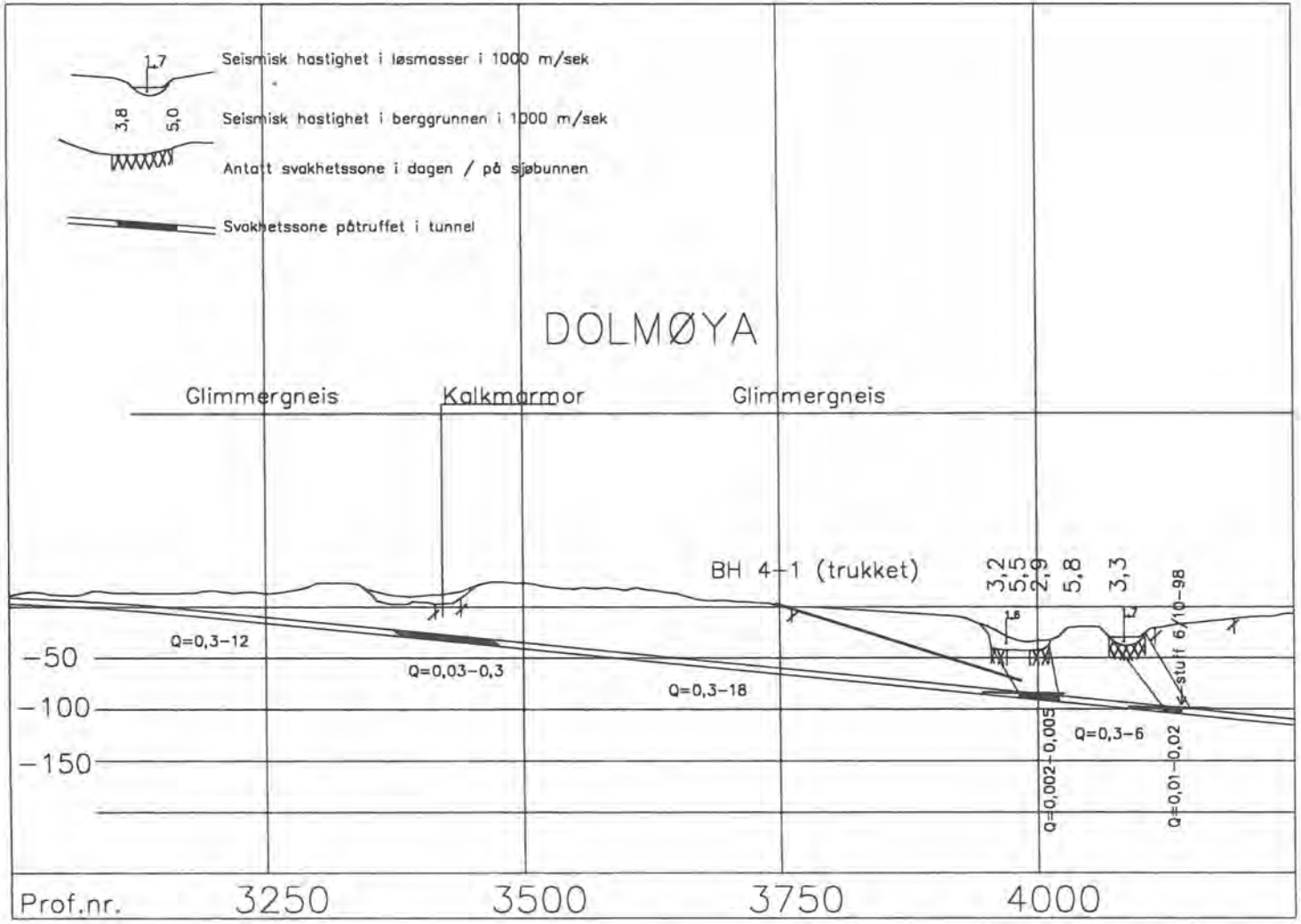
I den dårligste delen av svakhetssonen ble det brukt:

* 6m lange forbolter, 32-37 stk. Ø32 mm, (dvs. 0,4 m senteravstand), forboltingen går litt ned i veggene, fjellbånd og 12-13 stk. festebolter for å feste forboltene i bakkant
* sprøytebetong, et lag (5-6 cm) umiddelbart etter utlasting
* bolting, totalt ca. 30 stk. ct-bolter pr. salve (inkl. nevnte festebolter) dvs. bolteavstand 1,3 - 1,8 m
* Supplering med 1-2 lag med sprøytebetong når neste salve sprutes, totalt 10 - 15 cm

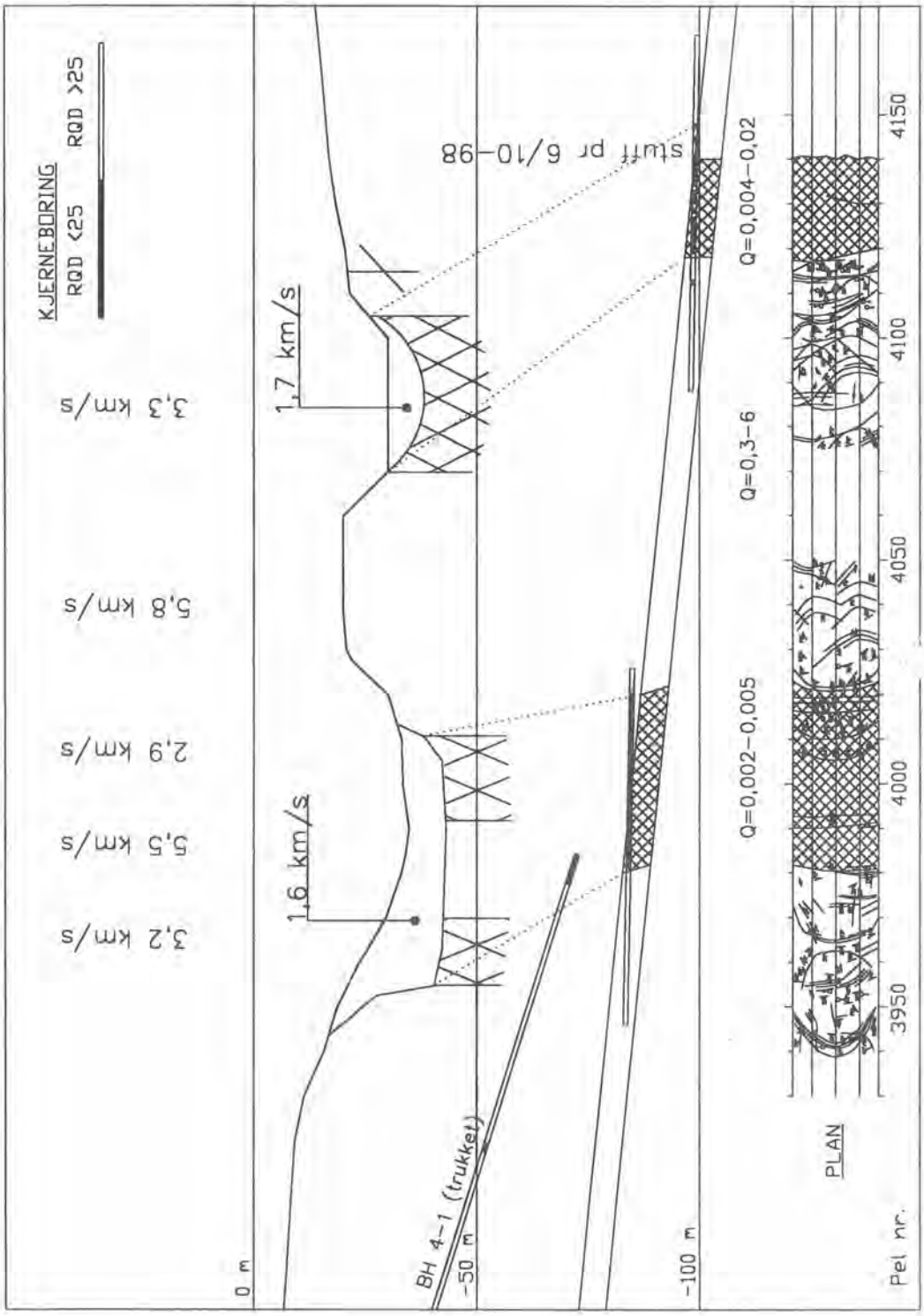
Sone 3955-4015

Refraksjonsseismikken over tunnelen viste to soner med hastighet på henholdsvis 3200 og 2900 m/s med en liten "øy" med bedre fjell i mellom. Oversiktskartet (fig. 3) viser at det mest sannsynlig er kun en sone, den ingeniørgeologiske kartleggingen i tunnelen viste at det var en 40 m sammenhengende svakhetssone. Det ble utført kjerneboring i fra nisje for å undersøke fjellkvaliteten gjennom sonen. Kjerneboringen viste at svakhetssonen besto av omvandlet gneis med leirslepper, leirmektighen varierte fra 5 til 75 cm. I enkelte parti kom det kun ut oppknust masse iblandet leire. Overgangen til bra fjell var skarp, og sonen var dårligst mot slutten, her var det et par meter kjernetap. Figur 5 viser en sammenstilling av resultat fra refraksjonsseismikk, ingeniørgeologiske kartlegging og utført kjerneboring både fra dagen (forundersøkelser) og tunnelen.

Det var problem med fastboring under sonderboringen, og i enkelte parti var det nesten ingen motstand under boringen. Det var forholdsvis lite vann, fra tørt til 2 l/min i enkelt hull. Men siden det var svært dårlig fjell ble det besluttet å injisere en full skjerm, 20 hull á 30m, og i tillegg ble det injisert i 6 sonderhull á 30m like foran sonen. Totalt ble det injisert 15 400 kg



Figur 4: Lengdeprofil med svakhetssoner i fjelloverflaten og tunnelnivå på Hitrasiden



Figur 5: *Detalj av svakhetssone pel under sjøen ved pel 4000 på Hitrasiden*

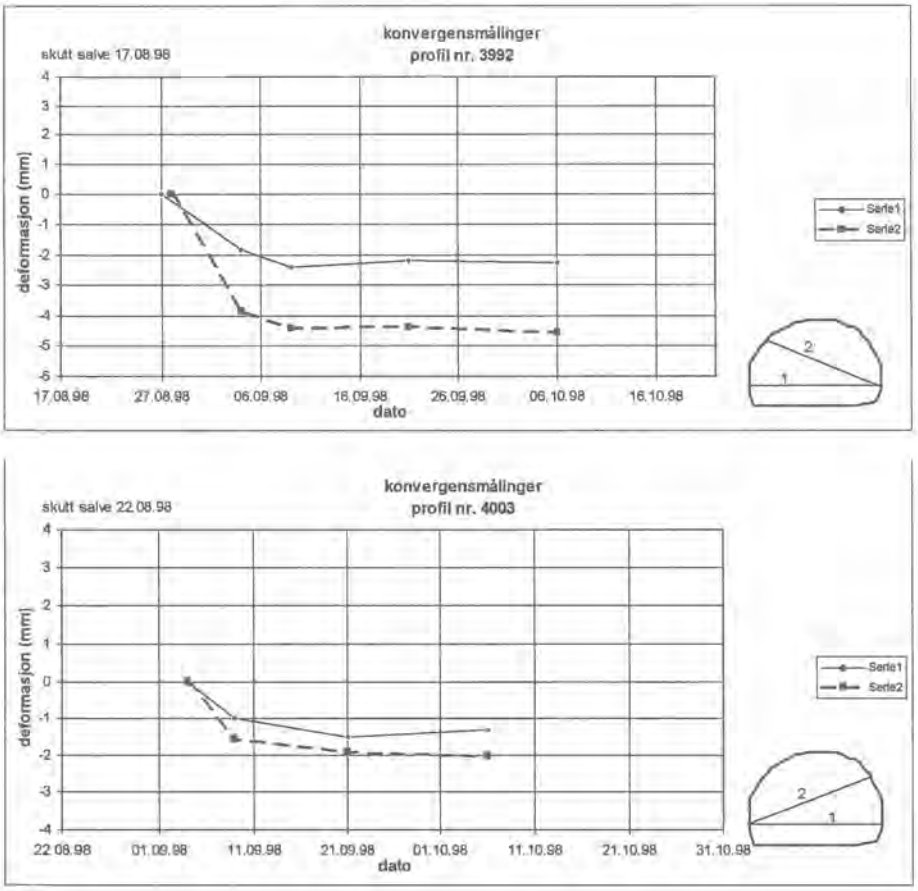
industrisement og 22 200 kg rheocem 650 (mikrosement). Injeksjonen sikret at fjellet ble tilnærmet tett, og samtidig har nok injeksjonen hatt en stabiliserende effekt på fjellet.

For å drive gjennom sonen ble følgende sikring/tiltak utført:

* redusert salvelengde (3 m)
* 6 m lange forbolter, 36 - 64 stk. Ø32 mm, (dvs. 0,25 - 0,4 m senteravstand), forboltingen går litt ned i veggene, fjellbånd og 14 -16 stk. festebolter for å feste forboltene i bakkant
* i tillegg ble det sprutet over fjellbåndene før salve, dette for å sikre at forboltene var godt festet i bakkant
* sprøytebetong, 1 eller 2 lag (6 - 12 cm) umiddelbart etter utlasting, venter ca. 1 time i mellom påslagene
* bolting, totalt 23 - 31 stk. ct-bolter pr. salve (inkl. nevnte festebolter) dvs. bolteavstand ca. 1,5 m
* Supplering med 2 - 3 lag med sprøytebetong, totalt 19 - 31 cm
* fare for at veggene kunne komme inn (det ble oppdaget oppsprekking i sprøytebetongen), førte til at det ble nødvendig å sålestøpe nesten hele sonen, totalt ble det støpt 35,5 m i sålen
* en seksjon (5 m) full utstøping på slutten av sonen, her var fjellforholda så eksepsjonelt dårlige at det ble umulig å få satt inn bolter (gjenrasing av hullet pluss uønsket vann bak sprøytebetong)

I de dårligste partiene ble drivingen utført ved pigging og graving med Brøyt lastemaskin.

I ettertid er det utført konvergensmålinger for å kontrollere om sikringen som er utført er tilstrekkelig. Målingene viser at deformasjonene har stoppet opp, se figur 6.



Figur 6: *Konvergensmåling i svakhetssone pel 3980-4020 på Hitrasiden*

Sone 4070-4110

Refraksjonsseismikken viste her en ca. 40 m bred svakhetssone med hastighet på 3300 m/s. Da vi nærmet oss sonen viste sonderboringen at det var en del vann, i et tilfelle var det 148 l/min på 6 sonderhull à 24 m. Det ble derfor utført injeksjon etterhvert som vi drev nærmere sonen. Det ble foran sonen injisert flere omganger og med stor overlapp. På det meste ble det injisert 3 omganger på samme stuff. Totalt ble det utført 7 injeksjonsomganger som berørte sonen før driving ble besluttet. Totalt ble det injisert 17 100 kg industrisement og 80 670 kg rheocem 650 (mikrosement). Årsaken til at det ble nødvendig å injisere såpass mange omganger for å få det tett er antageligvis at leira i fjellet gjør det vanskelig å få til en effektiv injeksjon.

På grunn av problemene med vann og sonderboringer som indikerte dårlig fjell ble det bestemt å kjernebore for å kontrollere fjellkvaliteten før driving inn i sonen. Det ble kjerneboret fra nisje og ca. 20 m forbi sonen. Kjerneboringen viste oppsprukket og i parti oppknust gneis med tynne leirslepper. Det var mindre leire i fjellet her enn i forrige sone, men mer glimmer. De mektigste leirsleppene var på 5 - 10 cm. Dårligste partiet var også på denne sonen like før overgangen til bedre fjell. Sonens mektighet er ca. 30 m. Figur 5 viser en sammenstilling av resultat fra

refraksjonsseismikk, utført kjerneboring i tunnelen og den utførte ingeniørgeologiske kartleggingen.

Drivingen gjennom svakhetssonen er ikke ferdig i skrivende stund. Til nå er det drevet 20 m, i korte trekk har drivingen blitt utført som følger:

* redusert salvelengde (3 m) der det har vært nødvendig å sprenge, i stor grad er drivingen utført med graving, hele salver er gravd ut med brøyt og delvis med pigghammer
* forbolting, både 6 m og 8 m forbolter er brukt, 40 stk. Ø32 mm, dvs. 0,4 m senteravstand, forboltingen går ned i veggene, første rasten med forbolter ble festet med ct-bolter og fjellbånd deretter ble forboltene festet ved å bore forboltene gjennom støpen
* i et tilfelle ble det brukt armert sprøytebetongribbe for å feste forboltene i bakkant
* sprøytebetong, 2 eller 3 lag (6 - 16 cm) umiddelbart etter utlasting, venter ca. 1 time i mellom påslagene
* det ble vanskelig å få satt inn bolter, og det ble derfor besluttet å støpe på stuff, til nå er det støpt 19 m
* det vil bli utført sålestøp
* ved sonderboring i sonen ble det brukt innstøpte rør (Bjorøy-metoden) for å sikre seg mot ukontrollert vanninnbrudd, det er ennå ikke blitt behov for injeksjon under drivingen i sonen
* også i denne sonen vil det bli utført konvergensmålinger

Det har vært større problemer med drivingen gjennom denne sonen enn forrige sone, en av årsakene er nok at det ikke ble helt tørt (spesielt i midtpartiet av sonen). Det er en del sprekker med kalkspat som sannsynligvis har forårsaket lekkasjene (pers. medd. A. Palmstrøm). Det omvandlede fjellet tåler ikke luft og vann, og fjellet går i oppløsning ved trykkpåkjenning. Det at det er mindre leire og mer glimmer her enn i forrige sone fører også til lavere stabilitet.

I virkeligheten var fjellet dårligere enn resultatet fra kjerneboringen viste. Det er noe variasjoner i fjellkvaliteten, generelt har det vært dårligere i venstre side enn i høyre. Sannsynligvis har kjernehullet truffet bedre fjell enn det vi har i tunnelen.

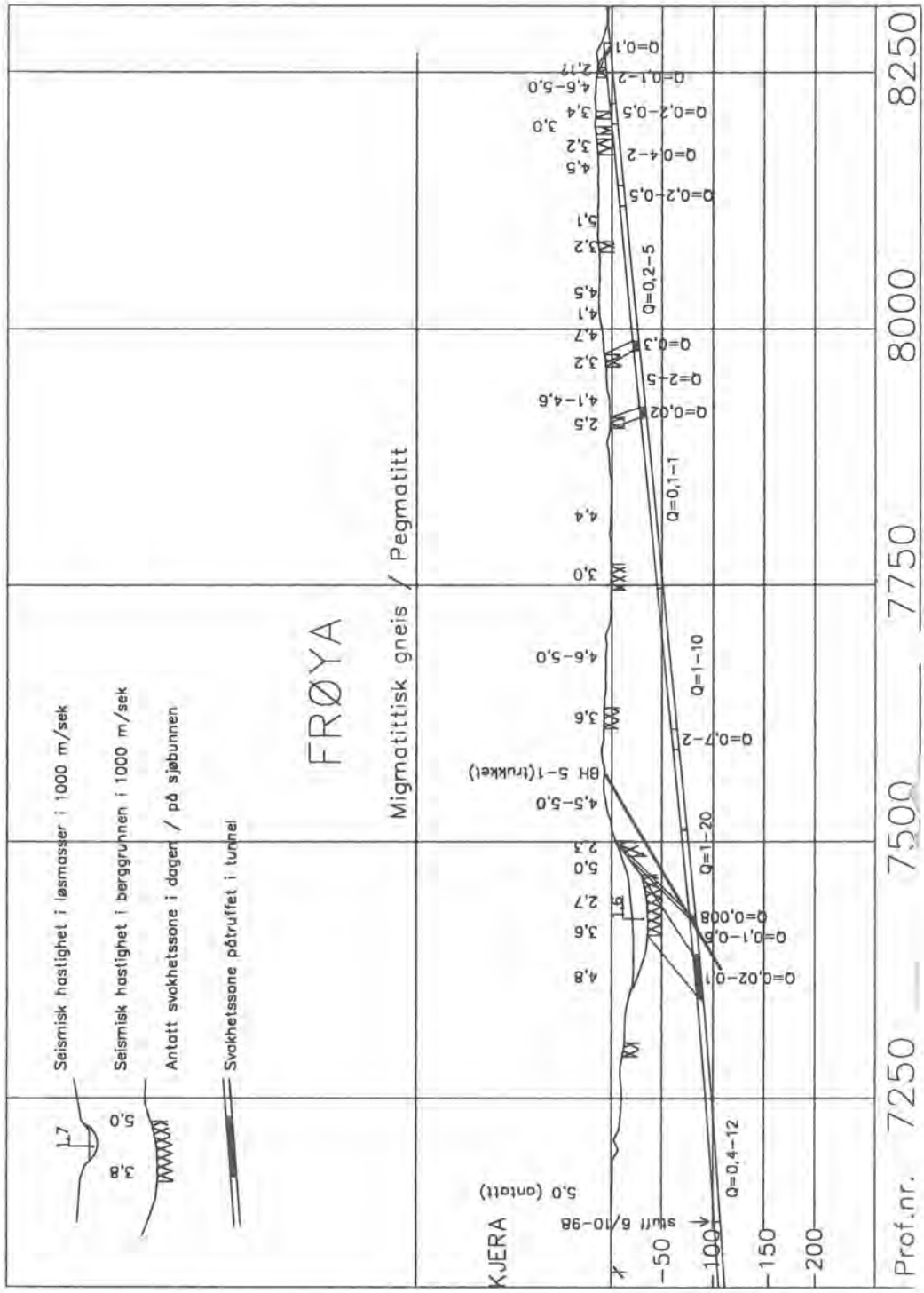
3.2 Frøyastuffen

Under land (ca. 725 m strekning) antyder forundersøkelsene 9 relativt små svakhetssoner med mektighet opptil 10 m og målt hastighet fra refraksonsseismikken 2500 - 3600 m/s, se figur 7. Med unntak av én sone er orienteringen nær vinkelrett på tunnelen.

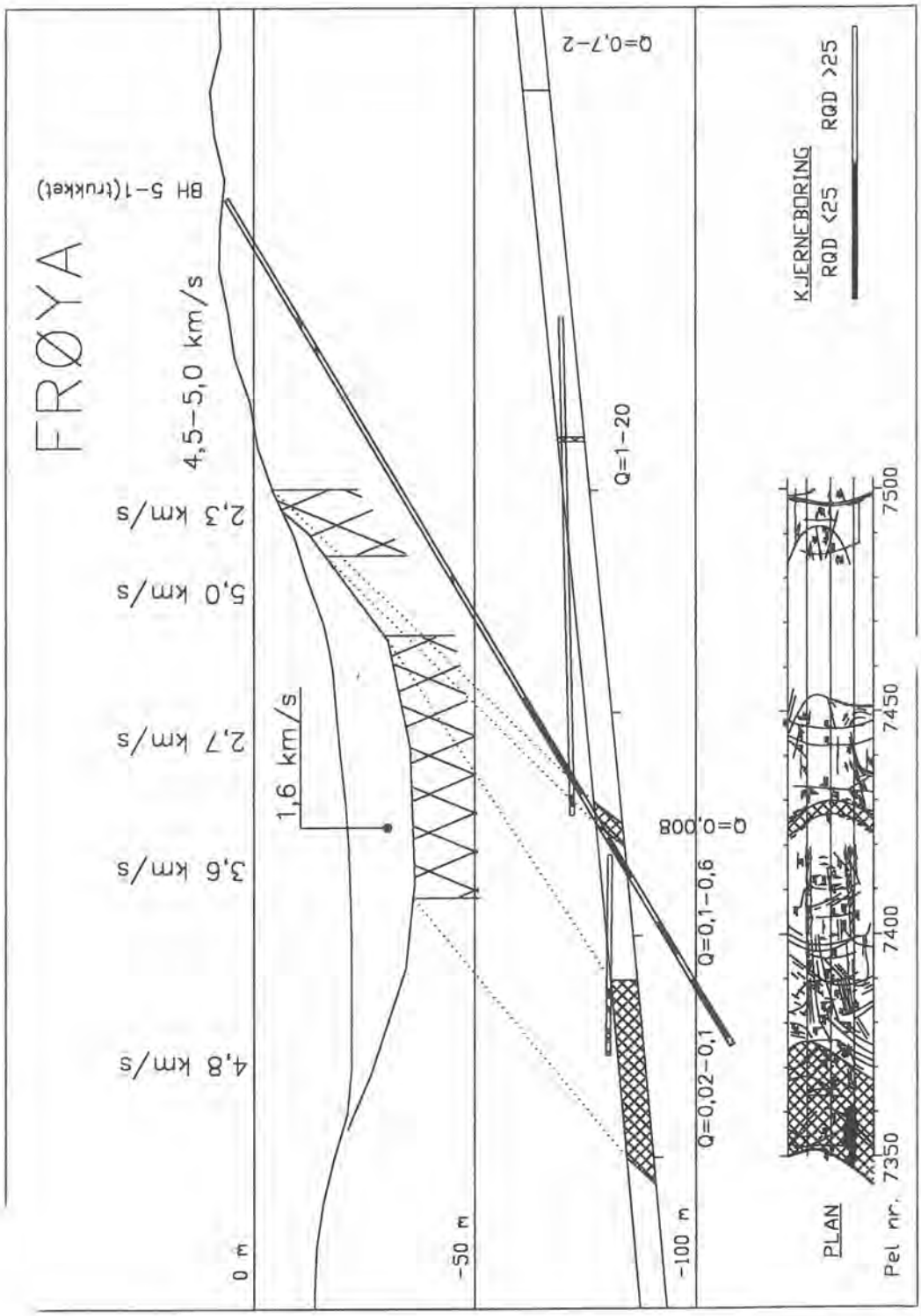
Fire av sonene under land er klart definert i tunnelen. Karakteristisk for disse er sterkt oppsprukket/oppknust og stedvis forvitret berg med leirsoner og leirslepper. Bergmassekvaliteten er her klassifisert etter Q-metoden til svært - ekstremt dårlig (Q = 0,01-1). Det er påvist aktiv svelleleire på leirprøver av materialet fra alle leirrike soner under land. Svelletrykket varierer i området 0,4 -0,8 MPa, og frisvelling 310-425%.

De øvrige landsonene har vært vanskelig å avgrense, men ingeniørgeologisk kartlegging/ klassifisering har påvist partier med svært dårlig fjellkvalitet ved disse sonene (Q = 0,1 - 1). Karakteristisk for disse partiene er leirslepper og noe forvitret fjell med leirmineraler.

Under sjøen frem til stuff (1150 m fra påhugg pr. 06.10.98) viser forundersøkelsene et dårlig parti sammensatt av en markert sone på 15 m (hastighet 2300 m/s), et 20 m bredt midtparti med bedre fjell (hastighet 5000 m/s) og til slutt en 60 m bred sone (hastighet 2700 - 3600 m/s). Karakteristisk for dette partiet i tunnelen er stedvis sterkt oppsprukket/oppknust, til dels forvitret, berg med leirssoner og slepper.



Figur 7: *Lengdeprofil med svakhetssoner i fjelloverflaten og tunnelnivå på Frøyasiden*



r 8: *Detalj av svakhetssone pel under sjøen ved pel 7400 på Frøyasiden*

Klassifisering i tunnelen viser ekstremt til svært dårlig fjellkvalitet i dette området (Q=0,01-0,6). Det er påvist aktiv svelleleire med svelletrykk 0,8 MPa og frisvelling 525% i leirmaterialet fra sonen under sjøbunnen.

Nedenfor er det gitt en kort beskrivelse av fjellforhold som er registrert samt tiltak/sikring som har vært benyttet i forbindelse med driving gjennom svakhetssoner og partier med svært dårlig fjellkvalitet (pel nr. refererer seg til sonens forløp i terrenget over tunneltraséen):

Soner pel 8250, 8210 og 8195, seismisk hastighet 2100-5000 m/s

En markert 2 m bred leirrik sone 10 m innenfor påhugg, generelt svært dårlig til dårlig fjellkvalitet de første 100 m fra påhugg, registrerte Q-verdier 0,1-2, dagfjell, liten overdekning:

- redusert salvelengde (3 m) de første 25 m fra påhugg
- 6 m lange forbolter, 11-23 stk. Ø32 mm hver 2. salve de første 25 m (dvs. 0,5 - 0,7 m senteravstand i heng og vederlag), mer sporadiske omganger med forbolting (12-15 stk.), fjellbånd og festebolter videre til 100 m fra påhugg
- 8-10 stk. ct-bolt i kombinasjon med fjellbånd til å feste enden av forboltene
- sprøytebetong, et lag (ca. 6 cm) umiddelbart etter utlasting
- bolting, totalt 10-25 stk. ct-bolter pr. salve (inkl. nevnte festebolter), tilsvarende 1,4-1,9 m bolteavstand
- ytterligere 1-2 lag sprøytebetong på dårligste partier i forbindelse med at neste salver sprutes, dvs. totalt 12-18 cm
- for øvrig 1,4-1,9 m bolteavstand og 6-18 cm sprøytebetong i området

Soner pel 8175 og 8080, seismisk hastighet 3200 m/s

En 0,5-1 m bred leirrik sone som krysser tunnelen med liten vinkel, generelt svært dårlig fjellkvalitet utenom denne, registrerte Q-verdier 0,2-0,5:

- 6 m lange forbolter, 15 stk. Ø32 mm (0,6 m senteravstand i heng og vederlag), ved kun én salve
- 13 stk. ct-bolt i kombinasjon med fjellbånd til å feste enden av forboltene
- sprøytebetong, ett lag umiddelbart etter utlasting
- etter omfattende oppsprekking da tunnelen var drevet 10-15 m lenger fram ble det lagt på ytterligere ett lag sprøytebetong (dvs. totalt ca. 12 cm)
- 25 stk. tilleggsbolter utenpå sprøytebetongen over en 10 m lang strekning, tilsvarende 1,4-1,6 m bolteavstand når en også tar hensyn til tidligere innsatte radielle bolter
- for øvrig 1,4-2 m bolteavstand og 7-13 cm sprøytebetong i området

Sone pel 7970, seismisk hastighet 3200 m/s

Ca. 10 m bred svakhetssone som krysser nær vinkelrett på tunnelen, registrert Q-verdi 0,3:

- 7-8 cm sprøytebetong umiddelbart etter utlasting
- 15-20 ct-bolter pr. salve, tilsvarende 1,7-1,9 m bolteavstand

Sone pel 7910, seismisk hastighet 2500 m/s

Ca. 10 m bred leirrik sone som krysser nær vinkelrett på tunnelen, registrerte Q-verdier 0,02-0,08:

* redusert salvelengde (3 m) over 4 sammenhengende korte salver
* 6 m lange forbolter, 15-25 stk. Ø32 mm hver korte salve, dvs. 0,5 - 0,7 m senteravstand
* 10-12 stk. ct-bolt i kombinasjon med fjellbånd til å feste enden av forboltene
* sprøytebetong, et lag (ca. 6 cm) umiddelbart etter utlasting
* bolting, totalt 30-35 stk. ct-bolter pr. salve (inkl. nevnte festebolter), tilsvarende 1,2-1,4 m bolteavstand
* ytterligere ett lag sprøytebetong i forbindelse med at neste salver sprutes, dvs. totalt ca. 12 cm

Soner pel 7620 og 7760, seismisk hastighet henholdsvis 3000 og 3600 m/s

Generelt dårlig til svært dårlig fjellkvalitet, registrerte Q-verdier 0,3-1:

* 7-8 cm sprøytebetong umiddelbart etter utlasting
* 15-20 ct-bolter pr. salve, tilsvarende 1,3-1,7 m bolteavstand

Sone(r) pel 7495-7410, seismisk hastighet 2300-3600 m/s

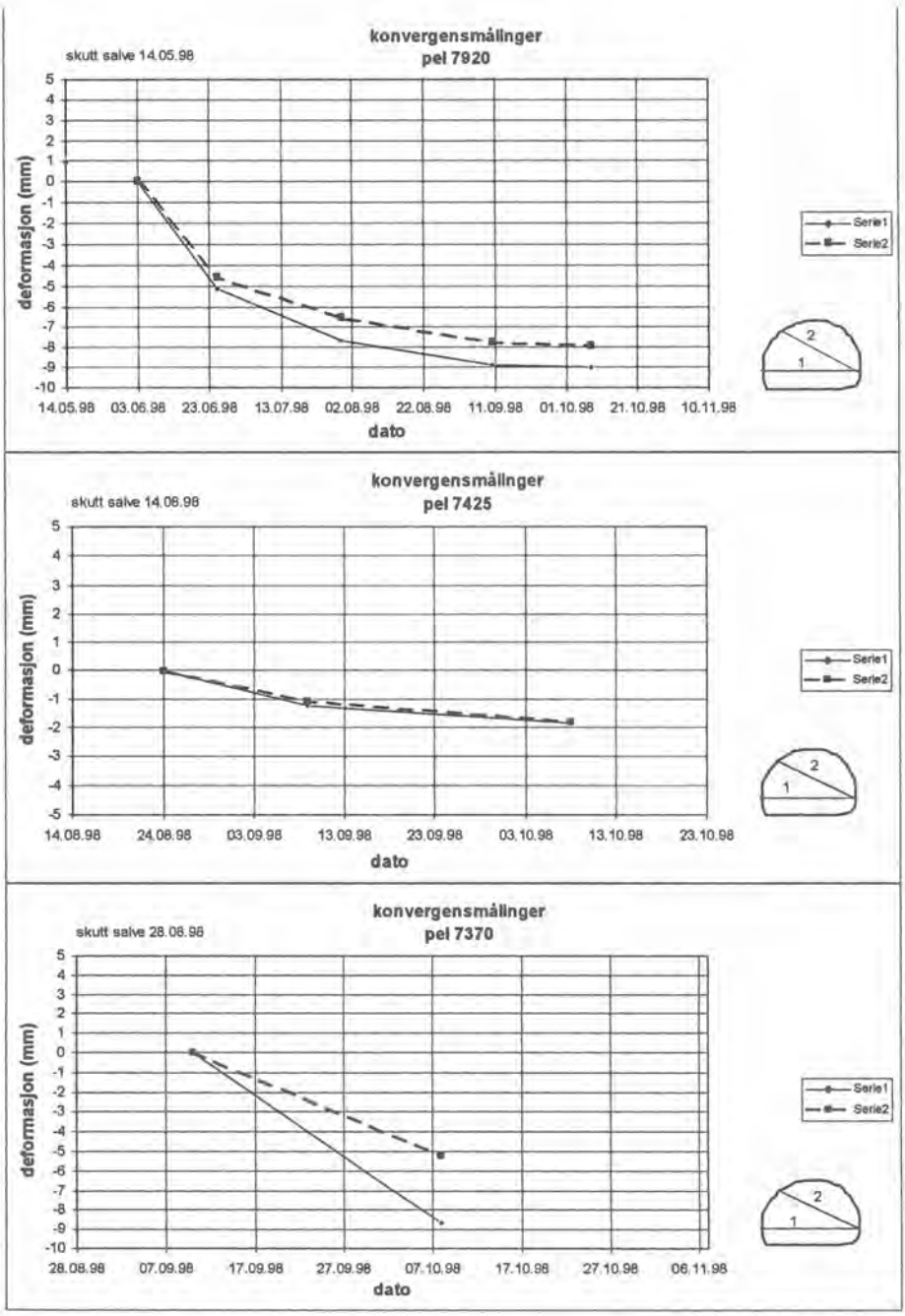
Refraksjonsseismikken over tunnelen viste to soner med en liten "øy" med bedre fjell i mellom. Oversiktskartet (fig. 3) viser at det i området kan være kryssende soner. Sonene er undersøkt ved kjerneboring både fra land og fra tunnelen. Figur 8 viser en sammenstilling av resultat fra refraksjonsseismikk, ingeniørgeologiske kartlegging og utført kjerneboring både fra dagen (forundersøkelser) og tunnelen. I tunnelen ble det først påtruffet en 4 m bred leirrik sone med dårlig sidefjell. Denne krysser nær vinkelrett på tunnelen og har 60° sydlig fall. Q-verdien er registrert ned mot 0,01. For å drive gjennom ble følgende tiltak/sikring utført:

* redusert salvelengde (3 m) over 4 sammenhengende korte salver
* 6 m lange forbolter, 18-20 stk. Ø32 mm hver korte salve, dvs. 0,5 - 0,6 m senteravstand
* 8-10 stk. ct-bolt i kombinasjon med fjellbånd til å feste enden av forboltene
* sprøytebetong, et lag (ca. 6 cm) umiddelbart etter utlasting
* bolting, totalt 25-30 stk. ct-bolter pr. salve (inkl. festebolter), tilsvarende 1,4 m bolteavstand
* ytterligere ett lag sprøytebetong i forbindelse med at neste salver sprutes, dvs. totalt ca. 12 cm

35-40 m forbi den første sonen traff man i tunnelen en ca. 40 m bred oppsprukket/oppknust sone, stedvis med forvitret berg, leirsoner og leirslepper. Sonen går nær vinkelrett på tunnelen og har 60° fall mot syd. Q-verdien varierer mellom 0,02 og 0,05. Følgende tiltak/sikring ble utført:

* redusert salvelengde (3 m) hele strekningen
* 6 m lange forbolter, 21-48 stk. Ø32 mm hver korte salve, dvs. 0,3 - 0,6 m senteravstand (noe utfall gjorde at antall forbolter etterhvert ble øket)
* 10-15 stk. ct-bolt i kombinasjon med fjellbånd til å feste enden av forboltene

* sprøytebetong, et lag (ca. 6 cm) umiddelbart etter utlasting
* bolting, totalt 25-32 stk. ct-bolter pr. salve (inkl. festebolter), tilsvarende 1,3 m bolteavstand
* ytterligere 2 lag sprøytebetong i forbindelse med at neste salver sprutes, dvs. totalt ca. 20 cm



Figur 9: Konvergensmålinger Frøyasiden

Det er utført konvergensmålinger ved flere av svakhetssonene i tunnelen. Disse danner et viktig grunnlag i forbindelse med valg av den endelige sikringen, se eksempler i figur 9.

Forbolter har fungert tilfredsstillende i de dårlige sonene. Med bare 0,3 m avstand mellom boltene, som er benyttet i det vanskeligste partiet, er det en viss fare for at boltehullene danner en splitt, men alt utfall vil som regel stoppe ved forboltene. Innfesting av endene er svært viktig. Der det er dårlig feste for radielle bolter, bør det benyttes armerte sprøytebetongribber. Eventuelt kan fjellbånd mellom festeboltene og enden av spilingboltene sprutes inn.

4 SAMMENLIGNING MELLOM PROGNOSE OG FAKTISKE FORHOLD

Basert på foreliggende grunnlagsmateriale, utredninger og befaringer har to uavhengige ekspertgrupper foretatt "Analyse av drive- og sikringsmetoder som grunnlag for kostnadsberegning, gjennomførbarhet og risikovurdering". Herunder er det foretatt klassifisering av berggrunnen m h t. fjellkvalitet og lekkasje langs tunnelen. For hver klasse er det knyttet en gjennomsnittlig sikring i forhold til tunnelens størrelse, og på det grunnlaget er det foretatt beregning av sikringsbehov og kostnader for hele tunnelen. Det er lite avvik mellom konklusjonen til de to gruppene angående fjellforhold, sikringsbehov og kostnader. Analysene fra ekspertgruppene danner et viktig grunnlag for sikrings- og injeksjonsmengdene som er lagt inn i anbudet. Basert på anbefaling fra gruppene er det også foretatt en justering av tunneltraséen for å bedre overdekningen på de mest kritiske partiene.

Foreløpig har vi bare foretatt sammenligning med den ene gruppen bestående av Bjørn Nilsen, Arild Palmstrøm og Håkan Stille. De har delt berggrunnen langs tunneltraséen i 2 hovedgrupper, som igjen er delt inn i 4 klasser:

1) Bergmasser mellom svakhetssoner

* klasse 1: Gode bergforhold (Q>10)
* klasse 2: Brukbare bergforhold (Q=4-10)
* klasse 3: Dårlige bergforhold (Q=1-4)
* klasse 4: Meget dårlige bergforhold (Q=0,1-1)

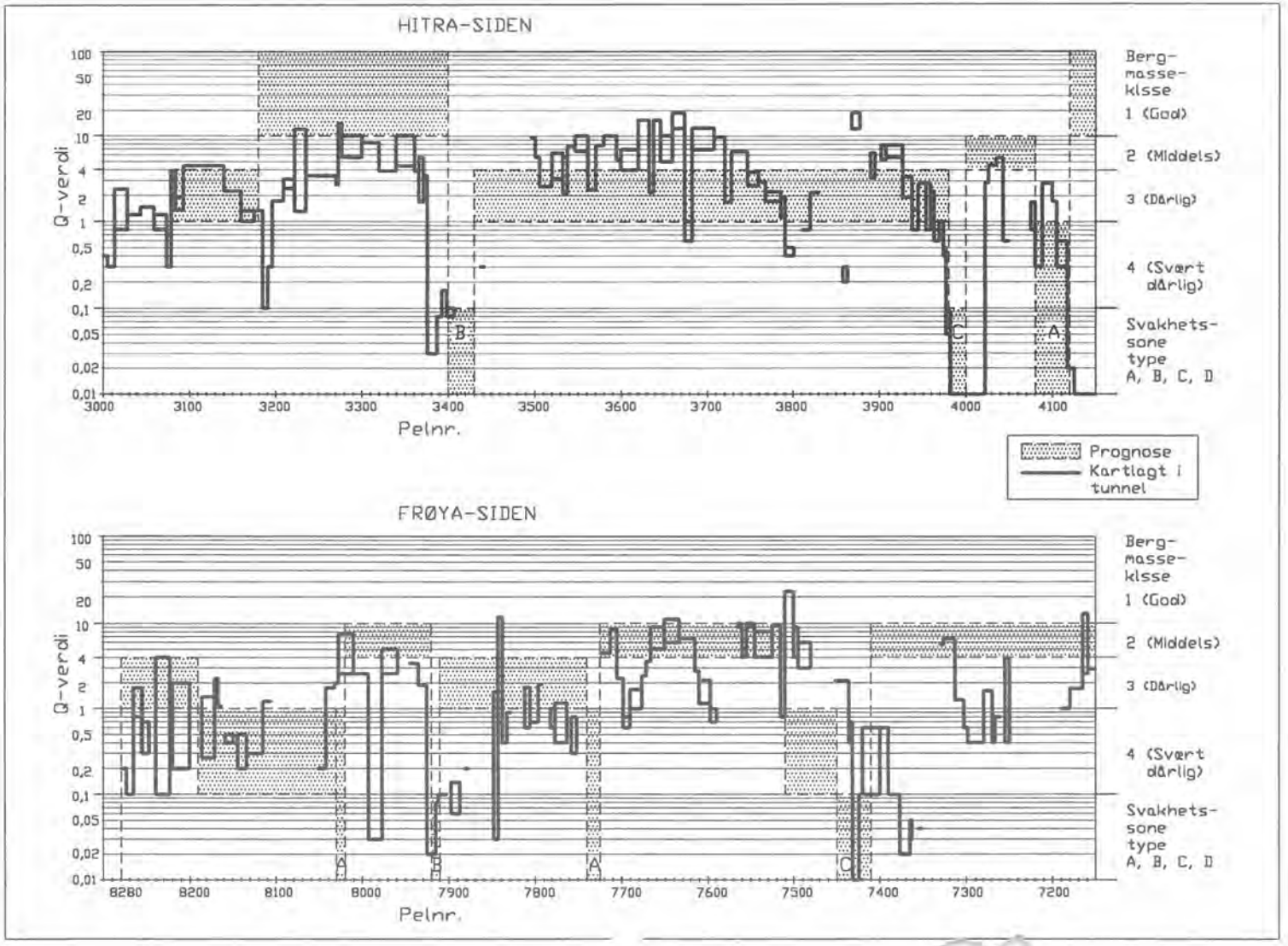
2) Bergmasser i svakhetssoner

* klasse A: Små til middels store svakhetssoner (Q=0,1-1)
* klasse B: Svakhetssoner med meget lav stabilitet (Q=0,01-0,1)
* klasse C: Svakhetssoner med problematiske driveforhold (Q=0,01-0,1)
* klasse D: Svakhetssoner med særlig problematiske driveforhold (Q=0,01-0,1)

I tunnelen er det for de fleste salvene foretatt klassifisering av bergmassen etter Q-metoden. (Ved enkelte salver har det ikke vært geolog på stuff før sprøytebetong er lagt på). Diagrammene i figur 10 viser Q-verdier fra tunnelen sammenlignet med prognosen. Det er mindre avvik fra prognosen hele veien, men i grove trekk samsvarer virkeligheten med prognosen. Noen svakhetsssoner har vært bedre enn antatt mens andre har vært dårligere. Tilsvarende gjelder for bergmassene mellom svakhetssonene. Totalt sett kan det likevel vise seg å bli god overensstemmelse.

Det er også foretatt inndeling av tunneltraséen etter lekkasjeforhold/injeksjon:

* x Enkel utførelse
* xx Økt omfang
* xxx Stort omfang



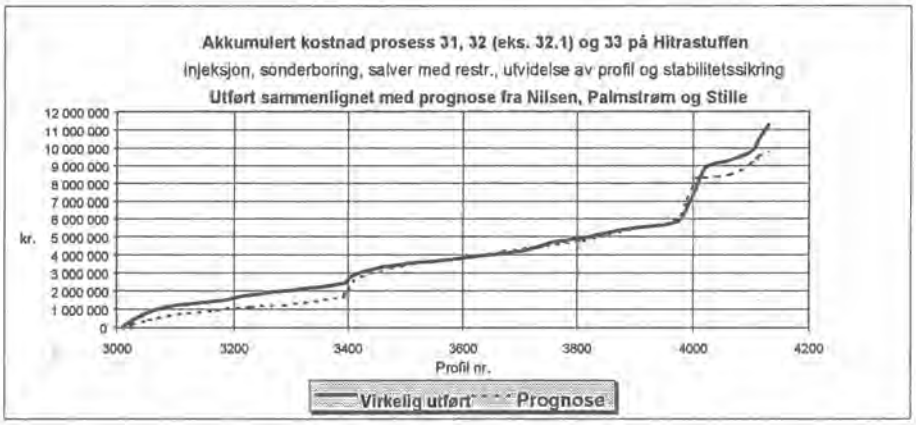
Figur 10: Sammenligning av prognose og faktiske fjellforhold basert på Q-verdier

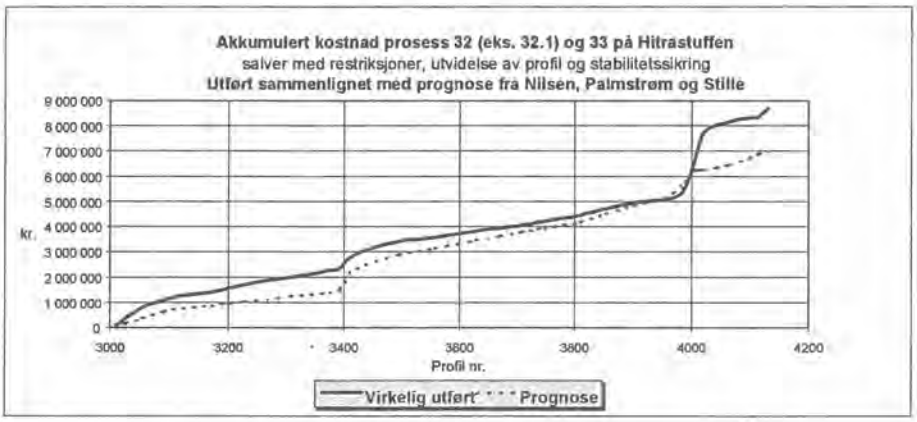
Da prognosene er lagt til grunn for sikrings- og injeksjonsmengdene i anbudet er det interessant i forbindelse med økonomisk oppfølging å sammenligne prognosen med de faktiske forhold for hver uke som er drevet.

I denne sammenheng er det laget et regneark hvor mengdene fra entreprenørens ukerapport sammenlignes med mengder som prognosen tilsier for strekningen drevet den aktuelle uken. På grunnlag av disse mengdene og enhetsprisene i anbudet viser diagrammene i figur 11 og 12 akkumulerte kostnader for sikring, reduserte salver, undersøkelser foran stuff og lekkasjetetting.

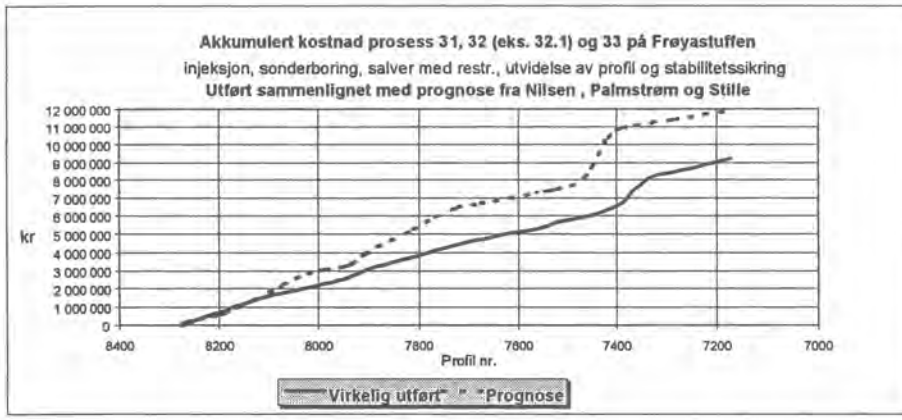
Endelig permanentsikring er ikke lagt inn i kurvene for "virkelig utført", selv om permanentsikringen kan regnes som komplett på en del strekninger. Disse kurvene vil således ligge noe høyere. Kurvene for prognose og "virkelig utført" har tilnærmet like forløp med relativt små avvik. Foreløpig kan det derfor se ut for at prognosen stemmer godt.

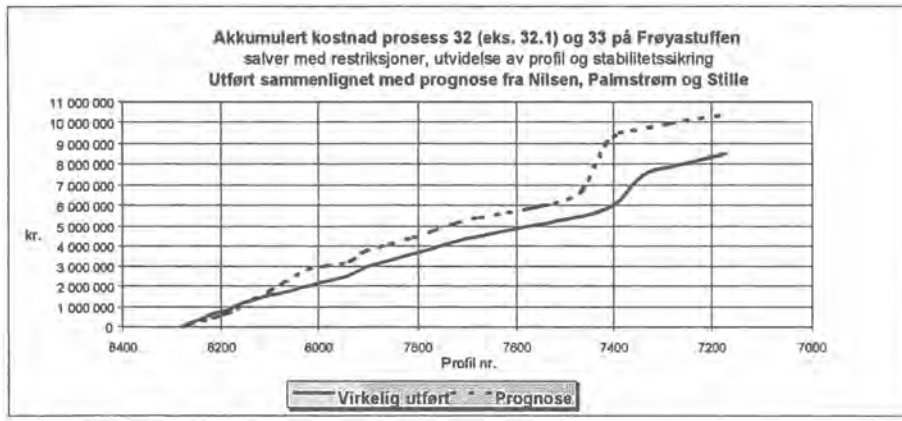
Frem til 06.10.98, da 42% av tunnelen var drevet, var 22% av kontraktsbeløpet for sikring og 9% av beløpet for injeksjon medgått. Hittil har vi passert 3 av sonene under sjøen mens 11 gjenstår. Den gjenstående delen vil bli langt mer sikringskrevende enn gjennomsnittet hittil. Pr. denne dato vil det derfor være uklokt å spå noe om sluttsummen.





Figur 11: Kostnader Hitrastuffen





Figur 12: Kostnader Frøyastuffen

Sivilingeniør Steinar Hermann
Norges Geotekniske Institutt

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig manus.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1998

BYGGEGROP FOR REPARASJON AV EIDSVOLLTUNNELEN

Siviling. Åsmund Eggestad, Norconsult AS

SAMMENDRAG

Toppstollen i det midlertidige sprøytebetongskallet i Eidsvolltunnelen brøt sammen over en ca 125 m lengde i august 1996. Strekningen ble "reparert" ved støp av betongkulvert i en opptil 24 m dyp byggegrop. Grunnen i området består av fast, lite sensitiv leire med hyppige forekomster av silt og finsand. Den øverste delen av gropen ble gravet åpen med sideskjæringer, mens de nederste ca 10 m ble gravet mellom 15 m dype spuntvegger. Av hensyn til de videre arbeidene var det sterkt ønskelig å unngå tverravstivere mellom en stiver i toppen og en betongplate i bunnen. Dette ble løst ved å etablere et midlertidig stiverlag i 7 m dybde. Dette stiverlaget ble gjort flyttbart, hvilket medførte noen litt uvanlige tekniske løsninger. Instrumenterte stivere i øverste stiverlag viste gjennomgående noe lavere krefter enn beregnet. Det ble foretatt bare noen få målinger på de flyttbare målerne. Disse viste betydelig lavere krefter enn beregnet.

Det mest spesielle ved denne byggegropen var betongplaten i bunnen som ble laget buet nedover. Beregninger og vurderinger tilsa at dette var en sikrere og mer hensiktsmessig avstivning under disse forhold enn en tradisjonell rett plale. Som stivere ble brukt såkalte casingrør av høyverdig stål. Stålet var under anleggsforhold dårlig sveisbart, noe som krevde spesielle løsninger ved forbindelsen til putene. Avstivningssystemet viste seg å fungere bra, og det oppsto ingen spesielle problemer ved utførelsen.

SUMMARY

This paper deals with the repair work on an earth tunnel at Eidsvoll where a 125 m long section of the upper part of the preliminary concrete shell collapsed in August 1996. It was impossible to rebuild the shell in the same way, the tunnel structure therefore had to be replaced by a concrete culvert constructed in an open cut. The ground conditions at the site are characterised by firm clay with irregular intrusions of silt and fine sand.

The excavation was made with slopes 1:2 (vertical : horizontal) and 1:1.5 down to about 14 m depth. From this level, slightly above top of the culvert structure, a 10 m deep braced cut between heavy sheet pile walls had to be made. In order to obtain a free space between the top bracing and the bottom of the excavation, a bottom plate, curved downvard, was concreted. In order to take care of the active earth pressure until the bottom plate had cured, a preliminary, moveable bracing was placed about 7 m from top of the sheet pile wall. Ground water wells were installed with spacing 10-15 m on each side of the excavation for lowering the ground water to a safe level.

The bracing system worked very well. Several of the struts were instrumented with stress sensors in order to control the loads in the struts. Despite the fact that there was some earth pressure increase due to frost behind the sheet pile wall, the measured strut loads were generally smaller than the design values.

INNLEDNING

Under høydedraget hvor Eidsvoll prestegård ligger er Gardermobanen lagt i tunnel. Under byggingen av tunnelen, som i helhet ligger i løsmasser, brøt det midlertidige skallet for øvre halvpart av tunnelen sammen over en lengde av ca 125 m i august 1996. Det ble raskt besluttet å reparere strekningen ved å lage en spuntet grop og støpe tunnelen som en kulvert. Arbeidet startet omgående, og ble fullført sommeren 1997.

Byggherre var Gardermobanen A/S, totalentreprenør var arbeidsfellesskapet AFS-HT Group med Norconsult as (daværende Berdal Strømme as) som bygningsteknisk og geoteknisk rådgiver. Siviling. Ottar Kummeneje A/S var engasjert for tredje parts verifisering av geotekniske beregninger og vurderinger.

BESKRIVELSE AV PROSJEKTET

Taket på tunnelen ligger i dette området 11 - 14 m under terrengoverflaten. Kulvertens totale byggehøyde er ca 10 m. Nødvendig gravedybde ble dermed opptil 24 m. Kuvertens totalbredde var vel 8 m, og fri bredde av spuntgropen ble valgt 9,0 m. Da det var ønskelig å benytte samme forskalingsvogn på reparasjonsstrekningen som i tunnelen forøvrig var det viktig å ha en fri høyde på minst 10 m uten avstivninger. Figur 1 viser et kartutsnitt over tunnelstrekningen og beliggenheten av gropen. Figur 2 viser et typisk tverrprofil av gropens midtparti.

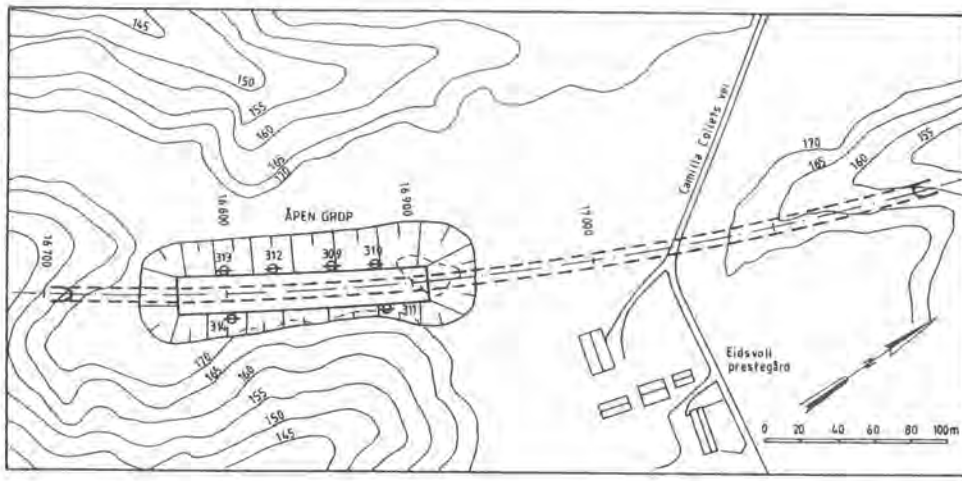


Fig. 1 Kart over tunnelstrekningen

Den første arbeidsoperasjonen etter sammenrasningen i august -96 besto i å sikre de uskadde partiene av tunnelen på begge sider av bruddstrekningen med tømmeravstivninger. Dernest kunne arbeidet med gravingen ta til. Geotekniske beregninger viste at man kunne anvende de største ordinære spuntprofilene dersom man først gravde av terrenget ned til topp kulvert i en total bredde på ca 21 m, d.v.s. i 6 m bredde til begge sider for spuntgropen. Denne åpne gropen ble på det dypeste ca 14 m, og med en størst bredde på toppen på omtrent 60 m ble totalt gravevolum vel 70 000 m^3. (Da mesteparten av gravemassen skulle tilbakeføres måtte den legges i depot i mellomtiden. Problemene i den forbindelse var betydelige, men skal ikke nærmere behandles her).

BESKRIVELSE AV GRUNNEN

Karakteristisk for området er et stort løsmasseplatå som er innskåret av dype raviner. Ravinene er mange steder opptil 20 m dype og står stedvis med svært steile skråninger.Tunnelen ender i to slike raviner. Det er også dype raviner på begge sider av tunneltraseen. (Den vestre ravinen ble forøvrig brukt som depot for gravemassene).

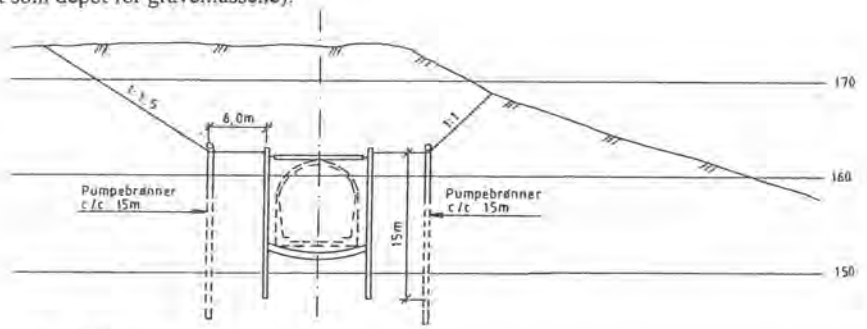


Fig. 2 Typisk tverrsnitt med byggegrop

Løsmassen består av middels fast til fast, siltig leire med hyppige innslag av silt og siltig finsand. Disse forekommer helt uregelmessig, oftest som mer eller mindre sammenhengende lommer og kanaler, mer sjelden som sammenhengende lag. Vanninnholdet er moderat, 25-30%, og sensitiviteten er meget liten. Figur 3 viser et typisk borprofil fra strekningen. Udrenert skjærstyrke målt ved enaksiale trykkforsøk og konus varierte betydelig. Gjennomgående viste disse verdier mellom 40 og 80 kPa. Ut fra aktive og passive triaksialforsøk kunne udrenert skjærstyrke uttrykkes slik:

$$s_a = 25 + 0{,}26 \times p'_v$$
$$s_p = 5 + 0{,}13 \times p'_v$$

Triaksialresultater viste friksjonsvinkler ved 1-2% bruddeformasjon på 28°- 31°. Ved etterberegning av de steile skråningenes stabilitet, og ved å forutsette at disse kan ha stått med sikkerhetsfaktor 1,0, fant vi at skjærstyrkeparametrene minst måtte være a = 10 kPa og φ= 28°. Poretrykksmålere på platået viste før anleggsstart et poretrykk i 10 m dybde svarende til en grunnvannsdybde på 8 m, og i 15 m en dybde svarende til 11 m, m.a.o. et noe avtagende poretrykk med dybden i forhold til hydrostatisk trykk.

BEREGNINGER OG DIMENSJONERING AV SPUNTGROPEN

Da byggegropen måtte bli stående åpen i mange måneder valgte vi å dimensjonere den på effektivspenningsbasis med styrkeparametre som angitt over. Beregningene ble primært utført for hånd etter klassisk mønster. I senere tid er det også foretatt beregninger med programmet SPUNT A2. Materialfaktoren for jord ble valgt 1,4 og for stål 1,25. I tillegg til spuntberegningene ble det kontrollert at totalstabiliteten av gropen med den høye skjæringen bakenfor var tilfredsstillende.

Det ble ikke regnet med teletrykk bak spuntveggen selv om arbeidene ville bli utført under vinterforhold. I stedet ble det etter avtale med entreprenøren avtalt at gropen skulle tildekkes i størst mulig grad og om nødvendig tilføres varm luft.

På grunn av de hyppig forekommende lag og lommer av silt og siltig finsand var det sterkt ønskelig å holde grunnvannsnivået langt nede i anleggsperioden. I beregningene ble det derfor forutsatt at grunnvannsnivået bak spunten ikke skulle være høyere enn 1,0 m over gravenivået. For å oppnå dette ble det montert pumpebrønner på begge sider av gropen. Disse sto med 10 m senteravstand på

vestsiden, og 15 m på østsiden. For å kontrollere poretrykket ble det montert i alt 6 poretrykkmålere ved gropen.

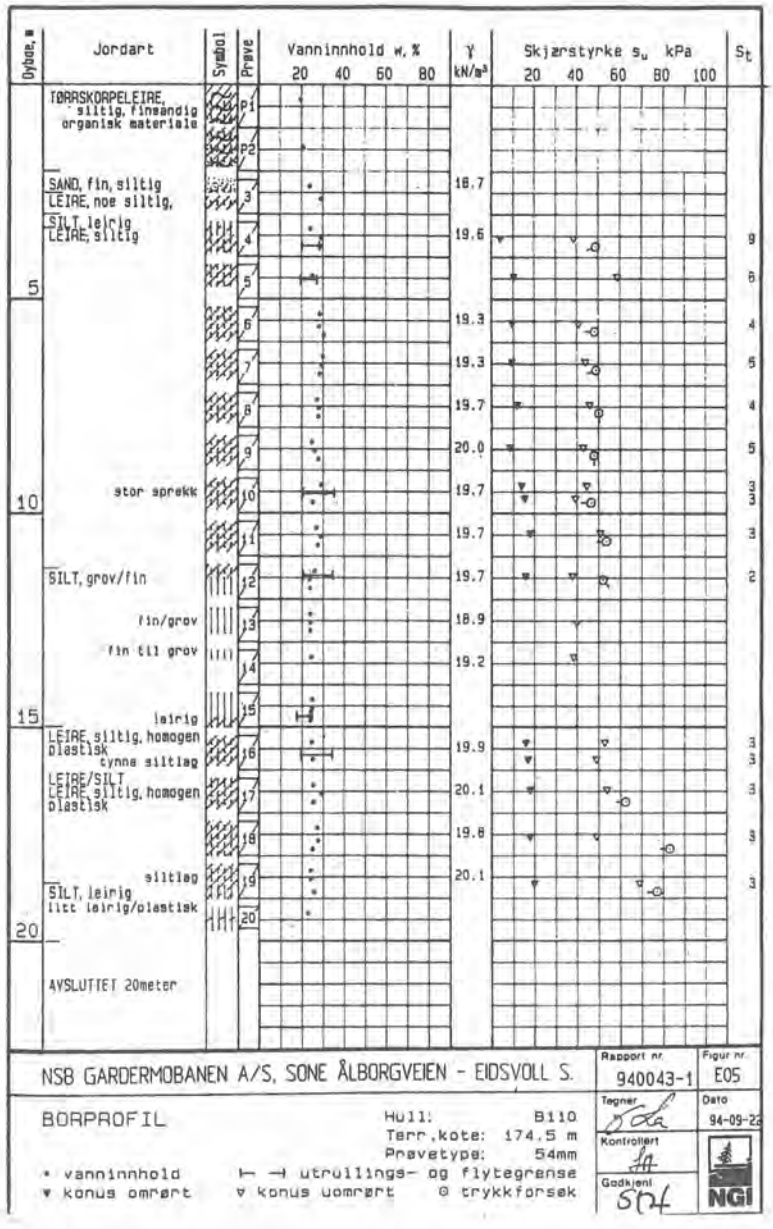


Fig. 3 Borprofil ved pel 16940

Beregningene ble utført for tre stadier av byggegropen.

Stadium I: Øvre stiver montert. Gravd for mellomstiveren i 7,0 m dybde.

Stadium II: Mellomstiveren montert, suksessiv graving og støping av en nedad buet betongplate i bunnen.

Stadium III: Betongplaten herdnet og den mellomstiveren fjernet.

Resultatet av beregningene er vist i tabell 1 nedenfor. De senere utførte beregninger med programet SPUNT A2 er vist i ( ).

Stadium	Kraft (kN/m) i			Moment i spunt (kNm/m)
	Øvre stiver	Mellomstiver	Bunnplaten	
I	236 (175)	-	-	
II	≡ 0 (134)	436 (314)	-	
III	206 (155)	-	780 (666)	321/-589 (499)

På grunn av lang leveringstid måtte spuntstålet bestilles på grunnlag av foreløpige overslagsberegninger. Det ble da valgt stålprofil Az 36 med kvalitet S355JO. Dette profilets momentkapasitet med materialfaktor 1,25 er 1008 kNm/m, altså betydelig mer enn beregnet maksimalmoment.

Som stivere ble valgt såkalte casingrør fra oljeindustrien med betegnelsen N 80 og som ble oppgitt å ha flytegrense 560 N/mm^2. I øvre stiverlag ble brukt dimensjonen 9 5/8" t = 13 m, og i mellomstiverlaget ble det brukt dimensjonen 13 3/8" t = 13 mm. Knekningskapasiteten til disse ble beregnet til henholdsvis 1626 kN og 3551 kN. Avstanden mellom stiverne ble valgt 4 m i begge lag. I forhold til beregnet kraft var det således rikelig kapasitet. Alle parter var imidlertid enige om at dimensjoneringen skulle være rikelig da det for all del ikke måtte skje flere uhell under tunnelbyggingen. Avstivningssystemet og dimensjonene er vist på figurene 4 og 5.

INSTRUMENTERING - MÅLINGER

Gropens størrelse, konstruksjon og konsekvensgrad tilsa behov for oppfølgende målinger av grunnvannsnivå og stiverkrefter. Det ble derfor installert i alt 6 elektriske poretrykkmålere. De ble plassert ved skjæringsfoten for ikke å være til hinder for anleggsarbeidene. Videre ble det montert kraftmålere av typen svingende streng på i alt 5 stivere, d.v.s. på stiverne nr 2, 4 og 6 i øvre stiverlag og på to stivere i mellomlaget. Som nærmere omtalt nedenfor så var stiverne i mellomlaget flyttbare slik at de to instrumenterte stiverne her fikk forskjellig plassering i graveperioden. Man søkte imidlertid å plassere disse to slik at en fikk måleresultater også fra mellomlaget så raskt som mulig.

Det ble montert to målere på hver av de valgte stiverne, og disse to ble plassert diamentralt motsatt av hverandre for å eliminere virkningen av eksentrisk spenning i stiverne. Dessverre ble målerne montert nær enden av stiverne, ikke i midtfeltet som forutsatt. Med henblikk på kontroll av knekningsfaren hadde det vært mer relevant med målinger på midtpartiene.

Målingene startet umiddelbart etter at stiverne var plassert. Da forholdene langs gropen med hensyn til ventede jordtrykk var relativt jevne, valgt vi å plassere alle de instrumenterte stiverne i startområdet som var ved gropens sydende. Dermed ville vi få raskt måleresultater som grunnlag for å vurdere behovet for eventuelle endringer i utførelsen.

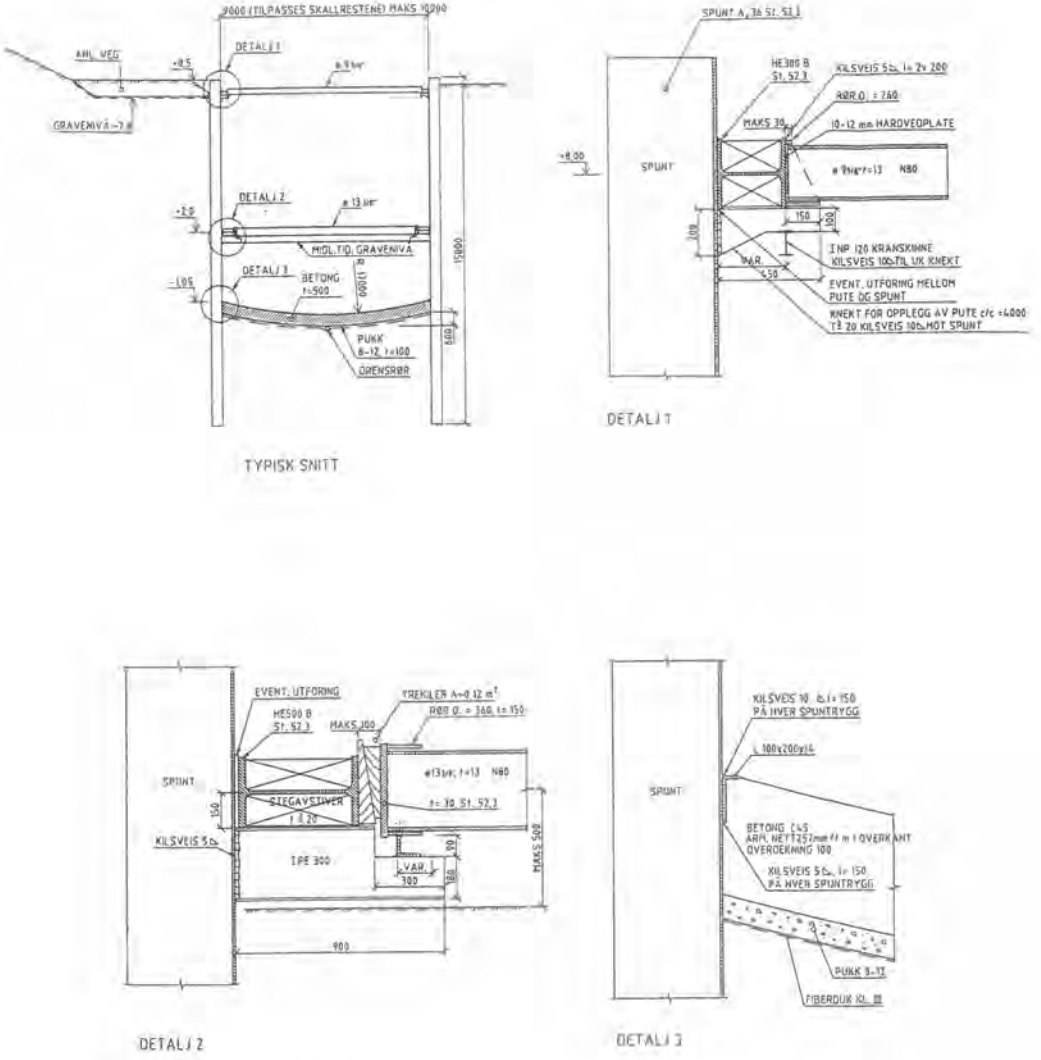


Fig. 4 Spuntgrop med detaljer

Figur 6 viser diagrammer for temperaturen på Gardermoen (som er nærmeste målestasjon) øverst, poretrykksutviklingen i måler-området i midten, og stiverkraften i de tre instrumenterte stiverne nr 2, 4 og 6 nederst. Den angitte kraft er midlere spenning multiplisert med stivernes tverrsnittsareal. For å få kraft pr lm stiverlag må de angitte kreftene divideres med innbyrdes avstand på 4 m mellom stiverne.

Diagrammene viser flere interessante trekk. For det første fikk man fort bekreftet behovet for å beskytte gropen mot frost. I begynnelsen av desember var det gravd til ca 1 m under øvre stiverlag og målingene startet 9. desember. I måleområdet ble det gravd til 0,5 m under mellomstivernivået i perioden frem til jul. I samme periode sank temperaturen, og kreftene i stiverne tiltok raskt, øyensynlig som følge av teletrykk. Gropen ble så tildekket og tilført varme. Målingene da arbeidene

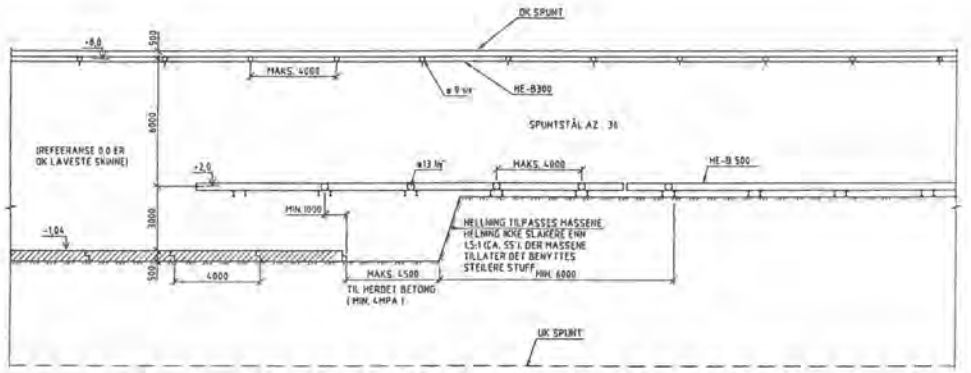


Fig. 5 Lengdesnitt

ble gjenopptatt i januar viste betydelig lavere spenninger. Fra ca 10. januar ble det en lang mildværsperiode som resulterte i at mesteparten av gropen lot seg grave ferdig uten tildekning.

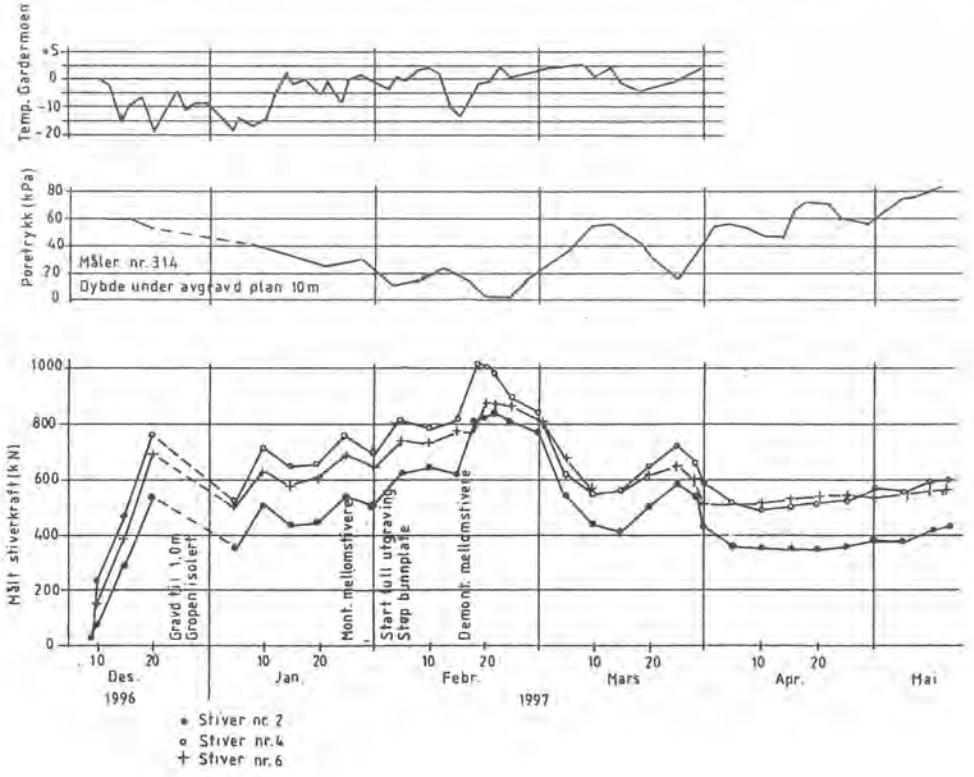


Fig.6 Temperatur, poretrykk og målte stiverkrefter

Uavhengig av montering og demontering av mellomstiverlaget samt støpingen av bunnplaten så økte stiverkreftene i øvre lag jevnt utover til midten av februar hvor man igjen fikk en kortere kaldværsperiode, hvilket ga en tydelig økning i stiverkreftene. I mildværsperioden som fulgte frem til midten av mars sank kreftene igjen for så å øke litt igjen som følge av den siste kuldeperioden den vinteren.

Det er også interessant å se at poretrykket har sunket i kuldeperiodene, men økt i mildværsperiodene uten at dette synes å ha påvirket jordtrykket. Poretrykkvariasjonene antas å skyldes at smeltevann har trengt ned ved siden av poretrykksrørene og derved gitt feilaktige måleresultater i disse periodene.

I tabell 2 har vi listet opp målte stiverkrefter mot beregnede i de tre stadiene. Tallene i ( ) er fra beregningene med SPUNT A2. Sammenlignet med klassiske håndberegninger viser målingene noe høyere verdier enn de beregnede i brukstilstanden, men lavere enn de beregnede i bruddtilstanden når vi negliserer de største verdiene som åpenbart skyldes tele bak spunten. Grunnen til at de tradisjonelle håndberegningene gir så liten kraft i øvre rekke for stadium 2 er antagelig at man med denne beregningsmodellen ikke får med virkningen av den suksessive kraft-og deformasjonsutviklingen. Ellers så er det en tendens til at de målte verdiene for stadium II og III i øvre stiverlag stort sett overstiger såvel bruddgrenseverdiene som bruksgrenseverdiene. Dette gjelder særlig beregningene med SPUNT A2. De høye målte verdiene skyldes nok delvis teletrykk som ikke var forutsatt i beregningene.

Tabell 2. Beregnede og målte stiverkrefter.

Stadium	Øvre stiverlag			Mellomstiverlaget		
	Bruddgr.	Bruksgrense	Målt	Bruddgr.	Bruksgrense	Målt
I	944 (700)	(496)	660	-	-	-
II	0 (536)	(448)	716	(1256)	(860)	452[x)]
III	824 (620)	(528)	904 maks 450 min	-	-	-

[x)] Største av noen få målinger

Grunnen til at mellomstiverne viste såvidt små krefter skyldes sannsynligvis tidseffekter. Den relativt stive leiren på stedet krever antagelig mer tid til å utvikle fullt aktivt trykk enn den tiden som gikk fra montering til demontering av stiverne. Tidsdiagrammet for øvre stiverrekke indikerer også en slik tidseffekt, se fig. 6.

KONSTRUKTIVE FORHOLD

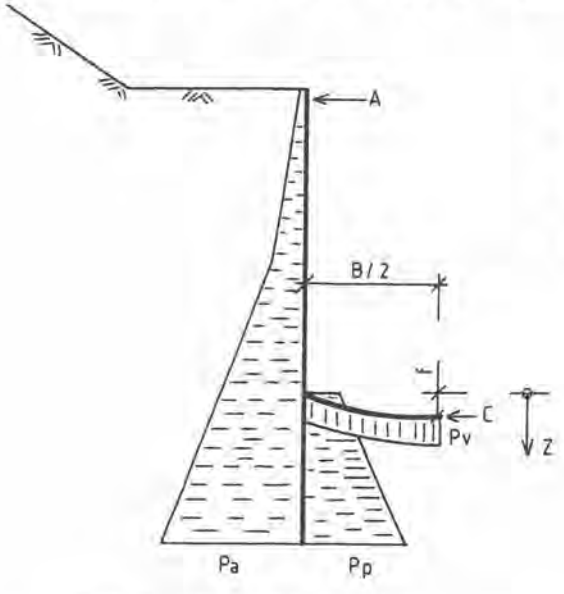
Bruk av rør som tverrstivere har klare fordeler i og med den store stivheten i alle retninger. Disse rørene fra oljevirksomheten hadde imidlertid en meget høy stålkvalitet som gjorde at de på en vanlig anleggsplass var vanskelige å sveise. Dette medførte behov for spesielle detaljer i kontaktpunktene med putene (fordelingsbjelkene). Figur 4 viser konstruksjonsdetaljer for begge stiverlagene. For i størst mulig grad å hindre stor eksentrisitet ved at man fikk lokal kontakt bare ett sted på rørets periferi, ble det lagt inn en hardvedplate mellom rørenden og fordelingsbjelken. For montering og sikring av rørets plassering ble det på bjelken sveiset en skrått skåret bit av et litt større rør. Hvert av rørene ble kappet i riktig lengde etter nøyaktige mål mellom bjelkene.

Det lå en betydelig besparelse i å lage stiverne i det midlertidige mellomlaget flyttbare. Dette krevde spesielle løsninger. Da avstanden mellom putene selvsagt ville variere en del, valgte man å lage

bjelkene litt kortere enn teoretisk for så å slå inn trekiler for å oppnå rimelig kontakt før kreftene kom på. På hver ende av røret ble det da tredd innpå en rørstuss påsveiset en tykk stålplate som anlegg for kilene. Konsollen som ble sveiset til spunten besto av to I-profiler forsynt med en tverrforbindelse av vinkeljern, og i dette var det skåret ut en "vugge" for anlegg av stiverrøret, se fig. 4. Det ble laget noen flere stivere enn strengt tatt nødvendig, bl.a. for å ha et større utvalg av lengder. Dersom tverrstiverne fikk krefter av beregnet størrelse ville de sitte ganske hardt fast når de skulle løsnes for å flyttes. Entreprenøren laget derfor en avspenningsbjelke påmontert to hydrauliske donkrefter, hver med 110 t kapasitet. Det viste seg imidlertid at kreftene i mellomstiverlaget ble vesentlig mindre enn beregnet, og det ble derfor sjelden bruk for avspenningsbjelken.

I det første utkastet til avstivning av gropen hadde vi foreslått suksessiv "kubbing" med stålbjelker på tvers under kulvertbunnen. Det mest betenkelige med den løsningen var risikoen for knekning oppover av bjelkene, spesielt da sikkerheten mot bunnoppressing var relativt liten. En slik knekning ville selvsagt i dette tilfelle være katastrofal.

En betongplate som var buet nedover var her åpenbart en langt bedre løsning. Dersom det var et reelt bunnoppressingsproblem ville det oppadrettede trykket lett tas opp ved økt trykk av platen mot spuntveggen, og dersom jordtrykket ble større enn ventet, ville platen trykkes ned mot leiren under og gi et øket mottrykk (passivt trykk) mot spunten under platen. Platen måtte selvsagt ha tilstrekkelig trykkstyrke og være sikret mot å kunne gli oppover spuntveggen. Dette systemet gjorde også at det ikke var kritisk om støttemomentet i spunten ved platen oversteg spuntens kapasitet. Spunten under betongplaten kunne jo ikke bli pressset inn likevel så sant denne platen hadde stor nok kapasitet.
Figur 7 viser i prinsipp hvordan den buede platen virket. Det passive trykket under platen får et betydelig bidrag fra støttekraften C, avhengig av pilhøyden f.



$$Pp = (Pv + Z \cdot \gamma') \, kp$$

$$C \cdot f = Pv \frac{B^2}{8}$$

$$Pv = \frac{8 \cdot f \cdot C}{B^2}$$

$$Pp = (\frac{8 \cdot f \cdot C}{B^2} + Z \cdot \gamma') \, kp$$

Fig. 7 Virkningsmåten til bunnplaten

Ved gjenfylling av gropen var det ventet en ikke ubetydelig elastisk setning som kunne medføre store lokale spenninger i den ferdige konstruksjon, og i verste fall skadelige sprekker. I håp om å finne ut på forhånd hvor store disse kunne tenkes å bli ble det forsøkt å måle den elastiske hevningen av

grunnen i bunnivået under utgravingen. Dette ble forsøkt målt ved nedsetting av forankringsplater i borede hull på tre steder. Måleopplegget ble dessverre stort sett mislyket da to av målerne ble ødelagt av maskiner med det samme. Med den ene måleren fikk vi noen relevante måledata under avgravingen ned til topp spunt. Målingene på dette stedet indikerte en E-modul på 120 Mpa. Denne verdien er betydelig høyere enn hva vi oftest har regnet med, men da vi her har å gjøre med en fast leire med hyppige inneslutninger av silt og finsand fant vi ikke at verdiene var usannsynlige.

Under utførelsen av den endelige konstruksjon satte man igjen et kort parti ved begge endene av kulverten for utstøping etter at gravemassene for en stor del var tilbakeført. På det stadium hvor dette ble gjort ble det på grunnlag av hevningsmålingene vurdert at setningen av kulvertdelen ville bli av 20-30 mm størrelse. Setningene ville selvsagt også strekke seg litt innover i den ferdige tunnelen ved hver av kulvertendene. Statiske beregninger tilsa at konstruksjonen ville tåle slike setninger uten å få sprekker av betydning. Erfaringene etter at gjenfyllingen var fullført og har ligget noen måneder har vist at det ikke er oppstått noen skadelige setninger.

UTFØRELSEN

Det beskrevne avstivningssysem viste seg å fungere meget tilfredsstillende. Ved dimensjoneringen hadde vi som ulykkesgrensetilfelle som vanlig forutsatt at en stiver kunne falle ut. Ikke desto mindre ble arbeidsmannskapene innprentet viktigheten av å arbeide forsiktig, spesielt med de store maskinene, for å unngå skader på stiversystemet.

Som vist på fig. 4, detalj 3, ble det langs bunnplatens overkant sveiset fast et vinkelprofil, som ved siden av å sikre platen mot å skli oppover, også tjente som anlegg for en mal som man gravde etter. Betongplaten ble støpt med hurtigherdende sement. Ut fra beregnet støttekraft i betongplaten måtte betongen ha oppnådd en styrke på 4 Mpa før mellomstiverne kunne demontetes. Samtidig ble det krevd at avstanden fra herdnet betong til gravestuffen ikke skulle overstige 4,5 m. Denne avstanden ble etterhvert økt til 6,5 m da det viste seg at kraften i mellomstiverne ble betydelig mindre enn beregnet.

De diamentralt motsatte målerne på stiverne viste tildels betydelig eksentrisitet i spenningene. Dette gjalt spesielt stiver nr 6 i øvre stiverlag. Her viste den ene måleren omtrent null spenning, tildels strekk, mens den andre viste tilsvarende høye trykkspenninger. Beregninger av knekningskapasiteten tilsa imidlertid at den likevel var betydelig over de målte trykkreftene.

Det var lite ønskelig å ha et høyt vanntrykk under platen. Selv om de tidligere omtalte drensbrønnene på begge sidene av byggegropen forutsetningsvis var effektive, så ble det i tillegg lagt inn drensør, som ble forlenget ved hver støpeseksjon, under platen, se typisk snitt fig. 4.

All graving av masse mellom spuntveggene ble foretatt ovenfra bort sett fra finplaneringen som ble utført vha. en minigraver nede i gropen. Da høyde fra anleggsvegen til bunn grop var vel 10 m, måtte det brukes en stor gravemaskin med spesielt lang arm. Nøyaktig graving av det buede bunnprofilet var selvsagt en utfordrende operasjon for mannskapene, noe de imidlertid behersket meget bra. Da gropen var ferdig fremsto den som en tørr, renslig arbeidsplass med et jevnt buet betonggulv, og de videre arbeidene med forskaling, armering og støping av den permanente konstruksjon gikk uten spesielle problemer. Fotografiene på fig. 8 viser gropen i stadium II og i tilærmet ferdig tilstand.

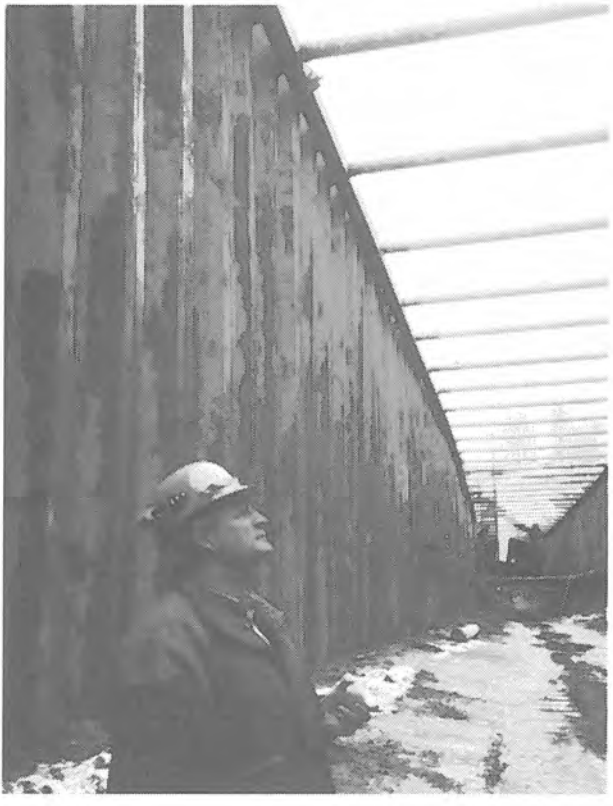


Fig. 8 Fotografier fra gropen. a) Mellomstiver montert b) Ferdig grop

FROSTMOTSTAND FOR JERNEBANEFYLLINGER FULLSKALAFORSØK FOR NSB GARDERMOBANEN A/S

Siv. ing. Lars Andresen
Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Foredraget beskriver og gir resultatene fra et fryseforsøk utført på en prøve-jernbanefylling ved Gardermobanens forsøksfelt på Leirsund. Prøvefyllingens ene halvdel er bygget tilsvarende som Gardermobanens normalprofil på stedet mens den andre delen er bygget opp med en kombinasjon av Leca lettklinker og sprengstein. Prøvefyllingen ble overbygd med et isolert forsøkshus hvor temperaturen ble senket ved hjelp av varmevekslere og kjøleaggregat.

Hovedformålet med fryseforsøket har vært å undersøke om Gardermobanen har tilstrekkelig frostmotstand til å tåle den dimensjonerende 100 års vinteren. Dette er undersøkt ved å utsette prøve-jernbanefyllingen for dimensjonerende frostmengde ved kunstig å senke temperaturen inne i forsøkshuset.

Tilstrekkelig frostmotstand betyr at frosten (0 °C isotermen) ikke skal trenge gjennom fyllingen og ned i insitu telefarlige masser gjennom den perioden hvor fyllingen belastes med en frostmengde F_{100} = 30 000 °C*timer. Temperaturen i og under fyllingen ble under forsøket overvåket og logget i 10 målestrenger med til sammen 88 temperaturmålere. På denne måten kunne man registrere hvor dypt frosten trengte ned i fyllingen som funksjon av den påførte frostmengden.

SINTEF Bygg og miljøteknikk har utført en etterregning av fryseforsøket for å bestemme insitu termiske parametre og for å sammenlikne numeriske simuleringer med måleresultatene.

En samlet vurdering av resultatene viser at begge fyllingstypene tåler den dimensjonerende frostmengden F_{100} = 30 000 °C*timer basert på registrert lufttemperatur inne i forsøkshuset. Fyllingen med Leca lettklinker i kombinasjon med sprengstein (tykkelse 1.62 m) tåler en høyere frostbelastning sammenliknet med fyllingen bestående av kun sprengstein (total tykkelse 2.32 m).

INNLEDNING

I januar vinteren 1996 opplevde Jernbaneverket driftsproblemer på grunn av telehiv for nybygde parseller på Øst- og Vestfoldbanen (Lillestøl, 1996). Disse problemene førte til en interesse for jernbanefyllingers frostmotstand og da særlig for fyllinger bygget opp av sprengstein som har vært det vanlige i de senere år.

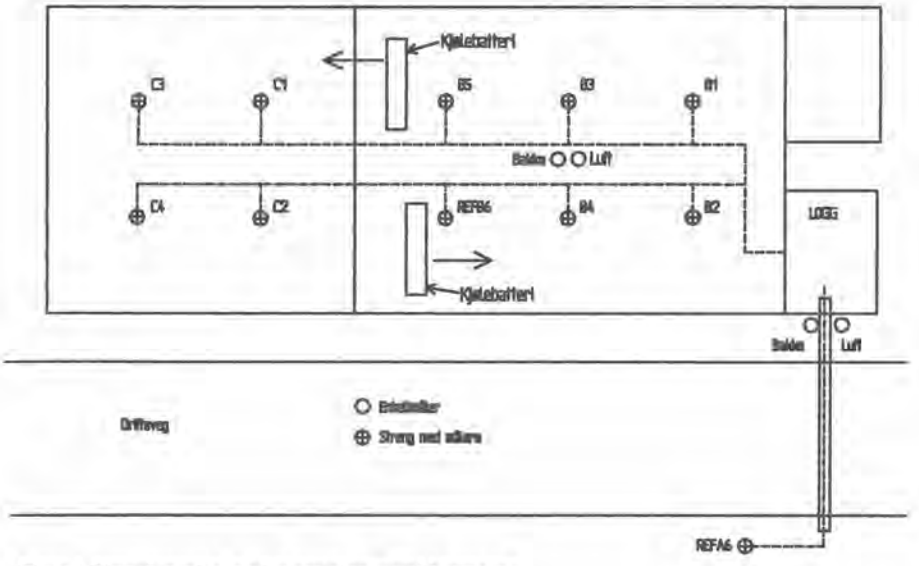
Store deler av traseen til Gardermobanen går gjennom områder med meget telefarlige marine leir og siltavsetninger. I disse områdene er jernbanefyllingens minimumstykkelse bestemt av kravet om tilstrekkelig frostmotstand. For denne høyhastighetsbanen ble den såkalte 100 års vinteren valgt som dimensjonerende frostbelastning. Det benyttes 100 år frostmengde basert på lufttemperatur for en representativ værstasjon. For området Lillestrøm-Leirsund er

F_{100} = 30 000 °C*timer. Statistisk betyr dette at det hvert år er 1 % sannsynlighet for at frostmengden basert på lufttemperatur skal være lik eller overskride verdien F_{100}.

På initiativ fra NSB Gardermobanen A/S og med delfinansiering fra as. Norsk Leca ble det besluttet å utføre et fullskalaforsøk med dimensjonerende frostpåkjenning på en prøvejernbanefylling. Fyllingen ble bygget i tilknytning til Gardermobanen ved Leirsund på meget telefarlig grunn. Prøvefyllingen ble bygget opp dels med bruk av kun sprengstein og dels med bruk av sprengstein i kombinasjon med Leca lettklinker. Temperaturmålere ble montert både inne i fyllingen og i insitu undergrunn. Fyllingen ble overbygd med et isolert "hus" utstyrt med 2 kjølebatterier. Våren 1998 utført NGI et fryseforsøk hvor temperaturen inne i "huset" ble senket og prøvefyllingen ble påført en frostmengde tilsvarende 30 000 °C*timer. Resultatene fra dette fryseforsøket er benyttet ved en numerisk etterregning utført av SINTEF – Bygg og miljøteknikk. Dette foredraget beskriver utførelsen av dette fullskalaforsøket, resultater i form av temperaturmålinger og frostnedtregning, samt resultater fra de numeriske etterregninger av forsøket.

BYGGING AV PRØVEFYLLING

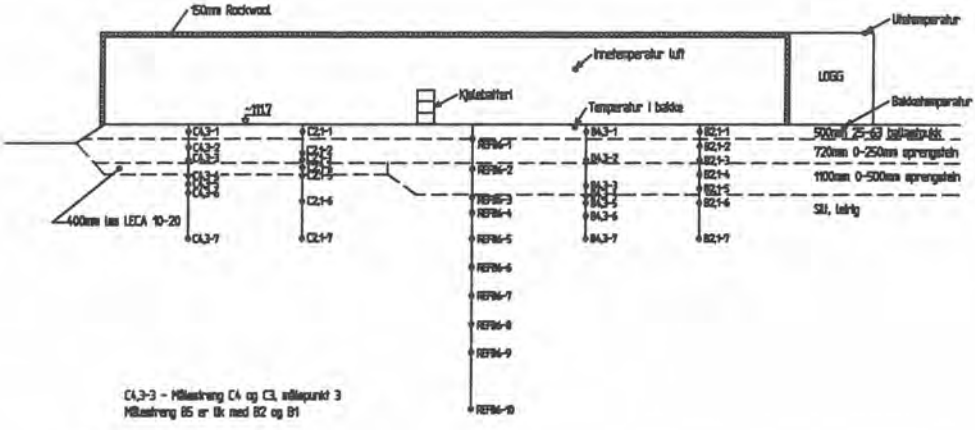
Prøvefyllingen ble bygget nært in til Gardermobanen noen kilometer nord for Åråsen stadion på Leirsund. En planskisse av prøvefyllingen 25*10 m^2 er vist på figur 1. Prøvefyllingen består av to felter B og C. Felt B er bygd opp på samme måte som et normalprofil for Gardermobanen med et 110 cm tykt nedre forsterkningslag av sprengstein i fraksjonen 0-500 mm, 72 cm tykt øvre forsterkningslag av sprengstein i fraksjonen 0-250 mm og med 50 cm ballastpukk i fraksjonen 25-63 mm på toppen. Dette gir en total fyllingstykkelse lik 2.32 m.



Figur 1 Situasjonsplan med plassering av målestrenger

Felt C er bygd opp på samme måte med unntak av at nedre forsterkningslag er bygd opp av 40 cm med løs Leca lettklinker i fraksjonen 10-20 mm. Dette gir en total fyllingstykkelse lik 1.62 m. Under prøvefyllingen består de stedlige massene av meget telefarlig materiale av

finsandig, leirig silt. Det vises til NGI (1998) for en mere detaljert beskrivelse av grunnforholdene ved forsøksfeltet. Både prøvefyllingen og jernbanefyllingen består av sprengstein fra Romeriksporten og ble levert fra mellomlageret på Berger grustak. For en beskrivelse av steinmaterialet vises det til NGI (1996).



Figur 2 Tverrprofil gjennom forsøksfelt

Figur 1 viser også plasseringen av strenger med temperaturmålere i felt B og C. Plasseringen av enkeltmålere i vertikalplanet vises i tverrprofil gjennom forsøksfeltet i figur 2. Målestrengene B1-B5 og C1-C4 er 4 m lange med 7 målepunkter i ulike dybder. Målestrengen REFB6 og REFA6 er 10 m lange og består av 10 målepunkter. Målerne for temperatur i og under prøvefyllingen er organisert i vertikale strenger som vist på figur 1 og 2. Rent praktisk er dette gjort ved at målerne er tapet fast til massive PVC stenger (bolt Ø 20 mm) som ble installert ved odex boring etter at fyllingen var bygget.

Figur 3 Foto fra forsøksfelt

Det er benyttet temperaturmålere av typen UNI-CURVE NTC Thermistor disse har en måle-usikkerhet på +/ 0.2 °C. Målerne er beregnet for temperaturområdet -20 til +50 oC. Figurene viser også plasseringen av kjølebatteriene og tilknyttet rom for loggeutstyr og PC. Lufttemperaturen inne i "huset" ble målt på samme måte som for meteorologiske værstasjoner i en høyde av 2 m over fyllingen og beskyttet for stråling. Et bilde av forsøkshuset er gitt i figur 3.

FRYSEFORSØK

Formålet med fryseforsøket var å utsette prøve-jernbanefyllingen for dimensjonerende frost-mengde. Forsøket ble utført i perioden februar til mai i år. Temperaturen inne i forsøkshuset ble senket ved hjelp av kjøleaggregat og kjølebatterier (varmevekslere). I hvert av kjølebatteriene var det 2 vifter som til sammen ga 2.71 m^3/s, viftene blåste hver sin vei som vist på figur 1. Kjølebatteriene ble forbundet med et kjøleaggregat i en lukket krets der det

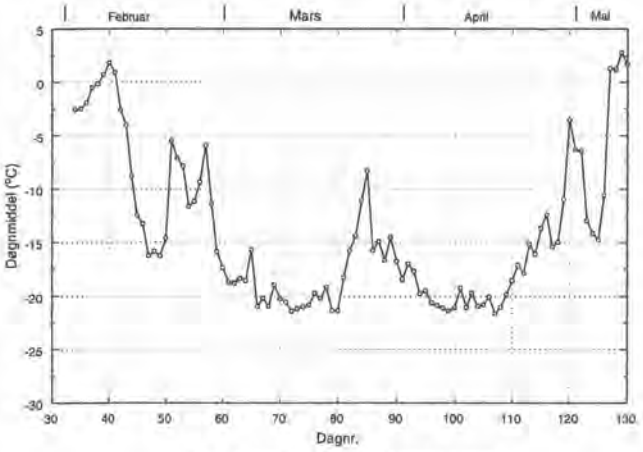


Fig. 4 Lufttemperatur i forsøksteltet

sirkulerte saltlake. Kjølesystemet ble levert av GEOFROST.

De 88 temperaturmålerne ble terminert i koplingsskap inne i måleboden. Innsamling av måleverdier skjedde fra en datalogger. Innlesingen skjedde sekvensielt hver hele time via 4 multipleksere hver på 32 kanaler som ble tidsstyrt. De leste måleverdiene i Ohm konverteres til °C i henhold til en algoritme som inneholder kalibreringskurven for termistorene. Hvert datasett ble lagret med dato og tidsinformasjon i loggerens minne. Kommunikasjon med loggeren kunne skje enten lokalt med en PC som er tilkoblet, eller med oppringt samband over modem og GSM modul.

UTVALGTE RESULTATER FRA FRYSEFORSØK

Resultatene fra dette forsøket er ikke ferdig behandlet og alle konklusjoner er derfor ikke trukket. Deler av resultatene presenteres her.

Forsøket startet 3 februar i år (dagnr. 34) og ble avsluttet 10 mai (dagnr. 130). Kjøleaggregatet ble satt i drift 9 februar (dagnr. 40) og den dimensjonerende frostmengden tilsvarende 100 års vinteren F_{100} = 30 000 °C*timer ble oppnådd 26 april (dagnr. 116).

Figur 4 viser hvordan lufttemperaturen inne i forsøkshuset har variert gjennom forsøksperioden, mens figur 5 viser utviklingen gjennom forsøksperioden av akkumulert frostmengde

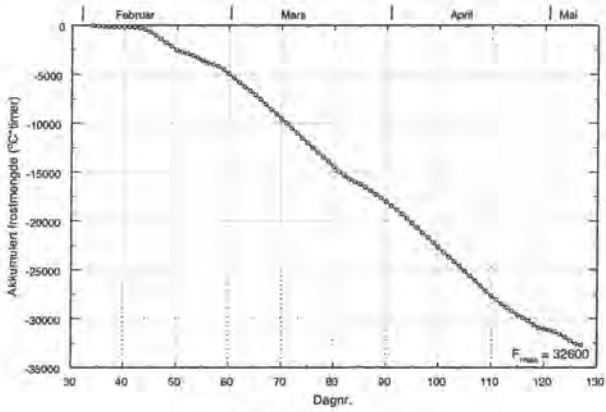


Fig. 5 Akkumulert frostmengde

fram mot en frostmengde lik 32 696 °C*timer ved avslutningen av forsøket.

Figur 6 viser temperaturfordeling med dybden for alle målere ved akkumulert frostmengde lik 32 600 °C*timer. Måleresultatene fra felt B (kun sprengstein) er vist med en lineær-interpolasjon mellom enkeltmålere. På grunn av en større temperaturgradient gjennom Leca-fyllingen (felt C) er det mere usikkert å interpolere. Spesielt gjelder det overgangen mellom Leca fylling og insitu grunn. De numeriske etterregningene ble utført for å fjerne noe av denne usikkerheten. Resultatene for figur 6 viser at felt B opplever gjennomfrysning for alle målere for denne frostmengden. For felt C, kan det se ut som om gjennomfrysning oppleves for målestreng C1.

Resultatene er noe påvirket av målestrengens plassering i forhold til kjøleviftene. Luftstrømmen er sterkest (har størst hastighet) like fremfor viftene i blåseretningen. Dette kan føre til et noe større varmetap som følge av konveksjon for den øvre delen av fyllingen (spesielt i ballastpukken) i dette området. For målestreng C1 viser alle målerne litt lavere temperatur sett i forhold til resten av C-målerene. Dette kan skyldes at måleren står nært opp mot luftstrømmen fra ett av kjølebatteriene. Av målestrengene i felt B viser REFB6 høyest temperatur selv om den er plassert nærmest et av kjølebatteriene. Dette forklares med at denne målestrengen står så nærme kjølebatteriet (som er plassert ca. 0.5 m over fyllingen) at den

kommer under luftstrømmen. Målestreng B4 viser avvikende lavere temperatur i toppen sammenliknet med de andre B målerne.

Telehiv er registrert ved å sammenlikne to presisjonsnivellement (målenøyaktighet +/- 1 mm) av toppen av målestrengene inne i forsøkshuset. Resultatene viser at den delen av fyllingen som består av kun sprengstein har hevet seg mellom 5 og 9 mm i perioden mellom påførte 21 000 °C*timer (6 april) og 32 000 °C*timer (8 mai). I samme periode har kun en av målestrengene i Lecafyllingen (C1) hevet seg utover måleusikkerheten.

Figur 7 viser temperaturutviklingen i traubunn som funksjon av frostmengde for målestreng B4. Dette plottet fremkommer ved en lineærinterpolasjon mellom de to nærmeste målepunktene over og under traubunn. Ved denne metoden, og for denne målestrengen, viser resultatene at gjennomfrysning av sprengsteinsfyllingen ved målestreng B4 skjedde for en frostmengde lik ca 23 700 (°C*timer).

Ved oppgraving av prøvefyllingen ble vanninnholdet for sprengsteinen og Leca lettklinkeren bestemt. Vanninnholdet for sprengstein ble målt til ca. 5.5 vekt % for materialet < 20 mm. Ved korrigering iht. kornfordelingskurve gir dette ca. 1.2 vekt % vanninnhold for sprengstein i fraksjonen 0-250 mm. Vanninnholdet for Leca lettklinker i fraksjonen 10-20 mm ble målt til å være 24 vekt %.

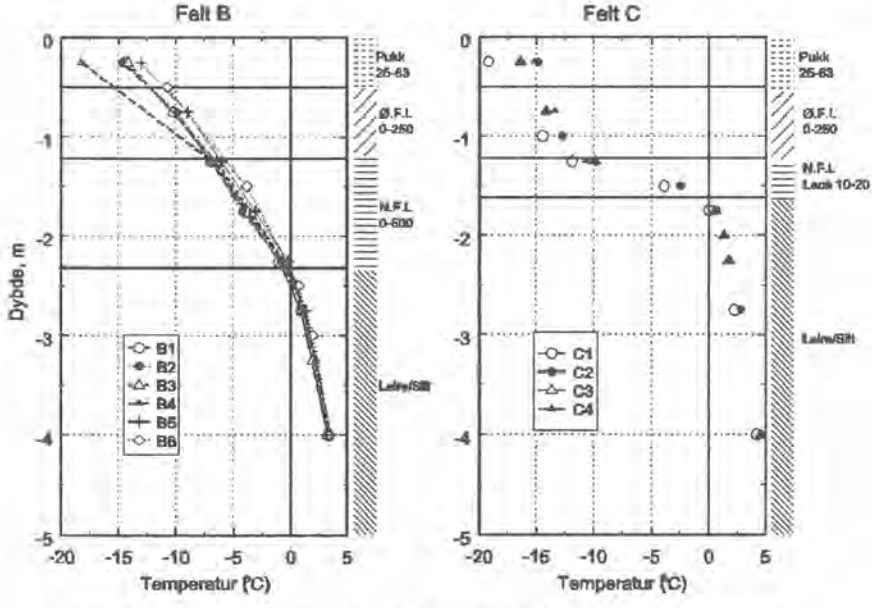


Fig. 6 Temperaturfordeling ved F = 32600 °C*timer for alle målere. Sammenstilling mellom felt B og felt C.

NUMERISK ETTERREGNING

På oppdrag fra NGI har SINTEF Bygg og miljøteknikk etterregnet frostforsøket som ble utført på prøvefyllingen ved Leirsund. Hensikten med disse etterregningene var å bestemme mere nøyaktig for hvilken frostmengde gjennomfrysningen av Leca konstruksjonen ville skje. Videre var det et mål å bestemme insitu varmeledningsevne for sprengstein og Leca i fyllingen. På denne måten kan man sammenlikne insitu verdier av varmeledningsevne med laboratoriemålte verdier.

Ved etterregningen er det benyttet en endimensjonal endelig elementmodel av prøvefyllingen og undergrunnen. Etterregningen baserer seg på temperaturmålinger fra fryseforsøket og vanninnhold for prøver tatt ved oppgraving av fyllingen.

Dette arbeidet er utført høsten 1998 og det er kun mulig å presentere noen enkeltresultater i dette foredraget.

RESULTATER FRA NUMERISKE ETTERREGNINGER

Ved gjennomgang av måleresultatene fra fryseforsøket ble det funnet at målt frostmengde og temperatur i de øverste temperaturmålerene i ballastpukken varierte mye over prøvefyllingen. Dette betyr at det var store lokale temperaturforskjeller inne i forsøkshuset og i enkelte områder har det vært kaldere enn hva som ble registret med lufttemperaturmåleren mens i andre deler har det vært mildere. Dette kan man se fra tabell 1. Spesielt har det ved målestreng C1 og B4 lokalt vært en betydelig høyere frostmengdebelastning. Det kan derfor stilles spørs-

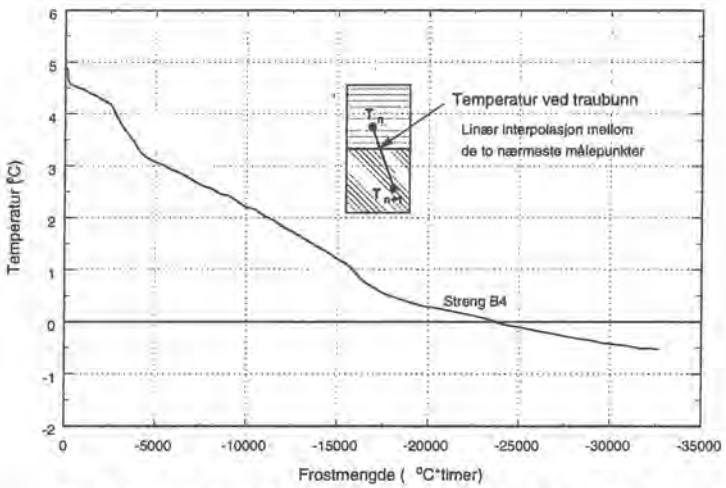


Fig. 7 Temperaturutvikling ved traubunn som funksjon av frostmengde

målstegn ved å sammenlikne gjennomfrysning og frostmotstand med frostmengde registret for en enkelt lufttemperaturmåler.

Tabell 1 **Akkumulert frostmengde i øverste temperaturmåler i 5 målestrenger.**

Dag nr.	*Akkumulert målt frostmengde (timer °C)*						
	C11 -0.25 m	C21 -0.25 m	B31 -0.25	B41 -0.25 m	B61 *-0.50 m*	På bakken	I luft
116	-34 509	-21 685	-25 437	-33 031	*-17 538*	-34 534	-30 052
126	-38 500	-24 788	-28.637	-36 791	*-19 889*	-38 155	-32 696
130	-39 153	-25 442	-29 173	-37 359	*-20 603*	-38 364	-32 696

Insitu varmeledningsevne

Etterregningen viser at varmeledningsevnen for sprengstein varierer mellom 0.6 og 1.1 W/mK. Det er noe overraskende at varmeledningsevnen insitu for sprengstein er så inhomogen for samme fylling. Årsaken til dette er trolig variasjoner i vanninnhold, porøsitet og steinstørrelse innenfor den samme fyllingen. Likevel er de etterregnede verdier for varmeledningsevne godt i samsvar med resultater som tidligere er målt av NGI i laboratorieforsøk (Andresen, 1997).

Varmeledningsevnen for Leca 10-20 med 24 vekt % vanninnhold ble etterregnet til insitu å være mellom 0.16 og 0,21 W/mK avhengig av temperaturen. Tabell 2 viser hvilke varmeledningsevne som ga best samsvar mellom målte og beregnede temperaturprofiler for de ulike målestrengene som ble analysert.

Tabell 2 **Varmeledningsevne for analysene som gav best samsvar mellom målt og beregnet temperaturprofil.**

	Anal yse	Varmeledningsevne , W/mK.								
		Pukk	Sprengstein. 0 - 250 mm	0-500 mm	Silt, frosset	Silt Ufrosset	Leca -20°C	-0°C	+0°C+	20°C
C1	C117	0.6	0.60		2.40	1.4	0.18	0.19	0.16	0.21
C2	C214	1.0	0.90		2.40	1.4	0.18	0.19	0.16	0.21
B3	B317	0.6	0.60	1.10	2.40	1.4				
B4	B417	0.6	0.60	1.10	2.40	1.4				
B6	B617	0.6	0.60	1.10	2.40	1.4				

Frostmotstand

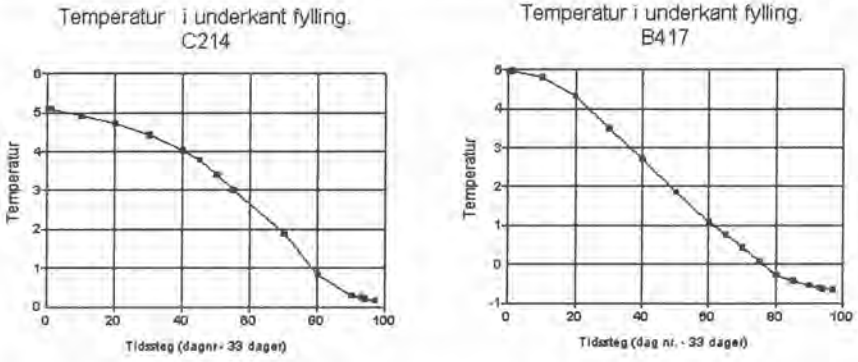
Etterregningene viser i likhet med resultatene fra temperaturmålingene at fyllingen fryser gjennom i alle prøvestrenger der fyllingen er bygget uten Leca, det vil si i hele felt B. For felt C, det vil si der fyllingen er bygget med Leca i kombinasjon med sprengstein, viser kun målestreng C1 gjennomfrysning ved slutten av forsøket. Disse resultatene er også i samsvar med registreringen av telehiv ved presisjonsnivellement.

Det må presiseres at forsøket ble avsluttet ved en akkumulert frostmengde målt i luft lik 32 600 °C*timer. Det viser seg at gjennomfrysningen av felt B (kun sprengstein) skjer helt mot slutten av forsøksperioden. Tabell 2 viser for hvilke frostmengder målt i luft de ulike målerene er etterregnet til å fryse i gjennom.

Tabell 2 Akkumulert frostmengde ved gjennomfrysning. Resultater fra etterregning.

Måler	Dagnr.	Frostmengde fra lufttemperaturmåler (°C*timer)
C1	119	30 500
C2	130	32 700
B3	124	32 000
B4	109	27 500
B6	130	32 600

Resultatene fra etterregningen viser at det er kun ved målestreng B4 at frosten trenger gjen-



Figur 8 Temperaturutvikling i traubunn som funksjon av frostmengde målt i luft for målestreng C2 og B4

nom fyllingen for en frostmengde lavere enn den dimensjonerende verdi (30 000 °C*timer). Dette resultatet stemmer bra med de direkte målingene. Figur 8 viser etterregnet temperaturutviklingen i overgangen mellom fylling og insitu grunn som funksjon av tid (dagnr. kan sammenliknes med frostmengde fra figur 5). Figuren viser at temperaturen i underkant av fyllingen ved temperaturstreng C2 akkurat har nådd 0 °C ved avslutning av forsøket (dagnr. 130 tilsvarer frostmengde målt i luft lik 32 600 °C*timer). Temperaturen i underkant av fyllingen ved temperaturstreng B4 passerer 0 °C og blir negativ ved dagnr. 109 som tilsvarer frostmengde 27 500 °C*timer

KONKLUSJONER

På oppdrag fra NSB Gardermobanen AS har Norges Geotekniske Institutt i perioden 1996-1998 utført et prosjekt for å undersøke frostmotstanden til Gardermobanens jernbanefylling. Store deler av traseen til Gardermobanen går gjennom områder med meget telefarlige marine leir og siltavsetninger. I disse områdene er jernbanefyllingens minimumstykkelse bestemt av kravet om tilstrekkelig frostmotstand. For denne høyhastighetsbanen ble den såkalte 100 års vinteren valgt som dimensjonerende frostbelastning. Det benyttes 100 år frostmengde basert på lufttemperatur for en representativ værstasjon. For området Lillestrøm-Leirsund er F_{100} = 30 000 °C*timer. Statistisk betyr dette at det hvert år er 1 % sannsynlighet for at frostmengden basert på lufttemperatur skal være lik eller overskride verdien F_{100}.

I løpet av fryseforsøket ble fyllingen utsatt for en frostmengde F = 32 696 °C*timer målt som akkumulert verdi for en lufttemperaturmåler montert i 2 m høyde over fyllingen inne i forsøkshuset. Resultatene viste at temperatur og målt frostmengde har variert over prøvefyllingen slik at det i enkelte områder lokalt har vært en frostmengdebelastning på over 40

000 °C*timer. Generelt har det vært kaldere på fyllingsoverflaten sammenliknet med i luften 2 m over fyllingen.

- En samlet vurdering av resultatene viser at begge fyllingstypene tåler den dimensjonerende frostmengden F_{100} = 30 000 °C*timer basert på lufttemperatur.

- Fyllingen bestående av kun sprengstein og med en total fyllingstykkelse lik 2.32 m opplever gjennomfrysning nær dimensjonerende frostmengde og utsettes også for telehiv i perioden mellom påførte ca. 30 000 og 32 696 °C*timer.

- Ved en målestreng i sprengsteinsfyllingen, B4, trenger frosten gjennom fyllingen for en påført frostmengde (basert på lufttemperaturmåling) lik ca. 23 700 °C*timer. I dette punktet (rett i forkant av en av viftene) kan man altså si at fyllingen tåler mindre enn dimensjonerende frostmengde. Årsaken til dette er at lokal frostbelastning i området over punkt B4 har vært betydelig høyere med en totalt akkumulert frostmengde registrert 0.25 m ned i fyllingen lik 37 359 °C*timer.

- Fyllingen bestående av Leca lettklinker i kombinasjon med sprengstein med en total fyllingstykkelse lik 1.62 m tåler en større frostmengde. Største del av fyllingen opplever hverken gjennomfrysning eller telehiv ved påført frostmengde lik 32 696 °C*timer.

- Ved målestreng, C1, i fyllingen bestående av kombinasjon mellom Leca lettklinker og sprengstein, oppleves gjennomfrysning for en påført frostmengde (basert på lufttemperaturmåling) lik ca. 30 500 °C*timer. Frostbelastningen ved dette punktet (rett i forkant av en av viftene) er registrert 0.25 m nede i fyllingen til å være 39 153 °C*timer ved avslutningen av forsøket.

- Resultatene viser at temperaturbelastningen over fyllingen har variert betydelig. Spesielt har det i områdene rett i forkant av kjøleviftene lokalt vært kjøligere sammenliknet med gjennomsnittet. I disse områdene har en stor del av varmetapet i ballastpukken antagelig også vært drevet av tvungen konveksjon fra luftgjennomstrømning fra kjøleviftene. Ballastpukkens åpne struktur og høye luftpermeabilitet hindrer ikke en slik tvungen konveksjon.

- Resultater fra vanninnholdsmålinger foretatt ved oppgraving ca. 2 år etter bygging viser at sprengstein i fraksjonen 0-250 mm har et vanninnhold på ca. 1.2 vekt %, mens Leca lettklinker i fraksjonen 10-20 mm har et vanninnhold på ca. 24 vekt %.

- Resultatene fra numeriske etterregningene viser at insitu varmeledningsevne for den benyttede sprengsteinen varierer mellom 0.6 W/mK og 1.1 W/mK. Variasjoner over fyllingen kan skyldes forskjeller i porøsitet, vanninnhold og steinstørrelser.

- Etterregninger viser at insitu varmeledningsevne for Leca lettklinker varierer mellom 0.16 og 0.21 W/mK avhengig av temperaturen.

REFERANSER

Andresen, L (1997)
Frostsikring med sprengstein-Løsninger erfaring fra praksis
NIF kurs, Frost i jord-sikring mot teleskader, Gol sept. 1997

Lillestøl (1996)
Frost og tele – utfordringer for infrastrukturen etter den kaldeste vinteren på 30 år
Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 1996

NGI (1996)
Måling av varmeledningsevne i sprengstein
Ufrosset varmeledningstall for stein i fraksjonen 0-100 mm og 0-250 mm
NGI rapport 960054-1, 6 august 1996

NGI (1998)
Frostforsøksstasjon Leirsund
Grunnforhold ved forsøksfeltet
NGI rapport 960111-2, 5 mars 1998

FYLLINGER PÅ BLØT SJØBUNN. ERFARINGER FRA PROSJEKTERING OG UTFØRELSE

Dr.ing. Harald Brennodden
GeoPartner as

SAMMENDRAG

Tre stordiameter (36") rørledninger med våtgass fra Troll til Kollsnes og tre stordiameter (40") rørledninger fra Kollsnes til kontinentet, for eksport av tørrgass, er lagt i felles tracé de siste 3.5 km inn mot den undersjøiske tunnelen som leder opp mot prosessanlegget. Sjøbunnen i området er svært ujevn med fjellknauser og dype daler med bløt leire. De stive rørledningene må understøttes i flere frie spenn. Etter en gjennomgang av alternative metoder for å redusere de frie spennene (grøfting, mekanisk oppstøtting, bruer osv.) ble steinfyllinger vurdert som den beste løsningen både teknisk og økonomisk.

Den geotekniske utfordringen var knyttet til bygging av fyllinger med høyde opp mot 10 m på bløt leire med skjærstyrke ned mot 2 kPa dels også på skrånende sjøbunn. Mange av fyllingene skulle bære flere av rørledningene. Omfattende analyser av stabilitet, setninger og jorskjelvkrefter førte til et design som ble overført til 3D CAD modeller. Med basis i CAD modellene ble det produsert konstruksjonstegninger for bygging med stor nøyaktighet. Fyllingene ble bygd ved hjelp av bulkfartøy med "fallpipe"-system.

I alt 10 enkle fyllinger med èn enkelt rørledning og 22 kombinerte fyllinger med flere rørledninger ble bygd, de fleste med ekstra støttefylling. Det totale steinvolum ble til slutt ca 290 000 m^3.

Artikkelen beskriver prosjekteringsgrunnlaget og trekk fra byggefasen.

1 INNLEDNING

Artikkelen tar utgangspunkt i deler av det geotekniske arbeidet som ble utført i forbindelse med ilandføring og eksport av gass fra Troll, nærmere bestemt landfallet utenfor tunnelen ved Kollsnes. Figur 1 viser en oversikt over det aktuelle rørledningssystemet som består av tre 36" rørledninger som frakter våtgass fra plattformen inn til prosessering på Kollsnes og tre 40"

rørledninger som bringer den ferdig behandlede gassen (tørrgass) til kontinentet. Fire av ledningene er installert, to importledninger og to eksportledninger (Zeepipe 2A og Zeepipe 2B). Det siste røret (Zeepipe 2B) ble lagt i 1996, mens de to siste rørene er reservert for framtidige behov.

Den spesielle geotekniske utfordringen var knyttet til preparering av en felles rørtracè for alle seks rørledningene over den svært ujevne sjøbunnen med bart fjell på mange av høydedragene og bløt leire i de laveste partiene. Forholdene var så vanskelig de siste 2 kilometrene mot land at den eneste gjennomførbare løsning var å legge ledningene i en undersjøisk tunnel med utslag på 150 meters vanndyp. Likevel gjensto ca 3.5 km med vanskelige sjøbunnsforhold for legging av de store rørledningene. Rørledningene var for stive til å kunne følge sjøbunnen uten å danne lange frie spenn.

Forskjellige tiltak for å rette ut tracèen ble vurdert, blant annet grøfting på de få høydedragene med løsmasse, sprengning av fjellknausene og mekanisk understøtting i de frie spennene. Ingen av metodene var gjennomførbare eller økonomisk forsvarlige, slik at prosjektet endte opp med en løsning med store steinfyllinger som alle måtte fundamenteres på bløt leire.

2 PROSJEKTERINGSGRUNNLAGET

2.1 Bunnforhold

Geofysiske og geotekniske data om bunnforholdene ble samlet inn i langt større omfang enn det som tradisjonelt blir gjort for en rørledningstracè, på grunn av stor uregelmessighet i både topografi og lagdeling. I tillegg var kartleggingen av sjøbunnen en stor utfordring på grunn av de bratte skrentene og skarpe knausene.

Det første kartgrunnlaget, for gjennomførbarhetsstudiet i tidlig prosjektfase, var basert på multistråleekkolodd (MSE) fra overflatefartøy. Det viste seg senere i prosjektet å gi altfor unøyaktig beskrivelse av den ujevne sjøbunnen. Konklusjonen fra tidligfasen om at steinfyllinger som understøttelse for rør i fire spenn var både teknisk og økonomisk gjennomførbart, ble satt på prøve. For dårlig punkttetthet og for stor midling av dybdedata førte til at de skarpe knausene ble for lave, mens forsenkningene ble for grunne. Konsekvensen var at fyllinghøydene ble kraftig undervurdert, samtidig som at mange av fyllingene måtte legges på skrånende sjøbunn i stedet for på nærmest flat sjøbunn.

Det endelige kartgrunnlaget ble basert på MSE fra ROV (fjernstyrt undervannsfarkost) festet på fallpipe til dumpefartøyet. Målehøyden over sjøbunnen varierte typisk mellom 20 og 30 meter. Målenøyaktigheten horisontalt ble bedre enn 1% av vanndybden og vertikalt innenfor +/- 0.2 meter. Det nye kartet beskrev bedre fjellskrentene, fjellknausene og de trange dalsøkkene. Figur 2 viser topografien med 1 meters koter, mens kartgrunnlaget for de

geotekniske analysene ble presentert med 25 cm koter for mindre utsnitt av traceen, for analyse av de enkelte fyllingene.

Det nye kartgrunnlaget førte til at høydene på steinfyllingene økte med opptil 70 %, og mange flere fyllinger enn før måtte sikres med ekstra støttefylling med tilhørende økning i steinvolumet, men likevel uten at konseptet med steinfyllinger måtte forkastes.

De geofysiske målingene besto av kontinuerlig lettseismikk fra ROV langs traceen, se figur 3, og av refraksjonsseismikk på linjer både langsetter og på tvers av traceen. Refraksjonsseismikk for å bestemme dybde til fjell ble utført som en del av arbeidet med å bestemme tunnelutslaget.

De geotekniske feltundersøkelsene bestod av trykksonderinger og prøvetaking (lett overflateutstyr). Resultatene fra trykksonderingene ble brukt til å kalibrere lettseismikken idet begge penetrerte gjennom det bløte topplaget, men stoppet opp mot det underliggende faste sedimentet eller mot grunt fjell. Refraksjonsseismikken derimot ga god indikasjon på dybden til fjell. Prøvetaking ble utført hovedsaklig med gravitasjonsprøvetaker supplert med stempelprøvetaker i noen få hull ved sjaktområdet. Prøvetakingen og trykksonderingene kunne enkelte steder påvise tynne topplag av løs ensgradert finsand, noe som ikke kom fram på lettseismikken.

Det typiske løsmasseprofilet over fjell var bløt leire av varierende tykkelse over fastere material, antatt å være moreneliknende material. Mest løsmasse ble påvist i de dype dalsøkkene hvor den bløte leira kunne gå ned mot 25 meters dyp. Den underliggende morene gikk til stort dyp. Løsmasselaget avtok i mektighet opp mot knausene, som vist i lengdeprofilet i figur 3.

Nå viste det seg at lagdelingen kunne variere ganske mye også på tvers av traceen. Figur 4 viser et eksempel for en fylling som dekker hele tracèbredden på 60 m og har en utstrekning på 60 m også på langs av traceen.

Laboratorieundersøkelsene omfattet generell klassifisering, ødometer- og triaksialforsøk. Resultatene ble supplert med data fra Oseberg Transport (OTS) og fra plattformområdet for Troll gass.

2.2 Jordparametre

Topplaget av løs sand med opp til 1 m tykkelse, som delvis dekket det grunneste området ved tunnelutslaget, ble neglisjert i fyllingsanalysene på grunn av stor usikkerhet med hensyn på utbredelse. Bløt leire helt opp til overflaten ble vurdert å være en konservativ antakelse for fundamentering av fyllingene.

Leira ble klassifisert til å være en typisk bløt marin leire, nærmest normalkonsolidert, og med liten variasjon i egenskapene over hele det 3.5 km lange landfallsområdet. Den var også sammenlignbar med leira lenger ute på 300 m vanndyp, både fra kryssingen med OTS-ledningen og fra plattformområdet.

Landfallsområdet ble delt inn i 10 underområder med sine spesifikke jordparametre basert på stedsspesifikke data fra grunnundersøkelsen. Øvre og nedre grense for deformasjons- og styrkeparametrene for leira er angitt i tabell 1. Den udrenerte skjærstyrken i toppen varierte mellom 2 og 5.5 kPa. Motivet for å nyansere så fint på jorddata var for det første at det var datagrunnlag for det samtidig som det viste seg å gi store utslag på omfanget av støttefyllingene.

For stabilitetsanalysene begrenset databehovet seg til leire. Den faste underliggende morenen var antatt å være så fast at kritiske skjærflater kun ville gå i leirlaget. Setningsbidraget fra morenen ble også sett bort i fra. Derimot ble det antatt romvekt og udrenert skjærstyrke for jordskjelvanalysene.

Jordparametre	**Notasjon**	**Enhet**	**Nedre grense**	**Øvre grense**
Udrenert skjærstyrke	s_u	kPa	1.9 + 1.9z	5.5 + 2.3z
Friksjon	tanϕ	-	0.55	0.55
Attraksjon	a	kPa	1.0 + 1.0z	2.5 + 1.25z
Dilatansparamter	D	-	-0.3	-0.2
Deformasjonsmodul	M_{oc}	kPa	300 + 80z	1125 + 325z
Modultall	m	-	12.5	12.5
Referansespenning	p_r	kPa	0	13 + 6z
Forkonsolideringsspenning	p_c'	kPa	5 + 7.5z	20 + 10z
Konsolideringskoeffisient	$c_{v,oc}$	m^2/år	5.0	5.0
Konsolideringskoeffisient	$c_{v,nc}$	m^2/år	1.0	1.0

Tabell 1 Deformasjons- og styrkeparametre for leire.

2.3 Laster og sikkerhetsprinsipper

Krav til sikkerhet og til hvilke lasttilfeller som skal undersøkes ved fundamentering av store steinfyllinger som bærer rørledninger er ikke nevnt spesielt i regelverket for oljevirksomheten. Det var derfor naturlig å ta utgangspunkt i "Sikkerhetsprisnipper i Geoteknikk" utarbeidet av NGF som en veiledning til "NS 3479 – Prosjektering av

bygningskonstruksjoner". Sikkerhetsprinsippene ble basert på partialkoeffisientmetoden og på karakteristiske verdier for last og for jordas styrke.

Ved vurdering av konsekvensene ved funksjonssvikt for de store steinfyllingene (noen var planlagt med alle seks rørledningene) var det klart at både de økonomiske og miljømessige følgene var enorme. Det var derfor naturlig å tilpasse sikkerhetsfilosofien til grensetilstandsmetoden beskrevet i Oljedirektoratets "Forskrift om bærende konstruksjoner i petroleumsvirksomheten".

Jordas karakteristiske styrke ble bestemt i henhold til NGFs anbefalinger, mens last og lastvirkning måtte tilpasses de ferdige fyllingene med rørledningene. En valgte også å kontrollere fyllingene i konstruksjonsfasen på grunn av de marginale bæreevneforholdene. På grunn av begrenset konstruksjonstid er ikke naturlaster vurdert i denne fasen.

Det ble skilt mellom permanente og variable laster. Permanente laster var:

- vekt av fylling
- vekt av rørledning i opplageret på fyllingen

Vekt av fylling ble bestemt som produktet av neddykket romvekt og fyllingshøyde påplusset 0.2 m i samsvar med vertikal dumpetoleranse. Vekten av rørledningen ble bestemt av strukturanalysene hvor både lengden på det frie spennet og rørkurvaturen ble tatt i betraktning. Sykliske effekter på grunn av rørvibrasjoner som kan oppstå på grunn av virvelavløsning, ble vurdert til å ikke være viktige.

Variable laster var:

- hydrodynamiske krefter
- jordskjelv

Hydrodynamiske krefter oppstår på grunn av differensialtrykk på fyllingsoverflaten ved strøm og bølgevirkning. Fyllingensoverflaten er i denne sammenheng antatt å være diffusjonstett. De hydrodynamiske kreftene avtar med dybden slik at den grunneste fyllingen på ca 160 m vanndybde vil bli eksponert for større krefter enn fyllingene på størst dyp (220 m).

Jordskjelvets lastvirkning oppstår når jordskjelvakselleraSjonene virker (psudostatisk) på den totale fyllingsmassen. JordskjelvakselleraSjonene som transformeres fra fjellet og opp til sjøbunnen påvirkes av de dynamiske egenskapene og tykkelsen av løsmassene i det aktuelle området.

De aktuelle lastkombinasjonene med tilhørende lastkoeffisienter og krav til jordas materialkoeffisient er gitt i tabell 2.

Fyllingstilstand	Laster	Lastkoeffisient, γ_L			Material-koeffisient, γ_m
		ULS-O	ULS-E	PLS-A	
Konstruksjonsfasen	P L	1.3 -	- -	- -	1.25
Bruksfasen	P L	1.3 0.7	1.0 1.3	1.0 1,0	1.25

P = Permanent last
L = Variabel last
ULS – O = Bruddgrensetilstand, ordinær, 100 års returperiode
ULS – E = Bruddgrensetilstand, ekstrem, 100 års returperiode
PLS – A = Ulykkestilstand, 10 000 års returperiode

Tabell 2 Last- og materialkoeffisienter for analyse av fyllingsstabilitet

3 BEREGNINGER

3.1 Metodikk

Stabilitet

Stabiliteten av fyllingene ble beregnet ved hjelp av Janbus lamellemetode /1/ (General Procedures of Slices), overført til PC-programmet GPS-PC. Beregningsprinsippet er skissert i figur 5, hvor også jordskjelvkreftene ΔW (veritkalkomponent) og ΔQh (horisontalkomponent) er tatt med. Beregningene ble utført på totalspenningsbasis med enkelte kontroller på effektivspenningsbasis. Vertikalkomponenten ΔW er kritisk når den virker oppover (avlastende) på effektivspenningsbasis og nedover (økende vertikallast) på totalspenningsbasis. De lokale sjøbunnsakselleraşjonene ble beregnet med programmet SHAKE (N) /2/. Programmet analyserer en èn-dimensjonal bølgeforplantning opp gjennom et lagdelt visko-elastisk medium. Den ikke-lineære jordoppførselsen tilnærmes med iterasjoner for å oppnå ekvivalente verdier for skjærmodul og dempning tilpasset tøyningsnivået i hvert jordlag. Effekten av konsolidering på fyllingsstabiliteten ble tatt hensyn til ved økning i su etter denne formuleringen:

$\Delta s_u = 0.22\ \Delta\sigma_v'$

hvor:

$\Delta\sigma_v'$ = Økning i effektivspenning (kPa)

De største fyllingene ble bygd opp trinnvis med konsolidering og styrkeøkning mellom hvert trinn for å bedre stabiliteten av støttefyllingene. Typiske lasttrinn kunne være knyttet til:

1) Oppbygging av basen til f.eks. 2 m med 5" stein
2) Oppbygging av hovedfylling til 1 m under største høyde med 5" stein
3) Topping av fyllingen (finjustering) dvs. den siste meteren med 3" stein
4) Eventuell overfylling (cover) og innfylling (infill) etter rørinstallasjon

Figur 6 viser et typisk lengdeprofil med overfylling og innfylling for å stabilisere røret både mot vibrasjoner og mot ekspansjonskrefter på grunn av trykk og temperatur.

Setning

Konsoliderings- og krypsetningene i leira ble beregnet for de enkelte fyllingene med FEM-programmene ENKONS /3/ og KRYKON /4/. Beregningene tar hensyn til en-dimensjonal konsolideringsteori og drenert kryp hvor primær og sekundær tøyning kobles.

3.2 Resultater

Totalt 10 enkle fyllinger, med en enkelt rørledning, og 22 kombinerte fyllinger, med to eller flere rørledninger, ble spesifisert i design. De fleste fyllingene var mellom 4 m og 8 m høye. Den høyeste fyllingen, som var 10.4 m, lå på sterkt skrånende sjøbunn delvis på bløt leire og delvis på morene og fjell, se figur 7. Mange av fyllingene krevde store støttefyllinger, den største gikk ca 80 m ut fra rørkorridoren. Noen av støttefyllingene fungerte også som base for nabofyllingene og formet på den måten en gruppe av fyllinger.

Langtidssetningene ble beregnet til ca 1 m på det meste. Setningene varierte sterkt på grunn av store variasjoner i tykkelsen på leirlaget. For å ta hensyn til setningene ble alle fyllingene spesifisert med overhøyde.

Resultatene fra analysene viste at for de aller fleste fyllingene ble egenvekten dimensjonerende, svarende til det ordinære tilfellet av bruddgrensetilstanden (ULS-O). I noen få tilfeller kom ekstremtilfellet av bruddgrensetilstanden (ULS-E) nært opp mot ULS-O.
De hydrodynamiske kreftene ble ikke dimensjonerende for fyllingene på grunn av den store vanndybden. Heller ikke jordskjelvkreftene i ULS tilstanden, svarende til akselleraSjoner fra 0.02 g til 0.03 g, ble kritiske på grunn av antatt oppstiving av leira (+60 % i s_u).

Ulykkestilstanden (PLS-A), med akselleraSjoner opp mot 0.4g, overskred de kritiske akselleraSjonene for fyllingene (fra 0.09g til 0.2g). En ville derfor kunne forvente varige deformasjoner av fyllingene, beregnet til å være opp mot 40 cm,. Det ble antatt at deformasjonene ikke vil føre til at rørledningssystemet brøt sammen, siden reduksjonen i

skjærstyrke på grunn av syklisk tøyning (mindre enn 1%) ble estimert til mindre enn 10% for en av de mest kritiske fyllingene. Deformasjonene ble beregnet etter Newmarks blokkmetode /5/, mens maksimum skjærtøyning ble estimert med programmet SHAKE (N) /2/.

4 FORBEREDELSER FØR UTFØRELSE

4.1 Byggemetodikk

På grunn av de vanskelige grunnforholdene og det faktum at mange av fyllingene overskred sjøbunnens bæreevne, ble oppfølging i byggefasen avgjørende for at konseptet med store steinfyllinger skulle lykkes. Grundige forberedelser og god informasjon og motivasjon for de involverte på dumpefartøyene ble vektlagt.

Siden mange av fyllingene skulle bygges trinnvis med marginal sikkerhet på hvert trinn, ble det stilt store krav til nøyaktighet, både ved oppmåling og ved dumping.

For første gang ønsket en å prøve delvis masseutskiftning med fortrengning, siden bæreevnen på sjøbunnen uansett ville bli overskredet i løpet av byggefasen. Fortrengningsmetoden provoserer brudd tidlig mens det enda er små steinmasser involvert. Mye av den bløteste leira fortrenges og erstattes med stein. Særlig i områder med tynne leirlag over morene ville en både redusere setningene og bedre stabiliteten. Det ble dumpet konsentrert langs en forankringslinje som etter hvert sank ned i leira. Steindumpen ble utvidet ved å dumpe på sideskråningen på forankringslinjen og så videre ved at det hele tiden ble dumpet på sideskråningen til den forrige dumpelinjen. Leira ble på denne måten presset ut, og en oppnådde delvis kompensert fundamentering samtidig som noe av den bløteste leira i toppen ble fjernet.

Figur 8 viser i plan tre fyllinger som delvis går inn i hverandre og som har felles støttefylling. Sjøbunnen heller 1:10 og består av bløt leire som kiles ut i morene under hovedfyllingene. Her startet fortrengningen ved den angitte "baseline" og fortsatte nedover skråningen til enden på støttefyllingen. Hovedfyllingene ble så fullført etter en konsolideringsperiode for støttefyllingen.

4.2 Konstruksjonstegninger

Før en startet steindumpingen måtte fyllingsdesign overføres til konstruksjonstegning. Fyllingene ble modellert i 3D i AutoCAD slik at en kunne en ta ut snitt for hver dumpelinje. Disse snittene, typisk med 5 m avstand til hverandre, ble oppdatert med kontrolloppmåling for hver passering av fartøyet. Siden snittene også inneholdt informasjon om design, kunne en ha kontroll over status i oppbyggingen og dermed nå designkravene med nødvendig nøyaktighet (+/- 0.2 m vertikalt og +/- 1 (2 m) horisontalt).

5 BYGGEFASEN

Utstyret som ble brukt i oppbyggingen av steinfyllingene var basert på bulkfartøyer med "fallpipe" system med en ROV i nedre ende, se figur 9. Trustere montert på ROV gjør det mulig å bevege "fallpipe" relativt til fartøyet. ROV-operatører om bord i fartøyet kan på denne måten holde "fallpipe" på dumpelinjen selv om fartøyet får betydelig offset.

Steindumping foregår ved at fartøyet navigerer etter en oppsatt dumpelinje fra AutoCAD modellen. Stor nøyaktighet oppnås ved at framdriften besørges av trustere. Mengde stein pr. løpemeter bestemmes av fartøyets hastighet og mating til "fallpipe". En typisk hastighet på ca 10 cm/s på fartøyet og fallpipemating på ca 600 tonn/time, ga ca 0.25 m høydeoppbygging på sjøbunnen.

Kontrollmålingene ble utført av multistråleekkolodd montert på ROV i enden av "fallpipe". Oppmålingen skjedde etter hvert trinn i dumpingen ved at fartøyet beveget seg etter oppmålingslinjer med overlapp for stråleviften. En digital terrengmodell av utført arbeid ble deretter generert og sammenliknet med designmodellen.

6 KONKLUSJON

Hovedutfordringen knyttet til prosjektering og bygging av de store steinfyllingene utenfor Kollsnes var knyttet til:

- Nøyaktighet på oppmåling av sjøbunnens topografi
- Nøyaktighet på oppmåling av steinfyllingens topografi (as-built)
- Bestemmelse av jordparametre
- Bestemmelse av leiras dybde og utstrekning

Den største fyllingen med høyde 10.4 m ligger i en skråning med helning 1:4. Nedre del av hovedfyllingen ligger på leire, mens øvre del ligger på morene og fjell. Utbredelsen av den bløte leira var helt avgjørende for om det i det hele tatt var mulig å bygge denne fyllingen. Basert på lettseismikk og CPT data, ble koten for leiras utkiling antatt.
Tidlig i prosjektet ble dette verifisert ved dumping av en forankringslinje som provoserte brudd i leira rett nedenfor denne koten. Fyllingen ble i samme byggefase fullført opp til foreløpig høyde på 6 m, noe som ikke hadde vært mulig dersom leira hadde hatt større utbredelse enn antatt. Ett år senere ble fyllingen fullført til 10.4 m.

En viktig grunn til at en lyktes med gjennomføringen av prosjektet, var at antakelsene for design og bygging ble verifisert tidlig i prosjektet før prosjektering og bygging av de andre fyllingene

På basis av penetrasjonsdybde og "as-built" geometri for forankringslinjen kunne en tilbakeregne skjærstyrken i toppen av leira til å være, som antatt, mellom 2 og 3 kPa. Leiras skjærstyrke ble senere også bekreftet av rørledningenes innsynkning i sjøbunnen til å være ekstremt lav.

7 REFERANSER

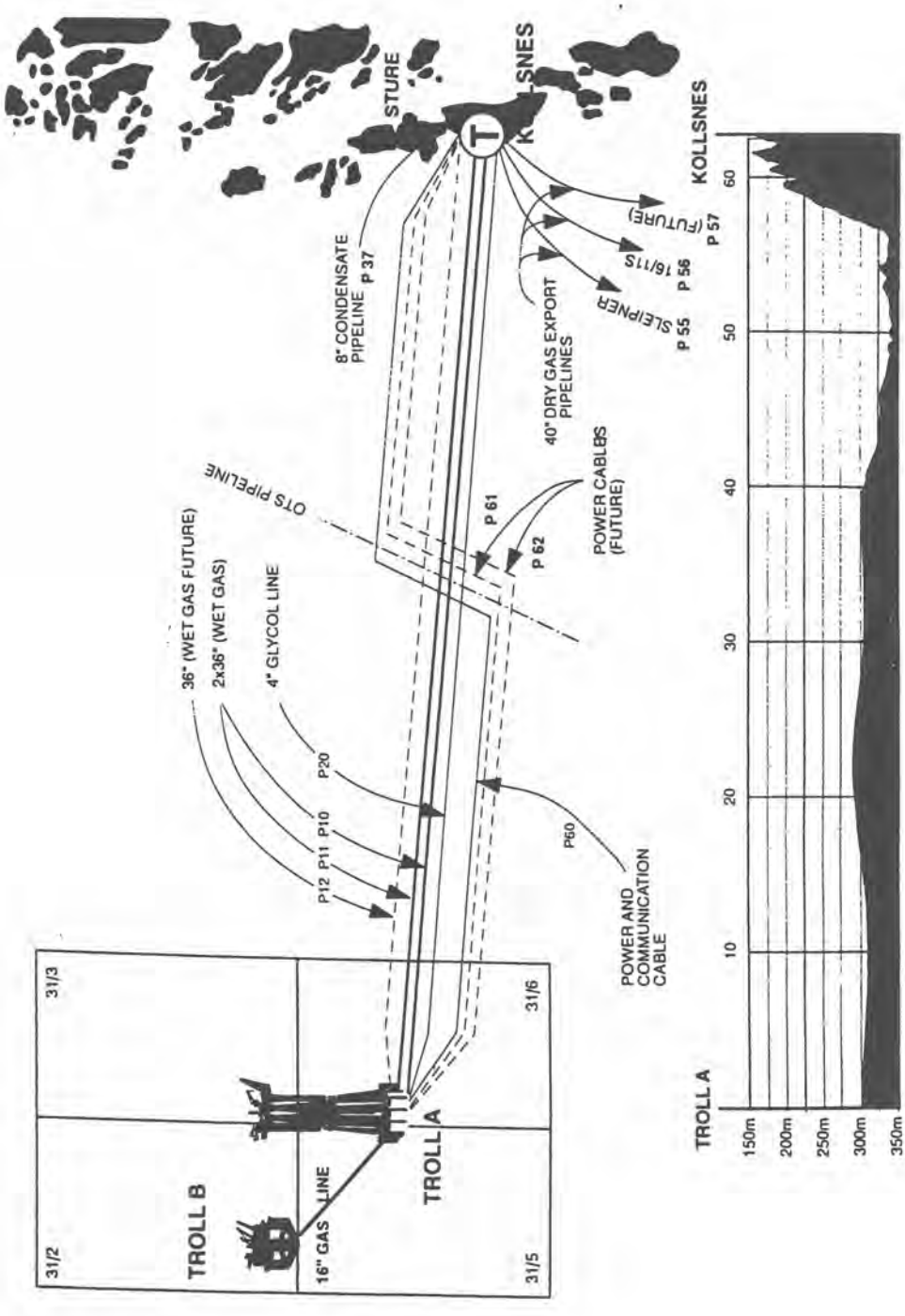
/1/ Janbu, N. (1963): "Slope Stability Computations". Embankment Dam Engineering. Casagrande Volume pp 47-86. London , Wiley.

/2/ Selnes, P., B. (1987): "SHAKE (N) – A Computer Program for Analysis of Earthquake Response in Horizontally Layered Sites". NGI-Report 51508-23.

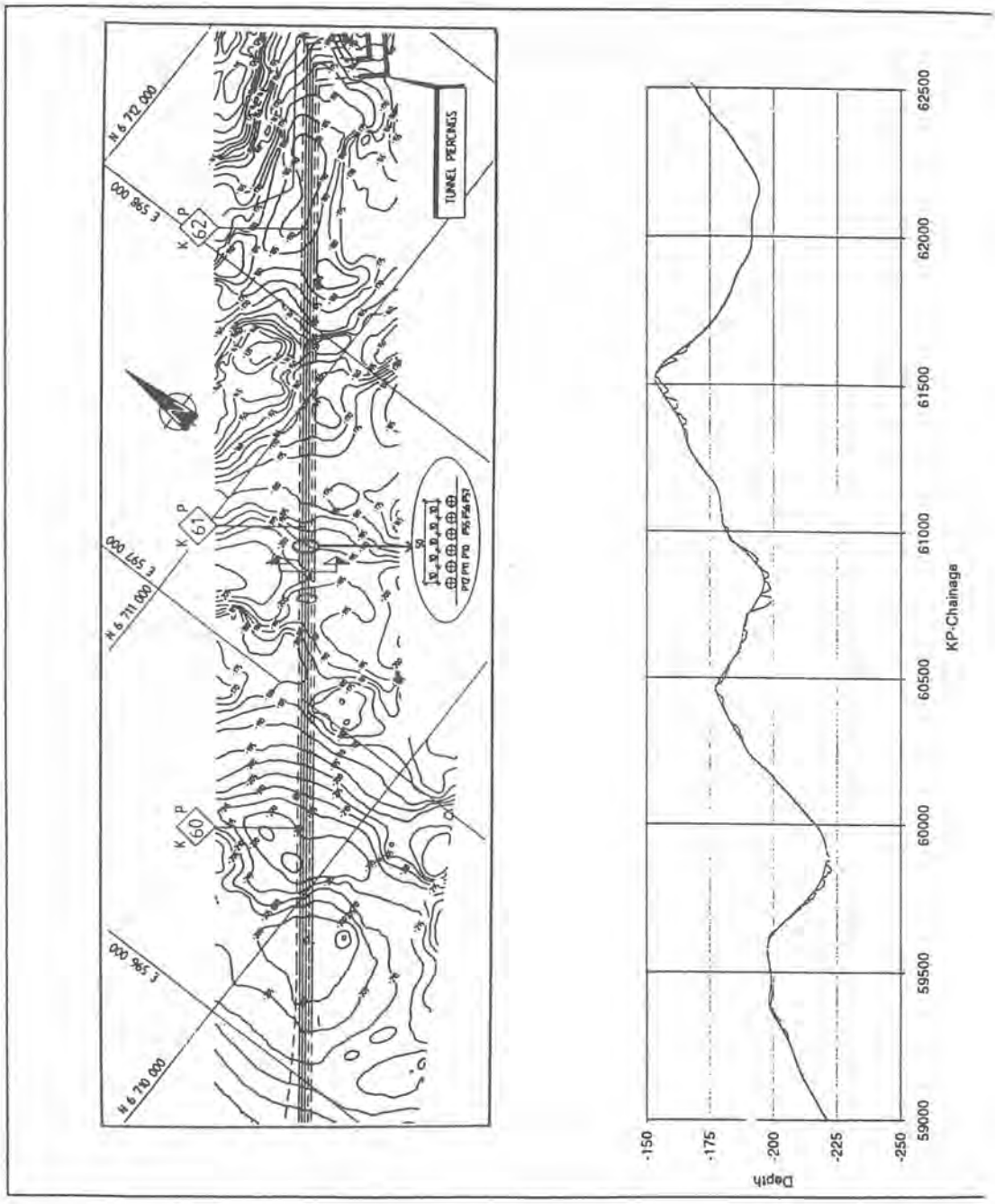
/3/ SINTEF (1988): "ENKONS Ver. 02, A FEM Program for One-Dimensional Consolidation Analysis. Documentation and users manual". Report No. STF69 F86005.

/4/ SINTEF (1986): "Program KRYKON, Documentation and manual". Report No. STF69 F86017.

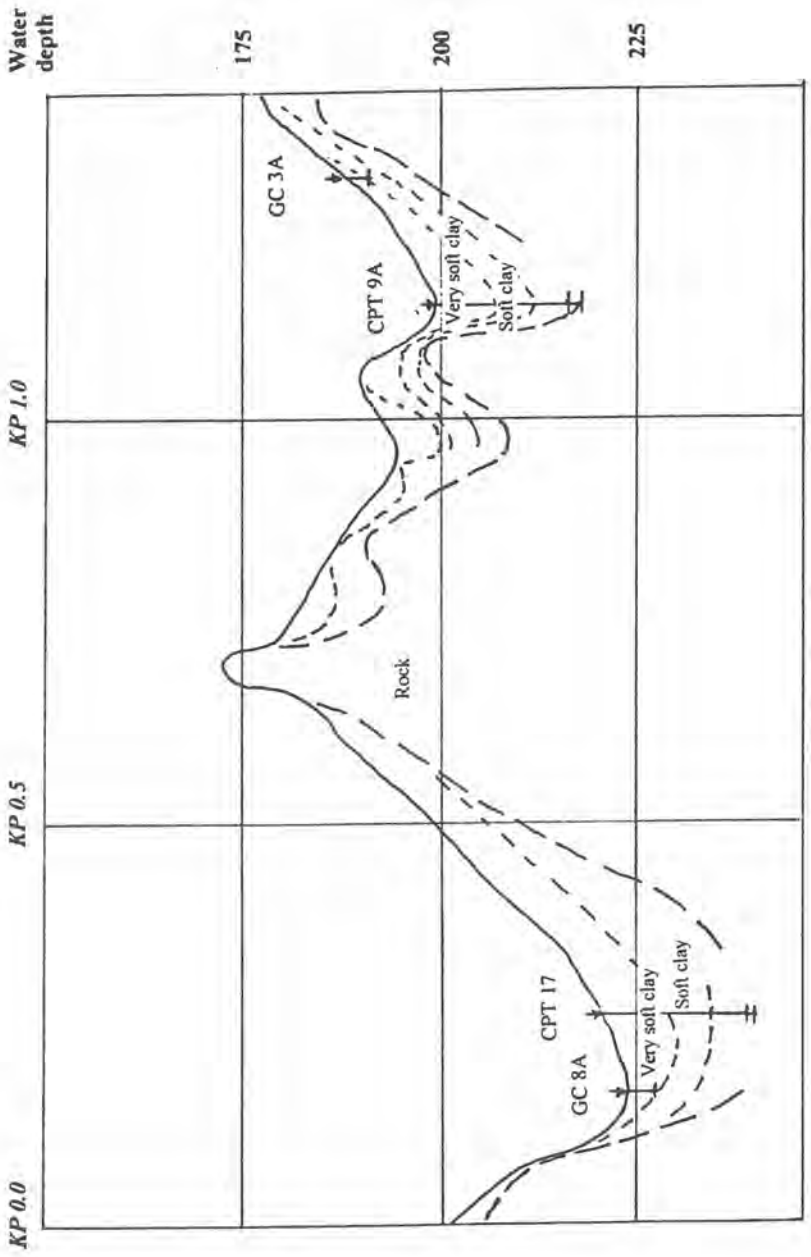
/5/ Newmark, N., M. (1965): "Effect of Earthquakes on Dams and Embankments". Geotechnique, Vol. 15, No. 2, pp 139-160.



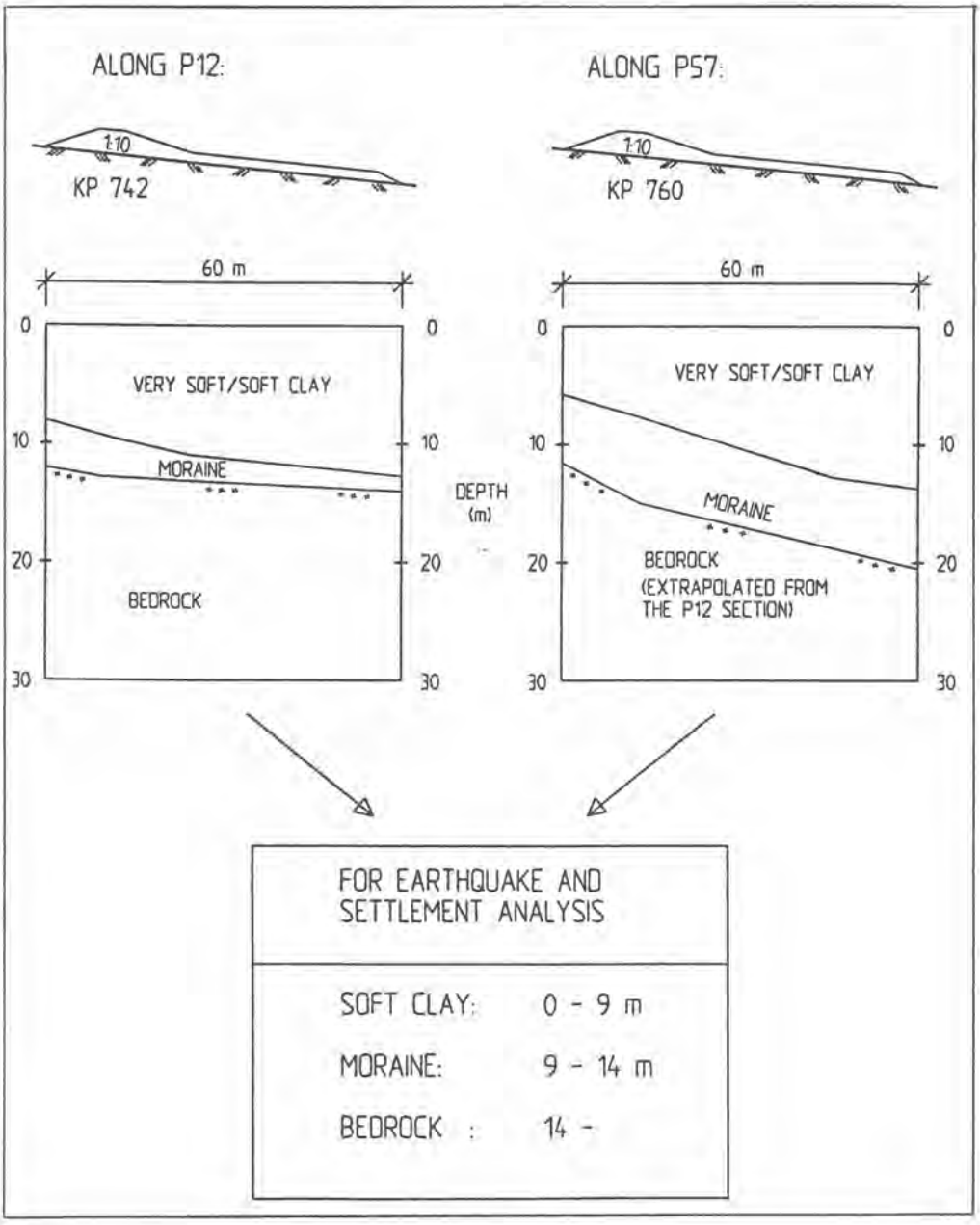
Figur 1 **Rørledningssystemet Troll Gass**



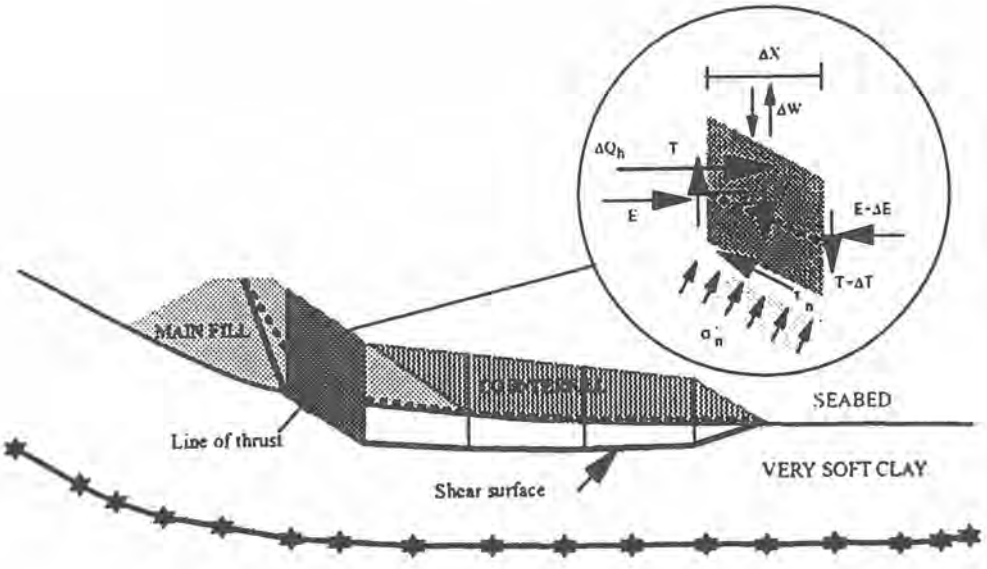
Figur 2 **Topografi over landfallet utenfor tunnelen ved Kollsnes**



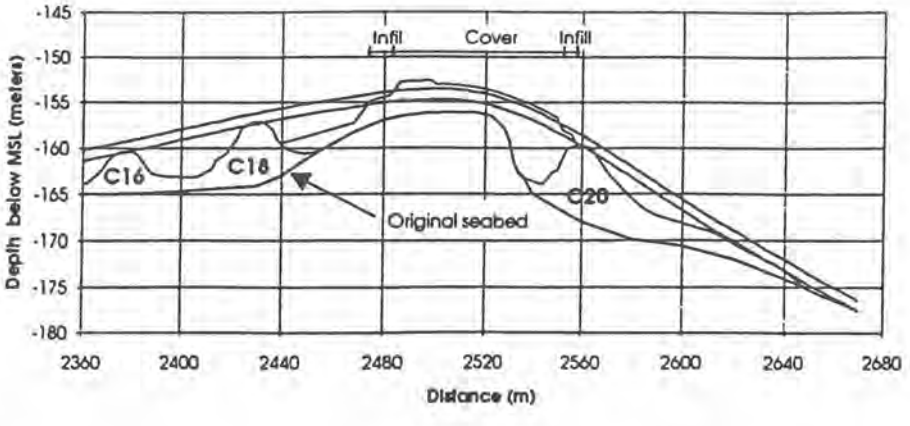
Figur 3 **Eksempel på løsmassefordeling tolket fra lettseismikk, CPT og prøvetaking**



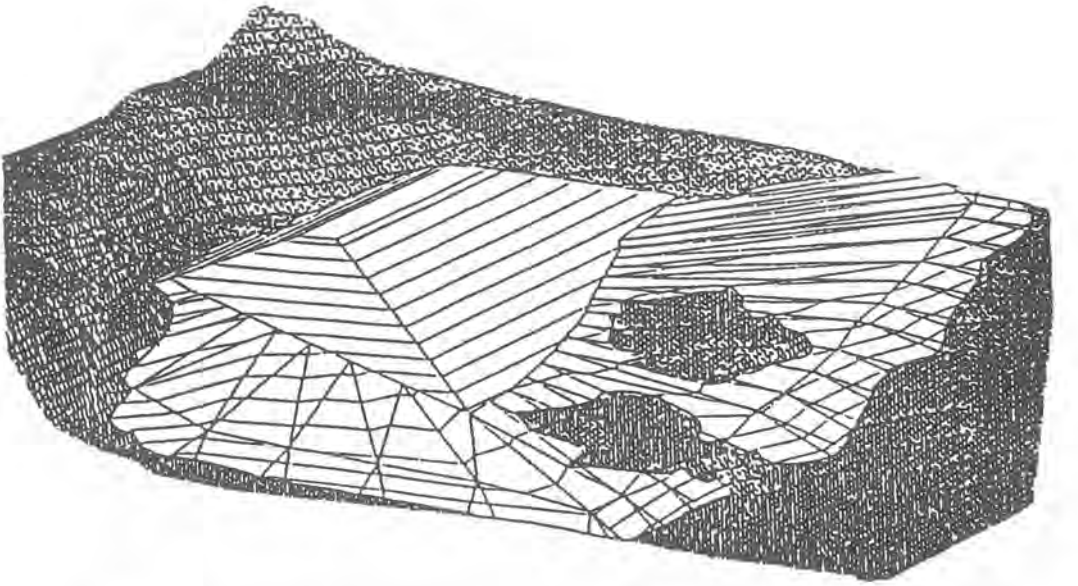
Figur 4 **Eksempel på lagdeling lokalt under en fylling**



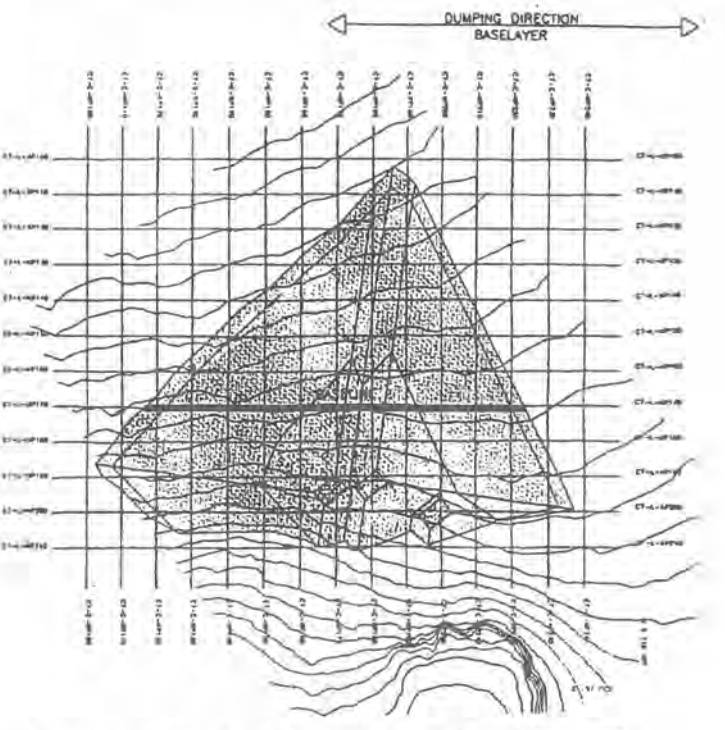
Figur 5 **Beregningsprinsippet for lammellemetoden for analyse av steinfylling**



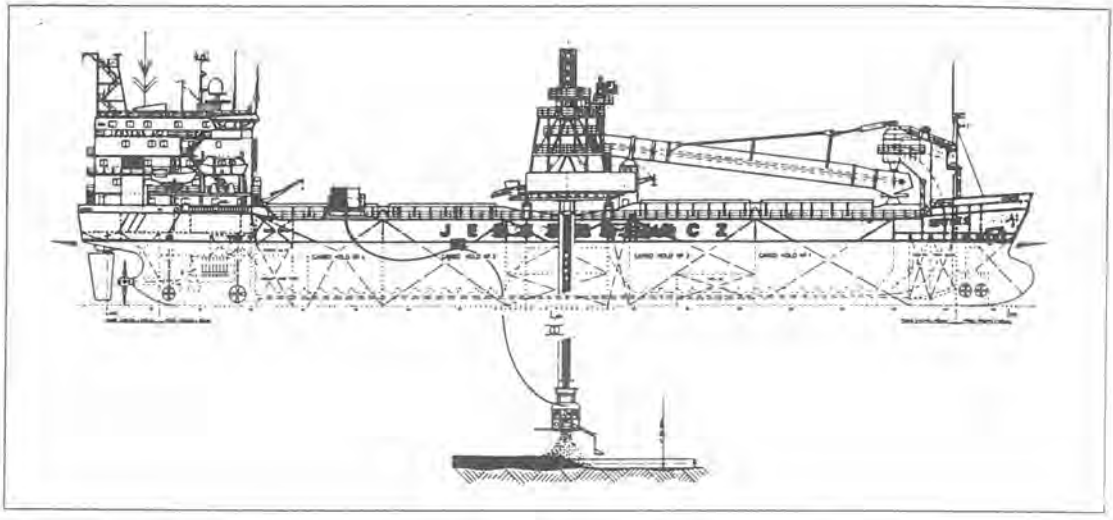
Figur 6 **Typisk lengdeprofil med bærende fyllinger, overfylling og innfylling**



Figur 7 Skisse av den høyeste fyllingen (10.4 m) for bæring av seks rørledninger



Figur 8 Skisse av fylling med dumpelinjer og forankringslinje



Figur 9 **Skisse av dumpefartøy med fallpipe**

Fjellsprengningsteknikk
Bergmekanikk/Geoteknikk 1998

SOMMERVÆR OM VINTEREN - GEOTEKNISKE KONSEKVENSER SOM "EKSPLOSJONSRAS" OG EROSJONSKADER

Sivilingeniør Øystein Røe, NOTEBY A/S

1. INNLEDNING

De fleste løsmasseras som ikke skyldes menneskelig aktivitet, har som utløsende årsak ekstreme værforhold. Dette er ikke å forundres over, da de viktigste faktorer i denne sammenheng har med vann å gjøre, gunnvann / poretrykk og overvann / erosjon, som jo begge er nedbøravhengig. Ras kan inntreffe når en skråning kommer i en stabilitetsmessig ugunstigere situasjon enn den noen gang tidligere har vært i. Våre skråninger er således "prøvebelastet" ved tidligere ekstreme værforhold.

Ofte ser en at rasutløsende ekstrem-situasjoner oppstår når det er mildvær og sterk nedbør om vinteren. Dette har sammenheng med store vannmengder som følge av både nedbør og snøsmelting, samt manglende vannopptak fra vegetasjon.

I Trondheimsområdet var vinteren 1989/90 en vinter med mye mildvær og regn, og som utsatte skråningene for store påkjenninger. Det inntraff svært mange ras innenfor en begrenset periode, og det typiske var at de fleste rasene ikke inntraff i antatt rasfarlige områder med bløt leire /kvikkleire, men i områder med faste grunnforhold, hvor geotekniske problemer ikke var ventet.

I det etterfølgende vil jeg vise 2 eksempler på slike ras i den senere tid.

2. RASEKSEMPLER

2.1 Ras i Meldal, 31. mars 1997

Raset inntraff nedenfor gården Sølberg i Meldal, som er en del av Orkla-dalføret og ligger ca 8 mil sørvest for Trondheim. Rasstedet ligger i en ca 100 m høy skråning med gjennomsnittlig helning 1:2,5, på ca kote 280, dvs godt over den øvre marine grense.

Raset hadde lite omfang, ca 25x40 m, med dybde opp til 2,5-3 m, og et anslått rasmassevolum på 2000 m^3. Rasmassene var sklidd i en 20-30 m bred bane hele skråningen nedover til elva Ryånda, ca 250 m nedenfor. Massene har hatt stor ødeleggende virkning idet all skog i rasbanen er revet med, og det ble observert betydelig erosjon.

Rundt rasgropa lå det slengt rasmasse utover bakken opp til 5-6 m fra rasgropa, noe som tyder på at raset har hatt en eksplosiv karakter.

Det ble utført totalsondering mellom rasgropa og gården ovenfor, og det ble registrert meget faste avsetninger til dybde 15 m uten fjellkontakt. Prøvetaking i rasgropa viste et finkornig morenemateriale med betydelig steininnhold.
Det vises til situasjonskart i figur1, profil med boreresultater og korngradering i figur 2, og 2 bilder fra raset i figur 3.

2.2 Ras på Singsås, 15. januar 1992

Dette raset inntraff ved Almåsstø på Singsås i Gauldalen, ca 5 mil øst for Støren. Rasgropa lå i skråning med helning ca 1:2,5, på kotehøyde ca +260, dvs over den øvre marine grense.

Rasgropa var 15x50 m og med dybde 1-2 m, altså et typisk overflateras. Rasmassen har fulgt en bane nedover dalsida, traff et bolighus, hvor den delte seg og fortsatte ned over riksvegen og ut i Gaula. Raset ryddet skogen på øvre del av rasbanen, men må ha tapt noe av sin energi før den traff huset, hvor skadene må betegnes som moderate.

Også dette raset synes å ha hatt en eksplosiv karakter, med rasmasse utover på sidene av rasgropa. Det er klare likhetstegn mellom de 2 beskrevne rasene.

Det vises til situasjonsplan i figur 4 og bilder fra raset i figur 5.

3. MULIG RASMEKANISME

Begge de 2 beskrevne ras har inntruffet i mildværsperioder om vinteren og har klare likhetstrekk. Rasmekanismen ved slike ras kan, med henvisning til generelt skråningsprofil i figur 6 være omtrent som følger:

Først på vinteren dannes et mer eller mindre sammenhengende telelag i skråningen. Når "kakelinna" eller annen mildværsperiode setter inn med regn og sterk snøsmelting, vil dette i hovedsak føre til store overvannsmengder som strømmer nedover skråningen. Imidlertid må det regnes med at det lokalt finnes "åpninger" i telelaget, slik at også deler av overvannet mater grunnvannet, slik at mildværet også fører til økt grunnvannsstrøm langs eller også mot skråningsoverflata, eventuelt forsterket i mer permeable lag eller soner.

Dersom tettere masser tvinger grunnvannstrømmen ut mot skråningsoverflata hvor den stoppes av det tette telelaget, kan det lokalt bygge seg opp et formidabelt vanntrykk under telelaget, slik at dette revner. Det store vanntrykket kan føre til at en blanding av vann og jord blir slynget utover og fortsetter som ei tung væske nedover i skråningen, med skadevirkninger som beskrevet i de 2 raseksemplene.

4. FOREBYGGENDE TILTAK

Ved planlegging av utbygging i slike bratte dalsider er det vanskelig å gardere seg helt mot slike ras, men det er viktig å tenke på ekstreme værforhold. Hvis det i eller ovenfor utbyggingsområdet lokalises utstrømningssoner for grunnvann må det sørges for at disse blir utdrenert. Naturlige overvannsløp i flomperioder må også lokaliseres og det må etableres avskjæring av overvann og grunnvann i overkant av utbyggingsområdet.

5. EKSEMPEL PÅ EROSJONSSKADER ORKDAL, 24-26. februar 1998.

5.1 Beskrivelse av området

Disse skadene inntraff i forbindelse med mildvær og regn på Monsetjåren i Orkdal, ca 5 mil sørvest for Trondheim. Monsetjåren er et platå med 5-600 dekar dyrket jord, som ligger på kote 155-170. Mot nordvest begrenses platået av en 130 m høy, regelmessig skråning med helning 1:1,5 mot elvesletta nedenfor. Mot nord er skråningen fra platået vesentlig mer kupert, med markerte fremspringende rygger og mellomliggende forsenkninger, tydelig dannet av tidligere tiders erosjons- og rasvirksomhet.

Det store platået har svak helning mot nord, og det er et lavpunkt på platåkanten ved gården Løfta. Her er det en øvre, bratt del med høyde 50-60 m og slakere skråning videre ned til kote 25. Det vises til oversiktskart i figur 7.

Kvartærgeologisk kart viser at platået er bygd opp av breelvavsetninger av sand og grus, mens det nedenfor platået er elveavsetninger i nordvest og marine leiravsetninger i nord.

5.2 Hendelsesforløp

I perioden 18 - 25. februar 1998 var det en periode med høy temperatur og mye regn, jfr nedbør- og temperaturstatistikk i figur 8. Erosjonen ved platåkanten ved Løfta, som tidligere hadde pågått i liten målestokk i noen år, skjøt fart i denne perioden. Den 24.02. var erosjonen blitt så stor at grunneieren gjorde forsøk på demme opp ovenfor ravina. Demningen brast, og den 25.02. prøvde brannvesenet å pumpe fra en forsenkning lenger inne på området. Pumpekapasiteten ble for liten og etter hvert nærmet erosjonsravina seg driftsbygningen på gården.

En lokal entreprenør ble kontaktet og det ble satt i gang arbeid med å bygge en større demning kombinert med en ledegrøft som skulle lede flomvannet utover skråningen lenger vest, hvor ingen bebyggelse var truet. Dette foregikk natten til den 26.02.98, og ved befaring dagen etter kunne det konstateres at faren for gårdsbebyggelsen var over, men det var oppstått en svær erosjonsravine med dybde opptil 30-40 m, og det anslås at 40 - 50 000 m^3 var spylt ut over jordene til naboen nedenfor ravina. Det vises her til bilder i figur 9.

5.3 Forebyggende tiltak

I jordskiftesak i 1991 ble grunneierne på Monsetjåren pålagt å bygge et avløpssystem for vekkledning av overvann fra området. Det var prosjektert et slikt anlegg av Fylkeslandbrukskontoret i Sør-Trøndelag, og dette besto av en nedløpskum med kjeglerist og 500 m avløpsledning med diameter 250 mm. Dette anlegget var ennå ikke kommet til utførelse da flommen oppsto sist vinter.

Etter å ha sett de store vannmengdene som mildværet medførte, ble det reist tvil om det prosjekterte overvannsanlegget ville ha tilstrekkelig kapasitet om en tilsvarende ekstremsituasjon skulle inntreffe igjen. Noteby forela derfor problemstillingen for en av hydrologene ved NVE Region Midt-Norge.

Resultatet av dette var et nedslagsfelt som var vesentlig større enn det Fylkeslandbrukskontoret hadde forutsatt og at også avrenningen for vinterforhold må regnes vesentlig høyere.

Her er det lagt til grunn beregningsmetode utviklet ved SINTEF NHL beskrevet i rapport STF60 A93093: "Beregning av overvann i små umålte felt", datert juni 1993.

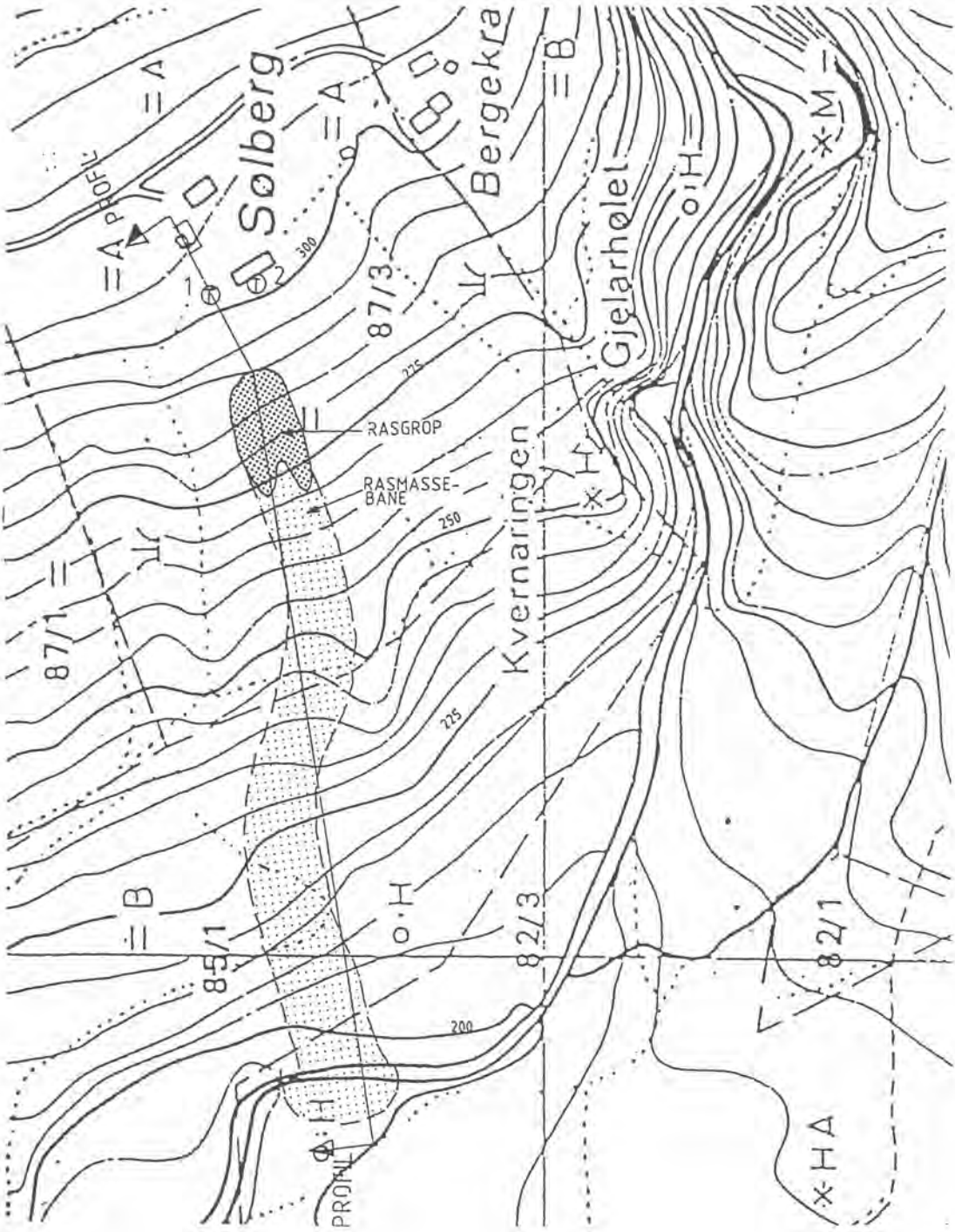
Noteby har derfor sluttet seg til planene for et permanent avløpsanlegg, men har tilrådd at kapasiteten revurderes i samråd med hydrolog.

6. SLUTTORD

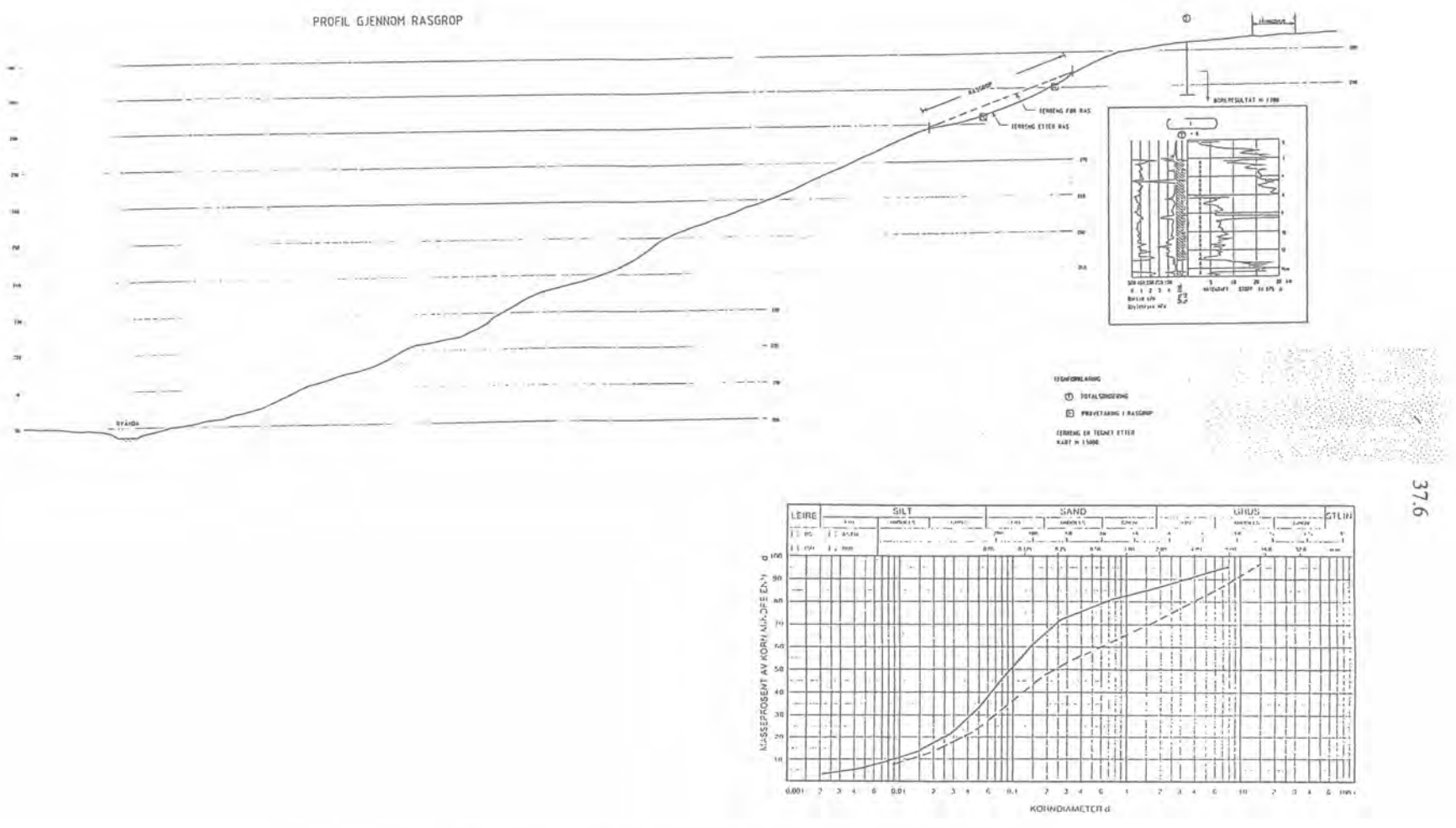
I plansammenheng er det viktig å ha værmessige ekstremsituasjoner klart for øye, og da kan mildværsperioder om vinteren være dimensjonerende, både når det gjelder stabilitet av naturlige skråninger og overvannsanlegg som stikkrenner m. m. I slike tilfelle kan det være lurt å krysse faggrensene og diskutere våre problemstillinger med hydrologer og klimatologer.

7. REFERANSER

NIF-kurs 24.-26. april 1979:	"Skredfare og arealplanlegging - Vurdering av faregrad og sikringstiltak"
Ragnar Dahl, Kjell Berg og Roar Nålsund:	"Stabilitetsforholdene i skråninger med morene og lignende jordarter" Rapport Geologisk institutt, NTH, oktober 1981.
SINTEF NHL, rapport STF60 A93039:	"Beregning av overvann i små umålte felt."
NOTEBY, rapport 57326-1, 23.04.1997:	"Ras ved Sølberg (87/3) Befaring og grunnundersøkeler - Geoteknisk vurdering"
NOTEBY, rapport 57479-1, 12.03.1998:	"Løfta (52/1) Monsetjåren, Orkdal Geoteknisk vurdering av erosjon/ras - Vurdering av tiltak"
Geoteam, brev av 22.01.1992:	"Ras Almåsstøa, Singsås - Befaring og geoteknisk vurdering."



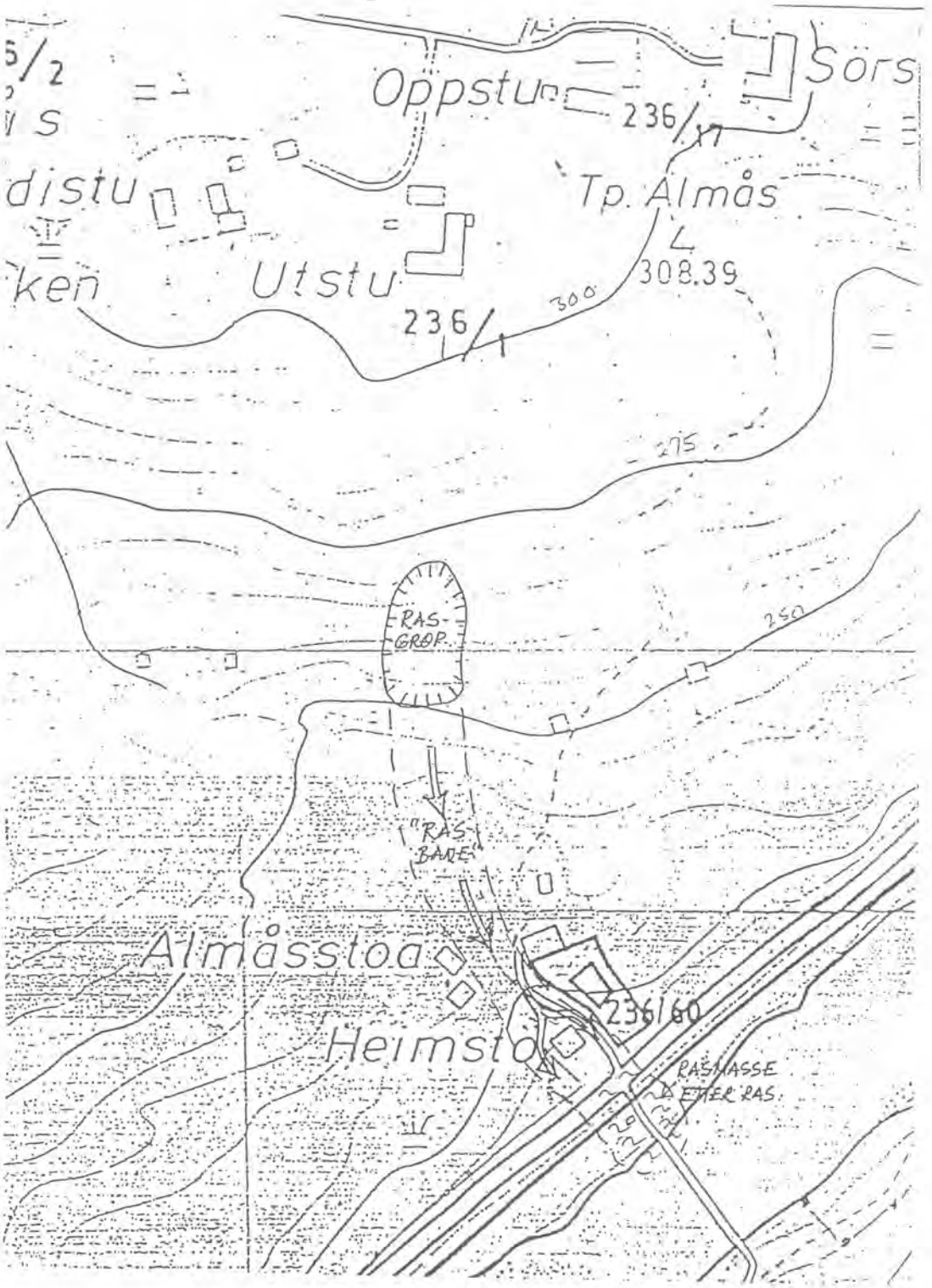
Figur 1: Ras i Meldal - Situasjonsskisse



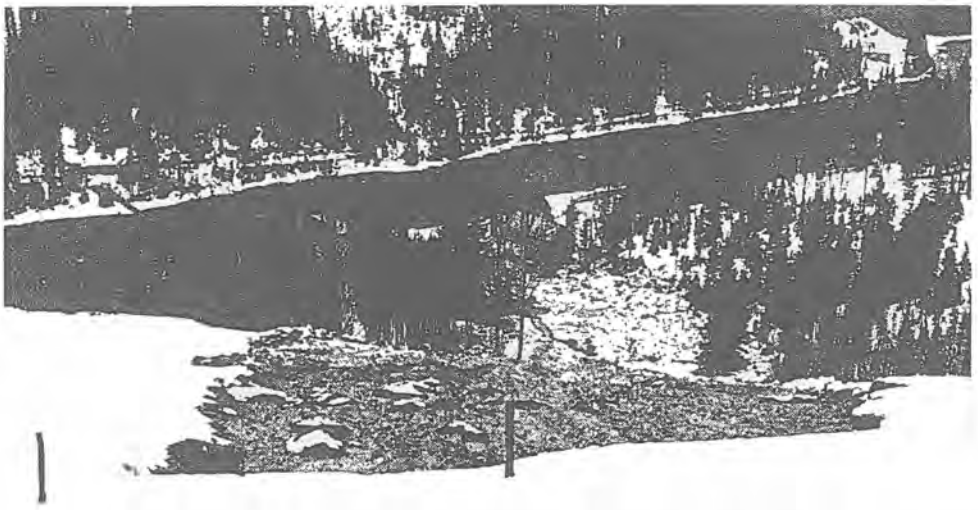
37.6

Figur 2: Ras i Meldal - Profil, boreresultater og korngradering prøver

Figur 3: Ras i Meldal - Bilder rasgrop / rasbane



Figur 4: Ras på Singsås - Situasjonsskisse

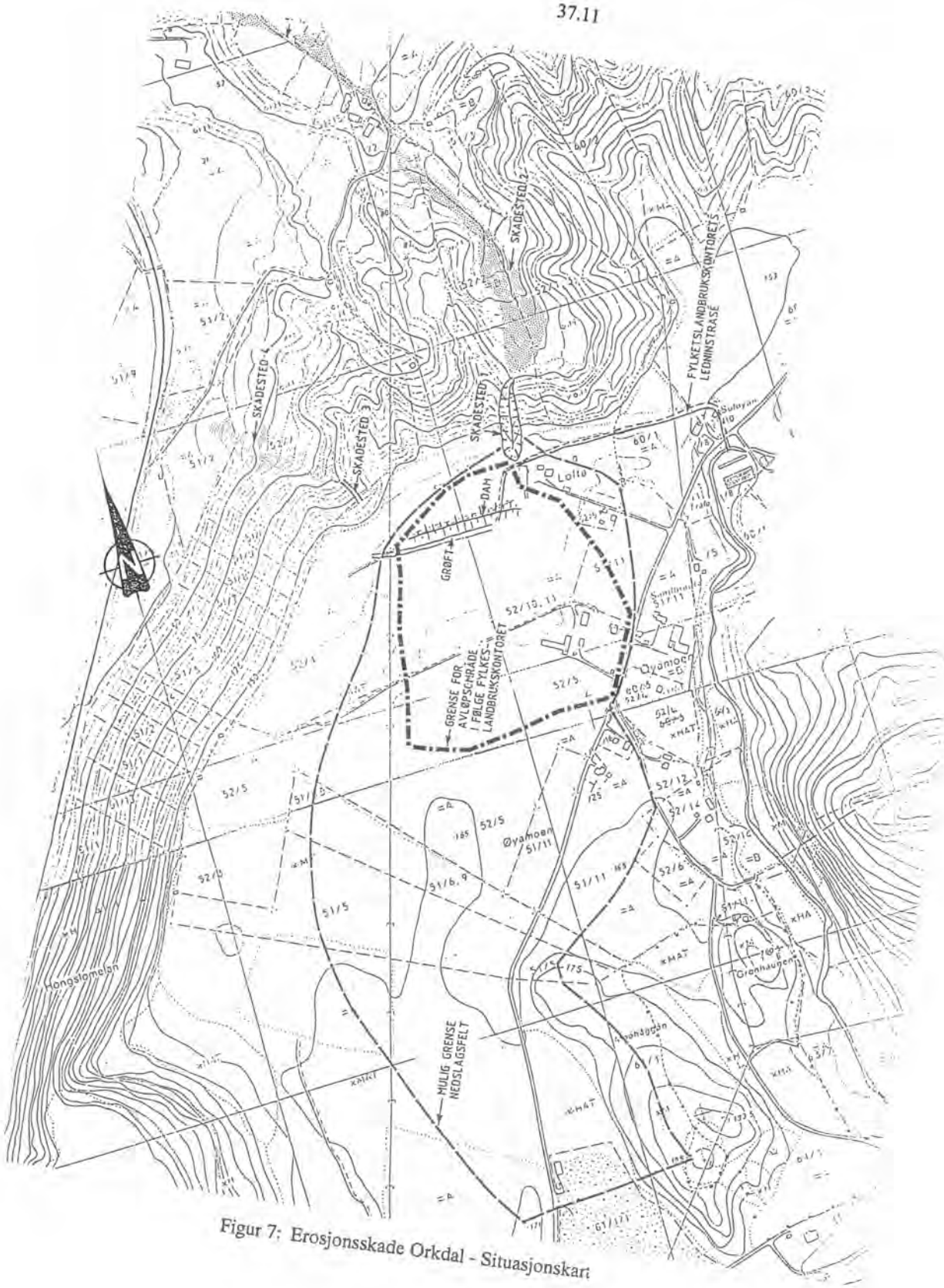


Rasgrop og "rasbane" sett fra oversiden av raset

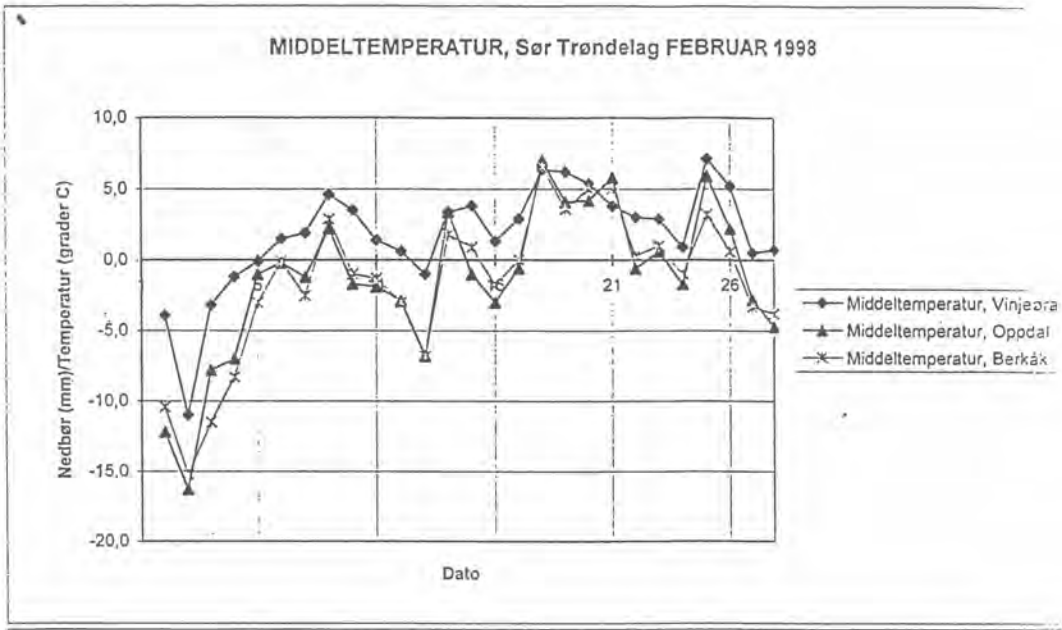
Skadet bolighus, Heimstø

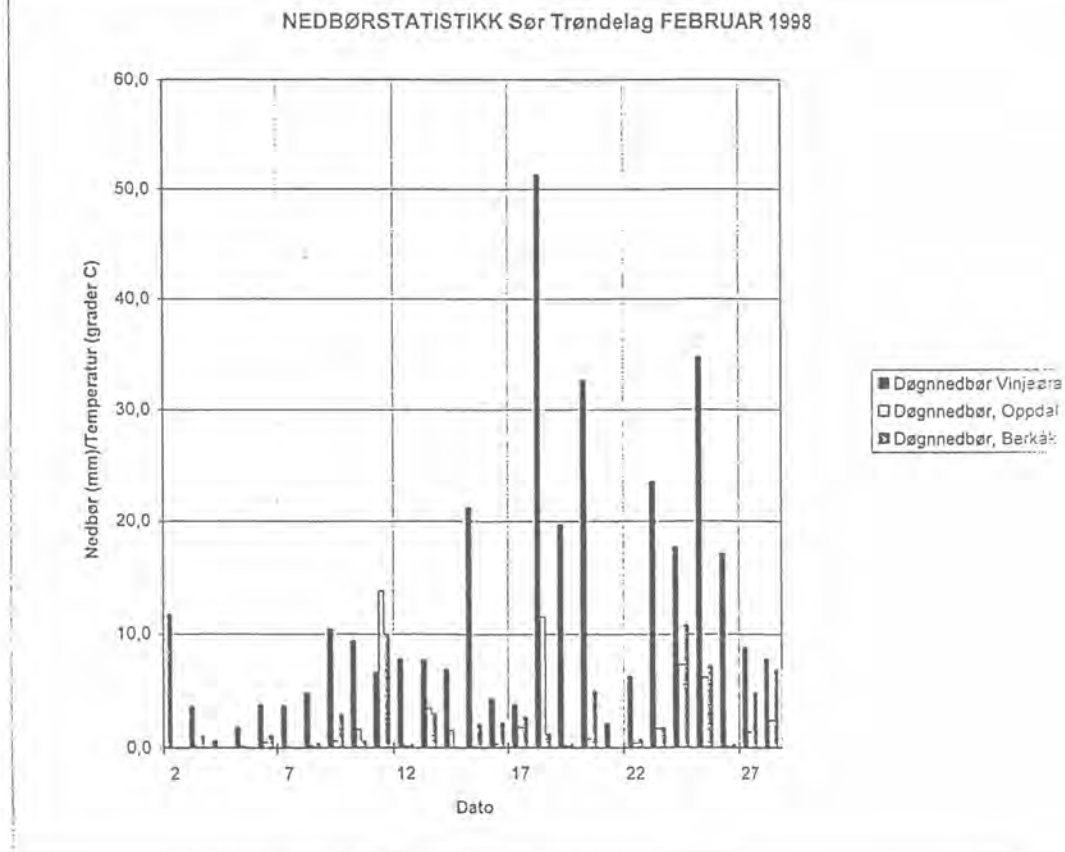
Figur 5: Ras på Singsås - Bilder rasgrop / rasbane

Figur 6: Prinsippsnitt skråning

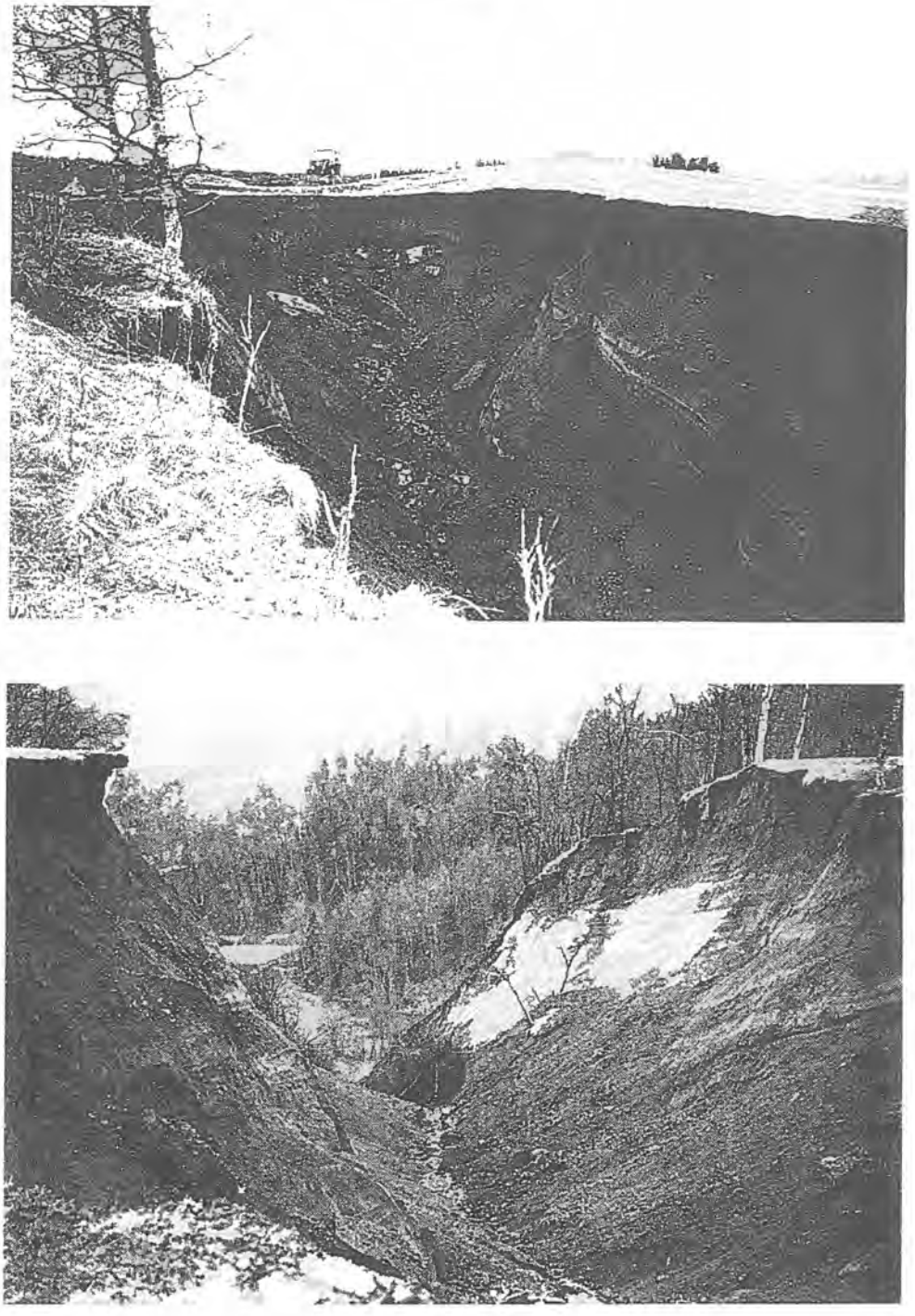


Figur 7: Erosjonsskade Orkdal - Situasjonskart





Figur 8: Erosjonsskade Orkdal - Værstatistikk



Figur 9: Erosjonsskade Orkdal - Bilder erosjonsravine

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1998

NYTT PARKERINGSHUS PÅ OSLO S. FØRSTE BYGGEGROP I BJØRVIKA

Siv.ing. Atle Hjorteset
GeoVita as

SAMMENDRAG

På sjøsiden av Oslo Sentralstasjon har Oslo S Parkering AS oppført et parkeringshus for 650 biler. Bygget er den første store byggegropen i Bjørvika-utbyggingen.

Parkeringshuset er fundamentert på stålpeler til fjell. Fjelldybdene varierer mellom 20 og 75 m. Bygget er utført i tørr byggegrop med utgravningsdybde ca. 6 meter. Grunnen i området består av mektige sagflisavsetninger, gamle trekaier, massive steinbrygger liggende på lag av trefaskiner og fundamentert på trepeler. En av utfordringene på jobben var å få rammet ned spunt og peler, bore kalk-sementpeler og stag under de vanskelige og varierende grunnforholdene. I sydvest måtte spunten rammes gjennom en mektig steinfylling med direkte kontakt til sjøen.

Mot syd var byggegropa uavstivet, langs kortsidene i øst og vest avstivet med fjellstag, mens langsiden i nord ble avstivet med et system med løsmassestag og innvendig avstivning til den utstøpte bunnplata. Stabilitet av byggegrop var kritisk og måtte sikres med kalk-sement peler.

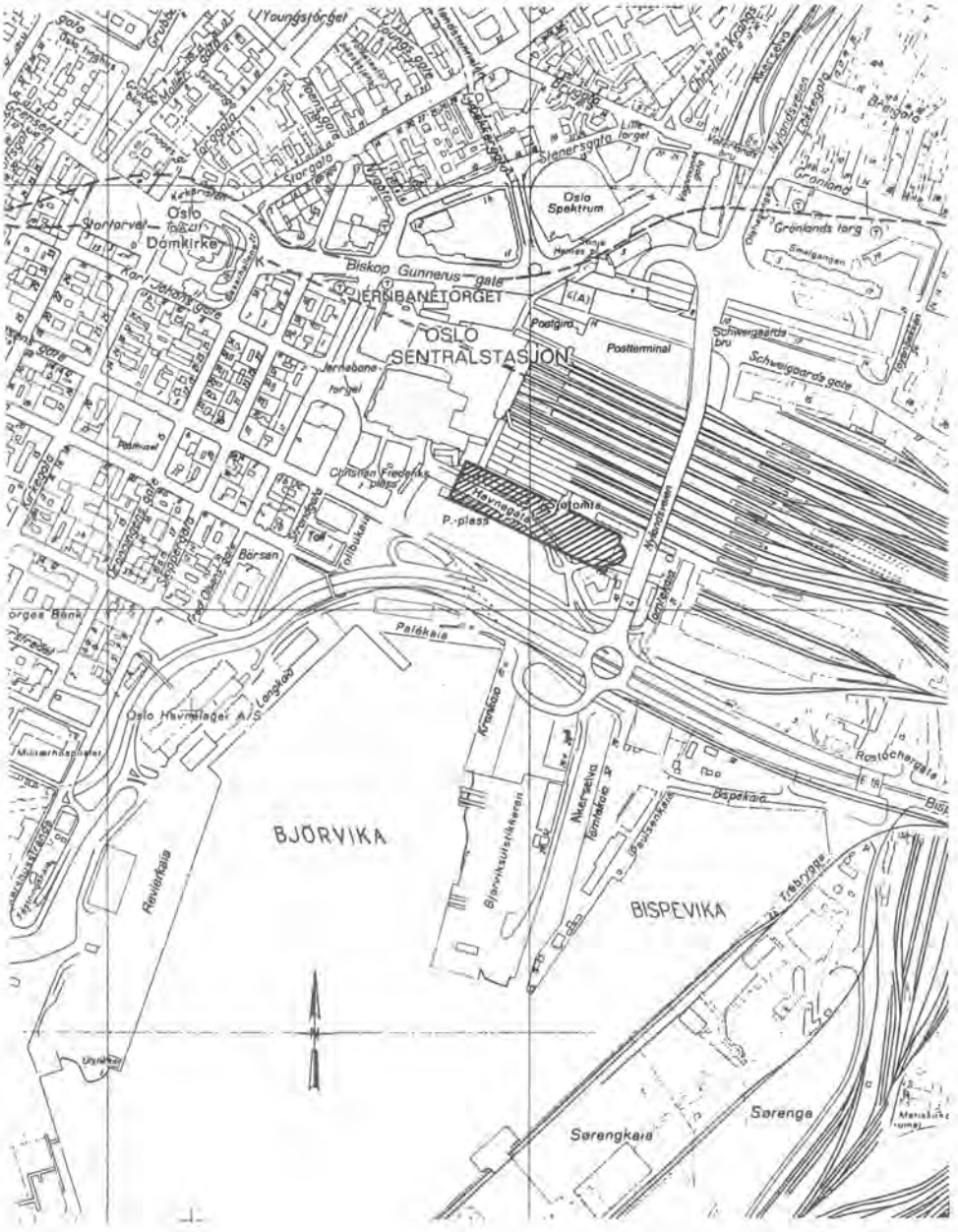
Entreprenøren reiste et sorteringsverk på tomta for å lette massehåndteringen. De sorterte massene ble brukt til gjenfylling av forgravingsgrøft for spunt, stålpeler og kalk-sementpeler.

Byggegropa strekker seg helt inntil eksisterende konstruksjoner på Oslo S. og Terminalbygget som ble bygget samtidig med P-huset. De eksisterende bygningene var dels direktefundamentert og dels pelefundamentert. Sikring av eksisterende bygninger og grensesnitt mot de andre anleggsarbeidene med andre byggherrer og entreprenører var en utfordring.

SUMMARY

Nearby Oslo Central Railway station a new parking house are constructed. This is the first deep excavation and fundationjob in Bjørvika, a new developement area in Oslo Harbour. This article describes design and execution of this project with fucus on ground employment.

The main problems was related to fundation of the building to firm ground/rock with 75 meters long steel piles, driving sheet piles and lime cement colums in difficult ground conditions consist of saw-dust, old wodden quais and old embankments of stone fundated on wooden piles and layers of timber. The site had gravelfill in directly communication to the see in the harbour outside.



Figur 1. Situasjonsplan

INNLEDNING

Oslo Sentralstasjon er Norges største jernbanestasjon. Før åpningen av hovedflyplassen på Gardermoen går ca 25.000 mennesker gjennom stasjonen hver dag. For persontransport til den nye flyplassen er det en av forutsetningene at jernbanen skal ta en stor del av trafikken. I utgangspunktet var det en målsetting at halvparten av flypassasjerene skulle benytte toget. Uansett andel betyr flytting av flytrafikken fra Fornebu til Gardermoen en trafikkvekst på Oslo S.

I forbindelse med oppgradering av adkomstsonen til Oslo Sentralbanestasjon er det bygget et nytt parkeringshus på sydsiden av stasjonen mot Bjørvika. Parkeringshuset ligger i tilknytning til den nye Flytogterminalen for NSB Gardermobanen AS.

Prosjektet er den første store byggegropen i den forestående Bjørvika utbyggingen. Bjørvika ligger i dag med E18 som en barriere mot byen. Når E18 en gang i fremtiden blir flyttet i dykket tunnel i havnebassenget, vil det åpne seg store muligheter for å reise en attraktiv bydel, sentralt i Oslo, sydvendt og med sjøen som nærmeste nabo. Utbyggingen vil bli en utfordring for grunnentreprenører og ikke minst oss geoteknikere.

PROSJEKTERING

Prosjekteringen har vært utført av Aas-Jakobsen A/S som hovedkonsulent og byggeteknisk rådgiver. DARK Arkitekter har utført arkitektarbeidene, ViaNova as har hatt ansvar for trafikkplanlegging og GeoVita as har vært geoteknisk rådgiver.

DARK arkitekter hadde forut for detaljprosjekteringen utført et skisseprosjekt. I tillegg hadde Scandiaplan a/s utført en rapport med program for adkomster og parkering på sjøsiden av Oslo S. Prosjekteringskontrakt ble inngått i april 1996, teknisk forprosjekt med detaljprosjekt levert i september 1996, og anbudgrunnlaget var ferdig tidlig i desember samme år. Kontakt med entreprenør ble inngått i januar 1997.

Oppdragsgiver engasjerte Sivilingeniør Hans Petter Jensen for verifisering av den geotekniske prosjekteringen. Han hadde tidligere vært inne på prosjektet med geotekniske vurderinger og stod blant annet bak planlegging av grunnundersøkelser for skisseprosjektet. Kontrollkonsulent gjennomgikk grunnlagsmaterialet fra oss og vi hadde et fruktbart samarbeid for å gjennomgå de geotekniske problemstillingene på anlegget.

PROSJEKTDATA

Oslo S Parkering AS sto som ansvarlig for byggingen. Selskapet har NSB BA Eiendom, NSB Gardermobanen AS og det private selskapet Ibsengarasjen A/S som aksjeeiere. Det er første gang NSB engasjerer seg gjennom et investeringsselskap for å få gjennomført et byggeprosjekt. EuroPark A/S vil stå ansvarlig for driften av parkeringsanlegget.

Parkeringshuset har plass til ca 650 biler. Det er ca 200 meter langt og 35 meter bredt med en utenforliggende rotunde i øst. Bygget har halvannen etasje under terreng, og er utført vanntett opp til kote +2,0. For å sikre konstruksjonen mot oppdrift er det lagt inn 1,40 m ballastpukk over bunnplata. I dette ballastlaget ligger også avløp- og drensledninger.

Bygget er fundamentert på 283 stålpeler til fjell med total lengde 15,4 km. Pelene er rammet fra terreng. Byggearbeidene ble utført i tørr byggegrop. Utgravde masser omfatter ca. 63.000 m^3. Mot syd er det benyttet uavstivet spunt, ellers avstivet spunt. Spunt for kortveggene er utført som

styltespunt med fjellstag, mens all spunt langs langveggene er svevende. Øvre stagrad for kortveggen i øst er avstivet i bakenforliggende forankringselementer. Nordveggen er avstivet med løsmassestag i toppen og innvendig mot utstøpt bunnplate. Spuntveggene har, med unntak av styltespunten, nållengde 15 m med topp spunt på kote +2,0. Totalt omfang av stålspunt er 8.350 m^2. Antall løsmassestag er 123 og mens det er boret 50 fjellstag. Tilnærmet all spunt ble trukket. For å sikre stabiliteten av byggegropa, ble det boret 3.700 kalk-sementpeler hver med lengde 11 m.

Entreprisekostnad for grunnarbeidene (graving, fundamentering, spunt og avstivning av spunt, kalk-sement peler) var 47,5 millioner kroner.

Bunnplate og yttervegger er utført i plasstøpt betong uten fuger. Begge dekkene er i hovedsak utført med prefabrikerte DT-elementer.

Over parkeringshuset er det anlagt et nytt trafikktorg for taxi og busser. Parkeringshuset er forberedt for påbygg av et 6 etasjes bygg over den sentrale og østre del av bygget. For tiden foregår planleggingen av to påbygg med akse mot sjøen som skal romme et hotell og et kontorbygg.

Parkeringshuset var en byggherrestyrt hovedentreprise. Til å følge opp bygge- og anleggsarbeidene ble et byggelederfirma innleid. Constructing Management kom inn under kontraktsforhandlingene og hadde to mann på full tid under hele arbeidsprosessen.

Veidekke ASA, Divisjon Anlegg var hovedentreprenør for byggearbeidene. Det var kanskje litt overraskende at et anleggsteam sto som utførende for bygget, men mesteparten av jobben bestod av grunnarbeider, plasstøpt- og prefabrikert betong, asfalt og utvendige arbeider. Grunnentreprenør for stålpeler og stålspunt var Bj. Kynningsrud A/S. Entreprenørservice A/S boret fjell- og løsmassestag, mens arbeidsfellesskapet L-C Markteknikk/ Kristian Olimb A/S utførte kalk-sement pelene.

GRUNNFORHOLD

Før anleggsarbeidene for parkeringshuset ved Oslo S startet, var området tilnærmet plant og lå med terrengnivå mellom kote +1,3 og +2,5. Ved flo og samtidig virkende lavtrykk med pålandsvind, lå deler av området under vann. Det fikk vi erfare under anleggsarbeidene på vårparten i 1997 før utgravingen av byggegropa. Området ble tidligere benyttet til parkering og veiformål.

Terrenget er dannet ved avsetning av løsmasser og sagflis fra Akerselva og ved samtidig landheving. I tillegg er grunnen preget av menneskelig aktivitet gjennom flere hundre år. Her har det vært havnevirksomhet fra 1600-tallet.

Ut fra grunnundersøkelsene kunne vi fastslå hovedtrekkene i bakken. Sentralt under parkeringshuset ligger en markert dyprenne med løsmassemektighet over 70 meter. Dyprenna har orientering NØ-SV. I sør finner vi den igjen der betongkulverten krysser under E18 vest for Bispelokket og i nord ved krysset Tøyenbekken - Schweigaardsgate. Fjellet faller raskt av fra parkeringshusets vestre begrensning der fjelldybden er ca 20 meter. Ved gangkulverten under sporområdene ca. 80 meter lengre vest, er det registrert 75 meter til fjell. Fjellet er svært hardt, sannsynligvis mænaitt, noe som fremkom klart ved innmeislingen av pelene.

Topplaget (0-2m) består av fyllmasser av sand, grus, pukk og grov stein. Under fyllmassene finner vi 5-8 m sagflisavsetninger. I de østlige deler av parkeringshuset mot Akerselva finner vi ren flisavsetning, mens det vestover er mer oppblandet med sand og silt. Den større innblandingen av friksjonsmasser gir seg utslag i større romvekt.

Figur 2. Fjellforløp i byggegropa

Under flislaget er det siltig leire, senere ren leire til fjell. Leira har et vanninnhold på 35-45%, er middels fast og lite sensitiv (S_t= 3-8). Det er utført 3 vingeboringer i området. De målte skjærstyrkeverdiene ligger mellom 30 og 50 kN/m^2.

Resultatene fra ødometerforsøk på opptatte leirprøver tyder på kompressible masser. Modultall ligger i størrelsesorden 10-15.

I sydvest skjærer byggegropa inn i en sprengsteinsfylling som står i direkte forbindelse med havnebassenget. Grunnvannstanden på tomta varierer dermed med vannstanden i sjøen utenfor.

Vi var klar over at grunnarbeidene ville komme i konflikt med gamle, nedfylte kaier. En vesentlig del av arbeidet ble derfor å detaljkartlegge utviklingen av området for å ha et best mulig kjennskap til hva grunnen inneholdt.

UTVIKLING AV OMRÅDET

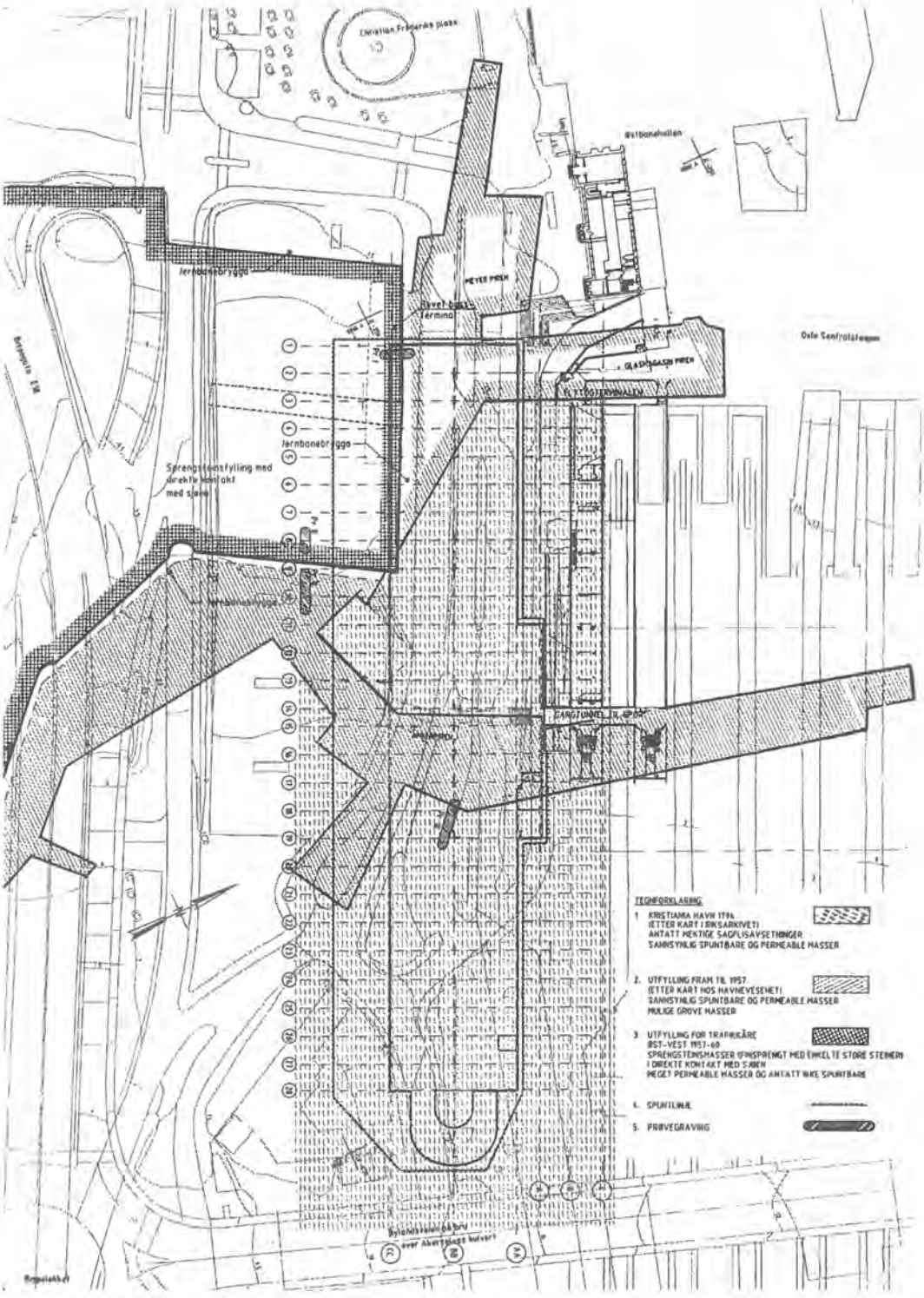
For å kartlegge utviklingen, benyttet vi "Oslo havns historie" som kilde, et jubileumsutskrift utgitt av Oslo Havn. Dessverre er det ikke mange eksemplarer igjen av dette praktverket som tar for seg utviklingen fra de eldste tider og fram til i dag. Særlig er utførelse og fundamentering av kaiene utførlig behandlet.

Fram til den store bybrannen i det gamle Oslo i 1624, var det liten aktivitet i området. Byen lå da innunder Ekeberg og mesteparten av virksomheten i byen foregikk der. Etter flyttingen av byen og oppbyggingen av Christiania med Kvadranturen bak Akershus Festning, begynte byens borgerne med havneanlegg på Bjørvikas vestside. Området der jernbanesporene ved Oslo S. og parkeringshuset i dag ligger, ble på denne tiden hovedsakelig benyttet som lagringsplass for bord og materialer. Det kan synes som om det var begrenset omfang av kaier og konstruksjoner på den tiden.

Bjørvika var sterkt utsatt for oppgrunning og innskrenkning. Det skyldtes særlig at sagflis og mudder fra Akerselva ble avsatt i havnebassenget. Fra midten av 1700-tallet ble det bygget kaier og viker eller pirer som datidens båter gikk inn for å laste og losse bord og andre varer. Kaiene bestod på denne tiden av enkle trekonstruksjoner, laftete trekister fylt med fyllmasser av varierende karakter. Anleggsarbeidene for parkeringshuset kom særlig i konflikt med tre av disse pirene, Ankerpiren, Glasmagasinpiren og Meyerpiren, som alle lå i den vestlige del av byggegropa. Restene av de gamle pirene ble antakelig fylt igjen ved at det ble dumpet «byfyll» i pirene fra ca. 1850 og utover.

Hovedbanen fra Oslo til Eidsvoll ble åpnet i 1854. Østbane hallen ble oppført i tiden 1877-82. Bygningen er fundamentert på flåter. Innerst i Bjørvika hadde jernbanen i 1856 bygget noen dårlige trebrygger som ble benyttet for trelast trafikken. Jernbanebryggen stod ferdig i 1865. Kaiens overvannsmur ble bygget av stein i mørtel med finhugget frontstein på et fundament av nedrammede peler noe under lavvann. Pelene ble nedrammet i et faskinverk til beskyttelse mot sjømarken. Kaiprofilet ble forankret med ca. 6 meter lange ankerstag festet til peler nedrammet i grunnen innenfor. Kaien lå i parkeringshusets søndre veggliv. I anbudet ble fjerning av Jernbanebryggen tatt med som egen post.

I forbindelse med utfylling i Bjørvika for trafikkåren Øst-Vest «Gjennomfartsåren», ble det i årene desember 1957-februar 1960 fylt ut ca. 300.000 m^3 med stein fra de pågående sprengningsarbeidene for tunnelbanen. Sprengsteinsfyllingen står i direkte forbindelse med havnebassenget. Utfyllingen har medført store terrengsetninger som fremdeles pågår. Sprengsteinsfyllingen gjorde det påkrevet med kontinuerlig og tett spuntvegg rundt hele byggegropen.



Figur 3. Grunnforhold. Gamle kaier.

GRUNNUNDERSØKELSER

Ved nye prosjekter er første oppgave å samle inn alle relevante data fra tidligere prosjekter i nærheten. I Oslo sitter Undergrunnskartverket i Oslo kommune på mye informasjon om grunnforholdene. I de mest sentrale delene av byen er geodataene digitalisert. Dermed kan vi allerede i en tidlig planfase produsere undergrunnskart med gjeldende plangeometri og tidligere utførte grunnundersøkelser.

For parkeringshuset ved Oslo S. kunne vi nyttiggjøre oss data fra flere tidligere prosjekter i området. Særlig i forbindelse med gjennomføringen av der vegvesenet har registrert alle pelepunktene. Pelepunktene gav en kontinuerlig informasjon om fjellforløpet rett syd for den nye byggegropa.

NSB Bane Ingeniørtjenesten utførte grunnundersøkelser til skisseprosjektet. Grunnundersøkelsene bestod av 7 prøveserier, 7 dreietrykksonderinger, 2 vingeboringer, 1 trykksondering og 4 totalsonderinger til fjell eller avsluttet i løsmasse ved ca. 60 meters dybde. En vingeboring skilte seg klart ut med en uomrørt skjærstyrke ca 0,15 p,'. Vingeboringen ville ha blitt dimensjonerende for skjærstyrken i store deler av byggegropa, noe som ville medført kraftigere spunt og avstivningssystem, mer kalk-sementpeler og ytterligere sikringstiltak også for graveskråningen mot syd. En ny vingeboring gav betydelig høyere skjærstyrke og tilnærmet lik de andre boringene i byggegropa. I følge utførende borefirma skyldtes avviket at den første vingeboringen ble utført umiddelbart etter totalsonderingen og nesten i samme hull og dermed ble påvirket av denne.

Nytten av digitale data fra Undergrunnskartverket viste seg raskt da vi allerede på oppstartmøtet med oppdragsgiver hadde utarbeidet et undergrunnskart for området med forslag til supplerende grunnundersøkelser.

Under prosjekteringen ble det utført tilleggsundersøkelser for å kartlegge et mer nøyaktig fjellforløp og å innhente informasjon om grunnens anleggstekniske egenskaper. Fjellkontrollboringer til 70, muligens 80 meter er kostbart. Omfanget ble derfor redusert til fjellkontroll for hver 25 meter. For å dokumentere fast fjell på denne dybden, valgte vi å benytte odexboring i dyprenna, mens der vi forventet mindre fjelldybder utførte vanlige fjellkontrollboringer. Ved flere anledninger har vi opplevd at fjellkontrollboringer ikke går til fast fjell, men stopper mot blokk eller faste lag over fjell. Totalt ble det utført 10 fjellkontrollboringer, derav 7 odexboringer.

For å kartlegge de anleggstekniske egenskapene ved utgraving og ved forgraving for spunt og peler, foretok vi prøvegraving i tre punkter, derav to ved den nedfylte Jernbanebryggen ved overgang til sprengsteinsfyllingen. Vi utførte prøvegravingen både fra landsiden og fra sjøsiden av den gamle kaia. Prøvegravingen viste tydelig vanskelighetene ved å grave i massene. Sprengsteinsfyllingen var meget permeabel og det kom inn store mengder vann. Grunnvannet innstilte seg umiddelbart på vannivået i havnebassengets ved utgraving. Vi kunne ikke se restene av Jernbanebrygga på grunn av vanntilstrømningen.

Den andre prøvegravingen ble foretatt ca 8 m syd for spuntlinja, ved antatt overgang fra byfyll gjennom Jernbanebrygga og inn i sprengsteinsfylling. Under et tynt lag med friksjonsmasser var det byfyllmasser med eldre kaikonstruksjoner ned til bunn utgravning ca 5 m under terreng. De gamle kaikonstruksjonene bestod av treverk, trepeler og et stort betongfundament. Massene var lite permeable, noe som gjorde utgravingen enkel. Ved graving vestover, punkterte vi grunnvannsbassenget i sprengsteinsfyllingen. Dette medførte at gropa nesten umiddelbart ble fylt med vann.

På grunnlag av prøvegravingen antok vi at massene i sprengsteinsfyllingene ikke var spuntbare, og at massene må forgraves i spuntlinja. For å kartlegge mektighet og kvalitet av fyllingen, ble det

utført tre totalsonderinger i spuntlinja. Sonderingene ble avsluttet noe ned i leira. Boringene måtte bruke slag/spyling ned til 5-7,5 m og hadde overgang til antatt leire ved dybde 8-9,5 m.

Den tredje prøvegropa ble utført sentralt i den fremtidige byggegropa der vi forventet å finne Ankerpiren. Vi startet i byfyll masser, men videre mot vest kom vi over i mektige sagflis-avsetninger. Flismassene var grovkornige og friske. Man skulle nesten ikke tro at flismassene var avsatt for flere hundre år siden. Utgravingen ble utført i tilnærmet tørr byggegrop og med omtrent vertikale graveskråninger, og ble avsluttet i omtrent 6 meters dybde.

På grunnlag av prøvegraving og totalsonderinger anså vi ramming av spunt gjennom sprengsteins-fyllingen som krevende men ikke umulig. Vi gjorde spesielt oppmerksom på sprengsteinsfyllingen i anbudet der den ble priset som egen post. Grunnboringer og prøvegravinger tydet ellers på spunt-bare og lite permeable masser i mesteparten av byggegropa. Men vi la allikevel opp til tørr byggegrop og en omfattende forgraving for spunt, stålpeler og kalk-sementpeler i anbudet.

Prøvegravingene ble videofilmet og videoen ble vedlagt anbudet. På videoen fremkom tydelig de anleggstekniske problemene ved graving i sprengsteinsfyllingen. Men det viste seg at entreprenøren ikke hadde sett filmen da de ikke hadde tilgjengelig video på anlegget. Det kan jo tyde på at entreprenøren ikke synes informasjonen var særlig relevant.

Kartlegging av skjærstyrkeegenskapene i flismassene ble ikke utført.

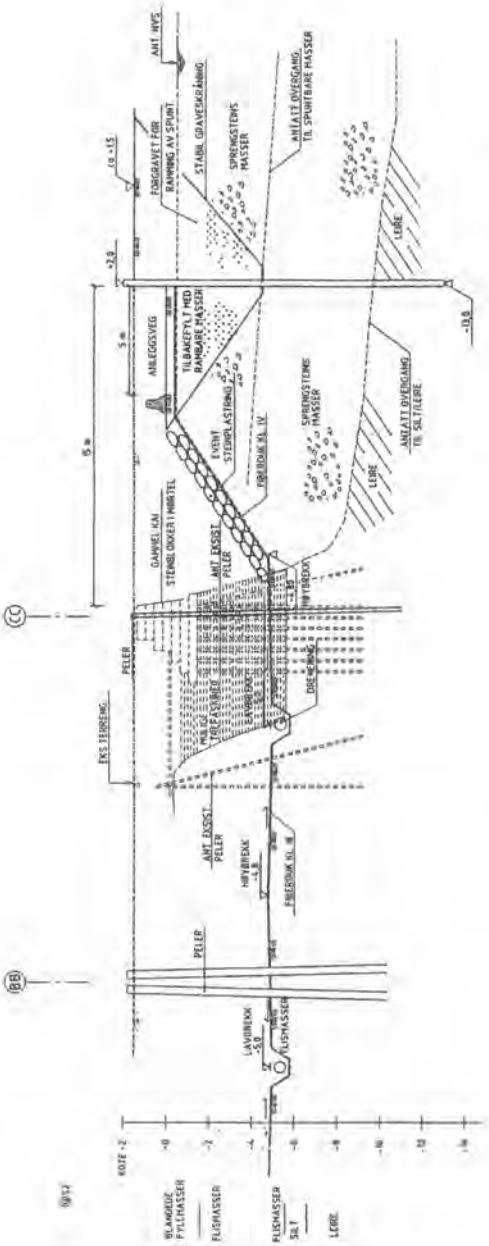
Håndtering av eventuelle miljøgifter ble under prosjekteringen utført etter retningslinjer i henhold til rapport 95:09 "Håndtering av grunnforurensningssaker" fra Statens Forurensningstilsyn (SFT). Vi tok opp prøver av sagflismassene som ble sendt til laboratorieundersøkelser for kontroll av forurensninger. Resultatene viste ingen spor av miljøgifter.

STABILITET AV BYGGEGROP

Spunten mot sjøsiden (mot syd) var prosjektert 15 meter fra byggelivet og var forutsatt utført uavstivet. På innsiden av spunten skulle det anlegges en anleggsvei på terreng. Det var i anbudet tatt med tiltak for å stabilisere graveskråning i flismasser, særlig mot erosjon ved nedbør. Total-stabiliteten var i beregningene kritisk med sikkerhet mot brudd ned mot 1,3. Stabilitet var beregnet på totalspenningsbasis etter ADP-metoden. Byggegropen skulle tåle flomvannstand, definert som overkant spunt kote +2,0. Stabiliserende effekt av spunt, gamle peler og eksisterende konstruksjoner i bakken eller nye peler inngikk ikke i beregningene.

Mens spuntrammingen pågikk, opplevde vi en kombinasjon av springflo og en vindretning som medførte oppstuvning av vannmasser i havnebassenget. Vannet stod da ca 20 cm høyere enn asfalten på parkeringsplassen syd for byggegropa, altså vannstand ca kote +1,5. Under utførelsen skulle vegen på utsiden av spuntveggen utbedres. Kommunen ønsket en veg som ville bli liggende over høyeste flomvannsnivå. Konsekvensene av å heve vegen var at sikkerhet mot utglidning ville bli redusert ytterligere. Det ble inngått et kompromiss ved at entreprenøren skulle ha en beredskapsplan for en tidlig varsling av flom gjennom Norges meteorologiske institutt. I tillegg skulle spunten ha to overløp på kote +1.3 under full utgravning for at vann skulle kunne strømme inn i gropa og stabilisere situasjonen. Dessuten måtte anleggsvegen på innsiden av spunten senkes 1.5 meter.

Dimensjonering av den avstivede spunten langs de andre sidene av byggegropa viste at det ikke var tilstrekkelig sikkerhet mot bunnoppressing. Alternativ med seksjonsvis graving gav liten effekt på grunn av lav egenvekt av tørre flismasser. Vi valgte derfor å stabilisere med kalk-sementpeler inne i byggegropa.



Figur 4. Typisk snitt gjennom
Jernbanebrygga og sprengsteinsfylling

FUNDAMENTERING

Fundamenteringen av parkeringshuset var gjenstand for grundig vurdering under prosjekteringen. Prinsipielt var det 3 alternative tekniske løsninger:

1. Direktefundamentering på løsmasser
2. Fundamentering på peler til fjell
3. Forsterkning av undergrunnen

Ved valg av fundamenteringsløsning måtte vi ta hensyn til flere forhold der beregning av setninger var en av hovedoppgavene. Byggherren oppgav 50 år som byggets dimensjonerende levetid. Før endelig valg av fundamenteringsmetode, måtte byggherren ta en beslutning om vi skulle ha et rent parkeringsbygg som forutsatt i skisseprosjektet eller om det skulle være et påbygg på bygget. Et eventuelt påbygg gir tilleggsbelastninger på grunnen og dessuten endres bruksområde for bygningen. Et parkeringshus i plasstøpt betong kan tåle betydelige setninger, også skjevsetninger, uten at det vil få innvirkning på byggets funksjonen.

Vår prosjektforutsetning var at bygget skulle utføres som en vanntett konstruksjon. Oppdriftskreftene er betydelige. Over bunnplata skulle det derfor fylles med ballast slik at ikke bygget i noen fase ville få stabilitetsproblemer som følge av oppdrift. Byggegropa står i direkte kontakt med havnebassenget. Det medfører at konstruksjonen vil bli påvirket av tidevannsvariasjonene, noe som gir lastvariasjoner på bygget.

Det er uryddige grunnforhold i området, noe som vanskeliggjorde setningsberegningene. De forventede setningene for bygget skyldes økt belastning på grunnen, at det pågår terrengsetninger i området og tilleggsbelastninger fra omkringliggende aktivitet. Da fjelldybdene varierer fra 20 til over 75 meter langs konstruksjonen, vil det i tillegg til totalsetninger også oppstå setningsdifferanser i byggets lengderetning hvis ikke bygget fundamenteres til fjell.

På sydsiden av P-huset ligger et stort, ubebygd område. Dette området inngår i Bjørvikautbyggingen som nå er under planlegging. Da vi ikke har kontroll over hva som vil skje i dette området, må vi forutsette at det kan bli en oppfylling her. Det vil medføre tilleggsbelastninger på grunnen under parkeringshuset noe som vil medføre økte setninger og skjevsetninger for konstruksjonen.

Flytogterminalen, plattformer og støttemurer for spor 19 og gangkulverten under sporene har grensesnitt mot parkeringshuset. Konstruksjonene er både direktefundamentert og står på betongpeler til fjell. For å sikre minst mulig bevegelser mellom konstruksjonene, burde parkeringsbygget fundamenteres til fjell.

Flismassene har liten bæreevne. Ved en teknisk løsning med direktefundamentering er etter vår oppfatning en masseutskifting ned til underliggende faste masser påkrevet. Masseutskiftning av flismassene ville medføre økte kostnader til sikring av stabilitet i byggegropa og til avstivning av spunten. Flislagene har også lav egenvekt. Det måtte derfor fylles tilbake med lette masser av lettklinker. Ved pelefundamentering til fjell vil ikke masseutskifting av flismassene være nødvendig.

Fundamentering på peler til fjell er en kostbar med sikker fundamenteringsmetode som gir et setningsfritt bygg. Men selv et bygg fundamentert på fjell vil ikke unngå problemer. Fremdeles vil det bli terrengsetninger rundt bygget som krever vedlikeholdskostnader i form av opprettinger av asfalt ol. rundt bygget.

Byggherren kom med en beslutning om å forberede bygget for et 6 etasjes påbygg i den østre del av bygget. Plan- og bygningsetaten nedla forbud mot overbygg i vest nærmest Østbanehallen. Vi anbefalte da fundamentering av bygget på peler til fjell.

Den videre prosjekteringen gikk da ut på valg av peletype og dimensjonering av pelenes bæreevne. Vår erfaring er at betongpeler over 40 meter gir mye vrakpeler som følge av at pelene bøyer av og knekker på store dyp. Det kan være også være vanskelig å tilføre tilstrekkelig energi i peletoppen for å få dokumentert tilstrekkelig bæreevne. Skrått fjell gir også normalt vanskelig innfesting for rammede betongpeler, slik at vi måtte forvente mye vrakpeler. Borede stålkjernepeler gir god og sikker innfesting i fjell men er en kostbar metode. Stålkjernepeler er tidligere benyttet ved fjelldybder opp til 80 meter. Rammede stålpeler har vært lite benyttet i Norge i de senere år. På Skøyen stasjon benyttet vi stålpeler av type Arbed HP 305/126 med stålkvalitet S420JR, og hadde gode erfaringer med peletypen der. HP-stålprofiler er spesialprofiler som er spesielt beregnet til fundamentering og har samme ståltykkelse i steg og flens. Etter det vi erfarer er det ikke benyttet rammede stålpeler på så store dyp tidligere. Normalt tåler stålpeler hard ramming og innmeisling i fjell.

Ramming av betongpeler gjennom trefaskiner, gamle trepeler og grove masser er vanskelig. Stålkjernepeler derimot går igjennom alle hindringer i grunnen, men har liten nedtrengning på grunn av at treverket vil flises opp og sammenfiltres.

Til anbud forutsatte vi boring og ramming av peler fra terreng med en omfattende forgraving i pelepunktene. Vi valgte å benytte stålkjernepeler i dyprenna og gjennom kaikonstruksjoner og stålpeler ellers. Rammede stålpeler gir ca 60 % kostnadsbesparelse i forhold til stålkjernepeler. Vi anbefalte derfor prøveramming av to stålpeler i dyprenna for mulig å kunne erstatte stålkjernepelene med stålpeler.

Som tidligere nevnt pågår det terrengsetninger i området. Pelene ble derfor dimensjonert for påhengskrefter. I tillegg er pelene dimensjonert for knekning etter Peleveiledningen 1991. Pelene er utsatt for korrosjon, særlig i flismassene i toppen. Toppelene er derfor beskyttet med et 0.4 mm lag av kulltjæreepoxy. For å redusere påhengskreftene, er midtpelene påsmurt bitumen B85.

PELERAMMING

Som tidligere nevnt rammet vi to prøvepeler i dyprenna for å finne ut om det var mulig å ramme stålpeler på så store dyp og få en tilfredsstillende innmeisling. Peleentreprenør hevdet også at det var bedre å ramme stålpeler gjennom treverk enn å bore stålkjernepeler. Prøvepelene ble utstyrt med inklinometerkanaler, og ble rammet til henholdsvis 60 og 70 meters dybde. Inklinometermålingene viste liten utbøyning på prøvepelene før ca 35 meters dybde. Derunder økte utbøyningen til ca 3,5 m ut fra vertikallinjen ved foten av pelen. Vi anså ikke dette for dramatisk og godkjente pelene ut fra forutsetning av at pelen fikk godt fjellfeste. Vi la opp til inklinometermåling på 3 peler i tillegg til prøvepelene. Men det viste seg vanskelig å få festet inklinometer rørene til de bitumenbelagte pelene. De ble slått av under nedrammingen.

Peleentreprenør valgte å benytte stålpeler av type Arbed HTM 360x144 med stålkvalitet HISTAR 500. Det var en noe slankere pel enn forutsatt i anbudet, men med bedre stålkvalitet. Pelene var utstyrt med fjellspiss med diameter 120 mm, hadde dubblengde 250 mm og stålkvalitet S460 JR med påleggssveis i henhold til Peleveiledningen. Peleskjøtene ble helsveiset.

Pelene skulle rammes vertikale eller 40:1 for å oppta vindlast på bygget. Ramming gjennom løsmasser med opptil 75 meter leire gikk uten problemer. Entreprenør benyttet en Banut 700

pelerigg med 8 tonns fallodd. Alle pelene ble etterrammet. Til tross for store dybder til fjell, gamle konstruksjoner i bakken og sprengsteinsfylling, fikk vi bare 3 vrakpeler, noe som tilsvarte ca.1 %.

Entreprenøren la opp til et system med effektiv drift på anlegget. Det var opptil to pelerigger i drift som kun drev med ramming og innmeisling. I tillegg var en mobilkran og flere sveiselag i drift for å montere opp nye pelelengder.

SPUNT- OG AVSTIVNINGSARBEIDER

I anbudet opplyste vi detaljert om hva entreprenøren måtte forventede å treffe på under spuntrammingen. Spunten skulle rammes gjennom grunn med gamle trekaier, massive steinkaier fundamentert på trefaskiner og trepeler og sprengsteinsfyllinger som stod i direkte kontakt med sjøen i havnebassenget utenfor. Vi forventet vanskelige men ikke uoverkommelige spuntarbeider. Det var et absolutt krav få en tett byggegrop. All spunt måtte rammes i lås.

Etter forgraving i spuntlinjen, ble de 15 meter lange spuntnålene rammet ned til angitt dybde. 550 lm spunt ble vibrert og delvis rammet ned. Sprengsteinsfyllingen og enkelte gamle kaier voldte problemer, men entreprenøren gjorde en utmerket jobb. Gjennom forgraving og masseutskifting i spuntlinjen klarte de sikre tett byggegrop.

Øverste stagrad i nordveggen ble avstivet med løsmassestag med krav til dimensjonerende kapasitet på 220 kN/stag. I anbudet hadde vi gitt entreprenøren mulighet til selv å velge type løsmassestag (injiserte stag, ekspansjonskropper eller lignende), under forutsetning av at byggherren skulle godkjenne stagene. Entreprenøren valgte å benytte løsmassestag med injisert mørtelmasse. Løsmassestagene ble i hovedsak satt med helning 10°, men i kritiske snitt under nærliggende konstruksjoner måtte stagene settes med helning opp til 30°. Stagene ble boret ned i bakenforliggende flismasser og videre ned i silt- og leirmasser. Det var satt krav til minimum 13 meters avstand fra spuntlinje til forankringssonens begynnelse og minst 4 meter innboring i silt/leire.

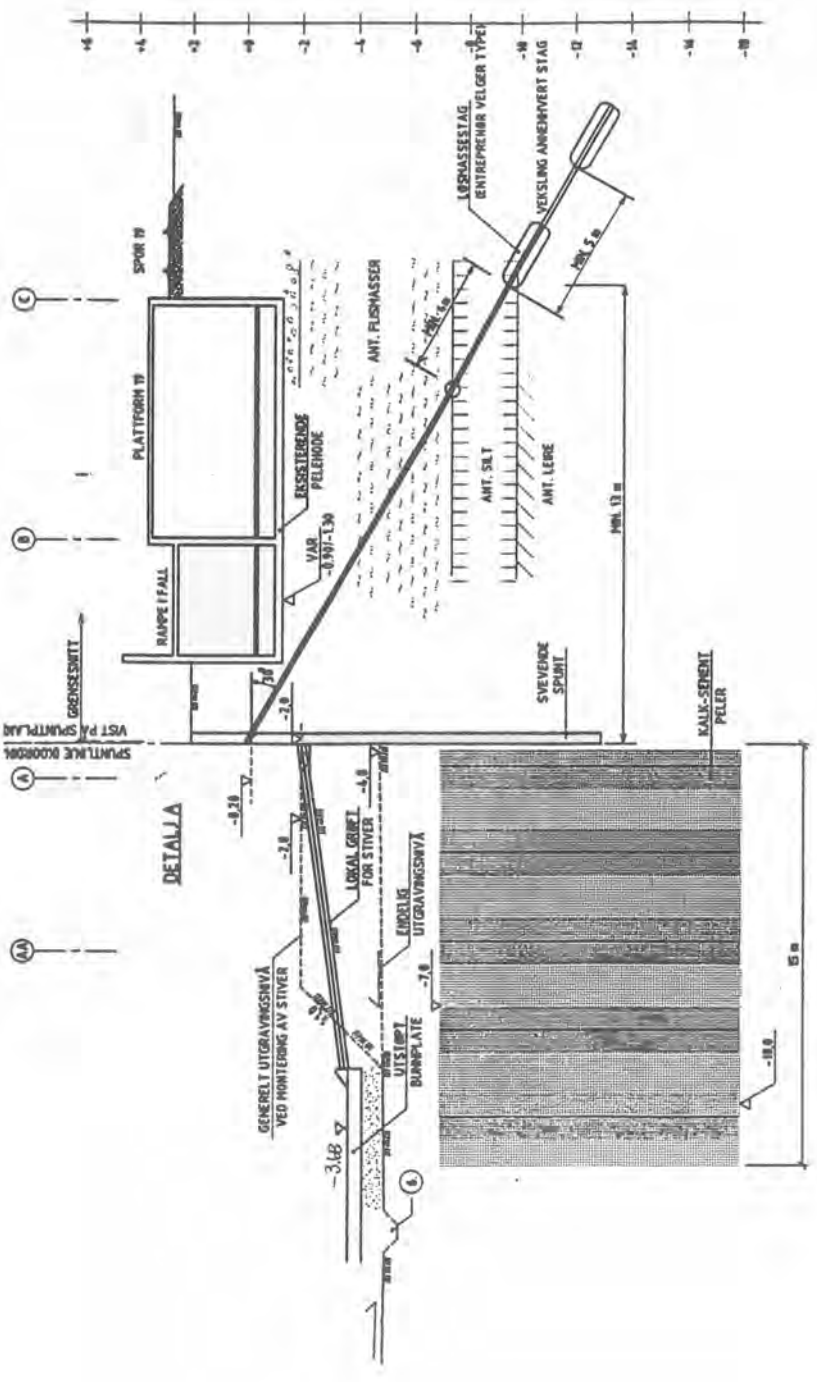
Forut for stagsettingen ble det satt tre prøvestag som ble oppspent til 220 kN. Data fra prøvestagene er vist i tabellen under. Stagene fikk en forlengelse på 48–57 mm ved maksimal strekklast, der staget med størst fri lengde fikk den minste forlengelsen. Det viser hvordan løsmassene virker inn på kapasiteten.

	Stag 1	Stag 2	Stag 3
Fri lengde (m)	15	21	16
Forankring (m)	5	5	7
Injeksjonsmengde (kg)	880	1000	1040
Trykk (bar)	3	3	3
Avlest forlengelse ved 220 kN (mm)	51	48	57
Teoretisk forlengelse (mm)	51	71	54

Tabell 1. Utførelse av prøvestag i løsmasser

På grunnlag av prøvestagene og erfaringene fra Skøyen stasjon utarbeidet vi en oppspennings-prosedyre for løsmassestagene. Stagene skulle spennes opp med økende lasttrinn ved intervall på 50 kN med avlesning av relativ og absolutt deformasjon samt last på staget ved avlesningstidspunktet etter 0, 5 og 10 minutter. Stagene skulle deretter spennes ned til 50 kN og låses.

Setting av løsmassestagene i vestre del av nordveggen ble komplisert. Stagene skulle tilpasses mellom de pelefundamenterte konstruksjonene til Flytogterminalen. Vi måtte derfor foreta en nitidig kartlegging av de bakenforliggende konstruksjonene. Deretter utarbeidet vi en detaljert stagplan for



Figur 5. Typisk snitt forankret spunt

området, noe som viste seg vellykket. Alle de 44 stagene ble satt uten å komme i konflikt med peler eller fundamenter.

For kortveggene i øst og vest ble det benyttet skråstag til fjell. Fjellstagene hadde helning 45° og spunten måtte utføres som styltespunt for å ta opp de vertikale kreftene.

For nordveggen skulle nedre avstivningsnivå utføres med innvendig avstivning mot bunnplata som var utstøpt 12 meter fra spuntveggen. Som stivere og puter ble benyttet avkapp fra stålpelene. De ble festet inn i bolter som ble boret inn og faststøpt i bunnplata.

ANLEGGSTEKNIKK

Til tross for at vi hadde undersøkt arkivene grundig og forespurt de ansvarlige etater, dukket det under utgravingen av tomta stadig opp kabler og ledninger som vi ikke var klar over. Under utførelsen av grunnarbeidene krevde en etat omlegging av en stor kabelkanal, noe som gav en ekstrakostnad på ca en million kroner.

Massehåndtering er normalt et felt som må vektlegges under arbeidet med anbudet. Det gjelder særlig i bystrøk der det er mye trafikk og kan være store avstander til massetak. Entreprenørene har ofte egne fyllplasser og anlegg som produserer steinmasser og kan ta i mot brukbare masser. På Oslo S. rigget entreprenøren opp et siktingsanlegg for produksjon av rambare masser på tomta. Dette gav en betydelig besparelse for entreprenøren ved forgraving for spunt og peler og tilbakefylling med rambare masser.

Under anleggsarbeidene for parkeringshuset var det særlig tre nedfylte pirer som skapte problemer for anleggsvirksomheten. For spunt- og pelearbeidene var ikke treverket til stort hinder, da trekonstruksjonene lå grunt i spuntlinjen og i pelepunktene. Men i vest skapte de gamle trekaiene problemer, da det ikke var mulig å forgrave for boring av kalk-sementpeler. Det førte til at vi måtte omprosjektere avstivningen av vestveggen i byggegropa. Spunten måtte avstives med fjellstag i tre nivåer. For å sikre stabilitet av spunten måtte det siste avstivningsnivået bores fra et nivå 5 meter over stagansett. I tillegg måtte utgravningen utføres seksjonsvis med seksjonsbredde 8 meter.

Behov for forgraving kan nok vurderes på de ulike prosjekt. For dette prosjektet forgravet vi i alle pelepunkter, i spuntlinjen og for alle kalk-sement pelene. Vi mener det var riktig å forgrave i et såpass stort omfang for å sikre fremdrift og å få tett byggegrop. Men stålpeler og spunt tåler en del hindringer i bakken, selv om det vil da være en fare for at elementene kommer mye ut av posisjon. For kalk-sement pelene er det påkrevet med forgraving. Vispen er svært ømfintlig for hindriger i bakken. Kun en gang glemte entreprenøren å forgrave for KC pelene. Det medførte stangbrudd med halvannen ukes driftsstans.

Under arbeidene med fjellstagene i vest kom entreprenøren inn i områder med mye treverk. Boring av stag ble sterkt forsinket og entreprenøren krevde kompensasjon for dette. I tillegg var de dypeste stagene i vestveggen avsatt i sprengsteinsfyllingen under grunnvannsnivået. Dermed kom det inn betydelige mengder vann som måtte pumpes vekk, og entreprenøren måtte tette rundt stagene.

Den massive Jernbanebrygga lå omtrent i søndre veggliv for det nye parkeringshuset og men skapte ikke store vansker for byggearbeidene. De gamle kairestene ble fjernet inne i en tørr byggegrop. Vi var på forhånd skeptisk til ramming av peler og spunt gjennom systemet med trepeler og trefaskiner, og hadde forutsatt borede stålkjernepeler i dette området. Men det viste seg at alle stålpelene ble rammet slik at det ble ikke behov for stålkjernepeler på anlegget.

På forhånd var vi usikre på bæreevne for anleggsmaskiner i sagflis og bæreevne ved utstøpning av bunnplate. I anbudet hadde vi derfor tatt med jordarmeringsnett med utlegging av pukk for å sikre en arbeidsplattform. Men det viste seg at det ikke ble behov for noen sikringstiltak. Sagflismassene tørket raskt opp, og var spenstige og lette å jobbe med. Stabilisering av graveskråninger for å hindre erosjon ved nedbør var ikke nødvendig.

Vi hadde lagt opp til drenering av byggegropa ved hjelp av to langsgående drensledninger som endte opp i en pumpesump i øst. Vannet ble derfra pumpet opp i et fordrøyningsbasseng der vannet ble renset før det ble pumpet ut i Akerselva.

Anleggsadkomst var fra øst med en anleggsveg med stigning 1:6 med en støpt betongplate som dekke. Nede i gropa ble det montert skinnegående kraner ettersom bunnplata ble utstøpt.

SLUTTORD

Alle pelepunkter er innlagt i geodatabasen til Undergrunnskartverket i Oslo kommune. Dermed gis et bidrag for informasjon om fjellforløpet ved den videre utbygging i Bjørvika. Gjenværende konstruksjoner i bakken er vist på AS BUILT tegninger av gropa.

Jeg var på dette prosjektet så heldig å få være mye på anlegget og få følge opp anleggs-arbeidene på nært hold. Det er av uvurderlig betydning for den prosjekterende å få denne erfaringen. Dessuten er det viktig med nær kontakt med- og god dialog mellom entreprenør, byggeleder og den prosjekterende for å få et godt resultat.

REFERANSER:

1. Oslo havns historie for tidsrommet inntil 1954. Oslo Havnevesen 1962.
2. 25 års beretning for Oslo Havnevesen for perioden 1948-1972. Oslo Havnevesen 1974

Fjellsprengningsteknikk
Bergmekanikk/Geoteknikk 1998

HALVDANSHAUGEN – GEOTEKNISKE UNDERSØKELSER PÅ HISTORISK GRUNN

Sivilingeniør Jan Slungaard, Grøner AS

SAMMENDRAG

På bakgrunn av påstander om at Halvdanshaugen på Stein gård i Hole synker, har det vært foretatt flere undersøkelser av gravhaugen for å prøve å finne årsaken til setningene. Undersøkelsene er foretatt i perioden august til oktober 1997. Undersøkelsene har inkludert sjakting i gravhaugen, georadarmålinger/magnetometermålinger og opptak av prøvemateriale/kjerneprøver (prøveserier/skovlboringer).

Resultatet av undersøkelsene viser at Halvdanshaugen kan skjule en skipsgrav av samme type som Oseberg- og Gokstadhaugene. Georadarmålinger har avdekket en skipsformet struktur i haugen, som hevdes å være gravstedet for Halvdan Svarte. Halvdan Svarte var far til rikssamleren Harald Hårfagre.

Grunnforholdene der kongshaugen ligger er stabile. Vanninnholdet i massene i gravhaugen tyder på at disse gir tilfredsstillende bevaringsforhold for organisk materiale som treverk. Ved prøvetaking i sentrum av haugen ble det boret gjennom et lag treverk. Det er funnet bearbeidede stykker av eik, furu og bjerk.

Målte setninger kan ikke forklares med grunnvannssenkning, men tyder på at det er egensetninger i Halvdanshaugen. Egensetningene kan forklares enten ved at organisk materiale i gravhaugen går i oppløsning og/eller at hulrom i haugen laget av dyr raser sammen.

SUMMARY

It has been claimed that the ancient burial mound, Halvdanshaugen at Stein farm in the Norwegian municipality of Hole, is subsiding. In order to try to find the cause of the subsidence, a number of investigations were performed in the period from August to October 1997. These investigations included shafting the mound, georadar and magnetometer measurements and core sampling.

The results of the investigations show that Halvdanhaugen may be concealing an ancient Viking ship's burial, the same type as those discovered earlier in the Oseberg and Gokstad mounds. Georadar measurements indicate a structure in the form of a ship in the mound which has been claimed to be the burial place of Halvdan Svarte, father of the Viking king who mangaged to form the different counties into the single Kingdom of Norway, Harald Hårfagre.

The ground conditions in the area where the royal mound lies are stable. The water content of the mound mass indicates that there are satisfactory conditions for conservation of organic material such as wood. The core samples taken from the centre of the mound, had drilled through a layer of wood and worked pieces of oak, pine and birch have been found.

The measured subsidence levels cannot be accounted for by ground water sinking in the area but indicate that there is local subsidence around Halvdanshaugen. This local subsidence can be the result of decomposition of organic material in the mound and/or that air pockets created by animals, have collapsed.

INNLEDNING

Oppmålingsavdelingen i Hole kommune har de siste seks årene foretatt innmålinger av Halvdanshaugen. Måleresultatene viser at i løpet av denne perioden har deler av haugen satt seg med nærmere 10 cm.

Arkeologene har stilt seg følgende spørsmål: Er setningene et resultat av endret grunnvannsstand, ustabile masser i grunnen eller er det en sammenrasing av selve gravanlegget som er forklaringen på disse setningene?

På bakgrunn av påstander om at gravhaugen på Stein gård i Hole synker, tok fylkesarkeologen i Buskerud initiativ til å få utført flere undersøkelser av kongshaugen. Undersøkelsene i Halvdanshaugen ble påbegynt i slutten av august 1997, og er utført i samarbeid med Universitetets Oldsaksamling.

Følgende undersøkelser er gjennomført:
- Graving av prøvesjakt, august 1997
- Georadarmålinger og magnetometermålinger, september 1997
- Prøvetaking, oktober 1997

HISTORISK BAKGRUNN

Halvdan (betyr egentlig: "halvdanske") Svarte var norsk småkonge på 800-tallet.

Nesten alt vi vet om Halvdan Svarte skriver seg fra den tradisjonen som ble nedskrevet av Snorre og andre islendinger på 1100- og 1200 tallet. Sagaens opplysninger om Halvdan Svarte er delvis sagnaktige og ofte motstridende. Men sagaene samstemmer om at:
- han tilhørte den norske gren av Ynglingeætten, en kongeætt med herredømme over Vestfold og deler av Østlandet,
- han var far til Harald Hårfagre, som siden samlet Norge til ett rike,
- han endte sitt liv da han kjørte gjennom isen på Randsfjorden.

Halvdans lik ble i følge Snorre delt i fire og hauglagt på Stein gård i år 860. Harald Hårfagre var da 10 år.

I andre kilder gis det andre fremstilllinger av hvordan Halvdan ble gravlagt. Hva som virkelig har skjedd får vi vel aldri vite, men hendelser de siste årene kan likevel føre oss noen skritt nærmere gåtens løsning.

Fylkesarkeolog i Buskerud Inger Liv Gøytil Lund som har vært sentral i arbeidet med Halvdanshaugen sier følgende:

"Halvdanshaugen på Stein er et nasjonalt monument som er helt unikt blant annet fordi vi kan knytte "myten" om Halvdan Svarte til den. Han er en del av vår rikshistorie. Kanskje vil nærmere undersøkelser bekrefte eller avkrefte sagaene. Hva om vi ødelegger myten? Vil vi da noen gang bli tilgitt av våre etterkommere?"

UNDERSØKELSER

Graving av prøvesjakt, august 1997

Med bakgrunn i opplysninger om innsynkning av haugen foretok Universitetets Oldsaksamling ved utgravingsleder og forsker Jan Henning Larsen en sjakting i den sør-vestlige delen av haugen i august 1997. Beskrivelsen nedenfor er hentet fra hans rapport datert 5. oktober 1997.

Det ble valgt å legge en sjakt inn i de deler av haugen som virket mest urørt (det vil si i haugens sør-vestlige del). Sjakten fikk en bredde på 2 m og en lengde på 12 m. Av disse 12 m lå 5 m på innsiden av haugfoten. Årsaken til at man valgte å legge hele 7 m ut på jordet var for bedre å kunne følge lagdelingen. I tillegg var det ønskelig å undersøke om det kunne finnes spor av fotgrøften som skulle være etablert rundt gravhaugen.

Gravingen ble utført med gravemaskin med flatt skjær. Etter at den maskinelle gravingen var sluttført, ble profilene renset og dokumentert ved fotografier og tegninger. Det ble også tatt ut prøver for naturvitenskapelige analyser.

De tre profilene mot henholdsvis NV (lengde 12 m), mot NØ (lengde 2 m) og mot SØ (lengde 12 m) viste variasjoner, blant annet ved at deler av den gamle markoverflaten manglet. Hvorvidt dette skyldes trekk ved haugens oppbygging, eller om det dreier seg om senere forstyrrelser, kan ikke avgjøres på nåværende stadium.

Profilet mot NV gav imidlertid bidrag til forståelse av haugens stabilitet. I NØ var profilets høyde 2,7 m, hvorav de nederste 0,5 m var steril grunn i form av blågrå leire. Deretter fulgte den gamle markoverflaten på stedet, tykkelse 0,10 m. Over dette fulgte biologisk påvirket gulbrun leire med tykkelse 0,4 m, dekket av et nytt torvlag med tykkelse 0,1 m. Over dette fantes igjen gulbrun leire, tykkelse 0,7 m, som igjen var dekket av blå upåvirket leire opp til topp hvor det var et 0,15 m tykt torv- og humuslag.

Profilet mot NØ viste flere torvlinser. Det kan derfor fastslås at haugen er bygget av torv, biologisk påvirket leire og blå, upåvirket leire. Dette er masser som må være hentet på stedet.

Den gamle markoverflaten kunne følges i den delen av sjakten der det var dyrket. Den indre delen av denne overflaten lå 0,25 m høyere enn delen ut mot jordet i SV.

Det kunne ikke påvises spor etter fotgrøft.

Funn og prøver

I sjaktveggen mot NØ ble det tatt ut prøver både av torvlag og leirlag til pollenanalyser. Videre ble det tatt ut fosfatprøver fra bunn til topp. Av den gamle overflaten tok man ut prøve til radiologisk datering.

I denne delen av haugen fremkom et 5 cm tykt trekullag som lå 1,4 m under torvlaget på toppen (0,9 m over gammel markoverflate). Et stykke av dette ble tatt ut for vedartsanalyse og radiologisk datering. I tilknytning til dette laget ble det funnet noen ubrente bein, trolig dyrebein. Det er foreløpig usikkert om dette har med konstruksjonen av haugen å gjøre, eller om det dreier seg om senere forstyrrelse (nedgraving av selvdøde dyr).

Konklusjon (sjakting)

Målsetningen for undersøkelsen var å undersøke haugens stabilitet. De profilene det er referert til i det foregående viser at denne delen av haugen var stabil, og det kunne ikke spores noen nedsynkning av haugen i forhold til terrenget rundt haugen.

Det skal imidlertid bemerkes at haugen ligger i en svak depresjon i terrenget som strekker seg 50-100 m ut fra haugen. Denne er foreløpig ikke målt opp. Det er tenkelig at hele området har sunket, men mest sannsynlig er det at massen til bygging av haugen er hentet fra de nærmeste omgivelsene. Depresjonen av det omkringliggende terrenget kan derfor helt eller delvis skyldes dette masseuttaket. Det jevne og stigende forløpet av den opprinnelige markoverflaten tyder på at selve haugen ikke har sunket.

De observerte og målte forandringene dreier seg om krateret og dets nærmeste omgivelser. Det er derfor viktig å undersøke om forandringen skyldes at organisk materiale i de sentrale delene av haugen holder på å gå i oppløsning som følge av omfattende dreneringer i området i dette århundret.

Pollenanalyser

I forbindelse med sjaktingen i Halvdanshaugen i august 1997 ble det tatt en rekke prøver. Botaniker og pollenanalytiker Helge Irgens Høeg har foretatt pollenanalyser av 16 leire- og jordprøver. Han gir en tidsdatering av Halvdanshaugen som peker hauganlegget klart ut som et vikingtids byggverk, med en anleggsperiode fra tiden omkring 700- eller helst 800-tallet e.Kr. I nærliggende områder på Ringerike, blant annet på Veien-feltet, finnes gravhauger fra 200- og 300-tallet.

Høeg forteller at analysene fra kongshaugen viser forekomster av trepollen både fra gran, furu, bjerk og or i området på Stein gård. Høeg avviser at Halvdanshaugen er eldre enn 500-tallet e.Kr. Da fantes det nemlig ikke gran i området.

Prøver fra den opprinnelige markoverflaten inneholder dessuten mye kornpollen. "Det viser at gravhaugen er anlagt i en kornåker i vikingtiden, og at den ble overdekket med flere lag konserverende leire, vekselvis også med torv", sier han.

Høeg avviser også muligheten for at Halvdanshaugen består av flere hauganlegg fra forskjellig tider. Både lagdelingen i haugmassene og pollenforekomstene peker entydig på at Halvdanshaugen er ett anlegg, bygget opp i samme tidsfase i vikingtiden, da området utenfor kornåkeren og beitemarkene var skogvokst, sier han.

Georadarmålinger og magnetometermålinger, september 1997

I september 1997 utførte firmaet Geomap AS en undersøkelse av Halvdanshaugen med georadar og magnetometer.

Det var etter en forespørsel fra Aftenposten at daglig leder/cand.real. Ole Christian Pedersen sa seg villig til å foreta målingene vederlagsfritt for Universitetets Oldsaksamling.

Søket viste en konsentrasjon av anomalier (anormale strukturer) i haugens midtparti. Mønsteret av en skipsliknende struktur kan sees i nord-syd retning, og med det man tror kan være "spissing av en stevn" mot nord. Dersom det er et vikingskip som er registrert, er det på størrelse med Osebergskipet og Gokstadskipet. Det siste er 23,5 m langt.

Pedersen mener radarmålingene viser tette forekomster av gjenstander i haugen. Han overlater imidlertid til arkeologene å identifisere dem ved kjerneboring eller utgraving. På fagspråket betegner Pedersen funnene som klare anomali-strukturer eller avvik fra de homogene jord- og leirlagene i haugen. Med magnetometer ble det også påvist kraftige utslag fra det som kan være metaller i haugens bunnlag.

Georadar er også tidligere blitt brukt med hell i arkeologien, særlig i Middelhavslandene. I enkelte tilfeller er georadar også brukt som hjelpemiddel for arkeologer i Norge som for eksempel ved:

- Utgravinger i forbindelse med Dokkfløydammen (1987-88)
- Utgraving i forbindelse med domkirkeruinene på Hamar
- Undersøkelse på Borre-feltet i Vestfold 1989-90

I Aftenposten 14. september 1997 heter det: "Vi er ikke lenger i tvil om at det skjuler seg noe i Halvdan Svartes grav", uttaler arkeologen Jan Henning Larsen fra Oldsaksamlingen, som leder undersøkelsene av kongshaugen. "Dette er spennende. Av radargrammene kan vi riktignok ikke tyde hva gjenstandene er, men signalene avtegner iallfall noe vi kan tyde som en skipsform. Nå har vi fått anvist de mest interessante punkter for prøvetaking med kjernebor, og kan derved komme nærmere en løsning av Halvdanshaugens hemmelighet".

Ole Christian Pedersen forteller at han vurderer å anskaffe en ny Georadar og foreta nye undersøkelser av Halvdanshaugen. Undersøkelsen bør da utføres på vinteren med tele i bakken. Dermed oppnås større kontrast og bedrede elektriske egenskaper.

Prøvetaking, oktober 1997

I forbindelse med pågående grunnundersøkelser for Ringeriksbanen (Jernbaneverket) ble Grøner i september 1997 forespurt om å foreta noen boringer i Halvdanshaugen for Buskerud fylkeskommune ved fylkesarkeologen. Hun hadde rettet en forespørsel til Jernbaneverket som hadde sagt seg villig til å dekke kostnadene til feltarbeidet ved undersøkelsen.

Undersøkelsen ble først og fremst utført som grunnlag for vurdering av målte setninger på Halvdanshaugens overflate.

Feltarbeidet ble foretatt av AS Seismikk i midten av oktober 1997, med stort oppbud av interesserte tilskuere og bred mediadekning.

Det er utført totalt 5 stk borhull med opptak av både skovlprøver og 54 mm prøvesylindre. Kun 3 av borhullene er ført ned under gravhaugen. Bormønster ble fastlagt i samråd med arkeologene fra Oldsaksamlingen og fylkesarkeolog Inger Liv Gøytil Lund. Jordprøvene ble i de øverste 2-3 m tatt opp med skovlbor og lagt i tette plastposer. Prøvene dypere ned ble tatt med 54 mm prøvetaker.

På et utvalg av poseprøvene er det foretatt sikteanalyser og bestemmelse av vanninnhold. Øvrige poseprøver er sendt til Universitetet i Oslo v/Oldsaksamlingen for undersøkelser.

På et utvalg av prøvesylindrene er det foretatt geotekniske rutineundersøkelser som densitetsbestemmelse, bestemmelse av naturlig vanninnhold og skjærstyrkebestemmelser ved konus- og enaksiale trykkforsøk.

Det er etablert 2 stk poretrykksmålere. Disse er plassert i overgangen mellom Halvdanshaugen og jordekanten på henholdsvis sydsiden og nordsiden.

Borpunktene er koordinat- og høydebestemt av Utviklingsavdelingen i Hole kommune.

Topografi

Området rundt Halvdanshaugen består av flate jorder som ligger på ca kote 65,5. Selve gravhaugen har en diameter på 55 m og en største høyde på ca 5 m (kote 71) Sentralt i haugen er det en forsenkning som antakelig er et resultat av tidligere tiders gravplyndring. Som vist på borplanen er samtlige boringer foretatt sentralt i Halvdanshaugen.

Grunnforhold

Laboratorieundersøkelsene viser at haugen er bygd opp av materiale som kan karakteriseres som siltig leire og leire. Vanninnholdet varierer mellom 8% målt 0,5 m under overflaten til ca 32% i dybde 2,5 m under Halvdanshaugens overflate.

Opptatte prøver indikerer at massene under opprinnelig terrengoverflate (under gravhaugen) består av leire som kan karakteriseres som bløt til middels fast med lav sensitivitet.

Grunnvann er registrert i P1 og P2 på henholdsvis kote 65,27 og 65,10. Dette tilsvarer 0,4-0,6 m under terrengoverflaten ved foten av haugen. Dette viser god overensstemmelse med grunnvannnsnivå målt under prøvetaking i haugen.

Stabilitets- og setningsvurderinger

a) Stabilitet:
   Det er foretatt bæreevnebetraktning og stabilitetsanalyse på et glidesnitt basert på tverrprofiler oppmålt av Hole kommune. Begge disse betraktninger gir god sikkerhet med hensyn til stabilitet.

b) Setninger:
Det er foretatt setningsberegninger på bakgrunn av vekten som Halvdanshaugen representerer på underliggende masser. Setningsberegningene gjelder kun for massene under Halvdanshaugen, og er de totale setningene som er påløpt siden gravhaugen ble etablert. Setninger er beregnet til 45-50 cm.

Det er ikke foretatt beregning av egensetninger i Halvdanshaugen.

Ved normal setningsutvikling kan det forventes at 70-90% av de totale setningene er påløpt i løpet av 3-5 år etter at tilleggslasten er lagt ut på terrengoverflaten. Resten av egensetningene vil normalt påløpe innen 20-30 år. Små setninger (mm) vil forekomme i nærmest uendelig tid, men vil være neglisjerbare for praktiske formål.

c) Setningsmålinger:
Hole kommune har siden 1991 foretatt registrering av setninger i Halvdanshaugens overflate. Målingene er foretatt med utgangspunkt i fastmerke i fjell ca 500 m fra gravhaugen. Setningsmålingene er foretatt på asfaltspiker som er slått inn i trærne på haugen, og på aluminiumsrør i jord.

Målingene fra 1991 til 1995 er foretatt i november og begynnelsen av desember. Dette er en periode på året hvor temperaturen kan svinge mellom frost og mildvær, med tilhørende teleproblematikk. Målingene fra 1996 er foretatt i slutten av oktober, mens måling i 1997 er foretatt i august.

Størstedelen av de påløpte setningene er registrert mellom 1991 og 1992 og varierer mellom 40 til 89 mm. Målingene fra 1992 til 1997 viser setninger på 1-10 mm. Punkt T2 har i følge målingene hevet seg 7 mm siden 1992. Dersom man betrakter hvert målepunkt i løpet av måleperioden, ser man at punktene beveger seg både opp og ned. Det er imidlertid en trend at punktene setter seg.

Man kan med rette stille spørsmål ved målenøyaktigheten. Var det tilfeldig at man fanget opp de "store" setningene som kom fra 1991 til 1992? Dersom noe i haugen er i ferd med å bryte sammen, hvorfor skjedde dette mellom 1991 og 1992? Har sammenbrudd skjedd i flere omganger?

Som sagt indikerer målingene (til tross for usikkerhetsmomenter) en trend som viser at punktene setter seg. Vi har derfor lagt til grunn at målingene er korrekte.

Grunnvann og drenasje

Målt grunnvannsnivå varierer mellom kote 65,10 og 65,27 under haugen. På jordene rundt haugen er det lagt jordbruksdrenering ca 80 cm under terreng, mens grunnvannet under Halvdanshaugen ligger ca 40 cm under omkringliggende terrengoverflate. Det kan tyde på at grunnvannet står noe høyere under haugen enn i området ellers noe som er naturlig. Grunnvannet vil som regel følge overflatetopografien.

Det har ikke tidligere vært foretatt målinger av grunnvannnsstand ved Halvdanshaugen. Det er av den grunn vanskelig å si om grunnvannet kan ha stått høyere enn det som nå er målt. Vi antar imidlertid at det ikke har vært noen grunnvannnssenkning i området. Inngrep i området

som kan ha innvirket på grunnvannsnivået ligger så langt unna at det er lite trolig at det har påvirket grunnvannsstanden under haugen.

Konklusjon (prøvetaking)

På bakgrunn av de utførte boringene og geotekniske vurderinger som er foretatt, synes Halvdanshaugen å ligge på stabile masser.

Det er tatt opp trebiter i ca 4 m dybde.

Det er lite trolig at grunnvannet er senket i de senere år, og at dette har forårsaket setninger i massene under Halvdanshaugen.

Dersom de målte setningene er riktige, må nedsynkningen i haugen skyldes at noe er under nedbryting i haugens indre. Alternativt kan man tenke seg at dyr (som for eksempel grevling) har etablert et omfattende tunnelsystem i haugen som er i ferd med å rase sammen.

Landets fremste grevling-ekspert, forskningssjef Kjetil Bevanger ved Norsk institutt for natur-, forskning, sier følgende: "Har grevlingen hatt hisystemer i kongshaugen, kan det være lange tunnelganger og rom der. Grevlingene graver seg gjerne inn i øvre tredjedel av en jordbakke eller jordhaug, der det er tørrest. Ofte bygger grevlingen komplekse hisystemer for overvintring, og de kommer igjen år etter år hvis de liker seg på et sted. På det meste kan det dreie seg om 15 dyr i flere rom i samme hisystem, som stadig bygges ut. Der har de ynglerom, overvintringsrom og rom også for avføring".

Hvis grevling har valgt Halvdanshaugen som hiplass, vil de i åkerfeltet på Stein gård ha rikelig tilgang på yndlingsmenyen, som er metemark. Den spiser også korn, og trekker inn gress og bladverk til kledning av hiene før overvintring.

VIDERE ARBEIDER

Universitetets Oldsaksamling vil i løpet av høsten 1998 legge frem sin endelige rapport om forundersøkelsen av Halvdanshaugen. På bakgrunn av denne rapporten vil en ekspertgruppe i februar 1999 avgi innstilling om hvorvidt Halvdanshaugen bør utgraves.

Skulle det vise seg at bevaringsforholdene for arkeologisk kildemateriale i haugen nødvendiggjør full utgraving, blir det den største kongshaugutgraving i Norge siden Osebergskipet ble gravd frem i 1904.

Rapporten om analysene hittil tyder på at Halvdanshaugen på Stein gård på Ringerike kan skjule en skipsgrav av samme type som Oseberg- og Gokstadhaugene. Georadarmålingene har avdekket en skipsformet struktur i haugen, som menes å være gravstedet for Halvdan Svarte, far til rikssamleren Harald Hårfagre.

Interessen omkring Halvdanshaugen, dens videre skjebne, og hva denne gravhaugen eventuelt kan fortelle oss om tidligere tider, er beheftet med meget stor interesse i mange fagmiljøer. Den store mediafokuseringen viser også at dette er et populært og interessant tema blant folk flest.

REFERANSER

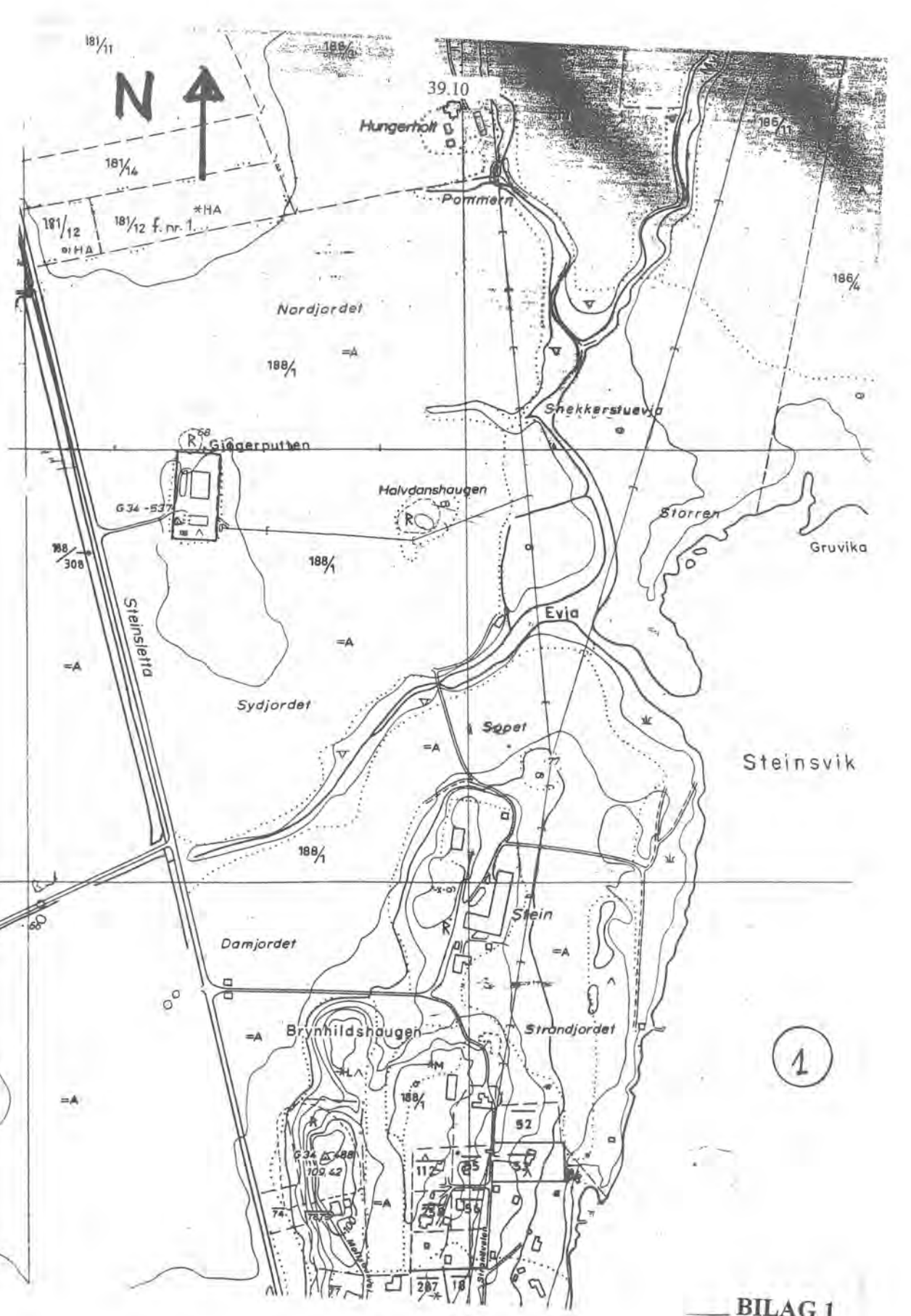
- Universitetets Oldsaksamling:
  "Undersøkelse vedrørende innsynkning av Halvdanshaugen, 5. oktober 1997".
  (Foreløpig utgave)

- Fylkesarkeolog i Buskerud Inger Liv Gøytil Lund:
  "Notat vedrørende Halvdanshaugen, november 1997".

- Grøner AS:
  "Halvdanshaugen, Grunnundersøkelser/geoteknisk vurdering, januar 1998".

- Avisartikler fra Aftenposten vedrørende Halvdanshaugen (1997 og 1998).

- Samtaler med:
  - Universitetets Oldsaksamling v/arkeolog Jan Henning Larsen
  - Buskerud fylkeskommune v/fylkesarkeolog Inger Liv Gøytil Lund
  - Geomap AS v/daglig leder og cand.real. Ole Christian Pedersen
  - Aftenposten v/journalist Helge Sandvig

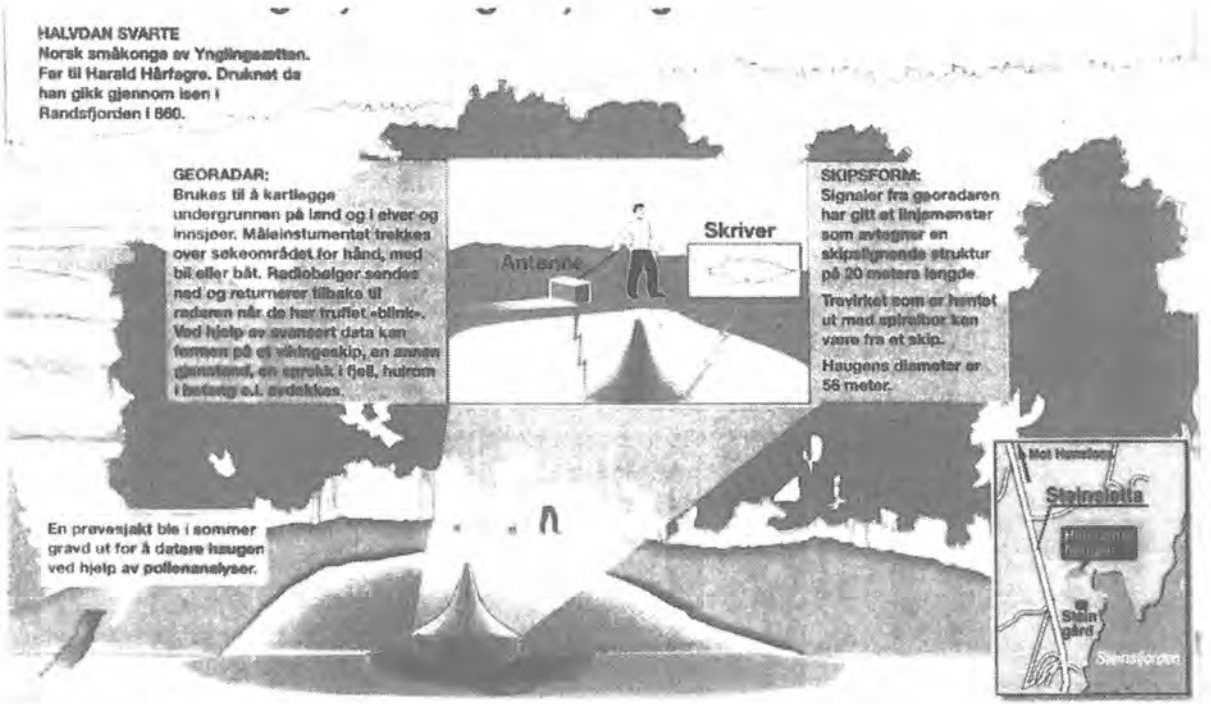

N
39.10
Hungerholt
Pommern
Nordjordet
Snekkerstuevja
Gjøgerputten
Halvdanshaugen
Storren
Gruvika
Steinsletta
Evja
Sydjordet
Sopet
Steinsvik
Stein
Damjordet
Brynhildshaugen
Strandjordet
1

BILAG 1

Halvdanshaugen

SETNINGSMÅLINGER HALVDANSHAUGEN 1991 - 1997							
Årstall	Dato	M1	M2	M3	T1	T2	T3
1991	18.11	71.160	70.097	70.357	71.495	70.453	70.995
1992	27.11	71.112	70.057	70.315	71.446	70.401	70.906
setninger		-0.048	-0.040	-0.042	-0.049	-0.052	-0.089
1993	2.12	71.124	70.069	70.328	71.457	70.418	70.917
1994	24.11	71.115	70.052	70.317	71.449	70.411	70.908
1995	2.11	71.110	70.046	70.317	71.441	70.404	70.900
1996	25.10	71.116	70.048	70.319	71.449	70.404	70.901
1997	25.08	71.109	70.047	70.314	71.445	70.408	70.900
Setninger 91-97:		-0.051	-0.050	-0.043	-0.050	-0.045	-0.095

BILAG 5



Vikingskipsfunn i Norge:

Borre-skipet var det første vikingskipet som ble funnet i Norge, i 1852 i en storhaug Vestfold. Bare fragmenter av skipet på ca. 20 meters lengde var igjen, men noen praktfunn ble bergetblant annet et drikkebeger og noen nydelige beslag til seletøy. Det finnes flere urørte kongshauger på Borre i Vestfold. Utgravning ved prof. Nicolay Nicolaysen.

Tune-skipet i Rolvsøy, Østfold, ble utgravet i 1867 av prof. Oluf Rygh. Haugen var 50 m i tvermål, var blitt revet for edelmetaller, men inneholdt rester av de nedre bordganger, spanter og mastefisken på et 20–22 meter langt vikingskip. Utstilt i Vikingskipshuset på Bygdøy.

Gokstad-skipet, utgravet i 1880, ble den første store funnsensasjonen i Norge. Et 23 meter langt havgående fartøy, det fremste oldfunn i Nord-Europa på den tiden, utgravet av Nicolay Nicolaysen i Vestfold. Funnet skapte sagabegeistring og manifesterte at de norske sagakonger virkelig var sjøkonger i vikingtid.

Storhaug-skipet på Karmøy ble forsøkt bergetav prof. Anders Lorange i 1887. Men bonden på gården hadde tatt ut jord fra haugen og brukt trevirket han fant der til brensel. Det var trevirke fra et vel 20 meter langt vikingskip. I graven ble det funnet en armring av gull, sverd og andre gjenstander. Restene av skipet var ikke bevaringsverdige.

Grønhaug-skipet på Avaldsnes, Karmøy, ble påvist av prof. Haakon Shetelig i 1902. Et vikingskip på 15–17 meters lengde, hvorav lite var bevart. Graven var rørt, men har vært av samme karakter som Borre-, Oseberg- og Gokstadhaugen.

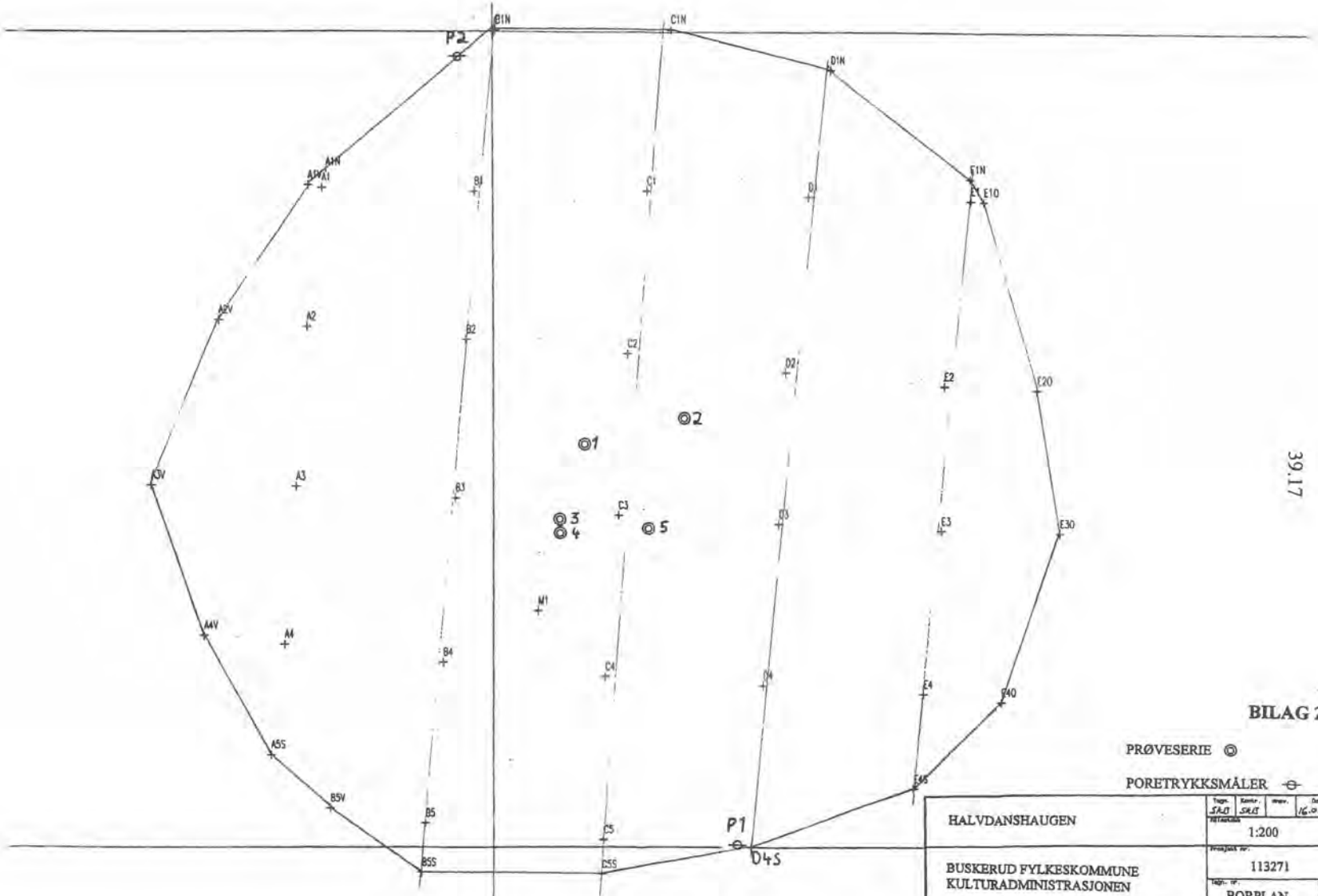
Oseberg-skipet fra Vestfold ble utgravet av prof. Gabriel Gustafson i 1904, det mest berømte av våre vikingskipsfunn, 21 meter langt. Skipet og Osebergdronningens praktfulle gravutstyr rangerer som et nasjonalt topplunn uten sidestykke i verden.

© Aftenposten grafikk/Erik Sørlie

Prøvesjakt, august 1997

Prøvesjakt, profil mot NØ

Georadarmålinger, september 1997



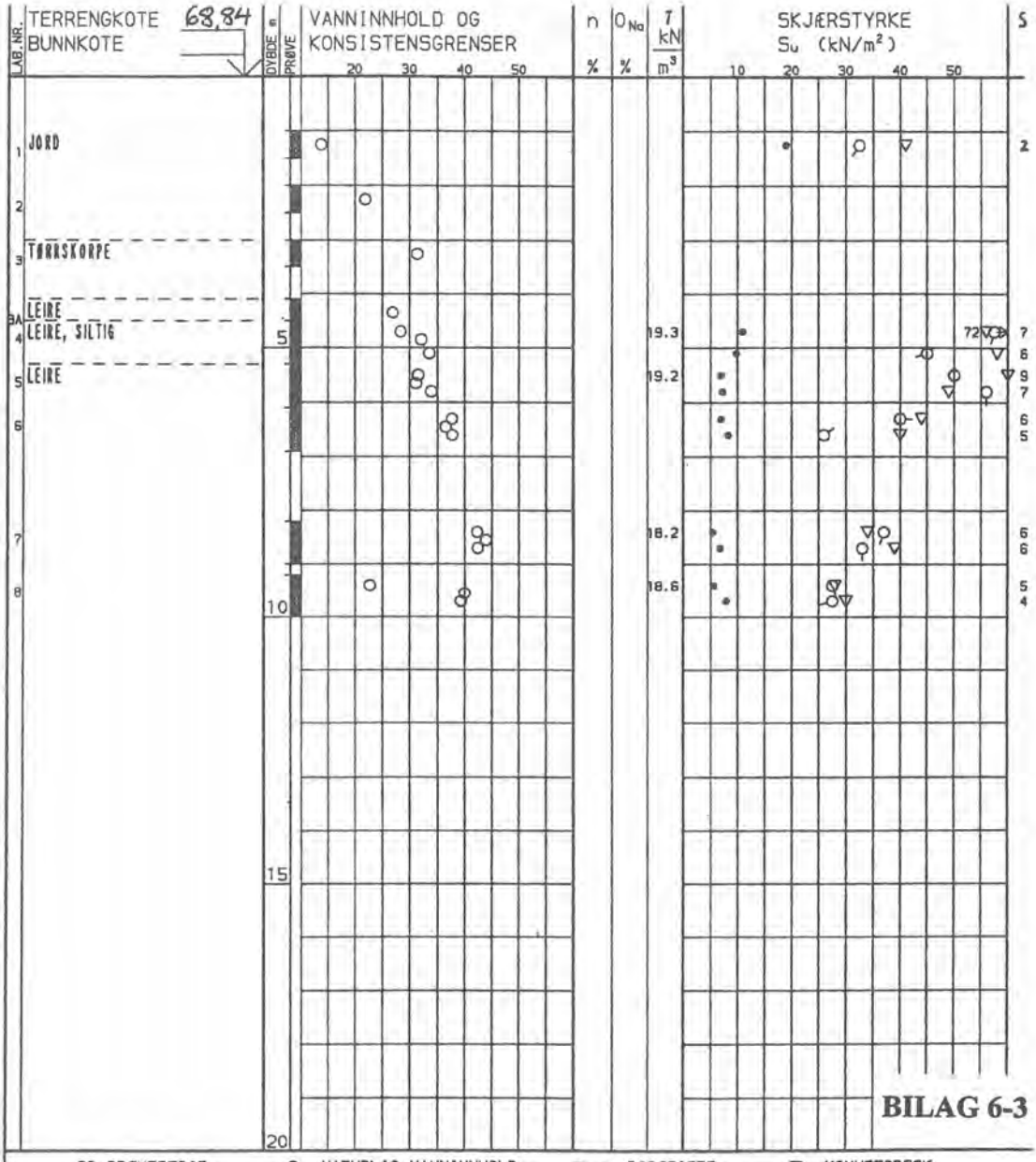
39.17

BILAG 2

PRØVESERIE ◎

PORETRYKKSMÅLER ⊖

HALVDANSHAUGEN	Tegn. SKJ	Kontr. SKJ	Appr.	Dato 16.01.98
	Målestokk 1:200			
BUSKERUD FYLKESKOMMUNE KULTURADMINISTRASJONEN	Prosjekt nr. 113271			
	Tegn. nr. BORPLAN			Rev.
GRØNER FORNEBUVEIEN 11, 1324 LYSAKER TLF 67 12 88 00 FAX. 67 12 88 13				



PR=PRØVESERIE
PR=SKOVLEBORING
PG=PRØVEGROP
VB=VINGEBOR
LAB.BOK KORT
BORBOK

○ NATURLIG VANNINNHOLD
⊣ W_L FLYTEGRENSE
W_F FLYTEKONUSMETODE
⊢ W_P PLASTISITETSGRENSE

n = PORØSITET
O_{Na} = HUMUSINNHOLD
O_{gl} = GLØDETAP
γ = TYNGDETETTHET

▽ KONUSFORSØK
○ TRYKKFORSØK
15-○-5 % DEFORMASJON VED BRUI
+ VINGEBORING
• OMRØRT SKJÆRSTYRKE
S_t SENSITIVITET

Ø=ØDOMETERFORSØK S=SEMENT-OG KALKSTABILISERING K=KORNGRADERING T=TREAKSIALFORSØK

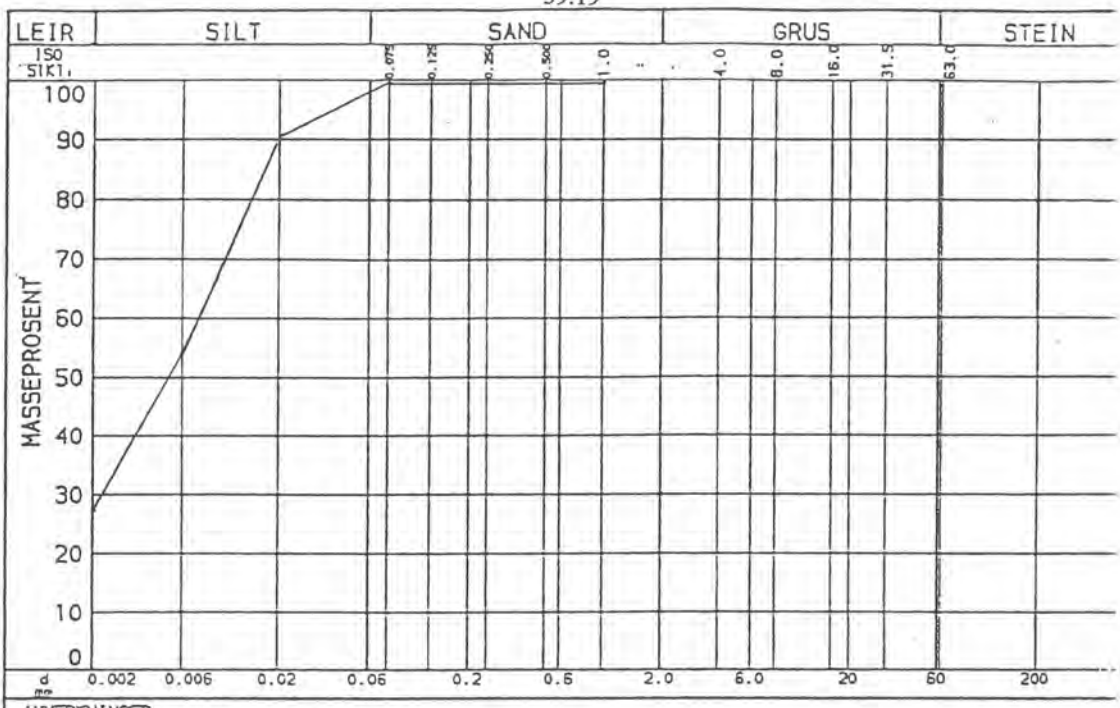
PRØVESERIE

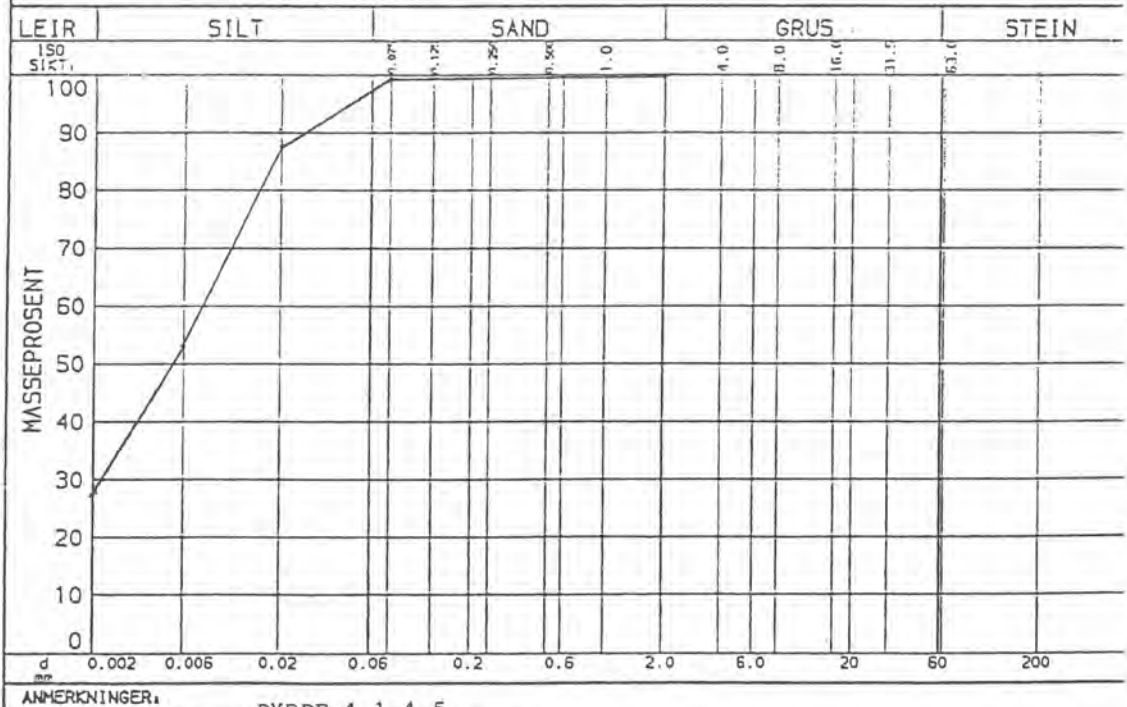
HALVDANSHAUGEN

BORING NR.	TEGNET	REV.
1	AKN	
BORPLAN NR.	KONTR.	KONTR.
BORET DATO	DATO	DATO
141097	261197	

OPPDRAG NR.	TEGN NR.	REV.	SIDE
			1 AV 1

A/S SEISMIKK





HALVDANSHAUGEN
HULL 1

(10)

KORNFORDELING

UTFØRT:	241097	BR

A/S SEISMIK

BILAG 7-2

AFTENPOSTEN 29/9-98

Eksperter avgjør Halvdanshaugens skjebne i februar

En ekspertgruppe vil i februar avgi innstilling om hvorvidt Halvdanshaugen bør utgraves.

HELGE SANDVIG

Men først vil Oldsaksamlingens rapport om forundersøkelsen av kongshaugen bli lagt frem i oktober i år. Skulle det vise seg at bevaringsforholdene for arkeologisk kildemateriale i haugen nødvendiggjør full utgravning, blir det den største kongshaugutgravning i Norge siden Osebergskipet ble gravet frem i 1904.

Rapporten om analysene hittil tyder på at Halvdanshaugen på Stein gård på Ringerike kan skjule en skipsgrav av samme type som Oseberg- og Gokstadhaugene. Georadarmålinger har avdekket en skipsformet struktur i haugen, som menes å være gravstedet for Halvdan Svarte, far til riksamleren Harald Hårfagre.

Grunnforholdene der kongshaugen ligger er stabile. Fuktighetsanalyser av haugmassene tyder ellers på at disse gir tilfredsstillende bevaringsforhold for organisk materiale som treverk. Men fortsatt er det så stor usikkerhet om haugens tilstand, at Oldsaksamlingen ser det viktig å følge opp med videre undersøkelser.

– Ved kjerneboringer i sentrum av haugen i fjor gikk boret gjennom et lag med treverk, sier prosjektleder Jan Henning Larsen. – Der fant vi bearbeidede stykker av eik, furu og bjerk. Det laget ligger en meter under opprinnelig markoverflate og stemmer overens med det man kjenner fra skipsgraver som Oseberg-og Gokstad-haugen, sier Larsen.

Også i disse haugene ble skipet kjølsatt i en renne under markoverflaten, før haugen ble bygget opp med konserverende lag av leire og jordmasser. Men også stenmasser kan være fylt i.

Halvdan Svarte

– Vi avventer i høst de radiologiske analyser av trebitene i boreprøvene. Pollenanalysene peker i retning av et haugen er fra Halvdan Svartes tid, altså ren vikingtid. Dertil er det påvist mulige rester av dun og fjær i kongshaugen, trolig fra dyner og puter, slik som i gravutstyret fra Oseberg-funnet. Det er også funnet skinnbiter i graven, sier Larsen.