

2007

FJELLSPRENGNINGS DAGEN

Oslo, 22. november 2007

BERGMEKANIKK DAGEN

Oslo, 23. november 2007

GEOTEKNIKK DAGEN

Oslo, 23. november 2007



ARRANGØR:



**Norsk Jord og
Fjellteknisk Forbund**

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 22. november 2007

BERGMEKANIKK

Oslo, 23. november 2007

GEOTEKNIKK

Oslo, 23. november 2007

Hovedarrangør:

NORSK JORD- OG FJELLTEKNISK FORBUND

Redaksjon:

Jan Kristiansen, Anne Braaten, Roger Olsson, Knut R. Berg

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 22. – 23. november 2007.

Årets arrangement er det 45. i rekken og emnene er i likhet med tidligere års valg, 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 arrangement er fastlagt og godkjent av foreningenes styrer.

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

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

DEL I FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2007

1. **Åpning - Utdeling av årets gullfeisel**
Sivilingeniør Ruth Gunlaug Haug, Vegdirektoratet
Formann i Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk
2. **Høyhastighetsjernbane i Norge – Visjon eller virkelighet**
Seksjonsleder Lars Erik Nybø, Jernbaneverket Utredning
3. **Verdens beste malmhavn bygges i fjell**
Prosjektleder Ann Pedersen, Leonhard Nilsen & Sønner AS
4. **Produksjon av råstoff til flytende marmor for papirindustrien**
Dr.ing. Trond Watne, Hustadkalk AS - Brønnøy Kalk AS
5. **Ras på stuff i Ravneheitunnelen, Farsund**
Sivilingeniør Kjetil Moen, Multiconsult AS
6. **Tung anleggsdrift i boligstrøk - utfordringer i forhold til nærmiljøet**
Utbyggingssjef Knut Jørgensen, Jernbaneverket Infrastruktur Utbygging,
Knut Knutsen, Nina Rongved, Johan Mykland, Jørn Harald Grøndal, Håvard Kjekol,
Oddrun Vågbø, Hilde Lillejord, Vidar Tveiten, alle ansatt eller innleid i Jernbane-
verket Utbygging
7. **Mineralleting i Norge – mutbare mineraler**
Bergmester Per Zakken Brekke, Bergvesenet
8. **Historisk kvarter – Utbyggjinga av Tyssedal Kraftanlegg og industrireiseinga i Odda – eit norsk industrieventyr**
Bygg- og anleggsleiar Terje Kollbotn, Norsk Vasskraft- og Industristadmuseum
9. **Nytt fra NFF**
Dr. ing Eivind Grøv, SINTEF Berg- og Geoteknikk
10. **Driving av tunnelar i Sverige – från krav på skadezon i konturen til verifisering av bårformåga**
Prof. Finn Ouchterlony, SWEBREC
Tekn. Dr. Thomas Dalmalm, Vågverket
11. **Svalbard – Utfordringer ved å etablere fjellhaller i permafrost – frølager for fremtidige generasjoner**
Sivilark. Magnus Bredeli Tveiten, Statsbygg
Sivilingeniør Sverre Barlindhaug, Multiconsult AS
12. **Ny skytebassertifisering blir etablert – hva betyr det for bransjen?**
Seniorrådgiver Anne-Wenche Eketuft, DSB
13. **Ombygging av tørrdøkk ved Haakonssvern – store anleggstekniske utfordringer**
Sivilingeniør Jan G. Rohde, SWECO Grøner AS
14. **Er vi i ferd med å forby ”naturen”?**
- Luftforurensninger og dokumentasjon. En frimodig ytring
Professor, dr. ing. Tom Myran, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

15. **Undervannssprengning i nærheten av fiskeoppdrettsanlegg**
- Begrensninger og krav til gjennomføring.
Sjefingeniør Arve Fauske, Orica Mining Services
16. **Hanekleiva - Hva så man bak hvelvene – grunnlag for beslutninger**
Sivilingeniør Anders Beimes, SINTEF Byggforsk
Ingeniørgeolog Audun Langelid, Statens vegvesen
Geolog Ole Cristian Ødegaard, Statens vegvesen
17. **E 18 tunnelene i Vestfold**
Sivilingeniør Jarle Hovland, Veidekke AS
18. **Prossessen etter Hanekleiva**
- Vegdirektoratets strategi. Nye rutiner og tiltak
Utbyggingsdirektør Lars Aksnes, Vegdirektoratet

DEL II FELLESESJON BERGMEKANIKK- / GEOTEKNIKK

19. **Erfaringer fra dimensjonering og utførelse av slissevegg og grop for E18 over Sørenga**
Sivilingeniør Kjell Karlsrud, NGI
20. **Byggandet av järnvägsstationen Triangeln i Malmö – Ett bergrum i kalksten**
Peter Damgaard, Citytunnelprosjektet
Bitr. prosjektledare Johan Brantmark, Citytunnelprosjektet
Gösta Ericson, Sweco
21. **HMS i geoteknisk prosjektering - formidling av forutsetninger og resultatet av risikovurderinger foretatt under prosjektering**
Sivilingeniør Ola Bruskeland, Multiconsult AS
22. **Må vi heretter støpe ut alle våre veitunneler?**
Cand. Real Eystein Grimstad, NGI

GEOTEKNIKKDAGEN

23. **Formannens ti minutter**
Cand.Scient Anne Braaten, Jernbaneverket Utbygging
24. **Utfyllinger i sjøen**
 - Grunnundersøkelser, *Sivilingeniør Tore Braaten, Multiconsult AS*
 - Fylling Kongsgårdbukta – Prosjektering og oppfølging,
Sivilingeniør Arne D. Stordal, Multiconsult AS
 - Myndighetskrav og tillatelser, *Cand.Scient. Annette Askland, Multiconsult AS*
25. **Tildekking som et middel mot forurenset sjøbunn**
Sivilingeniør Audun Hauge, Cand.Scient Espen Eek, Dr. Gijs Breedveld,
Cand.Scient Arne Pettersen, NGI

26. **Offshore geoteknikk etter GBS tiden**
Sivilingeniør Karl Henrik Mokkelbost, NGI
Senioringeniør Per Magne Aas, NGI
27. **Offshore geotechnics – fatigue life assessments of conductors and connecting anchor analyses (Digin) to mooring analyses (Deep C)**
Sivilingeniør Jan Holme, DNV
28. **Ormen Lange rørledning – dømme på geotekniske prosjekteringsoppgåver**
Dr.ing. Gudmund Eiksund, GeoPartner
29. **Prosjektering av byggegrøper i bløt leire**
Sivilingeniør Kjell Karlsrud, NGI
30. **Erfaringer og utfordringer med geotekniske grunnundersøkelser på Svalbard**
Sivilingeniør Maj Gøril Bæverfjord, SINTEF Byggforsk / NTNU geoteknikk
Forsker Marleen de Vries, SINTEF Byggforsk
31. **Jernbaneanerkets beredskap mot skred og flom**
Hydrolog Steinar Myrabø, Jernbaneanerket
Dr.ing. Kjell Arne Skoglund, Jernbaneanerket
Ingeniørgeolog Roar Nålsund, Jernbaneanerket
32. **Rassikring og geoteknikk, erfaringer fra krevende vegprosjekter i Troms siste 5 år**
Sivilingeniør Ole-André Helgaas, Statens Vegvesen Region Nord

BERGMEKANIKKDAGEN

33. **Lederens 10 minutter**
Dr. ing. Roger Olsson, NGI
34. **Design og overvåkning av bergsikring og berg i Svea Nord**
Bergingeniør Tom Frode Hansen, Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS
Bergingeniør Eivind Hegbom, Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS
Siv.ing. Student David Hovland, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU
35. **Observations and modelling of fallouts of hard rock masses**
Tech.Lic. Catrin Edelbro, Luleå University of Technology
36. **Thermal over-closure of joints and rock masses and implications for HLW repositories**
Dr. Nick Barton, Nick Barton Associates
37. **Stabilization of highly stressed weak and soft rocks – observations, principles and practice**
Professor Chalie C. Li, NTNU
38. **Stabilitetsmodeller for Åkneset**
Sivilingeniør Vidar Kveldsvik, NGI og NTNU

39. **Boring i oppsprukne formasjoner**
Sivilingeniør Ole Havmøller, StatoilHydro
PhD. Frederic J. Santarelli, Geomec
40. **Retningsstyrt kjerneboring i gruve- og anleggsindustrien**
Sivilingeniør Rune Lindhjem, Devico AS
41. **Sprøytbar membran i kombinasjon med sprøytebetong til vanntetting av underjordsanlegg**
- Prosjektering, utførelse og nyere erfaringer.
Sivilingeniør Karl Gunnar Holter, BASF UGC Europe, Sveits
42. **Ombygging av tørrdokk ved Haakonssvern**
Sivilingeniør Torun Rise, Sweco Grøner
Sivilingeniør Jan K.G. Rohde, Sweco Grøner

Sivilingeniør Ruth Gunlaug Haug, Vegdirektoratet
Formann i Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk

ÅPNING – UTDELING AV ÅRETS GULLFEISEL

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Seksjonsleder Lars Erik Nybø
Jernbaneverket Utredning

Høyhastighetsjernbane i Norge – Visjon eller virkelighet

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

VERDENS BESTE MALMHAVN BYGGES I FJELL**The best iron-port in the world is being built underground.**

Prosjektleder Ann Pedersen, Leonhard Nilsen & Sønner AS

3.1 Sammendrag:

Bakgrunnen for prosjektet er at LKAB's nåværende malmhåndteringsanlegg er gammelt, utidsmessig og svært ressurskrevende å drive.

Effektivitet og miljøforbedring er hovedmålsetting med utbyggingen av nytt lossings-, lagrings- og transportanlegg på SILA i Narvik.

LKAB besluttet derfor å bygge et nytt anlegg bestående av ca 600 meter lossehall, 13 store fjellsiloer for lagring av malmproduktene fra gruvene i Kiruna og Malmberget, samt ca 2,6 km transporttunneler i fjell. Bergartene består av omdannede sedimentære bergarter fra kambor-silur, hovedsakelig granatglimmer -gneis eller - skifer. Bergartene tilhører Narvikdekke-komplekset.

LKAB sendte forespørsel til 6 entreprenører i Norden og valgte Leonhard Nilsen & Sønner AS som samarbeidspartner. I desember 2005 ble det inngått partneringavtale på nærmere 800 millioner. Avtalen er utformet som en totalentreprise hvor LNS har flere underentreprenører som også har avtaler etter totalentreprisemodellen.

Arbeidet ble igangsatt 1.jan 2006 og skal ferdigstilles høsten 2009.

Summary:

The main arguments for this project are today's old, not up to day, and very recourse - demanding handling of LKAB's iron ore. The upgrade of SILA in Narvik by construction of a whole new storage and discharging structure, will improve the efficiency and environment. LKAB decided to build a new concept including about 600m concrete culvert for unloading trains, 13 large underground storage silos for storing the iron ore from the Kiruna-miners, and also about 2,6 km of underground tunnels for conveyor. The rock types are transformed Cambrian- Silurian sedimentary rocks, mainly garnet, mica, gneiss or slates. The rocks belong to the Narvikcoveringcomplexes.

LKAB asked 6 contractors in north of Europe for a presentation and choose Leonhard Nilsen & Sønner AS as partner. In December 2005 a partnering agreement approximately 800 millions were signed. The contract was designed as a turn key project, but LNS has also several subcontracts designed as turn key projects.

The construction started in January 2006 and will be finished the autumn of 2009.

3.2 Innledning:

Leonhard Nilsen & Sønner AS inngikk etter et lengre samarbeid, kontrakt av typen partneringavtale med LKAB i desember 2005 om bygging av en helt ny lagrings- og lossingsstruktur i Narvik med siloer innebygd i fjell. Prosjektet som med endringer nå er passert 1 milliard, ble igangsatt 1. jan 2006 og skal ferdigstilles høsten 2009.

Partneringavtalen er oppbygd slik at partene har felles interesse av å nå de fastsatte mål, positive avvik gir økonomisk gevinst, mens negative avvik "straffes" økonomisk. Alle underentrepriser; bygningsteknisk arbeider, el, VVS, mekanikk, osv er inngått direkte mellom LNS og respektiv underentreprenør, totalt ca ½ milliard.

Bakgrunnen for prosjektet er at LKAB's nåværende malmhånderingsanlegg er gammelt, utidsmessig og svært ressurskrevende å drive.

Endret logistikk og kjøp av nye lokomotiver og malmvogner samt oppgradering av Ofotbanen mellom Kiruna og Narvik til 30 tonns akseltrykk, har resultert i en total gjennomgang av malmhåndteringen i Narvik fra lossing av malmvognene frem til lasting av skip for videre eksport.

I dag skipes 2/3 deler av LKABs produksjon ca 15.000.000 tonn i året ut via Narvik som har isfri havn og dypvannskaier.

Effektivitet og miljøforbedring er hovedmålsetting. Det aller meste av lossing, transport og lasting skal foregå lukket i det nye anlegget. Det nye konseptet vil redusere støy og støv. Siloene, tappepunkter og omlastingspunkter utrustes med støvavtrekkssystem.

Når anlegget står ferdig regner LKAB med å skipe opptil 19 mill tonn i året.

Partneringavtalen ble utformet som totalentreprise – veien blir til mens vi går. Alle underentreprisene er også inngått som totalentrepriser der hver entreprenør er ansvarlig for detaljprosjektering av sin leveranse.

3.3 Layout /funksjon: "fra tog til båt:"

I dag kommer det hver dag 10-15 malmtog fra Kiruna. Denne trafikken skal gå uforstyrret av anleggsdriften, noe som tidvis kan by på utfordringer.

De nye malmtogene vil bestå av 68 vogner á 100 tonn, som laster totalt 6.800 tonn mot dagens 4.200 tonn.

Disse skal kjøre gjennom en spyle- og lossehall hvor malmen slippes ned i en av siloene ved at vognene åpner seg i bunnen når de passerer den aktuelle siloen. (rullende lossing). Siloene rommer fra 110.000 tonn pellets som tilsvarer ca 16 togsett til 140.000 tonn fines. Totalt lager blir opp mot 1,5 millioner tonn.

De 12 siloene, 10 store og 2 mindre, har tappeanordning i bunnen over et transportband. Malmen fraktes så videre via flere transportband, gjennom siktestasjon opp til ca 30 meter over havet hvor den forlater siste transportband og utleggeren plasserer malmen utover i lasterommene på 50 – 150.000 tonns malmbåter

Anlegget bygges for en lastekapasitet på 9.000 tonn pellets og 11.000 tonn fines i timen.

Anleggets layout og funksjon var bestemt av LKAB og lå som grunnlag for entreprisene.



Fig. 1 Flyfoto.

3.4 Geologi:

Løsmasseforhold:

Løsmassemekktigheten varierer fra ca 1 m til ca 11 m. Løsmassene består grovt sett av 1-2 m sand/grus over siltig leire over fjellet. Leirelaget er hovedsakelig hardt og tørt i midten, men bløtere i topp og bunn.

Bergarter:

Berggrunnen omkring Narvik sentrum består i følge NGUs geologiske kart av omdannede sedimentære bergarter fra kambor-silur, hovedsakelig granatglimmer -gneis eller -skifer. Bergartene tilhører Narvikdekkekomplekset, og ble skjøvet inn fra nordvest og omdannet under den kaledonske fjellkjedefoldingen.

Omkring siloområdet er bergarten hovedsakelig glimmergneis med antatt granittisk til granodiorittisk sammensetning. Hovedmineralene er feltspat og kvarts, i tillegg til glimmer(biotitt, muskovitt). Stedvis inneholder bergarten noe granat, og sporadisk forekommer epidot.

3.5 Utstyr:

Tunnelarbeidet ble gjennomført med 3 tunnelrigger, AMV 21 SGBC-CC, AtlasXL3 og AMV 2ABC-CC.

Splittlekt ble benyttet for å flytte stein til utfylling av Fagernes industriområde og etablere fylling fra sjøsiden.

10 borevogn benyttes i siloboringen.

I tillegg: 40 andre maskinerheter, mobilkraner, gravemaskiner, dumpere, lastebiler, lifter, sprøyterigg m.m.

3.6 Beskrivelse av anlegget i tall:

Bunntunnel hvor transportbandene skal monteres ligger ca 35-40 meter under havflata og har varierende profil etter hvilken funksjon den skal ha i anlegget.

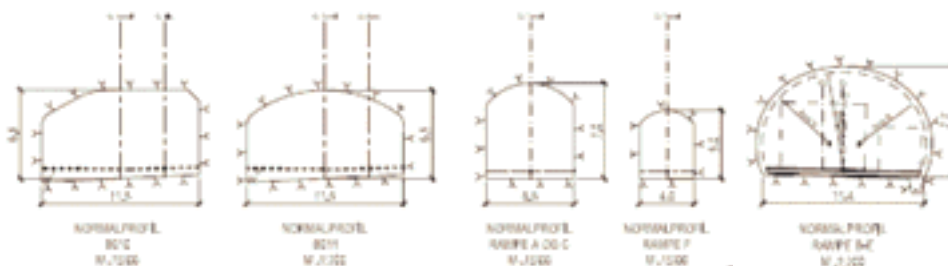


Fig.2 Tunnelprofiler på SILA-anlegget

Totalt er det sprengt ut ca 2,8 km tunneler og noen bergrom for blant annet en drivstasjon og en omlastingsstasjon – totalt ca 150.000 fm³. Tunnelene var ferdig utsprengt i april 2007.

Lagersiloene har en diameter på 38 m og en dybde ca 60 m. Topp silo ligger ca 42 m over havet. Det står igjen en fjellstappe på 12 m mellom hver silo som i tillegg til å skille siloene skal være opplegg for jernbanebruene over hver silo.

I en del av siloene skal det etableres er innersilo av betong md 10 meters diameter og 49 m høyde.

De 12 siloene utgjør til sammen ca 570.000 fm³ og har en samlet overflate på ca 120.000 m². Konturboring av siloene utgjør ca 170.000 bm. Det var beskrevet c/c 60 cm, men på store deler er det sømboret c/c 20 cm for ikke å rive fjellet for mye opp.

Det antas at man når opp i over 20.000 bolter (ca 900 tonn) og at det vil gå med ca 4.500 m³ sprøytbetong.

Den eksisterende B57 tunnelen er strosset for å få et større tverrsnitt. Dette for å bedre kunne utnytte denne i forbindelse med utlastingen fra siloene. B57-tunnelen er en gammel tunnel som går gjennom alle siloene 12-30 meter under topp.

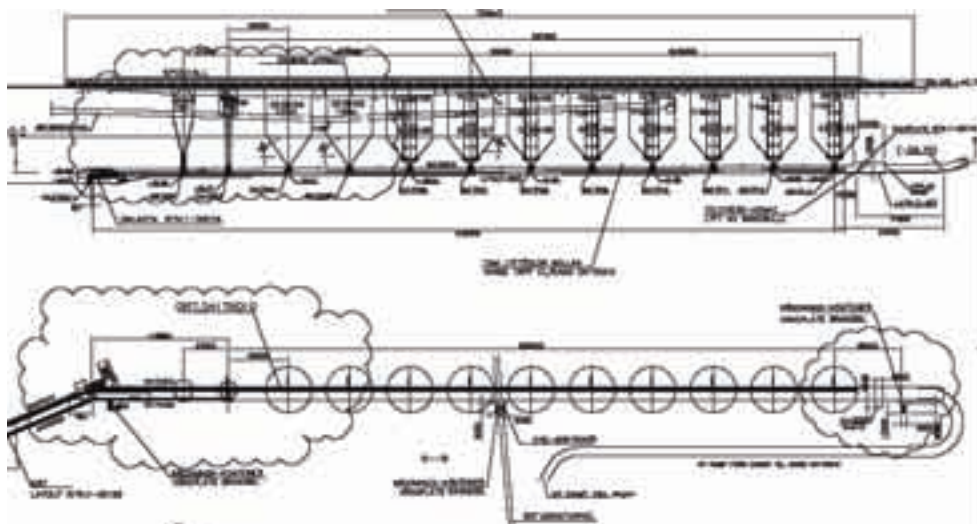


Fig.3 Snitt og planskisse av siloene.

I tillegg til raisedrill boring av 17 hull a ca 40 meter i siloene skal det bores en ventilasjonssjakt på 60-70m fra topp silo-område ned til bunntunnelen.

Det er gravd ut ca 180.000 m³ løsmasser. Av disse massene skal ca halvparten tilbakefylles rundt siloer. Det øvrige gis bort til samfunnsnyttige tiltak i Narvik.

Steinmassene 7-800.000 m³ går til oppfylling av havnearealer.

3.7 Bemanning/arbeidstid:

LNS har ca 130 ansatte på SILA, men med underentreprenørene vil det på topp bli ca 250 personer på anlegget.

Det blir benyttet flere arbeidstidsordninger avhengig av arbeidets karakter, pendler/lokal arbeidskraft osv. 12/9-ordning ble benyttet for fjellarbeid på bunntunnelen. De fleste fjellarbeiderne er pendlere. Det skal være stille mellom kl.23.00 og 06.00.

For arbeid ute i dagen har det i hovedsak vært benyttet en variant av 2 skift mandag til lørdag kl.16. Det ble også leid inn noe lokal fjellarbeidskapasitet.

Det kan bli aktuelt med nattskift for enkelte arbeider i bunntunnelen i en periode hvor utlasting av siloer enda pågår.

3.8 Utfordringer:

Prosjektore mens arbeidet pågår.

Det er meget krevende å prosjektere et så stort og komplekst anlegg samtidig som arbeidet utføres.

Utførelsen av arbeidet har til tider gått raskere enn man har klart å beslutte løsninger i prosjektet. Eksempelvis ble bruløsning over siloene besluttet så sent at fjellforsterkning for brufundamenter ble utført på en lite optimal måte da man var kommet så dypt i siloene at det ble vanskelig å nå de aktuelle fjellflatene.

Fremdrift

Prosjektets karakter (veien blir til mens vi går) og med stadig endringer av layout, har det ikke vært enkelt å få på plass en omforent fremdriftsplan.

LNS så tidlig at det ville bli meget vanskelig å holde den fremdrift LKAB ønsket. Alle steiner er snudd og vendt på for å knipe inn på tiden.

Ett forhold som er verd å nevne, er at det ble gjennomført en risikoanalyse for å finne ut om det var forsvarlig å støpe innersiloer med glid samtidig som det foregikk sprengning i andre siloer. Noen av landets fremste eksperter på glide-støp og rystelser var samlet og konkluderte med at hvis man lot det være to siloer mellom sprengning og støp, ville risikoen for skader på betongen være svært liten.

Logistikk

Logistikk både hva gjelder transporter inn og ut av tunneler og ute på øvre plan rundt siloene har skapt en del hodebry. Innredningsarbeider i bunntunnel samtidig med uttransport av masser fra 4-5 siloer har krevd nøye planlegging med tanke på tekniske løsninger, men ikke minst HMS. Tidvis er luftkvaliteten problematisk.

På øvre plan arbeides det nær jernbanen med de restriksjonen det gir. Ved flytting av maskiner, spesielt de store mobilkranene har vi stadig operert i grenseland med jernbanen. Det er satt opp flere hjelkestengsler for å gi mulighet for passasjer mellom siloer og jernbane/naboer. Ekstra utfordring oppstod da det største hjelkestengselet som holder jernbanefyllingen på plass raste ut i en lengde på 50 meter. Togtrafikken stanset, og vi fikk vite at for hvert malmtog som ble kansellert, var tapet ca 1 mill kroner. Stoppen ble i underkant av et døgn.

For å holde den stramme fremdriften har det i siloene blitt arbeidet i flere nivåer. Det vil si at man har jobbet i bunnen med boring sprengning og utlasting eller sjaktboring mens NCC har arbeidet i toppen av siloen med å etablere siloringer og brufundamenter. Det har satt spesielle krav til HMS-arbeidet.

Sprengningstekniske utfordringer

Bunntunnelen ble gjennomført på tradisjonelt vis uten noen spesielle utfordringer. Denne ble utført først i prosjektet slik at den var ferdig og kunne benyttes til utkjøring av stein fra siloene.

Man hadde ingen større vannproblemer til tross for at man befant seg ned til 39 meter under havflaten.

Noen mindre utfordringer knyttet til utsprengning av et par bergrom i bunntunnelen hvor det var lite overdekking, hadde man. For å understøtte fjellet måtte det etter halvsprengt tverssitt, bygges en betongvegg før man kunne sprengte ut resterende del av fjellhallen.

Det er ikke hverdagskost i Norge å ta ut fjellsiloer med diameter 38 m og dybde opp mot 70 m.

Det store spørsmålet ble: Hvordan få ut fjellet midt i Narviks "indrefilet"?

Her var både sprengning og utlasting en utfordring.

Da arbeidsstedet er midt i sentrum av Narvik by, må LNS forholde seg til både støv-, støy- og rystelseskra. Samtidig skal man finne gode tekniske løsninger og holde en stram fremdrift.

Støykravet har medført begrenset arbeidstid. Rystelseskra begrenser salvestørrelser, salvedesign, sprengstoffvalg etc. for oppfølging er 6-8 rystelsesmålere utplassert ved de nærmeste boligene(50 meter unna), slik at tiltak kan iverksettes dersom nødvendig. Ved et tilfelle, en stor salve lørdag kveld nær boliger valgte man av sikkerhetsmessige grunner å evakuere et par av de nærmeste boligene.
I tillegg er det risiko for steinsprut.

Erfaring fra denne type fjelluttak er begrenset i norsk sammenheng – dette ble nybrottsverk.

3.9 Metode for utsprenning av Siloer:

Arbeidet startet i toppen med konturboring (c/c60cm til c/c 20 cm).

Pallsprenning med 5 salver pr pall ble valgt. Pallhøyden varierte. Over B57 var pallhøyden i snitt 8-10 meter, men kunne komme opp i 14-15 meter. Under B57 måtte man ned i 5-6 meter av hensyn til raise-hullet og risiko for kiling.

Åpning av ny pall over B57 ble gjort ved å bore kutt og vanlig pallsprenning med bormønster 1,75 x 2,25m. Under B57 hvor man måtte ta hensyn til raisehullet, ble det boret 3 meter bred grøft med bormønster 1x1 meter. Etter at denne var åpnet, ble det gjennomført ordinær pallsprenning med bormønster 1,75x2,25.

I gjennomsnitt blir det ca 40-45 salver pr.silo.

I kontur ble det brukt 22 mm dynopre. I resten av salva brukes anolitt / slurry.

Non-el tennere (U500 og U475) ble benyttet på grunn av nærheten til jernbanestrøm(16kV), men også for å begrense rystelsene fra større salver ved å bruke mange intervall.

Alle salver over B57 ble tildekket med gummimatter. Det samme gjaldt åpningsgrøfta under B57, mens for den øvrige pallsprenningen under B57 ble det benyttet fiberduk.

Utlasting av den øverste del av siloen, (1. og 2.) pall foregikk ved vei opp fra siloen, Videre ble det sprengt sjakt ned til B57-tunnelen som ble utnyttet til utlasting, Jevnt over ble det jobbet i 5-6 siloer samtidig med sprengningsarbeider /sikringsarbeider og det meste av tiden måtte maskinene løftes opp og ned av siloene for hver salve, noe som satte store krav til logistikk for våre 3stk, (300tonn, 200tonn og 70 tonn) mobilkraner som skulle serve dette arbeidet. Vår største underentreprenør NCC har i tillegg tre kraner til i silo-området.

Fra B57-nivået ble det raiseboret en sjakt. Opprinnelig skulle det være 2 sjakter med diameter 2,75meter. Dette ble endret til en sjakt og da valgte man å gå opp til 3,10 meters diameter for å minske risikoen for at sjakta skulle gå tett ved kiling av stein. Først ble det boret et 12” pilothull ned til bunntunnelen, hvor det ble koblet på en krone med diameter 3,1 m , som rømnet opp sjakta helt opp til B57-nivået. Denne loddsjakta ble så benyttet til utlasting av stein gjennom bunntunnelen.

Sjaktene var opp til 50 m lange. LNS var spent på om denne metoden ville fungere eller om stein ville kile seg og tette sjakta. Prinsippet er at sjakta fylles med stein som siger ned i

bunntunnelen etter hver som den lastes ut. Det har så langt fungert meget bra, men vi har hatt noen småproblemer.

Nederste del av siloene er formet kont, hvor $d=38$ m snevres inn til $d=3,10$ m over en høyde på ca 18 m.

Det skal stå igjen 3 meter fjell mellom silobunn og bunntunnel. 3 teoretiske meter er ikke mye når en tar i betraktning den betydelig pelletslast samt lasten fra innersiloen som skal tas opp i silobunnen. Fjellforsterkning av silobunnen løses ved vel 300 sikringsbolter og 6 sikringsbuer av sprøytebetong i bunntunnelen under hver silo, samt spesiell sikringsbolting av fjellet i bunn av siloen.

Bunntunnelen har heller ikke en gunstig profil under siloen for å ta stor last, da hengen av andre årsaker har en flat utforming.

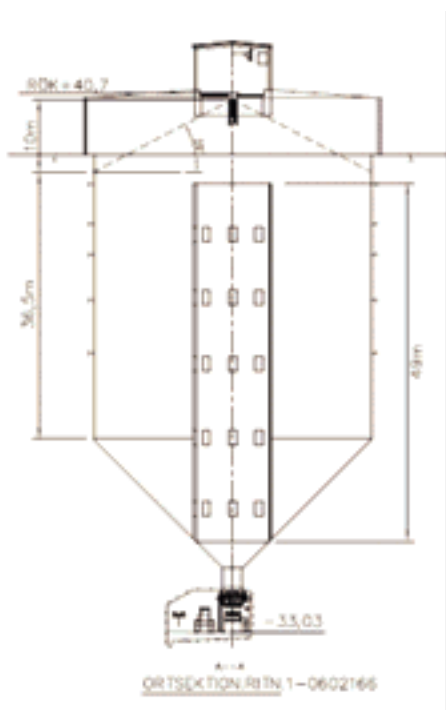


Fig.4 Snitt av silo over bunntunnel.

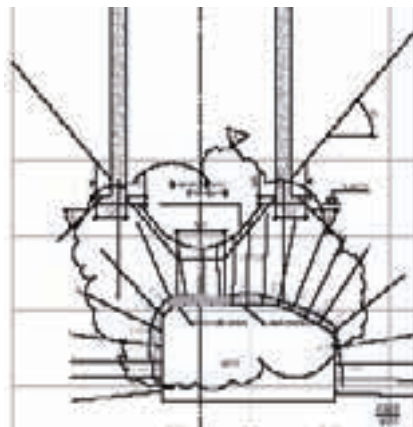


Fig 5 Sikring under bunn i silo.

Sikringsarbeider

Generell fjellsikring

Systematisk bolting i mønster 2x2meter, med fullt innstøpte 4 og 8 meters Ø32-bolter er den generelle regel.

I tillegg ble det daglig av den faste geologen, gjort konkrete vurdering av sikringsbehovet nedover i siloen.

Ved spesiell belastning på fjellet, f. eks under brufundamenter, ble det foreskrevet tettere bolting, 1x1 meter.

I toppen rundt siloene ble det satt horisontale 12-metersbolter, Ø32 med c/c 1 meter, (ca 120 bolter pr silo).

I alle siloene blir veggflatene 100 % dekket med sprøytebetong for å ivareta personsikkerheten ved arbeid i siloene.

I hardeste vintersesongen har det pga kulden, ikke vært mulig å sprøyte etter hvert som man går nedover, noe man dermed måtte ta igjen når det ble vanskeligere å nå de aktuelle flatene.

Spesiell fjellsikring /fjellforsterkning:

Valg av jernbanebru var ei hard nøtt og tok tid. Noe som har medført at fjellforsterkning for brufundamenter har kommet på et for sent tidspunkt. Vi var kommet så dypt ned i siloene at det var vanskelig å komme til å bolte 20-30 meter opp i siloene. Utført på et riktig tidspunkt hadde man spart både tid og penger.

Sikringsarbeidet generelt har viste seg å bli mer omfattende enn på forhånd anslått.

Begrunnelsen for dette er fjellets beskaffenhet, sleppesystemer etc.

Sikringsarbeidet har vært omfattende og meget krevende pga at stabene mellom siloene er fundament for Norges tyngste jernbane, 30 tonn aksellast og det lastbilde dette medfører.

Siloene, med sin utforming, dybde på nær 70 m og kon utforming av nederste del ikke bare gitt praktiske og tekniske utfordringer med også betydelige HMS-utfordringer.

3.10 HMS:

Prosjektet har hatt høy fokus på HMS generelt, men spesielt forbundet med arbeid i siloene. 1-2 personer er heltidsengasjert med HMS-arbeid.

Alle gjennomgår sikkerhetskurs når de ankommer anlegget.

For arbeid i siloene er det nødvendig med stadig oppfølging og konkrete tiltak for å sikre de som arbeider i nedre nivå. I vårløsningen var tineproblemene størst, da det til tross for nøye rengjøring/rensk av kantene på silotoppen, kunne løsne stein og komme ned i siloen. Senere har jobbing i flere nivå krevd gode sikkerhetsrutiner (det kan nevnes kommunikasjonsutstyr, jobbing i sikre sektorer, passasje under arbeid i høyere nivå varsles omstendelig.)

I utgangspunktet hadde prosjektet besluttet at jobbing i flere nivåer ikke skulle skje, men som et tiltak i å korte ned byggetiden, ble det gjennomført sikker-jobb-analyse som konkluderte med at det på visse premisser kunne jobbes i flere nivåer.. Det er likevel en tankevekker at vi har det så travelt i utbyggingsfasen av de fleste byggeprosjekter.

Mange aktører på begrenset område og med mange fjellrom medfører utfordring i å evakuere all disse ved sprengning. NCC utfører betongarbeider på ulike steder, mens LNS arbeider med sikring, VA, etc. på mange plasser

3.11 Avslutning:

Vi er nå ca halvveis i anleggsperioden, og det gjenstår fortsatt 8-10 måneder med fjellarbeider. Etter den tid vil være ca 1 år med bygningstekniske arbeider samt betydelige installasjonsarbeider knyttet til bandtransportører og andre tekniske leveranser.

Til slutt skal anlegget kobles sammen med deler av eksisterende malmutlastingsanlegg før man starter en prøvedriftsperiode på 1 måned.

PRODUKSJON AV RÅSTOFF TIL FLYTENDE MARMOR FOR PAPIRINDUSTRIEN

Production of raw material for ground calcium carbonate (GCC) for the paper industry

Dr.ing. Trond Watne, Hustadkalk AS – Brønnøy Kalk AS

SAMMENDRAG

Brønnøy Kalk AS er et heleid datterselskap av Hustadkalk AS. Hustadkalk AS er igjen råstoffleverandør til Hustadmarmor AS, som er verdens største produsent av kalkbaserte fyllstoff og bestrykningsmiddel for papirindustrien. Årlig produserer og leverer Brønnøy Kalk AS ca 2 millioner tonn kalkråstoff fra Akselberg dagbrudd i Brønnøy kommune, og bedriften dekker med det 2/3 av råstoffbehovet til Hustadmarmor AS. I tillegg brytes og deponeres rundt 1 million tonn sideberg per år. Brønnøy Kalk AS sysselsetter i dag ca 85 personer, hvorav 47 er fast ansatte. Presentasjonen gir en oversikt over virksomheten, og et innblikk i hvordan produksjonen av råstoff til et høyteknologisk produkt med utgangspunkt i en komplisert forekomst foregår, samt noen av de geologiske, tekniske og politiske utfordringer dette byr på.

SUMMARY

Brønnøy Kalk AS is a subsidiary of Hustadkalk AS, which provides raw material for Hustadmarmor AS, the world's largest producer of ground calcium carbonate fillers and pigments for the paper industry. Brønnøy Kalk AS produces 2 Mt of calcite raw material from open pit annually, in addition to 1 Mt of sidewall rock. The company employs approximately 85 persons. The presentation gives an overview of the operation, and an introduction to how raw material for high-tech applications is produced from a complicated deposit.



Oversikt over Akselberg dagbrudd i Brønnøy, juni 2007.

OM BEDRIFTEN(E)

Hustadkalk AS er leverandør av kalkråstoff til Hustadmarmor AS, som er verdens største produsent av kalkbaserte fyllstoff og bestrykningsmiddel for papirindustrien. Hustadmarmor AS er eid av sveitsiske OMYA AG, mens Hustadkalk AS er et norsk selskap eid av familien Steinsvik. Brønnøy Kalk AS er et heleid datterselskap av Hustadkalk AS.

Årlig produserer og leverer Brønnøy Kalk AS ca 2 millioner tonn kalkråstoff, og bedriften dekker med det 2/3 av råstoffbehovet til Hustadmarmor AS. Det øvrige råstoffet leveres av Visnes Kalk AS, Naas Kalksteinsbrudd AS og Langnes Marmorbrudd AS, alle i Eide kommune.

Brønnøy Kalk AS sysselsetter i dag ca 85 personer, hvorav 47 er fast ansatte. Transport av råstoff fra dagbrudd til knuser skjer i regi av T. Engene AS med ca 20 personer. I tillegg kommer rundt 20 personer fra lokale bedrifter som er innleid på forskjellige prosjekter.

FLYTENDE MARMOR

Kalkspat eller kalsiumkarbonat (CaCO_3) er et allsidig mineral, som sammen med bergartene det danner har en rekke industrielle anvendelser. Nedmalt kalsiumkarbonat, såkalt GCC (ground calcium carbonate) benyttes som fyllstoff i en rekke produkter. Et viktig anvendelsesområde er som fyllstoff og bestrykningsmiddel i papir. Vanlig kopipapir kan bestå av 15-20 vektprosent kalsiumkarbonat, mens finere magasinpapir kan inneholde rundt 50 vektprosent kalsiumkarbonat. Som fyllstoff i papiret bidrar kalsiumkarbonat til kostnadsreduksjon ved å erstatte cellulose, men det bidrar også med ettertraktede egenskaper som opasitet, tekstur og hvithet. Med bestrykning (overflatebehandling) av kalsiumkarbonat oppnås glans og bedre trykkeegenskaper i tillegg til hvithet og opasitet. Bruk av kalsiumkarbonat i papir motvirker også nedbryting av cellulosefibre over tid, og gir et papir som ikke gulner eller blir sprøtt.

Hustadmarmor AS produserer kun GCC-slurry, eller ”flytende marmor”, til papirformål. Produksjonen foregår i en våt prosess, som forenklet består av nedmaling av kalkråstoffet, fjerning av uønskede mineraler ved flotasjon, og påfølgende mikronisering av konsentratet i spesialmøller. I utgangspunktet har råstoffet en syreuløselig andel på 2-5%, mens flotert konsentrat kun har en syrerest på 0,01%. En moderne papirmaskin bestryker papir i 10 m bredde i en fart av over 100 km/t, og kravene til renhet er følgelig svært strenge. Det er også viktig at hvithet og andre fysiske/kjemiske egenskaper er stabile.

Hustadmarmor AS produserer et titalls forskjellige produkter, som skiller seg på egenskaper som kornfordeling, faststoffinnhold, hvithet og ladning. Produktene, som er flytende, har typisk en midlere kornstørrelse i området 0,4-1,5 μm og har et faststoffinnhold på 65-78%. Produktene skipes med kjemikalitankere til papirfabrikker i Nord-Europa, og fra 2007 også til Canada. Tilnærmet 100% av produksjonen eksporteres.

Bruk av flytende marmor medfører også energibesparelser i papirfremstillingen. For hvert tonn cellulose som kan erstattes med kalkslurry spares ca 1.000 kWh. Med en årsproduksjon på 3 millioner tonn flytende marmor årlig, og bidrar dermed Hustadmarmor AS til en årlig energibesparelse på ca 3 TWh.

HISTORIKK

Tidligere baserte Hustadkalk AS og Hustadmarmor AS seg på råstoff fra gruver i Eide og Fræna kommuner på Nordvestlandet. Økende råstoffbehov førte imidlertid til at man begynte å lete etter andre mulige forekomster, og Hustadkalk AS etablerte seg i Brønnøy kommune på begynnelsen av 1990-tallet, da selskapet overtok Norsk Marmor AS. Frem til driften ble innstilt i 2001 drev Norsk Marmor AS først dagbrudd og senere underjordsdrift på kalkforekomstene i Engadalen, med utskipning over Trovika i Velfjord.

På midten av 1990-tallet ble man klar over at det foruten de små forekomstene av hvit kalk i Velfjord, også fantes store forekomster av grafittholdig og dermed tilsynelatende mer uren marmor. Størrelsen på disse forekomstene gjorde det attraktivt å prøve å finne en måte å opprede dem på, og et intensivt forsknings- og utviklingsarbeid ble satt i gang.

Første prospekteringsborehull ble påsatt i juli 1996, og siden da er det kjerneboret mer enn 31.000 meter fordelt på 170 hull. Brønnøy Kalk AS ble etablert i 1997, og samme år ble det gjennomført prøveuttak fra Akselberg. Første godkjente reguleringsplan forelå i 1998, og denne er revidert flere ganger senere.

GEOLOGI

Forekomstene av kalkspatmarmor som Brønnøy Kalk AS driver på tilhører en større formasjon med karbonatbergarter tilhørende Helgeland dekkekompleks, som strekker seg over en avstand på 40 km fra Velfjord i nord, og over Tosenfjorden til Åbygda i Bindal i syd.

Det området hvor det for tiden er drift er begrenset til den nordligste del av karbonatformasjonen mellom Akselberg og Forbergskog. I dette området stryker formasjonen tilnærmet nord-syd, med 30-60° fall mot øst.

Formasjonen består av alternerende lag av marmor med vekslende innhold av andre mineraler. Basert på visuelt utseende og mengde andre mineraler, er formasjonen delt inn i fire typer hovedtyper av marmor:

- "Spettet marmor". Hvit til lys grå grovkornet kalkspatmarmor med karakteristiske spetter av grafitt. I tillegg til grafitt opptrer mindre mengder sulfider og silikater.
- "Båndet marmor". Middels grovkornet marmor, typisk båndet på cm-dm skala, med vekslende lyse grå og mørkere grå bånd. Andre mineraler enn kalkspat er konsentrert i de mørkere båndene, i hovedsak opptrer samme mineraler som i spettet kalk, men i større mengde.
- "Uren marmor". Brun til mørk grå finkornet marmor, båndet på mm-cm skala. Marmortypen inneholder forholdsvis mye sulfider og silikater.
- "Sulfidspettet marmor". Farge kan variere fra mørk grå til hvit, oftest grovkornet. Karakteristiske spetter av magnetkis, fravær av grafitt. Er ikke knyttet til bestemte stratigrafiske lag, og antas å skyldes senere metasomatisk omvandling.

Av marmortypene er det spettet marmor som er gjenstand for drift, i tillegg til deler av båndet marmor der denne lar seg opprede. Mektigheten på hovedlaget av spettet marmor varierer fra noen få titalls meter rundt Forbergskog, og opp til over hundre meter på Akselberg.

PRODUKSJON

Råstoffet brytes i dagbrudd på Akselberg. I dag har bruddet en lengde på ca 900 m og en bredde på 300 m. Opprinnelig terreng rundt bruddet ligger på kote 15-50. Pallhøyden er ca 15 m, og så langt er forekomsten åpnet i fem nivåer, det laveste på kote -30.

Bruddet er planlagt drevet ned ytterligere 100 m, gitt at de stabilitetsmessige forutsetningene er til stede. Ingeniørgeologisk sett har de største utfordringene så langt vært i dagbruddets vestvegg (liggsiden av forekomsten), der langsgående foliasjonssprekker rundt rasvinkel (30-60°) i kombinasjon med andre steile sprekkesett lokalt har medført stabilitetsproblemer. I vestveggen settes det derfor igjen 12 m sikringshyller for hvert nivå. Øvrige vegger er orientert mer gunstig i forhold til oppsprekningen, og der har det så langt ikke vært problemer med stabiliteten. I disse veggene settes det derfor igjen sikringshyll for annet hvert nivå. Dette gir en planlagt dagbruddsvinkel på ca 45° i vestveggen, og inntil 60° i øvrige vegger. For å redusere påkjenningene foretas det presplitt mot endelig vegg.

Produksjon foregår på to skift. Salver i størrelsesorden 10-50.000 tonn bores opp, lades og sprenges. To rigger står for boringen, henholdsvis en ROC D7C og en ROC D9C. Den nyeste riggen, som ble levert i august 2007, er utstyrt med hullnavigasjon (Trimble GNSS 850-system).

Skutt råstoff lastes opp på semitrailere med hjullaster eller gravemaskin, og transporteres deretter gjennom ca 5 km tunnel til knuser ved Remman i Ursfjorden. Transporten skjer i regi av T. Engene AS, med en flåte på 8-10 tippsemier med lastekapasitet 47 t. På sikt vil transporten gjennom eksisterende tunnel måtte avløses av et annet system. Institutt for bygg, anlegg og transport ved NTNU er nå i ferd med å utrede flere alternativer, herunder ny veg på overflaten tilpasset store trucker, og beltetransport i ny tunnel.

Råstoffet knuses i to trinn. Første knusetrinn reduserer steinstørrelsen til <180 mm, andre trinn reduserer den til <90 mm. Knuste masser blir deretter lagt ut på lager gjennom transportbelter. Fyllingshøyden i lageret er ca 70 m, og lagerkapasiteten er ca 300.000 tonn.

Under lageret ligger en betongkulvert med 9 vibrasjonsmaterer og transportbånd. Materne rister massen ned på båndet, som bringer massen frem til og om bord i selvlossende lastebåter som tar fra 15-30.000 t last.

Transporttunnelen som følger forekomsten mellom Akselberg og Forbergskog, har sitt dypeste punkt på kote -115 og tenkes benyttet som utgangspunkt for underjordsdrift på forekomsten. Forekomsten er boret opp til ca kote -300, og underjordsdrift vil på sikt være et viktig supplement til dagbruddsdriften. Som forberedelse er det foretatt nye spenningsmålinger i 2007 for å supplere tidligere målinger i 1999 og 2000, og det vil bli foretatt en ny numerisk modellering og optimalisering av brytningsrom. Videre er NGI engasjert for å vurdere hydrogeologiske forhold.

Det brytes og deponeres ca 1 Mt sideberg per år. Sideberget (uren marmor) lastes opp på dumpere og kjøres til deponier. Deponiene bygges opp etappevis, i lag på 5-10 m tykkelse. For å skjerme omgivelsene mot støy og innsyn etableres yttersiden først, og senere tipping skjer i retning bruddet. Deponienes ytterside gis en helning på 1:3, slik at de er tilpasset fremtidig skogsdrift. Yttersiden tildekkes fortløpende med finere masser og kles med jord.

KVALITETSKONTROLL OG PRODUKSJONSSTYRING

Det er strenge krav til levert råstoff. For å overholde kravene og samtidig ta vare på en størst mulig del av forekomsten, gjennomføres kvalitetskontroll og produksjonsstyring basert på prøvetaking og analysing av borekaks fra produksjonsboring.

Salvene deles inn i blokker på ca 5.000 t, og for hver blokk tas det en samleprøve av grovt borekaks fra hvert enkelt borehull innen blokken. Det gjennomføres så et standardisert oppredningsforsøk på hver prøve, som noe forenklet tilsvarende den faktiske prosessen ved Hustadmarmor AS. Prøven males ned, floterer i en laboratoriecelle, og konsentratet mikroniseres til et standardprodukt. Etter tørking måles hvithet på produktet med et spektrofotometer.

Styringsparametrene er hvithet til standard produkt, reagensforbruk i flotasjon, samt flotasjonstap. Styringsparametrene er additive, og salver med ulike egenskaper blandes gjennom selektiv lasting, slik at egenskapene til levert råstoff er i henhold til en gitt kravspesifikasjon. Det tas også prøver av båtlaster som en ekstra kontroll.

For tiden undersøkes det om bruk av MWD-teknologi (measure while drilling) kan brukes til å gi en prediksjon på kvalitet, og dermed øke selektiviteten gjennom en mer optimal inndeling av salvene i blokker. Den nye boreriggen er utstyrt med MWD, som sammen med hullnavigasjon gir muligheten til å samle inn og samtolke parametere som borsynk med øvrig stedfestet geologisk informasjon.

MILJØ

I dagens samfunn er vi helt avhengige av mineralske råstoffer, siden disse inngår i nesten alt vi omgir oss med. Uttak av mineralske råstoffer medfører imidlertid inngrep i terrenget og naturen. Videre er dette uttak av ikke-fornybare ressurser. Det er derfor viktig at råstoffuttaket skjer på en miljømessig og ressursmessig forsvarlig måte, og at man har samfunnets aksept for aktiviteten.

Brønnøy Kalk AS forsøker gjennom ulike tiltak å redusere de negative konsekvensene som driften medfører, og samtidig legge til rette for en best mulig utnyttelse av ressursen.

FREMTIDEN

Brønnøy Kalk AS startet i 2006 planarbeid med ny reguleringsplan. Hovedelementene i den foreslåtte planen er 1) utvidelse av område for dagbrudd og deponier for å sikre best mulig utnyttelse av den delen av forekomsten som kan brytes med denne driftsformen, og 2) alternativ transportrute mellom dagbrudd og kai, slik at nåværende transporttunnel frigjøres for underjordsdrift på de dypere delene av forekomsten, og slik at gråberg eventuelt kan transporteres til Remman og skipes til alternative formål i stedet for å deponeres.

Forslag til reguleringsplan og tilhørende konsekvensutredning har vært på høring i 2007. På bakgrunn av innsigelser mot planforslaget er man nå i ferd med å foreta tilleggsutredninger, og et revidert planforslag sendes ventelig på ny høring tidlig i 2008.

Dersom planen vedtas, er forutsetningene til stede for at Brønnøy Kalk AS fortsatt blir blant de største industrimineralprodusentene i Norge, og at råstoffgrunnlaget for Hustadmarmor AS er sikret i de neste 50 år.

RAS PÅ STUFF I RAVNEHEITUNNELEN, FARSUND

Collapse of tunnel face in the Ravnehei tunnel, Farsund

Siv.ing. Kjetil Moen, MULTICONSULT AS

SAMMENDRAG

Ravneheitunnelen er en 3,3 km lang vegtunnel (T 8,5) som for tiden er under bygging et par kilometer nordvest for Farsund by i Vest Agder. Statens vegvesen Region sør er byggherre og Mesta AS er hovedentreprenør. Den 20. mars 2007 gikk det et stort ras på stuff i tunnelen ca. 900 m fra det søndre påhugget. Tunnelen var da kommet i berøring med en mektig, steil knusningssone som krysset tunnelen med stor vinkel. Innen raset ble blokkert hadde det kommet ca. 3.000 m³ rasmasse inn i tunnelen. Blokkeringen av raset besto i hovedsak av en betongplugg (100 m³) som ble støpt oppe i rassjakta over røysa med rasmasser. I tillegg ble det benyttet et betydelig antall 15m lange, selv borende og injiserbare stag, samt store mengder med fiberarmert sprøytebetong. Rassonen ble permanent sikret med en 13m lang armert hvelvstøp.

Størrelsen på raset tatt i betraktning, ble det ansett som sannsynlig at det materialunderskudd som ble skapt oppover i knusningssonen, over tid kunne forplante opp mot terrengnivå, ca. 170m over tunnelhengen. For å finne rassjaktas høyeste punkt ble det besluttet å gjennomføre seismisk tomografi. De seismiske undersøkelsene, samt tolkning og rapportering ble utført av Geosigma AB. De utførte undersøkelsene viser at det raspåvirkede området hadde nådd et maksimalt nivå ca. 85m over tunnelhengen på måletidspunktet (13. okt. 2007).

SUMMARY

The Ravnehei tunnel is a 3,3 km long road tunnel which is currently under construction a few kilometres northwest of Farsund in southern Norway. At 20th of March 2007 the tunnel face, approx. 900m from the southern entrance of the tunnel. The tunnel crossed a major, vertical weakness zone consisting of crushed and weathered rock. About 3.000 m³ of rock debris came into the tunnel before it was blocked. A 100 m³ concrete plug, 15m long drilled rock bolts, and fiber-reinforced shotcrete were used to stop the ingress. A reinforced cast concrete lining permanently supported the section of the tunnel. Considering the amount of rock masses that came into the tunnel, it was obvious that there had been created a cavity above the tunnel, and it was likely that this hole eventually could reach the surface. Seismic tomography was conducted by Geosigma AB, to locate the top level of the cavity above the tunnel. The results show that this top level was located approx. 85m above the tunnel (at 13th of October 2007).

1. INNLEDNING

Statens vegvesen Region sør har for tiden under bygging en 3,3 km lang vegtunnel under Ravneheia i Farsund kommune. Tunnelprosjektet er en del av parsellen Hanesund – Sande (ca. 6,8 km) som igjen er en del av prosjektet Rv. 465 Kjørrefjord – Ulland. Prosjektets overordnede formål er å gi Farsund by en fullverdig vegforbindelse mot vest. Rv. 465 binder sammen Rv. 43 fra Farsund og den nye E39 ved Oppofte i Kvinesdal kommune. Se for øvrig figur 1 til høyre. [1]

Den nye Rv. 465 har normalprofil med total bredde på 6,5 m, kjørefelt med bredde 2,75 m og skulder med bredde 0,5 m. Ravneheitunnelen har tverrprofil T8,5.

Statens vegvesen Vegdirektoratet, vegteknisk avd. har stått for ingeniørgeologiske forundersøkelser.

Hovedentreprenør på parsell Hanesund – Sande (inkl. Ravneheitunnelen) er Mesta AS.

Multiconsult AS ble i januar 2007 engasjert av Statens vegvesen for yte ingeniørgeologisk bistand i forbindelse med byggingen Ravneheitunnelen, som på dette tidspunkt var drevet ca. 400 m fra sør.

Den 20. mars 2007 gikk det et stort ras på stoff i tunnelen ca. 900 m fra det søndre påhugget. Dette foredraget gir en beskrivelse av raset, sikringstiltakene som ble iverksatt, samt oppfølgingen i ettertid av raset. Det er blant annet utført seismisk tomografi for å kartlegge hvor høyt opp mot terrengnivå rassjaktet går.



Figur 1: Oversikt, prosjekt Rv. 465 Kjørrefjord – Ulland [1]

2. TOPOGRAFISKE OG GEOLOGISKE FORHOLD

Ravneheitunnelen går med stigning 33,75 % fra sør mot nord. Profilhøyde ved søndre og nordre påhugg er hhv. ca. kt. 5 og ca. kt. 112. Fjelloverdekningen er varierende opptil ca. 220m. Se for øvrig lengdeprofilen i figur 3 på neste side.

Tunnelen går i sin helhet gjennom bergarten charnockitt, som er en pyrokseførende, feltspatrik granitt.

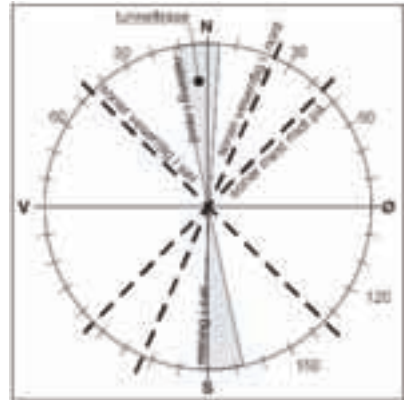
Tunneltraséen passerer en rekke svakhetssoner som i terrenget gjenkjennes som markerte kløfter og dalsøkk. I ryggene mellom dalsøkkene viser bergmassene for det meste liten - moderat oppsprekksgrad med sprekkeavstand 0,5 - 3,0 m.

Svakhetssonene er i hovedsak registrert med følgende strøkretninger :

- NV – SØ, vesentlig i søndre del
- NØ – SV, vesentlig i midtre del
- NNØ – SSV, vesentlig i nordre del

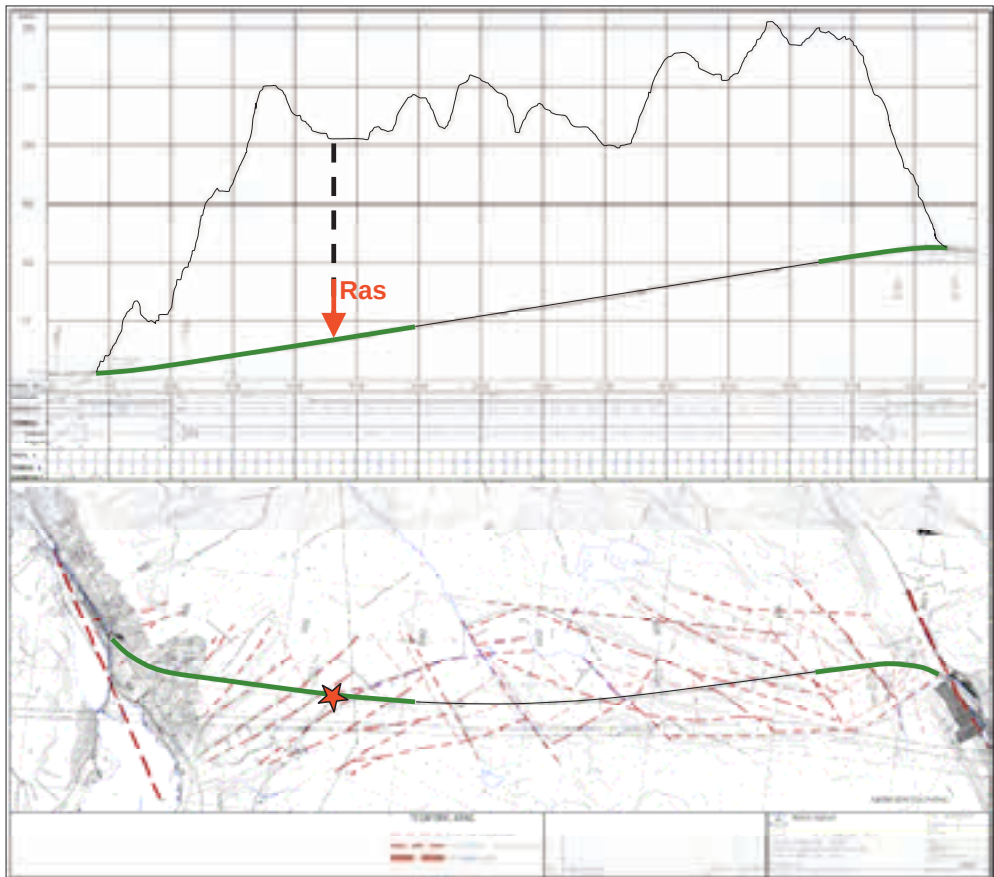
I tillegg opptrer enkelte soner med strøkretning nær N – S. De fleste sonene er antatt steile.

På figur 2 til høyre er orienteringen av de mest opptredende svakhetssonene angitt, sammen med tunneltraséens orientering. [1]



Figur 2: Orientering av svakhetssoner / tunnel [1]

Figur 3 nedenfor viser plan og profil for tunnelen, de viktigste svakhetssonene i plan, samt rassonens beliggenhet. [1]

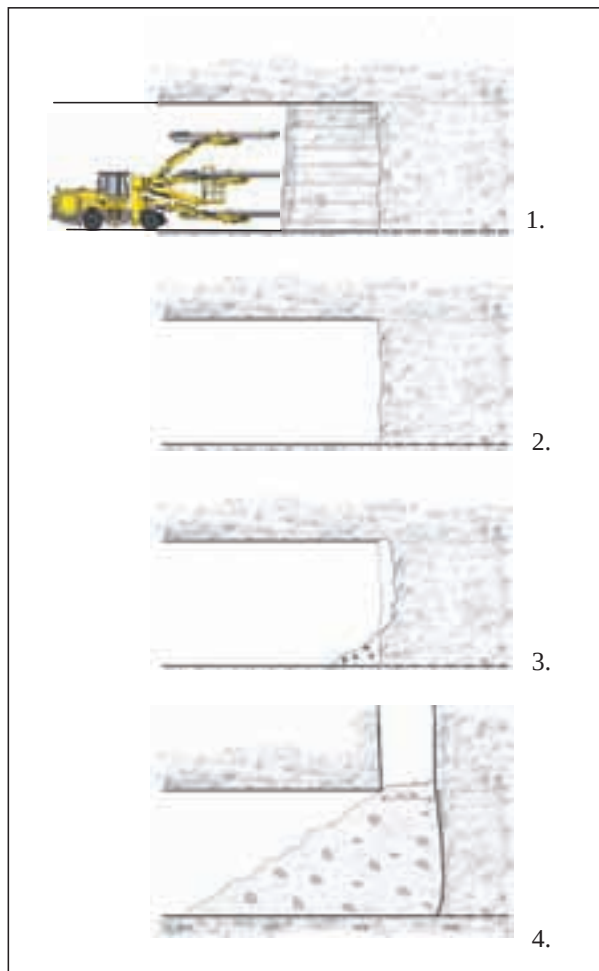


Figur 3: Plan og lengdeprofil for Ravneheitunnelen. De viktigste svakhetssonene er inntegnet i plan med stiplede streke. Rassonen er markert med pil / stjerne. Grønn strek markerer hvor mye av tunnelen som var ferdig drevet pr. 23.10.07. [1]

3. RAS PÅ STUFF 20.03.07

På ettermiddagen tirsdag den 20.03.07 gikk det et ras på stuff i Ravneheitunnelen. Raset gikk ca. 1 time etter utlasting av salve med stuff på pr. 1634. Entreprenøren hadde merket økt borsynk (på enden av enkelte salvehull) under salveboring, men for øvrig hadde både boring og lading av salva gått uten spesielle problemer. Da det begynte å rase fra hengen og stuffen hadde entreprenøren raskt trukket folk og maskiner tilbake fra stuff.

I timene etter at raset begynte, økte rasets utvikling dramatisk, og sent på kvelden var nesten hele tunnelprofilet fylt opp av rasmasser. Ingeniørgeolog fra Multiconsult ble da tilkalt for assistanse.



Figur 4: Rasutvikling, ras på stuff 20.03.07 [2]

Undertegnede var på plass i tunnelen på formiddagen onsdag den 21. mars. Bildet i figur 5 nedenfor viser hvordan det da så ut på stuff.



Figur 5: Ras på stuff (pr. 1634) den 20.03.07. Bildet er tatt dagen etter at raset begynte.

Tunnelen hadde fått kontakt med en mektig knusningssone (strøk NV – SØ), bestående av løse, morenelignende masser (steinblokker, nedknust steinmateriale, samt leire). Leirprøver fra tidligere passerte leirsoner hadde vist innhold av meget aktiv svelleleire, så det var grunn til å tro at rassonen også inneholdt svelleleire. Senere labanalyse av leirmateriale fra rassonen viste et svelletrykk på 0,4 MPa (aktiv) og fri svelling på 141 % (middels aktiv) [3].

Umiddelbart etter at raset startet ble det konstatert at sonen var praktisk talt tørr, men etter noen dager oppsto det mindre vannlekkasjer. Av sikkerhetsmessige hensyn var det ikke mulig å foreta noen detaljert kartlegging av rassonen, eller form og størrelse på hulrommet (rassjakta) etter raset. Tidlige observasjoner indikerte imidlertid at rassonen var steil og hadde strøkretning som dannet stor vinkel med tunnelaksen. Innmålinger viste at rassonens mektighet var opptil ca. 4m (pr. 1631-35) i senter og noe mindre ut mot veggene.

Vi antok videre at raset var avgrenset vertikalt opp fra venstre tunnelvegg, mens det var noe dreid på skrå opp til høyre (ca. 70°) og utenfor høyre vegg / vederlag. Dette ble gjenspeilet av at det dannet seg en raskjelle skrått opp til høyre. Høyden på rassjakta ble bare noen timer etter at raset startet antatt opp mot 10m over teoretisk hengnivå. Det ble imidlertid forventet at rasaktiviteten ville fortsette, slik at rassjakta kunne bli vesentlig høyere med tiden.

På kvelden samme dag som raset startet ble det boret 2 stk. sonderborhull, ett på 33m i venstre side og ett på 30m i høyre side. Ansett for sonderhullene ble satt i veggene ca. 10m bak rassonen, og hullene ble vinklet 15° ut til siden i forhold til tunnelaksen. Registrering av borsynk og farge på spylevann indikerte at svakhetssonen som var påtruffet kunne ha en mektighet på minst 20m.

4. UTFØRTE SIKRINGSTILTAK

Dagen etter at raset startet, onsdag 21. mars ble det skissert en plan for hvordan rassonen skulle sikres. Planen ble utarbeidet i form av et samarbeid mellom entreprenør, byggherre og ingeniørgeolog.

4.1 Etablering av betongplugg

Som et første ledd i sikringsplanen ble det bestemt at det skulle etableres en ca. 4m høy betongplugg i rassonen over hengnivå. Rasmassene som lå på stuff skulle tjene som "forskaling" på undersiden av betongpluggen. Følgende fremgangsmåte ble i grove trekk benyttet (se for øvrig figur 6 på neste side) :

1. 2 stk. 5 " grovhull ble boret i hengen med ca. 25° stigning og ansett ca. 8m bak (utenfor) bakre rasvegg, slik at de kom ut i rassonen ca. 4m over hengnivå i rasveggen ved pr. 1631. Disse to hullene skulle tjene som føringshull for betongpumpe-slange.
2. Rasmassene i høyres side ble gravd/dradd ned slik at toppunktet for den høyredreide raskjeglen ble trukket ned omtrent til nivå med teoretisk heng. Deretter ble steinmassene skjøvet inn mot stuffen slik at hele tunnelprofilen ble fylt opp i rassonen.
3. For å sikre tetthet og stabilitet i overgangen mellom fast berg i heng ved pr. 1631 og steinmassene, ble det lagt på ca. 16 m³ fiberarmert sprøytebetong i denne overgangen.
4. Grove steinblokker ble lagt i front av røysa for ytterligere å stabilisere rasmassene under den planlagte betongpluggen.
5. Betongpumpingen ble utført i løpet av natten til torsdag 22.03.07. Det gikk med ca. 100 m³ betong. Denne arbeidsoperasjonen tok ca. 8 timer.

4.2 Sikring av uforutsett rashull / kompletterende arbeidssikring

Fredag 23.mars ble det iverksatt utlasting av rasmassene som fylte tunnelen på stuff. På kvelden samme dag ble det påvist et ca. 1 m² stort hull i overgangen mellom betongpluggen og berg i høyre vederlag / heng, ca. 3m utenfor teoretisk sprengningsprofil. Rasmasser fortsatte å komme ut av dette hullet. Rashullet ble sannsynligvis til ved at toppen av raskjegla hadde bygd seg opp i løpet av de 8 timene det tok å støpe betongpluggen, og dannet en "forskaling" mot betongen oppe i høyre vederlag / heng.

Vi anbefalte å avvente situasjonen for å se om rashullet etterhvert ville tette seg naturlig av større blokker som kom ovenfra. Dette skjedde, og det ble mobilisert for påføring av fiberarmert sprøytebetong.



Isstedenfor å forsøke å etablere ny, liten betongplugg for å tette rashullet oppe til høyre, foreslo vi å etablere en rast med stag satt såpass tett at de ville danne et gitter like under rashullet, og dermed blokkere rasmassene som trykket på ovenfra.

Som stag til å etablere blokkeringsgitteret ble det benyttet Ischebeck Titan 40/16 (ytre / indre diameter) med Ø70mm fjellborkrone. Dette er selv borende (bor og stag i ett), injiserbare stag som ble ansett for å være godt egnet til formålet, tatt i betraktning at stagene skulle bores gjennom både fast berg og løse rasmasser. Stag av denne typen er dessuten skjøtbare med 3m borerenger til den lengde man måtte ønske. I dette tilfellet ble det montert stag med 15m lengde.

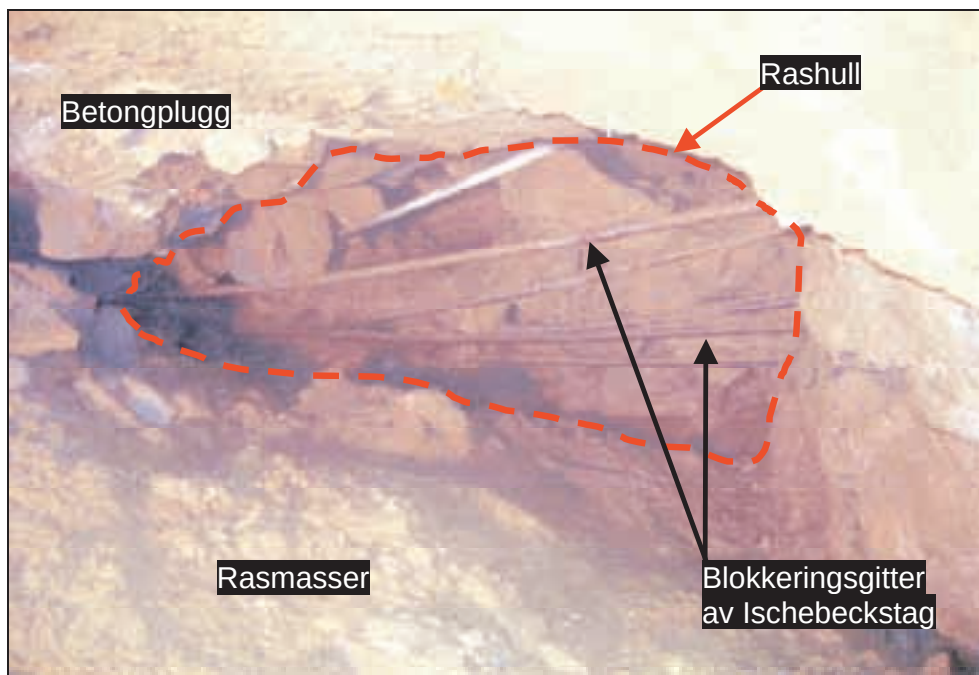
Ansettet for Ischebeckstagene ble tatt 4 – 5 m bak rassonen, i noenlunde intakt berg. Lengden på stagene var tilpasset slik at min. 4m forankring foran betongpluggen (i ikke raspåvirket bergmasse) ble oppnådd.

Vi presiserte det som meget viktig at stagene ble ansatt og orienteres riktig, slik at de fikk den tilsiktede effekten som et blokkeringsgitter over rashullet. Det ble satt ca. 10 stk. stag med en innbyrdes senteravstand på $c/c = 0,3\text{m}$ for å dekke over rashullet.

Det ble også bestemt å montere samme type Ischebeckstag gjennom betongpluggen og gjennom sonematerialet på hver side. Ca. 16 stk. stag ble montert med $c/c = 0,75\text{m}$. *(Et par dager tidligere hadde det blitt forsøkt å montere 12m lange Ø32 kamstålbolter gjennom betongpluggen. Det oppsto imidlertid raskt problemer med fastboring, noe som mest sannsynlig skyldtes løse rasmasser i betongpluggen. Etter gjentatte forsøk ble denne bolteboringen avbrutt).*

Ved injeksjon gjennom kanalen i stagene vil sementen komme ut av hull i borkrona innerst i staghullet, for deretter å fylle opp borhullet. Da en del av stagene gikk gjennom løse rasmasser (spesielt ved rashullet), ville også mye av sementen flyte ut i hulrom rundt stagene. Stoppkriterium for injeksjon ble satt til 150 kg sement pr. stag. Maks. injeksjonstrykk ble satt til 10 bar. Da det var stor sannsynlighet for utgang av injeksjonssement i rassonen, var man klar over at manglende oppfylling rundt de ytterste 4 – 5m av stagene ville bli et problem. Et tiltak for å løse dette problemet var å gyse den ytre delen av stagene fra utsiden, ved hjelp av en vanlig gysepumpe.

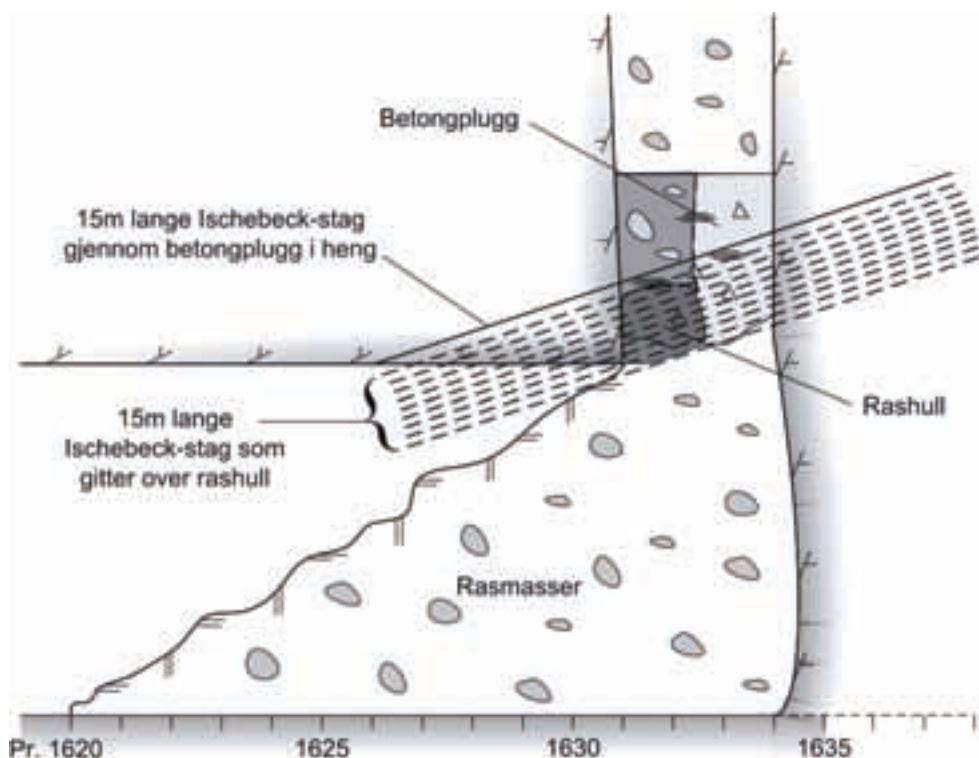
Etter at alle stag (26 stk. á 15m) var montert og foreskrevet herdetid for injeksjonssementen var oppnådd, ble rasmassene som fylte tunnelen på stoff lastet ut. Man kunne da konstatere at blokkeringsgitteret, bestående av Ischebeckstag hadde fungert etter hensikt, slik at rasmassene som trykket på ovenfra ble holdt i sjakk, se figur 7 og 8.



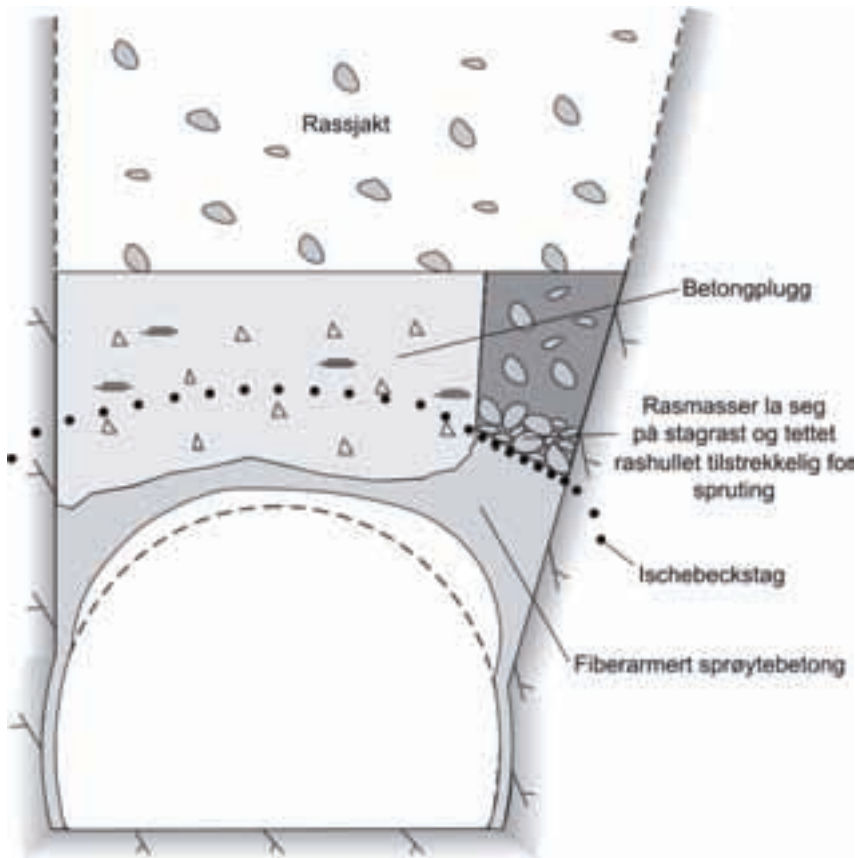
Figur 7: Rashullet og blokkeringsgitter av Ischebeckstag (foto tatt av Mesta AS)

Rashullet ble deretter plugget med et 1 – 2m tykt lag med fiberarmert sprøytebetong. Etter dette ble hele tunnelprofilet (inkl. stuffen) påført ca. 35 m³ sprøytebetong, slik at det etter hvert ble etablert en god trykkbue oppunder betongpluggen. De siste 3 – 4m med intakt berg før overgangen til rassonen ved pr. 1631 ble sikret med radielle bolter (4m Ø20), systematisk c/c 1,5 x 1,5 m (3 raster i heng/vederlag).

Basert på antall billass med rasmasser som ble lastet ut fra stuff, ble det samlede volum av rasmassene anslått til ca. 3.000 m³. Med en omregningsfaktor på 1,3 tilsvarer dette at det hadde oppstått et hulrom i knusningssonen over tunnelen på ca. 2.300 m³. Rassjakta hadde en bredde (på tvers av tunnelen) i hengnivå på ca. 10m og en antatt lengde (i tunnelretningen) på 3 – 4m. Dersom man antok at rassjakta hadde konstant tverrsnitt videre oppover, kunne dette bety at toppen av rassjakta lå mer enn 50m over tunnelhengen allerede kun 4 dager etter at raset startet. Selv om strømmen av rasmasser ned i tunnelen var blokkert, var det all grunn til å tro at det fortsatt ville rase fra toppen av rassjakta. Dette kan underbygges av at knusningssoner som dette normalt vil ha dårligere kvalitet og større mektighet oppover mot dagen.



Figur 8: Sikring av rashull med Ischebeck -stag



Figur 9: Komplet arbeidssikring

4.3 Stabilitetsvurdering av utført arbeidssikring

Det ble fra entreprenøren reist spørsmål om den utførte arbeidssikringen hadde tilfredsstillende sikkerhet mot kollaps. Vi foretok derfor en stabilitetsvurdering basert på forenklete, men konservative beregninger av drivende og stabiliserende krefter som virket på arbeidssikringen.

De drivende krefter utgjør tyngden av betongpluggen pluss *effektiv* tyngde av rasmassene over betongpluggen. Fra et visst nivå over betongpluggen og oppover vil tyngden av rasmassene i rassjakt utelukkende tas opp av friksjonskrefter mot rasveggene ("siloeffekt"). Den *effektive* tyngden av rasmassene på oversiden av betongpluggen kan da defineres som tyngden av rasmasser under dette nivået. For dette tilfellet er høyden på rasmasser med *effektiv* tyngde mot betongpluggen beregnet til ca. 7m. Med en "materialfaktor" på 1,4 kommer vi frem til en *dimensjonerende* høyde på ca. 10m.

Gjennomsnittlig egenvekt av rasmassene ble antatt til ca. 2 tonn/m³ (20 kN/m³). Dette ga et vertikalltrykk mot oversiden av betongpluggen på ca. 200 kN/m².

Vi antok videre at betongpluggen på oversiden hadde en overflate på ca. $4\text{ m} \times 10\text{ m} = 40\text{ m}^2$. Samlet *effektiv* tyngde av rasmasser over betongpluggen ble da ca. **8.000 kN** eller 800 tonn. Tyngden av betongpluggen ble beregnet til ca. 2.500 kN ($100\text{ m}^3 \times 25\text{ kN/m}^3$) eller 250 tonn.

De drivende krefter utgjorde altså til sammen ca. 10.500 kN.

De stabiliserende krefter består av friksjonskrefter mellom betongpluggen og de omkringliggende bergmasser, kohesjonskrefter (motstand mot brytning av intakt berg / betong som følge av ruhet), samt skjærkraftmotstand i Ischebeckstagene og sprøytebetongen på undersiden av betongpluggen.

Helningsforhold på bergflatene omkring betongpluggen tilsier at betongpluggen til en viss grad står kilt fast i rassjakt. Vi så derfor på det som umulig at betongpluggen kunne bli presset ned i tunnelen, med mindre det oppsto et gjennomgående vertikalt skjærbrudd i selve betongpluggen. For å gjøre beregningen konservativ, beregnet vi et slikt skjærbrudd kun i tunnelretningen og ikke på tvers, selv om de geometriske forhold kunne tyde på at dette også måtte til for at betongpluggen skulle bli presset ned.

Vi skal ikke her gå nærmere inn på de enkelte beregninger av stabiliserende krefter, men kun oppsummere bidragene:

- Samlet skjærkapasitet i kontaktflatene rundt betongpluggen: 16.200 kN
- Kapasitet mot skjærbrudd i betongpluggen: 4.000 kN
- Samlet skjærkapasitet av virksomme stag: 4.920 kN
- Samlet trykk-/skjærkapasitet i sprøytebetongkonstruksjonen: 10.500 kN

De stabiliserende krefter utgjorde altså til sammen ca. 35.620 kN.

Dette ga en sikkerhetsfaktor, F:

$$F = \text{Stabiliserende krefter} / \text{Drivende krefter} = 35.620\text{ kN} / 10.500\text{ kN} = 3,4$$

Krav $F > 2,0 \rightarrow \text{OK}!$

Da beregningene var temmelig konservative, antas det at den virkelige sikkerhetsfaktoren sannsynligvis var langt høyere enn den beregnede.

4.4 Permanent sikring i rassonen

Det ble bestemt at rassonen skulle sikres permanent med hvelvstøp. Starten på hvelvstøpen ble satt til pr. 1626,5 (4,5m foran punktet der sonen ble påtruffet). Støpen ble i innerbuen armert med armeringsnett gjennomgående i hele profilet. I tillegg ble det i veggene lagt inn armeringsnett mot fjellet.

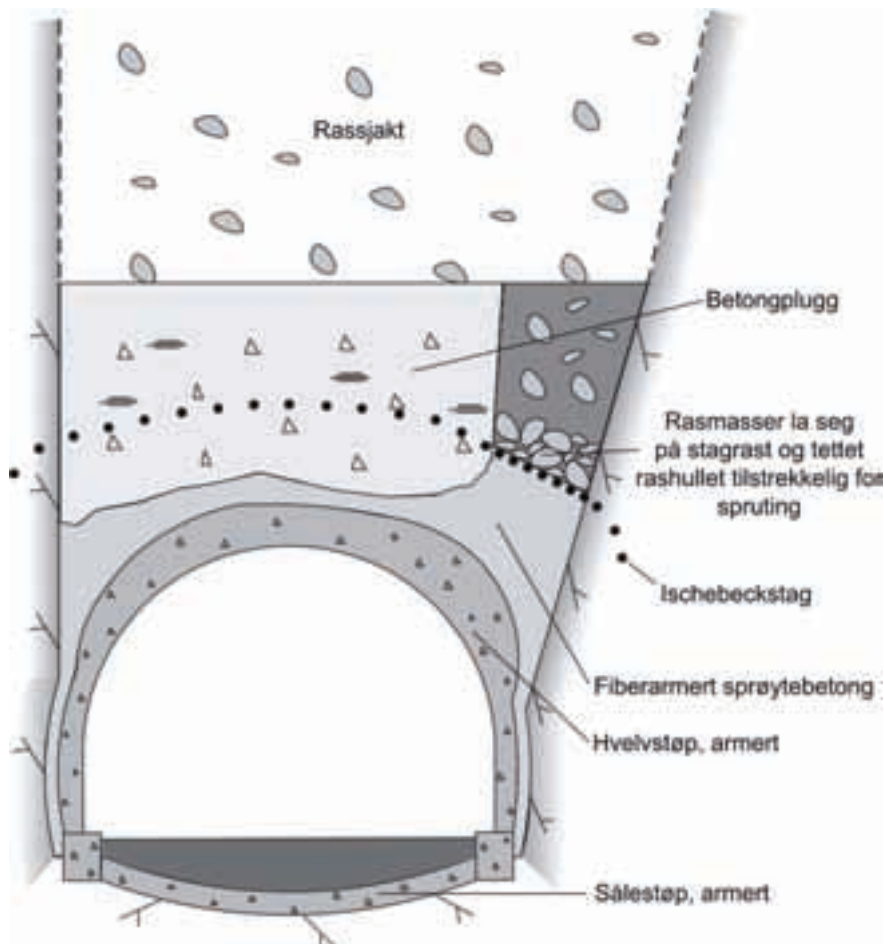
Da det var etablert hvelvstøp frem til ca. pr. 1633, altså et par meter inn i rassonen, ble det på stuff (indre begrensning av rassonen) etablert en armeringsbue (6 stk. Ø16) på spilingbolter og radielle bolter i hengen. Denne armeringsbuen ble forankret i veggene med Ischebeckstag for å hindre horisontal innpressing fra de dårlige massene i rassonen.

For å gi plass til neste seksjon av hvelvstøpen måtte det skytes en kort salve. Det gikk bra å skyte en 2m salve, og det ble umiddelbart etter dette etablert en armert sprøytebetongbue. Buen ble forankret med radielle bolter (4m lange fullgyste Ø20).

Det ble videre tatt ytterligere et par korte salver, med fortløpende etablering av armerte sprøytebetongbuer c/c 1,5m før det ble fulgt på med korte (2,25m) støpeseksjoner. Hvelvstøpen ble avsluttet ca. 5m forbi rassonen, men siden man fortsatt var inne i en svakhetssone med svært dårlig fjellkvalitet, ble tunnelen videre sikret systematisk med armerte sprøytebetongbuer c/c 1,5m. Hvelvstøpen ble 13m lang.

Ved pr. 1668 faset den mektige svakhetssonen ut i venstre vegg, og det var atter friskt og godt berg på stuff. Sikring med buer kunne da avsluttes.

For å sikre mot fremtidig oppressing av sålen, ble det sommeren 2007 etablert en armert sålestøp gjennom rassonen i tilsvarende lengde som hvelvstøpen. Sålestøpen ga i tillegg en økt sikkerhet mot innpressing av de utstøpte veggene.



Figur 10: Komplet permanent sikring

4.5 Deformasjonsmålinger

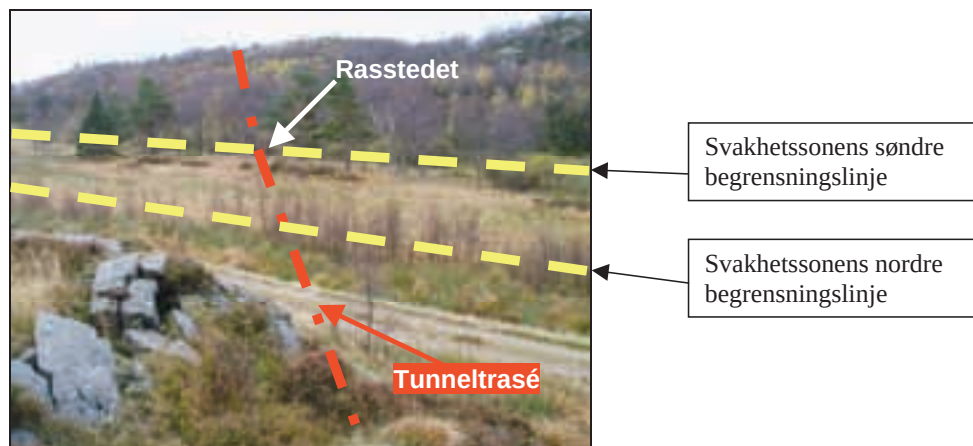
For å ha en viss kontroll med eventuelle deformasjoner i sikringskonstruksjonene i knusningssonen som ble passert på strekningen pr. 1631 – 55, ble det i slutten av mai 2007 iverksatt deformasjonsmålinger. Målingene ble utført i tre profiler: pr. 1632, 1642 og 1652. I hvert profil ble det montert 5 stk. fastmerker (hylser), ett nede i hver vegg, ett i hvert vederlag og ett ca. midt i hengen.

Det er utført deformasjonsmålinger i gjennomsnitt én gang pr. mnd siden mai, 2007. Siste måling før dette gikk i trykken ble utført i slutten av september, 2007. Målingene har vist maksimalt avvik på ca. 5mm, noe som indikerer tilnærmet ingen deformasjoner, tatt i betraktning normal unøyaktighet rent måleteknisk.

5. SEISMISK UNDERSØKELSE AV RASSJAKTA, TOMOGRAFI

Tatt i betraktning at så mye som ca. 3.000 m³ (ca. 2.300 fm³) masser raste inn i tunnelen før den ble forseglet, har det vært av stor interesse for byggherren å kunne kartlegge hvor høyt over tunnelen rassjaktas ville forplante seg over tid. Som tidligere nevnt ble det anslått at raset kunne ha forplantet seg mer enn 50m over tunnelnivå på det tidspunkt innrasingen i tunnelen ble stoppet. Det ble ansett som sannsynlig at det materialunderskudd som ble skapt oppover i knusningssonen, i verste fall kunne forplante seg helt opp til terrengnivå, ca. 170m over tunnelhengen. For å finne rassjaktas høyeste punkt ble det besluttet å gjennomføre **seismisk tomografi**, som et innledende forsøk på å avbilde rasets utbredelse.

I terrengnivå er knusningssonen gjenspeilet av et dalsøkk med lengderetning NV – SØ. Dalsøkket består i all hovedsak av myr, spredt bevokst med trær, se figur 11. Berggrunnen stiger opp på hver side av dalsøkket. I selve myrområdet er det kun registrert enkelte små bergblotninger i sentrale deler. Langs den nordre siden av dalsøkket går det en grusveg. For øvrig er det ingen bebyggelse i området. Det er imidlertid enkelte hus og hytter i rimelig nærhet, slik at noe ferdsel i det utsatte området må påregnes fra tid til annen.



Figur 11: Terrenget over rasstedet (foto tatt av Rikard Marek, Geosigma AB)

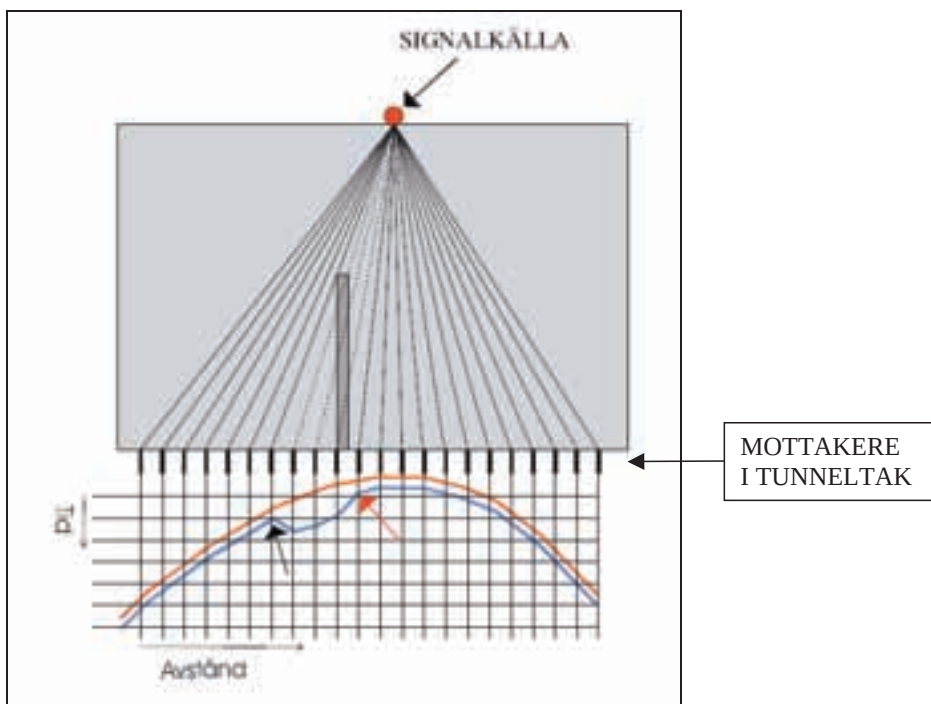
Geosigma AB i Gøteborg ble engasjert for å foreta den seismiske undersøkelsen, bearbeiding og tolkning av registrerte data, samt rapportering.

Den etterfølgende del av kap.5 er i all hovedsak oversatte utdrag fra rapport nr. 07179, utarbeidet av Geosigma AB ved geofysiker/geolog Rikard Marek. [4]

Seismisk tomografi er en geofysisk undersøkelsesmetode som bygger på at man "gjennomlyser" et objekt med akustiske signaler. Grunnleggende forutsetninger er at man kan plassere signalkilden (i dette tilfellet sprengladninger) på ene siden av objektet, og mottakerne (geofoner) på den andre siden (se figur 12).

Signalene sendes ut fra signalkilden og tas imot av en serie mottakere. De signaler som passerer et område med avvikende akustiske egenskaper (gråmarkert, stående felt) ankommer mottakerne "for sent" eller "for tidlig", avhengig av om området har svekkede eller forbedrede akustiske egenskaper i forhold til "normalmediet".

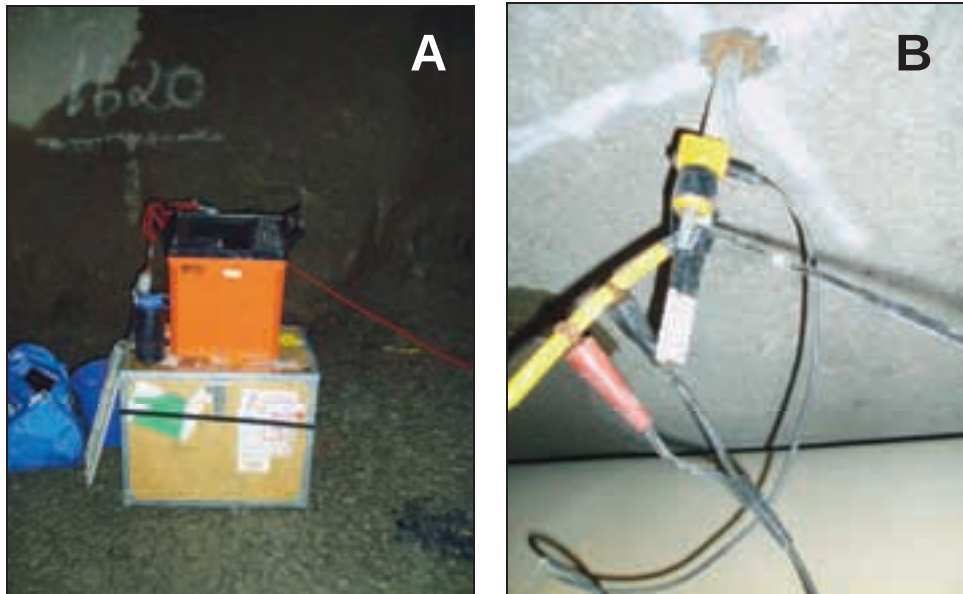
I det aktuelle tilfellet med Ravneheitunnelen forventes det raspåvirkede området å ha kraftig svekkede akustiske egenskaper. I ekstremtilfellet kan det raspåvirkede området betraktes som ett akustisk hulrom, og dermed skulle de påvirkede signalene, om de overhode tar seg gjennom hulrommet, være kraftig svekkede.



Figur 12: Skisse som viser forventet ideelt upåvirket signal (rød linje), samt forventet ideelt påvirket signal (blå linje) for situasjon med vertikal svakhetsone med lav seismisk hastighet (gråfarget stående rektangel). Rød pil representerer det første påvirkede signalet, og svart pil det siste påvirkede signalet. [4]

Ettersom svakhetssonens skjæring med tunnelen er velkjent, kan sonens vertikale utbredning bestemmes ved å identifisere den mottaker som mottar første og siste påvirkede signal (hhv. rød og svart pil i figur 12). Ved å plassere sprengladninger på hver side av svakhetssonen, kan sonens avgrensning i lengde og høyde bestemmes. I dette tilfellet er en serie ladninger i tillegg plassert til side for tunneltraséen for å kunne avgjøre hvordan raset har forplantet seg på tvers av tunnelaksen.

Ved målingene i Ravneheitunnelen ble det benyttet en seismograf av typen ABEM Mk 6 og geofoner av normal type. Som signalkilder ble det brukt sprengladninger detonert med nonel. For databearbeiding er det benyttet en arbeidsstasjon utrustet med Reflex-W software.



Figur 13: Bilder som viser seismograf (A) og geofon montert i tunneltak (B). [4]

De seismiske målingene ble utført av Geosigma lørdag den 13. oktober 2007, altså nesten 7 måneder etter at raset gikk i tunnelen. For å unngå forstyrrelser, var det ingen annen aktivitet i tunnelen og ventilasjonen var stengt av.

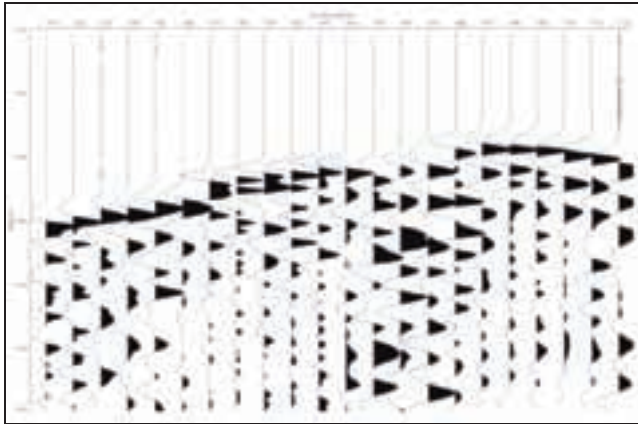
På forhånd hadde entreprenøren montert 24 stk. korte fjellbolter med 10 m mellomrom i hengen mellom pr. 1508 og pr. 1738. På disse boltene ble det montert 24 stk. geofoner (figur 13-B), som ble sammenkoblet med seismograf (figur 13-A).

Sprengladningenes plassering i terrenget over tunnelen fremgår av tabellen i figur 14. Sprengningsarbeidet ble utført av Mesta.

Ladning	Profilnummer
A	1720 CI
B	1670 CI
C	1600 CI
D	1550 CI
E	1700 venstre 40
F	1700 venstre 20
G	1700 høyre 20
H	1700 venstre 40

Figur 14: Ladningsplasseringer [4]

Den geometriske fordelingen av sprengladningene ble bestemt etter en bedømming av rasets plassering, samt antatte orientering og omfang. Basert på denne informasjonen var det ikke usannsynlig at rasets vertikale utbredelse kunne overstige 100 m. For å kunne danne et bilde av en slik rassjakt ble sprengladningene A-D langs tunneltraséen vurdert som nødvendige (se figur 14). For å kunne vurdere rasets utstrekning på tvers av tunneltraséen ble sprengladningene E-H vurdert som nødvendige. Til sammen 8 stk. sprengladninger ble avfyrt i terrenget over tunnelen. Registreringene i tunnelnivå var stort sett av meget høy kvalitet (se figur 15).



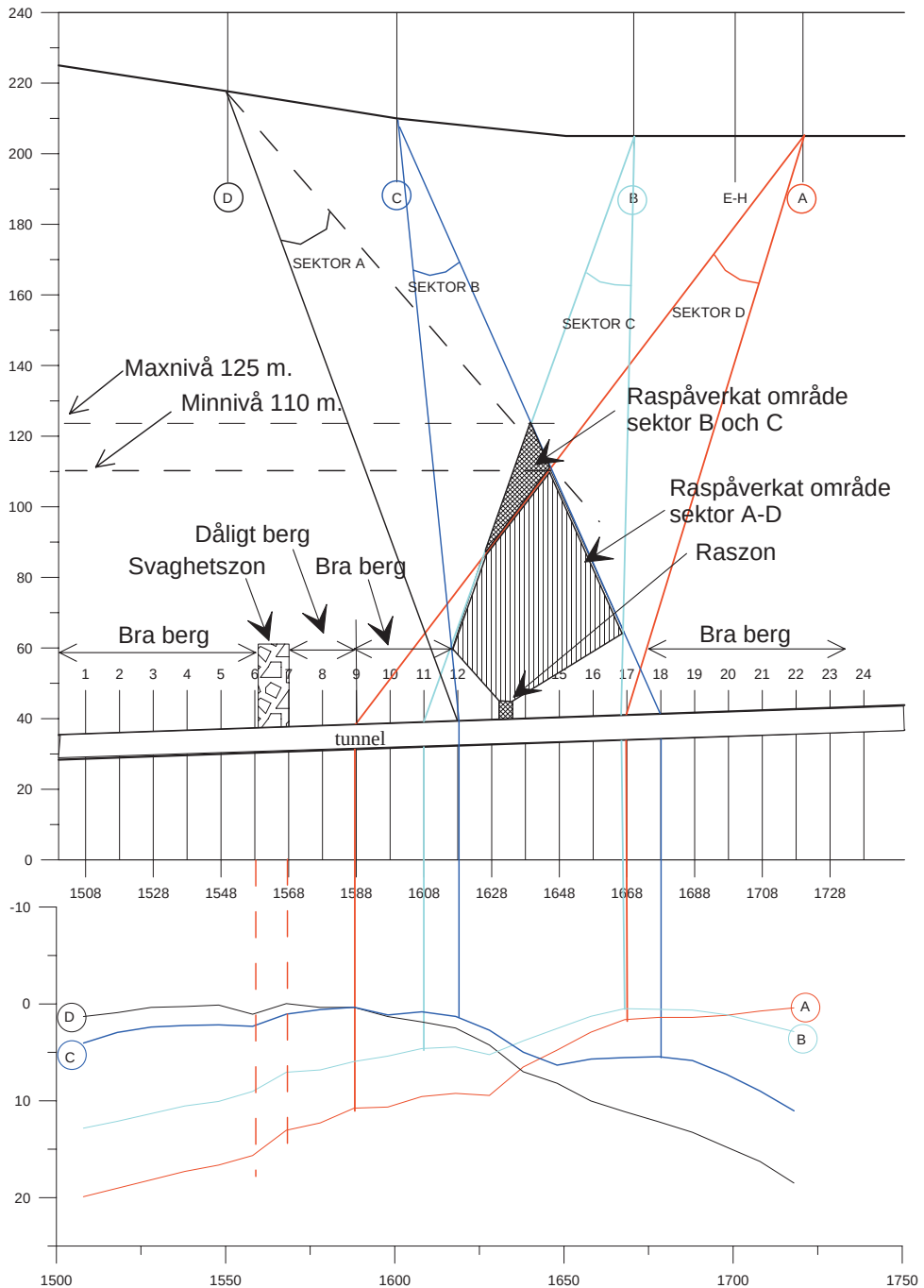
Figur 15: Eksempel på registrering (sprengladning B) [4]

Registreringene ble bearbeidet og tolket ved å bestemme beliggenheten av første og siste påvirkede signal, jfr. figur 12). Signalene sammenlignes deretter med forventet signal for intakt berg (i dette tilfelle charnockitt med antatt seismisk hastighet på 6.000 m/s). Denne sammenligningen muliggjør posisjoneringen av de signalforandringer som avhenger av bergets anisotropi.

Figur 16 på neste side viser resultatet av tomografiundersøkelsen. Figuren viser de begrensningslinjer (sektorer) som hver sprengladning angir for det ras påvirkede området i bergmassen. Det ras påvirkede området viser tydelig dårligere akustiske egenskaper enn svakhetssonen for øvrig.

Registreringene fra de forskjellige sprengladningene viser et relativt enhetlig bilde av et bredt ras påvirket område med spiss topp. Rasets maksimale vertikale utbredelse (om man kun tar hensyn til ladning B og C, som er best plassert) er registrert på ca. kt. 125, eller ca. 85m over hengen i tunnelen (halvveis opp til dagen) der raset gikk. Om man tar hensyn til samtlige ladninger er det ras påvirkede områdes maksimale nivå på ca. kt. 110, eller ca. 70 m over tunnelheng.

Bredden på det antatt ras påvirkede området i tunnelens lengderetning (pr.1618-1668) er betydelig større 20 – 25m over tunnelen enn bredden på åpningen (pr.1631-1635) rasmassene kom ned i tunnelen gjennom.

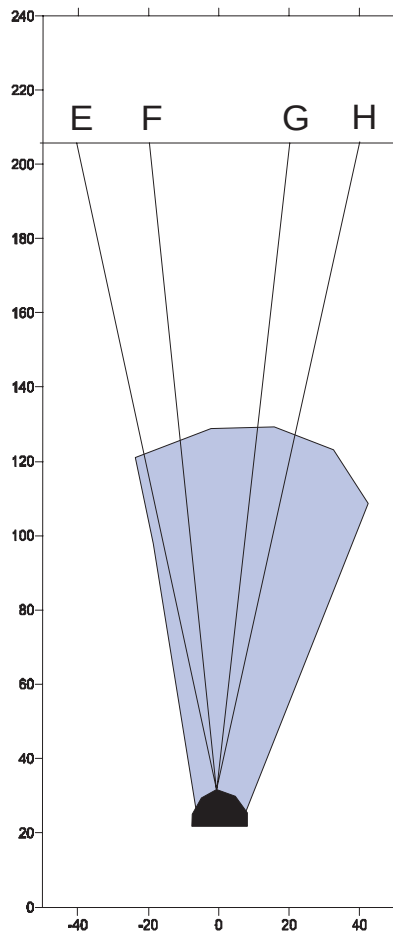


Figur 16: Resultat av tomografiundersøkelsen i grafisk form. Registreringer fra ladning A-D er plottet i den nedre grafen. Tolket resultat er presentert i den øvre grafen. Utbredning av raspåvirket område er avgrenset av de begrensingslinjer (sektorer) som kan leses ut for hver sprengladning. [4]

Signalenes utslukning i sine respektive sektorer tyder på at den øvre del av det raspåvirkede området kan betraktes som et akustisk hulrom. Bestemmelsen av geometrien i den nedre del av det raspåvirkede området er svært usikker, da dette område blir liggende i ”skyggen” av det akustiske hulrommet høyere opp.

Bredden på det raspåvirkede området på tvers av tunnelaksen er ikke mulig å avgrense, basert på de utførte undersøkelsene. Det er imidlertid tydelig at signalpåvirkningen er størst fra den sprengladningen som lå lengst til høyre (ladning H), se figur 17. Dette kan tolkes dithen at det raspåvirkede området er dreid til høyre. Det er imidlertid lite sannsynlig at raset har forplantet seg høyere opp til side for tunnelen enn det som er angitt i figur 16.

Figur 17: Skisse som viser geometri for et tverrsnitt av det raspåvirkede området (lyseblått felt) over tunnelen. Plasseringen av ladning E – H er indikert. De svarte linjene representerer signal, ladninger – geofoner. [4]



Geosigmas konklusjon:

De utførte undersøkelsene viser at det raspåvirkede området hadde nådd en høyde 85m over tunnelheng (kt.125) på måletidspunktet (13. oktober 2007). Det raspåvirkede området oppfører seg som et akustisk hulrom, hvilket tyder på at de øvre deler av området er tomt for materiale. Resultatene viser til og med at det raspåvirkede området på sitt bredeste i tunnelretningen strekker seg mellom pr. 1618 - 1668.

6. SLUTTKOMMENTAR

Tatt i betraktning resultatet av den seismiske tomografien er det ikke usannsynlig at en fortsatt rasutvikling pågår. I ytterste konsekvens vil denne utviklingen kunne fortsette inntil rassjakt bryter igjennom terrengoverflaten. På bakgrunn av dette scenariet, vil byggherren holde muligheten åpen for at det kan utføres en ny runde med seismisk tomografi på et senere tidspunkt. Med resultater fra flere målinger vil man kunne vurdere med hvilken takt raset utvikler seg, eventuelt om rasutviklingen har stoppet opp.

Et tegn på at rassjakten nærmer seg terrengnivå vil være en plutselig senkning av grunnvannstanden i det bløte myrområdet over tunnelen. I løpet av det drøye halvåret som er gått siden raset gikk, har grunnvannstanden i området vært stabil.

REFERANSER

- [1] Statens vegvesen Region sør. Prosjekt Rv. 465 Kjørrefjord – Ulland, parsell Hanesund – Sande, konkurransegrunnlag – Ingeniørgeologisk beskrivelse, mars 2006.
- [2] Byggeleder Odd Johansen, Statens vegvesen Region sør. Presentasjon til infomøte 29.08.07.
- [3] SINTEF, rapp. 07029IG vedr. labtest av svelleleire fra rassonen.
- [4] Geosigma AB v/Rikard Marek. Rapport nr. 07179 – Seismisk tomografi, Ravneheitunnelen, Norge.

Tung anleggsdrift i boligstrøk – utfordringer i forhold til nærmiljøet

Heavy Construction Work in Built-up Areas – Challenges in Relation to the Surrounding Environment

Av Knut Knutsen, Nina Rongved , Johan Mykland, Jørn Harald Grøndal, Håvard Kjerkol, Oddrun Vågbo, Hilde Lillejord, Vidar Tveiten og Knut Jørgensen alle ansatt eller innleid i Jernbaneverket Utbygging

SAMMENDRAG

Bygging av det nye dobbeltsporet mellom Skøyen og Asker ble startet i 2001 og er planlagt ferdig på strekningen Lysaker-Asker i 2011. Prosjektet består av delprosjektene Lysaker st., Lysaker – Sandvika og Sandvika – Asker og har en kostnad på 7,9 milliarder kroner. Ny dobbeltsporet jernbane mellom Lysaker og Asker går mesteparten av veien gjennom tettbebyggelse som for det meste består av eneboliger. Gjennom utarbeidelse av reguleringsplan er det lagt stor vekt på å få så skånsom anleggsgjennomføring som mulig, og gjennom reguleringsbestemmelsene er det lagt sterke føringer på anleggsgjennomføringen. Det er som en del av reguleringsplanarbeidet utarbeidet et eget miljøoppfølgingsprogram, og på de siste kontraktene er det innført bonusordninger for å belønne godt miljøarbeid.

De forhold som krever spesielle tiltak er:

- Visuelt miljø
- Naturmiljø og friluftsliv
- Støy og arbeidstider
- Vibrasjoner og støt
- Utslipp
- Massetransport og deponier
- Setninger
- Tilstandsvurderinger
- Informasjonsarbeid og nabokontakt

SUMMARY

The Norwegian National Rail Administration is expanding the line between Lysaker and Asker west of Oslo from two to four tracks. Construction, which started in 2001, is scheduled for completion in 2011. The project, which has a total cost of 7.9 billion NOK, consists of three subsections – Lysaker station, Lysaker-Sandvika and Sandvika-Asker. Tunnels constitute a large part of the development.

Between Lysaker and Asker the new double track railway passes largely through built-up areas, consisting mostly of detached houses. The municipal zoning plans which regulate the

project place strong emphasis on minimizing negative consequences during the construction period, with a number of restrictions on construction activities.

As an integral part of the process to create the municipal zoning plans, a special Environment Programme was developed which stipulates measures and prerequisites for a number of different issues. Also, in recent construction contracts a bonus system has been introduced to reward sound environmental practices.

Issues which require special measures include:

- Visual concerns
- The natural environment and open-air activities
- Noise and working hours
- Vibrations, jolts and structural noise
- Emissions
- Transport and deposits of rock and soil
- Ground water levels and risk of settlements on neighbouring buildings
- Prior assessment of nearby buildings
- Information and communication with neighbours and surrounding areas

NYTT DOBBELTSPOR SKØYEN – ASKER

Hensikten med å bygge et nytt dobbeltspor mellom Skøyen og Asker er å øke kapasiteten på strekningen. Når utbyggingen er ferdig vil det være mulig å øke antall tog på strekningen fra 14 til 26 tog pr. time og retning. Reisetiden vil i tillegg kunne reduseres fra 20 til 13 minutter.

Prosjektet består av delprosjektene Skøyen – Lysaker, Lysaker stasjon, Lysaker – Sandvika og Sandvika – Asker. Vurdering tilsier at tilstrekkelig kapasitet blir nådd uten at strekningen Skøyen – Lysaker blir bygget, og dette delprosjektet er det derfor ingen planer om å realisere innenfor gjeldende Nasjonal transportplan.



Figur 1, Trasé for nytt dobbeltspor Skøyen - Asker

På Lysaker stasjon ble byggingen startet i 2004. To av fire nye spor ble tatt i bruk sommeren 2007 og hele stasjonen ferdigstilles i 2009. PEAB AS har hovedentreprisen på stasjonen. Ny bru for Vollsveien er bygget av Betonmast AS, og det er COWI AS som har prosjekteringskontrakten.

For Bærumstunnelen mellom Lysaker og Sandvika ble de fire og tunnelkontraktene inngått våren 2007. Veidekke AS har de to entreprisene Dagsone Lysaker og Tverrslag Skallum, NCC AS har entreprisen Tverrslag Fossveien og Skanska har den siste entreprisen på Sandvika Øst. Tunnelen er prosjektert av Multiconsult AS og dagsonene av Aas Jacobsen AS. Delprosjektet er planlagt ferdigstilt i 2011.

Delprosjektet fra Sandvika til Asker ble påbegynt i 2001 og ferdigstilt i 2005. Norconsult AS hadde prosjekteringskontrakten. Dagsonen Sandvika vest ble utført av Veidekke AS, de to tunnelentreprisene av AF AS og MIKA AS og Asker stasjon av PEAB AS ble startet i 2001 og skal stå ferdig i 2011.

Kostnadene på prosjektet fremgår av tabellen under:

Delprosjekt	Status	Byggestart	Ferdigstillelse	Kostnad [mill. NOK]
Skøyen - Lysaker	Hovedplan ikke startet	Ikke avklart		
Lysaker stasjon	Bygging pågår	Mars 2006	August 2009	1.200
Lysaker - Sandvika	Bygging pågår	Mars 2007	August 2011	2.900
Sandvika - Asker	Ferdig	2001	August 2005	3.800
Lysaker - Asker		2001	2011	7.900

Tabell 1: Nytt dobbeltspor Skøyen - Asker

REGULERINGSPLAN

Traseen for det nye dobbeltsporet skal gå gjennom områder med tett bebyggelse på hele strekningen. Det har derfor vært store utfordringer i å finne løsninger for anleggsgjennomføringen i dagsoner og tverrslagsområdene som tar hensyn til både bebyggelse, flora og fauna på en optimal måte. Løsningene skulle selvsagt også ligge innenfor de kostnads- og tidsrammene som er førende for prosjektet.

I denne fasen av utredningsarbeidet var konsekvensene for omkringliggende miljø et viktig tema ved vurderingen av både drivemetode og ved lokalisering av tverrslagene.

Første utfordring i forhold til nærmiljøet var ved utarbeidelse av en reguleringsplan. Det var der Jernbaneverket møtte naboene for første gang. "Ingen" ønsket naturlig nok å bli berørt av tunge anleggsarbeider og "alle" gjorde sitt for å sette kjepper i hjulet for at ulempene ikke skulle berøre nettopp dem.

Kommunale instanser har vært en sentral part i reguleringsplanarbeidet og disse har hatt klare krav til tiltakshaver. Under arbeidet avholdes møter med velforeninger, borettslag, sameier og andre involverte grupper eller enkeltpersoner. I denne prosessen har en tiltakshaver kanskje en

tendens til å love mer enn han kan holde. Som alle andre har vi tro på, og ønsker å gi uttrykk for, at vi skal klare å gjennomføre prosjektet uten for store plager for nærmiljøet.

MILJØOPPFØLGINGSPROGRAM (MOP)

Parallelt med reguleringsplanarbeidet utarbeides et Miljøoppfølgingsprogram. Dette programmet skal sammen med reguleringsplanen vise berørte instanser, grunneiere og omverdenen forøvrig hvordan anleggsarbeidet skal gjennomføres på en mest mulig skånsom måte. For å få et optimalt program ble det sammen med våre rådgivere og andre fagpersoner utarbeidet en ROS (Risiko- og Sårbarhetsanalyse) som bidro med å fange opp ulike scenarier.

Ulike miljøtiltak beskrives i prisbærende poster for å sikre at tiltakene virkelig blir gjennomført. Videre kreves det at entreprenøren skal utarbeide en miljøplan som synliggjør hvordan entreprenøren gjennomfører miljøarbeidet og overholder kravene i kontrakten.

For å belønne et godt miljøarbeid har prosjektet besluttet å utbetale en bonus per måned for hver entreprise dersom definerte miljøkriterier blir overholdt. Se tabell 2.

VISUELT MILJØ

I anleggstiden er de visuelle inngrepene betydelig større enn ved det ferdige anlegget. Alle anleggs- og riggområder er midlertidige landskapsinngrep og slik sett en ulempe for berørte nabolag. Både midlertidige veier, maskiner/kjøretøy, brakker og tekniske installasjoner oppleves negativt sett fra naboenes side. Det er viktig at omgivelsene ikke påføres unødvendige eller unødige langvarige belastninger. Etter pålegg fra kommunen stilles det krav til estetisk utforming og orden framfor avskjerming med høye, tette gjerder. Høye gjerder er likevel anvendt der dette er hensiktsmessig mht skjerming av anleggsstøy.

Brakker, verksted og tekniske anlegg er plassert slik at mest mulig skjerming av støy og innsyn oppnås. Det påsees også at anleggsvirksomheten til en hver tid begrenses til de definerte områdene.

NATURMILJØ OG FRILUFTSLIV

Flere av riggområdene er viktige friluftsområder og berører verneverdig natur direkte. Ved etablering av tunnelene er det lagt stor vekt på sikringstiltak. Dette medfører også at natur i tilknytning til anleggene er mindre utsatt. Det er imidlertid i forbindelse med kartlegging av biologisk mangfold blitt avdekket områder med sårbar natur. Det er funnet flere rødlistearter i tilknytning til anleggsområdene og over tunnelen. Det har derfor vært nødvendig å sette i gang med overvåking av fugleliv, vegetasjon og vannkvalitet.

Gjeldene retningslinjer for støy i arealplanlegging T-1442 er lagt til grunn for utarbeidelse av reguleringsplanen. I planfasen ble det utarbeidet støysonkart med utgangspunkt i typiske anleggsarbeider. Disse kartene var ment å være et bilde av omfanget av støy på ulike nivå i anleggsperioden.

T-1442 ble også lagt til grunn ved behandling av reguleringsplanen med skjerping av støykrav for anleggsarbeid over to år.

Bygningstype	Støykrav på dagtid ($L_{pAeq12h}$ 07-19)	Støykrav på kveld (L_{pAeq4h} 19-23) eller søn-/helligdag ($L_{pAeq16h}$ 07-23)	Støykrav på natt (L_{pAeq8h} 23-07)
Boliger, fritidsboliger, sykehus, pleieinstitusjoner	65	60	45
Skole, barnehage	50 i brukstid		

Tabell 3 Anbefalte basis støygrenser utendørs for bygge- og anleggsvirksomhet. Alle grenser gjelder ekvivalent lydnivå i dB, frittfeltverdi og gjelder utenfor rom for støyfølsom bruk.

Anleggsperiodens eller driftfasens lengde	Grenseverdi for dag og kveld i tabell 1 skjerpes med
Fra 0 til og med 6 uker	0 dB
Fra 7 uker til og med 6 måneder	3 dB
Fra 7 måneder til og med 12 måneder	6 dB
Fra 13 måneder til og med 24 måneder	8 dB
Mer enn 2 år	10 dB

Tabell 4: Korreksjon for anleggsperioden eller driftsfasens lengde (avrundes til hele uker/måneder). Skjerping av støygrensene for drift som gir støyulempe i lengre tid enn 6 uker.

De retningslinjene prosjektet nå arbeider etter er:

Arbeider på dagtid 07.00 – 18.00, støykrav 55 dB

Det er svært krevende å holde de fastsatte støykrav for dag (07-19) og gjennomføring krever en fleksibilitet i forhold til overholdelse disse kravene. En slik fleksibilitet betinger at alle forhold som kan redusere støy anvendes, så som at det benyttes støysvakt utstyr og at det overholder en times innskjerping av dagperioden, dvs fra 07-18 isteden for 07 -19 som anbefales i T -1442. Det forutsettes også det finnes meget gode rutiner for å informere berørte naboer.

Arbeidstid på kveld 18.00 – 22.00, støykrav 50 dBA

Folkhelsekontoret i Bærum har presisert at de vil være strenge i håndhevelse av støykravene som er fastsatt for kveldsarbeider. Jernbaneverket krever at entreprenørene skal dokumentere at planlagte arbeider er innenfor kravet på 50 dBA på kveldstid.

Arbeid på kveldstid som overskrider støykrav på 50 dBA vil det ikke bli gitt tillatelse til uten ved særskilte grunner. Det betyr at arbeidene må være nødvendige for å ivareta vesentlige samfunnsmessige interesser og der det er nødvendig å stoppe togtrafikken for å utføre arbeidet. Det er utførende entreprenør som må søke om dispensasjon fra støygrensene. Jernbaneverket må kvalitetssikre at de forhold som angis i søknaden er reelle og gi en anbefaling til støymyndigheten før søknad oversendes.

Av framdriftsmessige grunner er entreprenøren gitt mulighet til utkjøring av masser fra tunnelen frem til kl 22 på hverdager.

Arbeider på natt 22.00 – 07.00 Støykrav 45 dBA

Arbeider på natt er selvfølgelig underlagt enda strengere støykrav enn ved kveldsarbeider og søknader om tillatelse til støyende aktivitet på natt må være tilsvarende grundigere begrunnet og dokumentert enn det som er nevnt tidligere.

Arbeidstider inne i tunnel

Når tunneldriften er kommet 50 meter inn i fjellet betegnes arbeidet for ikke lengre å være i dagsonen og andre arbeidstider gjelder. Inne i tunnelen har entreprenøren derfor fått tillatelse til å foreta støyende arbeider fram til klokken 22.00. Etter dette er det ikke tillatt med støyende aktiviteter som for eksempel graving, sprenging, boring og pigging mellom klokken 22.00 og 07.00.

Oppfølging

Ulike tiltak som støyskjermer, støysvakt utstyr og andre støyreducerende metoder skal utprøves og vurderes.

For å overvåke støynivået er det montert ett sett av overvåkingsstasjoner ved anleggsområdene for å verifisere støynivået til omgivelsene og for å sette inn nødvendige tiltak hvis disse overskrides.

Brudd på de støykravene og arbeidstidene som er fastsatt medfører tap av bonuser til entreprenøren.

VIBRASJONER OG STØT

For vibrasjoner fra sprengning legges kravene i NS8141- "Vibrasjoner og støt. Måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på byggverk" til grunn. Beregningsmetoden tar blant annet hensyn til grunnforhold, type byggverk, byggemateriale og avstand til sprengningsstedet.

I forbindelse med prosjekteringen er det beregnet veiledende grenseverdier for bygninger over og til siden for de nye jernbanetunnelene.

Jernbaneverket har engasjert et uavhengig rådgiverfirma (SBV-consult) til å utføre vibrasjonsmålingene, kvalitetssikre verdiene og legge de kvalitetssikrede verdiene ut på en web-side som er tilgjengelig både for byggherre og entreprenør.

De beregnede veiledende grenseverdiene og de målte vibrasjonsresultatene blir lagt til grunn ved dimensjonering av sprengningssalvene.

For vibrasjoner fra anleggstrafikk, pæling, spunting m.v., legges anbefalingene i NS8176 – "Måling av landbasert samferdsel og veiledning for bedømmelse av virkning på mennesker"

til grunn. Veiledende ”komfortverdi” for ”klasse D” = 0.6 millimeter/sekund er langt lavere enn grenseverdien for materielle skader.



Figur 2, Påhugg for Skaugumtunnelen i Akser

UTSLIPP

Målsetningen er at anleggsvirksomheten i minst mulig grad skal medføre forurensing til vann og grunn, samt at støvplagene fra anleggsvirksomheten skal begrenses. Dette er momenter som byr på ekstra store utfordringer når anleggsområdene er i så tettbygd strøk som dette prosjektet er.

Støv

I tillegg til rystelser og støy, plages naboer av støv fra anleggsområdene. Beboere opplever at beplantning og hus støves ned og luftveisproblemer kan forsterkes av anleggsvirksomheten. Det stilles derfor store krav til støvmengder omkring riggområdene og transportveiene. Veier og riggplasser skal vaskes daglig og transportkjøretøy skal rengjøres før de forlater riggområdet.

Vann

Rigg og anleggsområdene ligger alle i nærheten av vann og vassdrag. Det må derfor vises ekstra stor forsiktighet mht lagring og håndtering av drivstoff, oljer og kjemikalier, samt

avrenning fra anleggsplass og steinfylling. Prosessvann vil bli rensert og gjenbrukt, og vann fra tunneldrift går til kommunale spillvannsledninger for å redusere forurensing på nærliggende vassdrag.

Oppfølging

Det er satt opp målestasjoner for å kontrollere svevestøv for å se om anleggstrafikken medfører økte belastninger for nærmiljøet. Tiltak for å redusere ulempene for omgivelsene er å tilby utvendig husvask og i spesielle tilfeller innvendig vask.

Støv fra anleggsarbeidet som for eksempel boring, sprengning, transport og saging begrenses ved oppsamling, vasking, vanning, med mer.

MASSETRANSPORT OG DEPONIER

Bare fra Lysaker – Sandvika prosjektet skal ca en million kubikk faste masser skal kjøres ut på veier i Bærum . Bilene er godt synlige og blir lagt merke til i lokalmiljøet. I hovedsak bli massene transportert til Drammen og Oslo havn.

I forbindelse med utarbeidelsen av reguleringsplanene og MOP- ene ble det bestemt at all massetransport skal følge fastsatte kjøreruter og tidspunkt. Kjørerutene er bestemt i samarbeid med kommunen, politi og vegvesen. Kriterier for valg av kjøreruter er blant annet sikkerhet på skoleveier og at tung anleggstrafikk i boligkater skal begrenses til et minimum.

Avvik fra kjøremønstrene medfører tap av bonus til entreprenør.

SETNINGER

Setninger på bebyggelse kan oppstå ved at man i områder med store løsmassemektheter får poretryksreduksjon eller varig senkning av grunnvannsnivåene over og til siden for tunneltraseene.

Kartlegging og beregninger viser at det må settes strenge krav til tetting i tunnelene, slik at det ikke påføres varige skader på bygninger eller infrastruktur, som følge av endringer i poretrykk eller grunnvannsforhold. For å oppfylle dette strenge kravet er det utført omfattende hydrogeologisk kartlegging og etablert et system for grunnvannsovervåking før, under og etter anleggsperioden. Bioforsk as har i sin kontrakt med Jernbaneverket ansvaret for etablering av overvåkingsbrønner, instrumentering av brønnene samt kvalitetssikring av resultatene før disse legges ut på en web-side tilgjengelig for byggherren.

Mulig innlekkasje ved ulike tett tiltak i tunnelene er beregnet (4 l/min/100m ferdig tettet tunnel for hele strekningen), og det er utarbeidet en oversikt over områder som har risiko for grunnvannsenkning og setninger (influensområder). Innenfor influensområdet er det etablert setningsbolter på alle bygningene som omfatter mer enn 2000 bygninger og ca 3000 boenheter (Nerdrums Oppmåling As).

Sanntidsovervåking av poretrykkene og strategisk plassering av brønnene gjør det mulig å bruke poretrykkene som styrende parameter ved utførelse av forinjeksjonen. Sammen med regelmessige setningsnivellelement før, under og etter at tunneldriften har passert et område, gir

dette et optimalt grunnlag for etablering av sluttdokumentasjon som viser om tunnelen har påvirket omgivelsene eller ikke.

TILSTANDSVURDERINGER

Med strenge krav og oppfølging av rystelser, grunnvann og setninger håper Jernbaneverket at skader på bygninger, konstruksjoner og miljøet generelt skal unngås. Når skader som skyldes tunnel-/anleggsarbeidene likevel blir påvist, vil disse bli erstattet eller utbedret av Jernbaneverket slik at grunneier holdes skadesløs.

I forkant av at tunnelen drives framover utføres en tilstandsregistrering av alle bygninger i tunnelens nærområder. Dette gjøres av et eksternt konsulentfirma (OPAK AS) som foretar utvendig og innvendig filming med videokamera. Det blir ikke foretatt ny tilstandsregistrering etter at tunnelutbyggingen er avsluttet. Ved innmelding av skade, kan videoopptaket benyttes som en av faktorene i søken etter om det er årsaksammenheng mellom innmeldte skade og utbyggingsarbeidene.

Hvis naboer, grunneiere eller andre oppdager en skade som kan være knyttet til tunnelanlegget, skal Jernbaneverket kontaktes så snart som mulig. Det er viktig at tidspunktet for når skaden oppsto fastlås med størst mulig sikkerhet.

Skaden inspiseres og vurderes av sakkyndige, som gjennomgår data fra setnings- og grunnvannsmålinger i området, rystelsesmålinger og tilstandsregistreringer.

INFORMASJONSARBEID OG NABOKONAKT

God informasjon både i forkant av og under arbeidene er viktig for å skape trygghet og tillit til prosjektet. Omgivelsene informeres derfor kontinuerlig om pågående og fremtidige arbeider, og eventuelle konsekvensene for omgivelsene. Med egne nabokontakter på anlegget står Jernbaneverket også til disposisjon for grupper og enkeltpersoner som ønsker mer spesifikk informasjon. I løpet av de siste 2,5 årene er det avholdt ca 25 informasjonsmøter mellom Lysaker og Sandvika. Det utarbeides fremdriftskart på www.jernbaneverket.no slik at naboer og andre interesserte kan følge med på fremdriften. Her kan en grunneier for eksempel se hvor stoffen er i forhold til egen eiendom.

Regelmessig utgis det informasjonsskriv til naboer og andre berørte av prosjektet, og nabolaget holdes løpende orientert gjennom direkte informasjon og varsling ved spesielle arbeidsoperasjoner. Disse tilbys dessuten å få sprengningsvarsling på SMS eller ved spesielle tilfeller via fasttelefon. For perioder med natt- og helgearbeid utarbeides det egne informasjonsskriv som beskriver hvilket arbeid som skal utføres, hvorfor og når det vil forekomme. Det gis samtidig tilbud om alternativ overnatting for de mest utsatte beboerne.

Omliggende arealer til anleggsområdet tilrettelegges på en måte som skal ivareta naboers trygghet for ferdsel og trivsel. Nødvendig skilting med orientering om arbeidene og framtidig situasjon settes også opp på egnede steder.

UTFORDRINGER

Anleggsområdene ligger i tett bebyggelse hvor beboere både plages og har god oversikt og føling med arbeidet som utføres. En streng reguleringsplan i forhold til miljøet er nødvendig for å skåne og ta hensyn til omgivelsene, men er samtidig en utfordring å overholde.

Å etterkomme så strenge krav omkring støy, utslipp og fastsatte arbeidstider, oppleves veldig vanskelig både for byggherre og entreprenør som er presset på framdrift og ressurser.

På motsatt side forventer naboer at alle krav etterfølges og nøler ikke med å gi uttrykk for sinne og frustrasjon hvis de opplever støy utenom fastsatte tider.

Å være nabo til et anleggsområde er slitsomt og utfordrende i seg selv. Når prosjektet har mange års varighet, kan omgivelsene oppleve ren utmattelse hvis hensynet ikke ivaretas fra entreprenører og byggherre. Ved fravær av muligheten for hvile i eget hjem, blir den menneskelige slitasjen stor. Det er ikke kun fremdrift og økonomi som teller når sluttsummen skal skrives. Blir mennesker skadet eller utsatt for stor mental slitasje over tid kan det oppstå følger som ikke kan prissettes på noe vis. Dette kan vi unngå hvis vi vil.

Det er nemlig viljen som teller, det er den som seirer - eller feller.(Ibsen)

MINERALLETING I NORGE – MUTBARE MINERALER

Mineral prospecting in Norway – claimable minerals.

Bergmester Per Zakken Brekke, Bergvesenet

SAMMENDRAG

Den norske lovgivningen deler mineralene i to grupper, mutbare og ikke mutbare. De første tilhører staten gjennom bergregalet og de siste tilhører grunneieren.

Staten gir personer og selskaper som er hjemmehørende i EØS-området rett til å lete samt erverve retten til å drive ut de mutbare mineralene man finner. For å sikre seg retten til mineralene må man mute. Selv om bergverksloven gir anledning til å lete uten forutgående muting er det ingen som ikke sikrer seg rett til et eventuelt funn før man investerer i leting. Man kan lete i alle områder som ikke er unntatt i loven, og muteren kan være alt fra enkelt person til store internasjonale selskap. Dersom man finner en forekomst må man søke utmål. Dette er grunnlaget for å søke driftskonsesjon.

Leteaktivitet omfatter forskjellige metoder, alt fra geologisk kartlegging til prøvedrift.

Bruk av motorisert kjøretøy og større uttak av masser vil kreve tillatelse fra kommunen.

I perioden etter andre verdenskrig har det vært 22 malmbergverk i drift i Norge. I dag er det 2. De fleste ble lagt ned i tidsrommet 1979-1993. Mineralleting siden 1970 har hatt en topp omkring 1985 da oljeselskapene deltok. På slutten av 1990-tallet var det økt mutingsaktivitet uten at dette resulterte i stor letevirksomhet. Det er først de to siste årene, 2006 og 2007, at vi har sett en sammenheng og en markert økning av aktiviteten. Det antas at prospekteringsutgiftene vil overstige 80 mill. kroner i 2007 og det letes over hele landet. I to områder drives det prøvedrift og i et tredje er det søkt om konsesjon.

SUMMARY

The Norwegian legislation distinguishes the minerals between claimable and non claimable.

The first belong to the State and the latter belongs to the landowner. Every person and company resident at the EEA-area are entitled to prospect for claimable minerals and to obtain the mineral rights and titles necessary.

To secure the right it is necessary to apply for a pre-claim. Prospecting is not permitted in areas mentioned in the Mining act amongst other § 3. If an ore body is discovered it is necessary to apply for a claim in order to proceed with a mining operation.

Prospecting activities includes a lot of methods from geological surveying to test mining.

Off road use of vehicle, aircraft and helicopter requires permission from the municipality. After the Second World War 22 metal mines have been in operation. To day only 2 remains. Most of the mines were closed down during the period from 1979 to 1993. A lot of prospecting was carried out in the mid-nineteen eighties due to the involvement of oil companies applying for blocks in the North Sea. At the end of the twentieth century there were a lot of applications for pre-claims without any noticeable effect on the prospecting activities. It is only during the last two years, 2006 and 2007, that we have noticed an significant increase both in application and prospecting activities. It is assumed that the prospecting expenditure in 2007 will exceed 80 million NOK. The prospecting activities take place all over the country. In two areas there are test mining, one for gold and one for molybdenum.

Eiendomsretten til mineralene

Man har to hovedsystemer for eiendomsrett til mineraler, europeisk rett (Civil Law) og anglo amerikanske rett (Common Law). Førstnevnte som har sin opprinnelse i gammel tysk rett er basert på den teori at malmer og metaller er et regale, tilhører staten, mens anglo amerikansk rett er basert på at eieren av grunnen eier alle mineraler.

I Norge benevner vi de mineralene som faller inn under regalet for mutbare og de mineralene som tilhører grunneieren for ikke mutbare.

De mutbare mineralene reguleres av bergverksloven (bvl) og er definert som mineraler som inneholder metaller med egenvekt 5 eller mer. I tillegg kommer metallene titan og arsen samt mineralene magnetkis og svovelkis. Myr- og sjømalm samt alluvialt gull (gull i løsmasser) er ikke mutbare.

Alle mineraler som ikke er inkludert i definisjonen av de mutbare er ikke mutbare og av disse kan nevnes industrimineraler, naturstein, sand grus og bergarter.

Som nevnt reguleres de mutbare mineralene av bvl hvor det er etablert et system som sikrer første finner rett til å utnytte mineralene. Enhver person og selskap tilhørende EØS-området har rett til å lete etter mineraler.

Bergrettigheter

For å erverve første finners rett må man søke Bergvesenet om muting. I Norge har vi et såkalt bruttosystem. Det vil si at man kan få tildelt et mutingsområde hvor som helst i landet.

Når man søker om muting er det nok å angi et metall, som muter vil man ha rett til alle mutbare mineraler og deres innhold av metaller. De metallene som oftest angis i søknadene er gull, nikkel, molybden, thorium, kopper platinagruppens metaller og jern.

Man kan imidlertid ikke lete hvor man vil og bergverksloven § 3 har en opplisting av steder som er fredet for skjerping. I tillegg til denne opplistingen har det kommet til en rekke verneområder av forskjellig karakter, men som har det til felles at det i hovedsak ikke er tillatt å lete innenfor områdets grenser. Det finnes noen få unntak.

Så langt er det brukt et par begreper som brukes i bergverksloven og som krever forklaring da de ikke er alminnelig brukt. Dette gjelder skjerpe og mute, som begge har tysk opprinnelse da det var tysk lovgivning og tyske bergmenn som startet moderne gruvedrift i Norge.

Skjerpe kommer av schürfen og betyr å gjennombryte overflaten for å søke etter nyttige mineraler, med andre ord å lete eller prospektere.

Mute kommer av muten og betyr å begjære eller forlange. Brukt i bergloven innebærer begrepet at man begjærer/krever rett til et mineral som omfattes av bergregaliet.

Selv om loven gir alle innenfor EØS-området rett til å skjerpe/lete, så gir ikke skjerping noen rett til et eventuelt funn. En slik rett etableres gjennom muting.

Et mutingsområde har en arealbegrensning på 300 000 m². Det er imidlertid ingen begrensning i antall områder man kan søke om og vi har eksempel på at en enkelt muter har søkt om 855 mutingsområder. Pr. i dag koster behandlingsgebyret for en muting kr 516,-.

I tillegg til at det er en arealbegrensning på mutingsområdet er det også krav til kartverk, det må benyttes NGO eller UTM system. I dag er sistnevnte brukt. Området skal ha form av en rettviskirkant og sidene skal være parallelle det hovedaksessystemet som benyttes.

En muting kan man beholde i 7 år dersom man betaler en årlig avgift som pr. dato er kr 30,- pr. påbegynt 10 000 m². Det er ikke krav om at det skal utføres arbeider i form av leting og undersøkelser i mutingsområdet.

Leting

Leting etter mutbare mineraler kan foretas med mange forskjellige metoder, alt fra geologisk kartlegging til prøvedrift.

Mange starter med en gjennomgang av rapporter fra tidligere undersøkelser. Bergvesenet har ca. 6100 registrerte rapporter. Alle som undersøker i et mutingsområde skal levere rapport til Bergvesenet når undersøkelsene er avsluttet. Når mutingen eventuelt faller i det fri, dvs. at muteren ikke lenger beholder sine rettigheter blir rapportene allment tilgjengelig.

Geologisk kartlegging, geokjemisk prøvetaking og geofysikk i både lufta og på bakken er metoder som brukes tidlig i undersøkelsesfasen. Dersom man finner interessante anomalier vil kjerneboring (diamantboring) være neste trinn i undersøkelsene. Dersom boringene gir positivt resultat kan det være aktuelt med prøvedrift.

Industriksesjonsloven § 18 gir muteren anledning til å ta ut inn til 10 000 tonn pr. år ved hver for seg avsondret drift som det heter i loven. Dette kaller vi prøvedrift.

Leting/undersøkelser som innebærer bruk av motorisert kjøretøy krever tillatelse fra kommunen. Tilsvarende for prøvedrift.

Dersom letingen i mutingsområdet gir positive resultater kan man søke om utmål. Dette er siste trinn i ervervshierarkiet og er grunnlaget for å søke om bergverkskonsesjon.

Mens kravet for å få muting er at man fyller ut søknadsskjemaet med riktige koordinater, området avmerket på vedlagt kart, innbetalt behandlingsgebyr og legitimasjon, stilles det krav for å få utmål om dokumentasjon av en forekomst som er eller innen rimelig tid kan bli drivverdig. Dette innebærer at man må sannsynliggjøre en forekomst med tonnasje og gehalt (innhold av metall) som kan tas ut med økonomisk gevinst. Det er bergmesteren som foretar vurderingen av det innsendte materialet og tildeler utmål.

Leteaktivitet siden 1970-tallet

I 1977 var det 16 bergverk med bergverkskonsesjon i drift. I dag, 30 år senere, er det 2 igjen, Rana Gruve og Titania. Den siste bergverkskonsesjonen ble gitt i 1989 til Nikkel og Olivin i Ballangen, som var uttømt i 2002. Totalt etter 1945 har det vært 22 malmbergverk i drift.

I løpet av første halvdel av 1970-tallet medførte nye forekomster, ny teknologi og store skip at metallene gikk inn i en periode med prisstagnasjon en situasjon som holdt seg mer eller mindre stabil, med unntak av et par mindre topper omkring 1990 og 1997, før det tok av i siste halvdel av 2003. En situasjon vi fortsatt har.

Som de fleste er klar over er det den enorme veksten i India og Kina, særlig sistnevnte, som er årsak til dette. I tillegg til at Kina har hatt en årlig vekst i BNP på ca. 10 % kan nevnes at produksjonen av stål har vokst med ca. 25 % i året siden 2003.

Da bergverkene fikk problemer på 1970-tallet så staten etter hvert behov for å bidra til økt leteaktivitet og i 1977 ble det etablert en ordning med prospekteringsstøtte for de tre nordligste fylkene samt Namdals-kommunene. Denne ordningen gjaldt leting etter alle mineraler, både mutbare og ikke mutbare. Denne støtteordningen, som fikk en årlig bevilgning på 3 mill. kroner, opphørte i 1988, men ble reetablert i 1991 og gjort gjeldende for hele landet med uforandret beløp. I 2001 ble de siste utbetalinger foretatt.

Midt på 1980-tallet var det stor aktivitet på malmletingssiden. Hovedårsaken til dette var at oljeselskapene investerte i malmletingsprosjekter da bruk av midler i utkant-Norge var en forutsetning for å delta i blokktildeling i Nordsjøen. Dette gjenspeilte seg også i antall mutingssøknader, som i 1985 var hele 4180. Deretter gikk 10 år før man neste gang kom over 1000 mutingssøknader. Dette skjedde i 1995.

Fra 2000 og fram til 2005 har mutingsaktiviteten vært beskjedent. I 2006 snudde den negative trenden da vi fikk 1743 søknader og hittil i år har vi registrert ca. 3200 søknader.

At det er mange søknader betyr ikke automatisk at det er stor aktivitet på letefronten. Dette er mutingsaktiviteten på slutten av 1990-tallet et godt eksempel på. Gode gullpriser medførte mange søknader uten at dette gjenspeilte seg i stor aktivitet.

Det sies at høye metallpriser et år fører til høye prospekteringsutgifter det påfølgende og dette kan synes riktig når det gjelder årene 2006 og 2007. Prospekteringsutgiftene i 2006 ble anslått til ca. 35 mill. kroner, mens de i 2007 vil overstige 80 mill. kroner. Dette blir allikevel beskjedent sammenlignet med Sverige og Finland, som forventes å investere hhv. 600 og 400 mill. kroner i 2007.

Det er gledelig at prospekteringsaktiviteten har tatt seg opp, og særlig at det igjen er interesse for å lete i Finnmark etter flere år med minimal aktivitet. Finnmarksloven som trådte i kraft 01.07.06 bidro til dette.

Hvor letes det

Det letes fra Finnmark i nord til Rogaland i sør. Letingen er fordelt på eksisterende eller nedlagte gruveområder, kjente områder som har vært gjenstand for tidligere undersøkelser og nye områder. Av gamle gruveområder hvor det foregår leting kan nevnes Bjørnevatn i Sør-Varanger, Råna i Ballangen, Bidjovagge i Kautokeino, Mofjellet i Rana, Espedalen i Gausdal, Ertelien i Ringerike og Knaben i Kvinesdal. Av kjente områder kan nevnes Nussir og Karasjok i Finnmark, Bindal i Nordland og Hurdal i Akershus.

Hvem leter

Muteren spenner over hele spekteret fra enkelt personer til store internasjonale selskaper. Begrepet juniorselskaper er kanskje kjent for noen. Dette er børsnoterte selskaper som har spesialisert seg på prospektering og som selger en eventuell forekomst til et gruveselskap. Blackstone Venture som tilhører denne kategorien har særlig bidratt til å holde leteaktiviteten opp i de senere år. Dette selskapet har fokus på nikkell og driver undersøkelser fra Arendal til Espedalen.

Store Norske har fått aksept fra eieren til å utvide virksomheten til også å omfatte Finnmark og Troms. Datterselskapet Store Norske Gull har en rekke mutinger i begge fylker, og har gjennomført undersøkelser som vil bli fulgt opp neste år.

Andre selskaper som har gjennomført undersøkelser av noen størrelse er MoMin AS, Crew Minerals ASA, International Gold Exploration, Titania AS, Anglo American, Råna Aps, Sydvaranger Gruve og Nussir AS.

Fører denne leteaktiviteten til ny gruvevirksomhet tilsvarende det vi har sett i Sverige og Finland de senere år. Så langt er det tre områder som peker seg ut. I to av disse pågår det prøvedrift. Dette gjelder Bindal hvor Bindal Gruver AS undersøker muligheten for å starte gullutvinning og Knaben hvor Knaben Gruve AS planlegger uttak av molybden. Sydvaranger Gruve har søkt om bergverkskonsesjon for å gjenoppta produksjonen av jernmalm i det gamle gruveområdet i Bjørnevatn.

Hva det blir til vil bare fremtiden vise, men med dagens metallpriser skulle det ligge til rette for en ny vår for malmbaserte bergverk.

HISTORISK KVARTER:**UTBYGGJINGA AV TYSSedal KRAFTANLEGG OG INDUSTRIREISNINGA I ODDA
– EIT NORSK INDUSTRIEVENTYR.****Historic quarter:****The building of Tyssø 1 hydro plant and industrial development in Odda
- a norwegian industrial fairytale.**

Bygg- og anleggsleiar Terje Kollbotn, Norsk Vasskraft- og Industristadmuseum i Tyssedal

SAMANDRAG

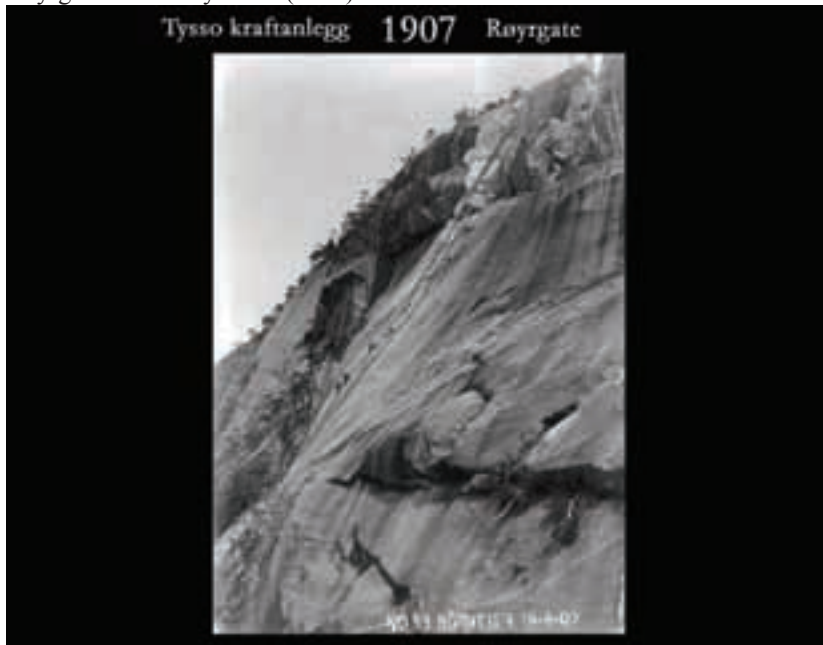
Då Tyssø 1 kraftanlegg starta kraftproduksjonen i 1908, var dette det første høgtrykkanlegget i Nord-Europa. Kraftselskapet A/S Tyssefaldene vart skipa 20.april 1906. 3 veker seinare godkjente regjeringa planane for Tyssø 1. Arbeidet starta somaren 1906. Første etappe av tilsaman fire var ferdig på under to år. Dette inkluderte første del av kraftstasjonen ved fjorden med seks aggregat, to røyr-gater, ein vass-tunnel (3,5 km), trykk- og spyletunell, to damanlegg, mellombels elvekraftverk for forsyning av straum i anlegget, kai, taubanar, transportskiner og kabelgater, brakker og overføringsline (6 km) til Odda. Samstundes vart verdas største karbidsmelteverk og cyanamidfabrikk bygd midt i Odda. Anlegget var ferdig utbygd i 1918. Den elektrometallurgiske og elektrokjemiske storindustien vart hovedmottakaren av vasskrafta. I Odda / Tyssedal vart det seinare bygd både aluminiumsverk, sinkverk og jernverk. Kraftproduksjonen i Tyssø 1 tok slutt i 1989. Men anlegget var ein hovedkjelde til industrialiseringa av Norge. Anlegget vart freda i år 2000 og er nyrestaurert som eit nasjonalt teknisk-industrielt kulturminne. Tyssedal er idag base for Norsk Vasskraft- og Industristadmuseum.

SUMMARY

When it began producing electricity in 1908, the Tyssø 1 plant in Norway was the first high-head hydropower facility in Northern Europe. The power company Tyssefaldene Inc. was founded on April 20, 1906, and three weeks later parliament approved plans to develop the hydro plant, called Tyssø 1. Construction of Tyssø 1 started in summer 1906. The first of four stages was completed in less than two years. This initial construction included the first part of the power station to house six turbine-generating units, two penstocks, a supply tunnel (3,5 km), a reduction tunnel in the reservoir, to dams, a temporary power station to supply the construction work, a harbour, ropeways and cable railways, employee housing and a transmission line (6 km) to Odda. At the same time was worlds largest carbide and cyanamide plant built up in the middle of Odda. The electrometallurgical and electrochemical industries were the main hydropower consumers. I Odda / Tyssedal was later built aluminium, zink and iron factories. Tyssø 1 stopped generating electricity in 1989. But the plant was key in the industrial development of the country and is now protected and preserved in its original condition. Tyssedal is the site for the Norwegian Hydropower and Industrial Museum.

Tysso kraftanlegg, 1907 Kraftstasjonen

Røyrgatearbeid i Tyssedal (1907)



Steinmuring fordelingsbasseng over røyrgata (1907)



Tverrslag vassstunneil Skjeggedal – Tyssedal (1907)



Montering av rør 1 og 2 (1908)



Montering av ventilar og røyra avslutning på Lilletopp (1908)



Ingeniører og rallarer i sving Skjeggedal (1908)



Tysso 1 kraftstasjon og røyrgata 1.byggetrinn (1908)



Tysso 1 kraftstasjon med 6 første aggregat (1908)



Odda Smelteverk i drift (1908)



Damarbeid Ringedalsdammen (1912)



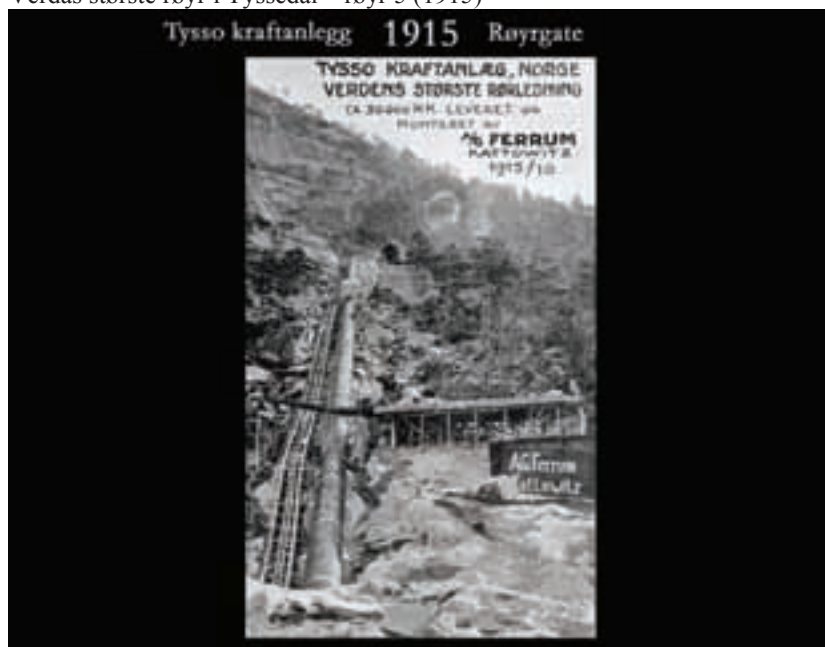
Damarbeid Ringedalsdammen (1912)



Dykkerarbeid Ringedalsdammen (1912)



Verdas største røyr i Tyssedal – røyr 5 (1915)



Montering røyr 5 (1915)



Kraft- og industrisamfunnet Tyssedal sett fra Lilletopp (1930)



Tomt fordelingsbasseng på Lilletopp (1999)



Nyrestaurert Tysso 1 kraftstasjon (2007)



Oversikt 1906-1918

1906 - 1918 Tyssedal Kraftanlegg

- 1906-1908: 50 meter lang stasjon, 6 aggregat, 2 rørgater, 1 tunnell og fordelingsbasseng, dam ved Vetlevatn
- 1908-1909: Stasjonsbygningen forlenga mot sør for 1 aggregat, Ringedalsdammen påbegynt.
- 1910-1913: Stasjonen forlenga og ombygd. Nytt instrumenteringsbygg. 2 nye rørgater. 1 ny tunnell
- 1914-1915: Stasjonen utbygd til full lengde, 175 meter. Femte rørgate bygd. Ringedalsdammen utbygd og heva.
- 1916-1918: Ringedalsdammen stadig påbygd og utbetra. Anlegget ferdig utbygd.

Dr.ing. Eivind Grøv
SINTEF Berg og Geoteknikk
Formann NFF Internasjonal komite og Vice President ITA

NYTT FRA NFF

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

DRIVNING AV TUNNLAR I SVERIGE - FRÅN KRAV PÅ SKADEZON I KONTUREN TILL VERIFIERING AV BÄRFÖRMÅGA.**Drifting of tunnels in Sweden – from demands on perimeter damage zone to verification of the support's carrying capacity**

Tekn. Dr. Thomas Dalmalm, Vägverket
Prof. Finn Ouchterlony, Swebrec vid Luleå Tekniska Universitet

SAMMANFATTNING

Arbetet presenterar bakgrunden till skonsam sprängning i Sverige, hur den vuxit fram, vilka krav som brukar ställas på sådan sprängning vid främst tunnelarbeten och hur den tillämpas idag genom exemplet Löttingetunneln norr om Stockholm. Starka orsaker till varför skonsam sprängning nästan alltid krävs är tidigare erfarenheter av att den leder till minskad uppsprickning i konturen och minskat förstärkningsbehov. Samtidigt visas för Löttingetunneln hur bärigheten hos tunnelkonstruktionen verifieras. Kraven på konstruktionshandlingar, bergkartering, relationshandlingar, mätning av tjocklek och vidhäftning mm på sprutbetong osv. redovisas. Den ingenjörgeologiska prognosen diskuteras kort liksom utformningen av injekteringen och typförstärkning med känslighetsanalys. Testintervallen, det praktiska utförandet och kontrollantfunktionen redovisas också.

SUMMARY

This paper presents the background to Swedish cautious blasting, its historic roots and what requirements are usually made for such blasting in primarily the drifting of tunnels. Its application today is demonstrated for case of the Löttinge tunnel north of Stockholm. Strong reasons for the ubiquitous use of cautious blasting are earlier experiences that this leads to less cracking in the tunnel contour and a smaller need for rock support. It is then shown how the bearing capacity of the tunnel structure is verified through mandatory design documents, geological mapping, reference documents and measurement of the thickness and strength of shotcrete layers. The engineering geological predictions are shortly discussed as are the injection requirements and the support classes with a matching sensitivity analysis. The requirements on test intervals, the test performance and the controller's function are also presented.

INLEDNING

Svenskar och norrmän är lika på många sätt men det finns också kulturella skillnader. Vi som gått i fjällen vintertid har märkt en attitydskillnad. Ni norrmän går gärna med lätt utrustning och hinner med långa etapper. När vädret slår om ”snur” ni och skidar snabbt i skydd. Vi svenskar går oftast med tyngre utrustning för att kunna genomleva ovädret på fjället. Det går långsammare och vi hinner inte lika långt. Vi tror oss leva säkrare medan ni kanske föredrar utmaningar (utfordringar).

Denna jämförelse på bergets (fjellsets) utsida verkar ha sin motsvarighet på dess insida. Förhållandena kan vara lika nyckfulla på båda. Vi upplever det som att ni driver tunnlar med tonvikt på snabbhet, långa tunnlar och betydligt fler än vi. Vår inställning till säkerhet och grunda sprängskadezoner har inte riktigt vunnit gehör hos er. Liksom i Norge har vi förstås projekt där det går troll i berget men det är ofta då de tekniska framstegen kommer.

Människan i våra moderna samhällen ställer emellertid allt större krav på ett komfortabelt och olycksfritt liv, något som inte minst påverkar berg- och sprängningsarbeten. Det gäller såväl under pågående arbete för vibrationer, luftstöt vågor, buller, stenkast, dammbildning, sprickbildning och kväveläckage som efteråt för vattenläckage och stabilitet. Sprickbildning är en potentiell orsak till instabilitet och dess omfattning kan påverka förstärkningsbehovet i en tunnel som kommer att kosta därefter, omedelbart eller senare.

Med detta föredrag vill vi visa på hur svenskt tänkande kring skadezonen vid tunneldrivning vuxit fram och sen med exemplet Löttingetunneln i Stockholms nordöstra utkant visa på hur vi utför den i praktiken och verifierar bärligheten hos konstruktionen.



Figur 1. Genomslag i Löttingetunneln (foto Mikael Ullén)

SVENSK SKONSAM SPRÄNGNING

Historisk bakgrund

Svensk bergsprängningsteknik utvecklades starkt under och efter andra världskriget. Borrar med hårdmetall, kortintervallsprängskapslar och bättre sprängämnen hjälpte till att tillfredsställa samhällets behov av infrastruktur, vattenkraft och annan bergbrytning. På femtiotalet utgavs det omfattande flerspråkiga verket ”Handbok i bergsprängningsteknik” av Atlas Copco och Sandvikens Jernverk (Fraenkel red. 1952, 1958). Slätsprängning definieras där som ”Sprängning för åstadkommande av möjligast släta och sprickfria ytor”. I artiklarna i handboken tas begreppet emellertid knappast alls upp.

Begreppet slätsprängning verkar härstamma från Langefors (1953a, b) som utfört såväl laboratorieförsök som fältförsök. Han påpekar att ett mindre tillfredställande resultat erhålls om konturhå-

len skjuts ett och ett i stället för samtidigt. Bergman (1956) tar upp slätsprängning i ett eget kapitel och beskriver arbeten vid Fortifikationsförvaltningen 1952-54. Han säger att ”ju mindre tändspridning som används desto bättre blir resultatet”.

I det klassiska verket ”The Modern Technique of Rock Blasting” (Langefors & Kihlström 1963) är slätsprängning en etablerad kontursprängningsteknik liksom förspräckning och praktiska anvisningar för deras utförande ges. Här finns t.ex. frikopplade laddningar, sprängämnet Gurit och det karakteristiska förhållandet att hålavståndet S är mindre än försättningen B , $S/B < 1$, medan det omvända vanligtvis används i produktionshålén när bra brytning och styckefall eftersträvas.

Skillnaden är att slätsprängning utförs som sista delen av en salva och lämpar sig för underjordsarbeten medan förspräckning utförs innan eller i alla fall först när huvuddelen av salvan skjuts.

Gustafsson (1974, 1976) skiljer på två olika typer av slätsprängning, konventionell slätsprängning och förspräckning. Han anger att ”de fördelar som vinnes vid slätsprängning är följande

- Slätare bergytor
- Ökad berghållfasthet – minskat förstärkningsbehov
- Mindre överberg
- Minskad betongåtgång vid motgjutning
- Minskade förluster vid vattengenomströmning
- Uppnående av nära teoretisk profil vid komplicerade grundläggningar
- Minskad uppsprickning – minskad vatteninträngning”.

Hans argument gäller fortfarande.

Gustafsson argumenterar mot att slätsprängning bara ger ett skenbart bra resultat. Han sammanfattar med att säga ”...att slätsprängning alltid förbättrar slutresultatet vid bergkonturen och i omgivande berg, men att där naturliga slag och svaghetszoner finnes förstärkning ändå kan erfordras trots att slätsprängningen genom sitt bibehållande av valvningen förmår hålla berget en tid. Man kan dock räkna med att förstärkningsarbetet minskas och att snabbt insatt betongsprutning innan berget hunnit röra på sig är en utmärkt metod i kombination med slätsprängning, som klarar även mycket svåra bergförhållanden”.

Till att börja med verkar slätsprängning och förspräckning ha ingått i begreppet försiktig sprängning. Gustafsson definierar termen skonsam sprängning, såväl indirekt genom meningen ”Båda metoderna användes när skonsam behandling av omgivande berg är viktig” som direkt som ett begrepp ”vanligen använt för sprängning med hänsyn till omgivande berg”. Samtidigt definieras begreppet försiktig tunnelsprängning som ”tunnelsprängning med reducerade risker för markskakningar, luftstöt vågor eller stenkastning”, dvs. främst verkan på större avstånd.

Svensk bergteknisk ordlista (TNC 73 1979) kodifierar skillnaden mellan verkan på större avstånd och verkan nära laddningen. Den definierar begreppet skonsam sprängning som ”sprängning med hänsyn tagen till omgivande berg”. I den svenska Nationalencyklopedin definieras det som ”sprängningsmetod med syftet att minska sprängskadorna i berget närmast den kvarstående konturen (i t.ex. tunnlar och bergslanter), så att den får önskad utformning samt blir stabilare och mindre vittringsbenägen”. Den norska termen ”försiktig sprengning” täcker enligt TNC 73 båda de svenska begreppen.

Holmberg-Perssons skadezonmodell och Ringenarbetena

I slutet av sjuttioalet tar Holmberg & Persson (1978, 1979) upp idén att vibrationsnivåerna från sprängning (egentligen maxamplituden hos bergets svängningshastighet) inte bara kan användas för att bedöma risk för skador på konstruktioner på större avstånd utan även kan användas för att bedöma skadezonen i berget nära laddningen, dvs. vid skonsam sprängning. Den stora fördelen är att indirekta mätningar ger ett mått på skadezonen, om mätningarna kalibreras vill säga. Skadezonsmätningar gjordes av Sjöberg m.fl. (1977, 1979) i vägtunnlar i granit och gnejsgranit i Göteborg. Skadezonsdjupet mättes genom kartering av nytillkomna sprickor i kärnborrhål i tunneltak. Gränsen definierades av två nytillkomna sprickor per meter borrhål. Samtidigt gjorde Holmberg (1978) vibrationsmätningar. Liknande skadezons- och vibrationsmätningar gjordes i Aitikgruvan, se Holmberg & Persson (1979), som anger hur man skall designa kontursprängning i tunnlar för att undvika sprängskador.

Designansatsen bygger på ett antal principer, att:

1. skadezons- eller uppsprickningsgränsen kan bestämmas av ett kritiskt värde på vibrationsamplituden, för svenskt urberg anges gränsvärdet till 700-1000 mm/s.
2. vibrationsamplitudens storlek på ett visst avstånd från en laddning kan beräknas med en skal-lag som anger såväl laddningsberoendet som avståndsdämpningen.
3. skallagen tar hänsyn till att ju närmare laddningen man mäter, desto mindre del av laddningen inverkar på vibrationsamplituden.
4. uppsprickningen från hjälpare och strosshål innanför konturen inte får gå djupare in i kvarstående berg än den från konturhålen.

Holmberg-Perssons principer är lika giltiga i vägsärningar och dagbrott. Hela ansatsen kallas ofta deras skadezonmodell. Den blev snabbt internationellt erkänd och på 1990-talet visade många konferensbidrag hur den använts för att designa skonsam sprängning.

Punkt 3 ovan innebär en laddningslängdskorrektionen av den vanliga enkla skallagen. På stort avstånd bidrar laddningen som helhet till vibrationsamplituden, ju närmare laddningen jämfört med laddningslängden desto mindre del av laddningen tas med i beräkningen. Korrektionen uttrycktes först som en integral som måste lösas numeriskt. I samband med tunnelarbete i Äspö tog Ouchterlony m.fl. (1991) fram ett förenklat grafiskt förfarande.

Holmberg-Perssons skadezonmodell ligger också till grund för utvecklingen av den skadezonstabelle som blev ett av resultaten av Sjöbergs m.fl. (1977) arbete. Den historien beskrivs i detalj av Ouchterlony & Olsson (2000). Olika varianter av tabellen har sedan använts av beställare och konsulter för att ställa krav på skonsam sprängning av tunnelkonturer. En länge använd version finns i en anvisning som Vägverket upprättade 1995 inför Ringen-projekten i Stockholm (Vägverket 1995 sid 18 & Niklasson 1994). Se Tabell 1 nedan. Denna anvisning ingår också i JärnvägsAMA (Banverket 1996) som är Banverkets komplement till AMA 83. Det förutsätts där att alla konturer under jord skall utföras som skonsam kontursprängning.

Beträffande begreppet skadezon säger JärnvägsAMA (1996) utöver not 2 i Tabell 1 att

1. Med skonsam kontursprängning menas att uppsprickningen i kvarstående berg, på grund av sprängning, skall begränsas till det ”skadezonsdjup” som angivits för respektive kontur.

2. Uppsprickningen från stross- och hjälparhålén innanför konturhålén får ej nå längre in i kvarstående berg än från laddningarna i konturhålén.

Skadezonsmodellen har fungerat någorlunda bra i det praktiska tunneldrivningsarbetet. Ansatsens allmänna duglighet visas av Figur 2.

Ouchterlony (1997) sammanfattar ett antal teoretiska och praktiska invändningar mot ansatsen. Att den ändå fungerat ingenjörsmässigt beror kanske på att den ger ett konsistent och tillräckligt noggrant sätt att bedöma den relativa påkänningen från eller skadeeffekten av olika laddningstyper. Vidare spelar det förmodligen stor roll att svängningshastigheten är mycket enklare att mäta än t.ex. bergspänningen, som normalt anses orsaka sprickbildning och brott, och att det finns en långvarig erfarenhet av att tolka resultaten från vibrationsmätningar.

Tabell 1. Tabell över bedömt skadezonsdjup vid tunnelsprängning från några vanligt förekommande sprängämnen, gäller för håldiameter 45-51 mm.

Sprängämne typ ¹	Laddningsdiameter, mm	Laddningskoncentration, kg DxM/m	Bedömt skadezonsdjup ² , m
Detonex 40 (pentyl)		0,04	0,2
Gurit A	17	0,17	0,3
Detonex 80 (pentyl)		0,08	0,3
Emulet 20	45	0,22	0,4
Gurit A	22	0,30	0,5
Kimulux 42	22	0,41	0,7 ³
Emulet 30	45	0,37	0,7
Emulite 100	25	0,45	0,8
Emulite 150	25	0,55	1,0
Emulet 50	45	0,62	1,1
Dynamex M	25	0,67	1,1
Emulite 100	29	0,60	1,1
Emulite 150	29	0,74	1,2
Emulite 100	32	0,74	1,2
Emulite 150	32	0,91	1,3
Dynamex M	29	0,88	1,3
Dynamex M	32	1,08	1,5
Prillit A	45	1,23	1,6
Emulite 150	39	1,30	1,7
Prillit A	51	1,58	2,0
Dynamex M	39	1,60	2,0

Not 1: Likvärdiga sprängämnen får användas efter att dessa inplacerats i ovanstående tabell och godkänts av beställaren.

2: Mikrosprickor orsakade av sprängning och som kan ha betydelse för den färdiga tunnelns täthet bildas även utanför den här angivna zonen.

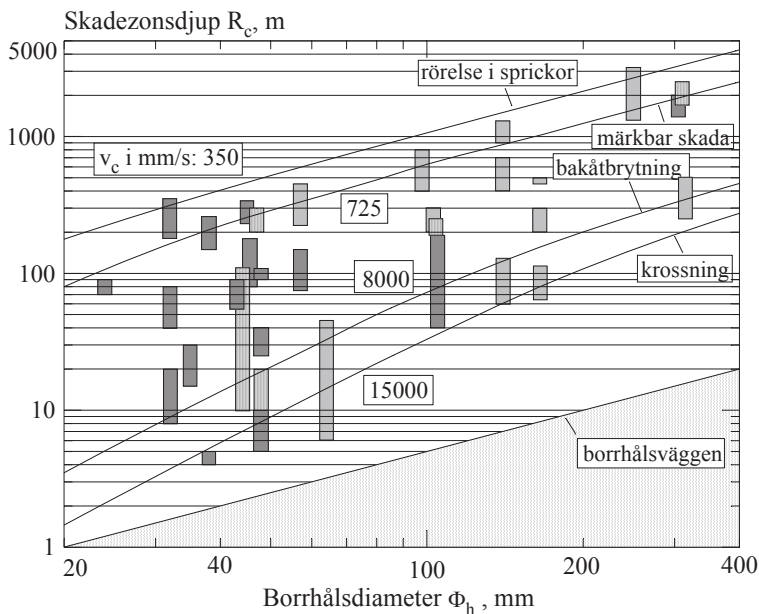
3: Uppskattad med avseende på laddningskoncentrationen.

Ouchterlony & Olsson (2000) listar invändningarna och tar också upp begränsningarna i skadezonstabellen Tabell 1 och belyser dem med konkreta observationer. De referenser som ges gäller

mestadels resultat från forskningsprojekt som bedrivits hos SveBeFo, Svensk Bergteknisk forskning under 1990-talet.

Begränsningarna gäller i korthet:

- en klar definition av skada saknas,
- hålstorleken begränsas till Ø 45-51 mm borrhål,
- kopplingsgraden, som har stor inverkan, saknas i tabellen,
- tabellen säger inget om torra eller våta hål trots att vatten runt en frikopplad laddning ger avsevärt längre sprickor än luft,
- tändspridningens effekt nämns inte, vilket blir viktigare ju mer elektronikkapslar används,
- förhållandet mellan hålavstånd och försättning saknas
- bottenladdningens inverkan försummas osv.



Figur 2. Diagram över skadezonsdjup från fulladdade spränghål. Staplarna refererar till mätta skador i olika bergarter. Definitionen för skada varierar från fall till fall. De heldragna linjerna har räknats fram med Holmberg-Perssons ansats.

Dokumentationen av skadezonen, dvs. uppsprickningen bygger på den Olsson & Bergqvist (1996) använda tekniken att såga snitt i konturen med diamantklinga och att åskådliggöra sprickbildningen med s.k. penetrantteknik. Ett färgämne sprays på den sågade ytan. Det sugs in i sprickorna och "framkallas" sen. Se t.ex. Figur 3. I ett pågående projekt vid Swebrec så undersöks nu t.ex. hur djup skadezonen blir när SSE strängemulsion med laddningskoncentrationen 0,35 och 0,5 kg/m används.



Figur 3. Sågsnitt med framkallade sprickor från skonsamt sprängda konturer.

AnläggningsAMA 98 (används idag)

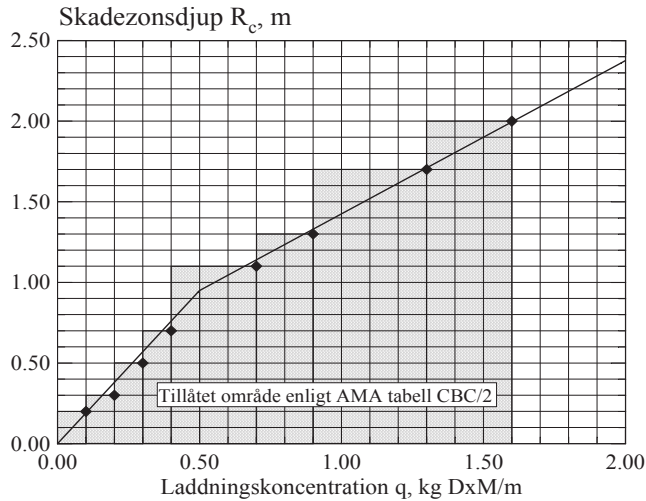
Samtidigt som kunskaperna om vilka faktorer som har en stark påverkan på skadezonsdjupet ökat så har utvecklingen gått mot en förenkling av skadezonstabellen för att underlätta det praktiska arbetet med skonsam sprängning. I AnläggningsAMA 98 (1999), som beskriver skonsam sprängning av bergschakt, har produktnamnen i tagits bort och i stället för en kontinuerlig linje beskriver nu data ett antal diskreta steg eller klasser. Se Tabell 2/Figur 4.

Tabell 2. Högsta tillåtna laddningskoncentration vid öppen sprängning och sprängning i tunnel, bergrum o.d. i förhållande till teoretisk skadezon. Tabell CBC/2 i AMA 98.

Teoretiskt skadezonsdjup i m ¹ enligt figur CBC/1, högst	Laddningskoncentration i kg DxM/m, högst
0,2	0,1
0,3	0,2
0,5	0,3
0,7	0,4
1,1	0,7
1,3	0,9
1,7	1,3
2,0	1,6

Not 1: Mikrosprickor orsakade av sprängning och som kan ha betydelse för den färdiga tunnelns täthet bildas även utanför den här angivna "skadezonen".

Vid bedömning av teoretiskt skadezonsdjup skall hänsyn tas till: - frikoppling, vatten i hål, bergets egenskaper, typ av upptändning, laddningslängd och verklig krondiameter.



Figur 4. Grafisk representation av skadezonstabellen i Tabell 2 ovan. Linjen genom punkterna visar hur data i Tabell 1 beror av laddningskoncentrationen.

Tabellen nämner inte längre bedömt skadezonsdjup utan använder termen teoretiskt skadezonsdjup. Det speglar insikten att det är ett litet antal skadezonsmätningar med begränsad allmänglighet som underbygger Holmberg-Perssons skadezonmodell.

Den skenbara förenklingen i Tabell 2 jämfört med Tabell 1 kompliceras av den sista meningen: ”Vid bedömning av teoretiskt skadezonsdjup skall hänsyn tas till: - frikoppling, vatten i håll, bergets egenskaper, typ av upptändning, laddningslängd och verklig krondiameter”. För att kunna göra detta på ett någorlunda riktigt sätt krävs användning av det detaljerade underlag som tagits fram vid SveBeFo (Ouchterlony 1997, Ouchterlony & Olsson 2000, Olsson & Ouchterlony 2003). Prognosformlerna för skadezonsdjupet i det sista arbetet ges i Appendix 1.

En annan nyhet är att Tabell 2 i AMA 98 är kopplad till en tabell för bergschaktningstoleranser. För öppen sprängning gäller en tabell, tabell CBC/1. I denna sägs att: ”Laddningskoncentrationen skall vara högst enligt tabell CBC/2, se Tabell 3, för angiven teoretisk skadezon” och att ”Skadezonen från golv- och hjälparhål skall inte överskrida skadezonen från konturraden”.

Tabell 3. Bergschaktningstoleranser för tunnel, berggrum o d. Tabell CBC/4 i AMA 98.

Bergschaktnings-tolerans	Största tillåtna mått – mellan schaktad och teoretisk kontur ¹ , m	Största tillåtna avvikelse ² , enskilt borrhål i vägg och tak, m	Största tillåtna avvikelse ² , enskilt borrhål i botten, m
1	0,30	0,70	0,80
2	0,35	0,80	0,90
3	0,40	0,90	1,00

Not 1: Beräknat som medelvärde $(c+d)/2$ i figur CBC/2.

Not 2: I förhållande till teoretisk bergkontur.

CBC/2 i AMA 98 (1999).

I pågående remisser för omarbetning av AMA 98 diskuteras betydligt mer detaljerade krav på utförandet av skonsam sprängning av vägschakt. Detta kommer sannolikt också att påverka kraven på och utförandet av skonsam sprängning av tunnelkonturer i framtiden.

Det finns knappast något bergbyggnadsprojekt med sprängning av betydelse i Sverige idag där inte skonsam sprängning av bergkontur föreskrivs. Ett aktuellt pågående projekt är Löttingetunneln i Norrortsleden som vi valt för att visa hur skonsamma sprängningen och efterföljande verifiering av bärförmågan utförts.

LÖTTINGETUNNELN

Allmänt

Norrortsleden är en 16 km lång tvärförbindelse mellan E4 vid Häggvik (Uppsalavägen) och E18 vid Rosenkälla (Norräljevägen), se Figur 6. Den 1058 meter långa Löttingetunneln är en del av Norrortsleden. Den första delen av Norrortsleden, Häggviksleden, är redan byggd och öppnades för trafik 1998. Hela Norrortsleden beräknas öppna för trafik hösten 2008.

Norrortsleden byggs för att förbättra sambanden mellan kommunerna i norra Storstockholm och för att skapa en snabb och säker vägförbindelse.

Vägverket prövar en ny entreprenadmodell, en så kallad funktionsentreprenad med helhetsåtagande, för sträckan mellan Täby kyrkby och Rosenkälla. Utifrån Vägverkets krav på funktion projekterar och bygger entreprenören NCC vägen. Entreprenören ansvarar sedan för vägens drift och underhåll i 15 år, samt för att vägen uppfyller Vägverkets krav. Syftet med den nya entreprenadmodellen är att effektivisera väg- och tunnelbyggandet och väghållningen och därmed sänka totalkostnaden.

För att skona särskilt känsliga natur- och kulturområden dras drygt en kilometer av Norrortsleden i tunnel, Löttingetunneln. Löttingetunneln ger djur och människor fri passage i området samtidigt som trafikanterna färdas trafiksäkert under mark.



Figur 6. Norrortsledens sträckning med Löttingetunneln i den högra delen av bilden.
Figur 7. Installation av trafikskiljande och explosionssäker mittvägg i Löttingetunneln.

Tunneln byggs med en skiljevägg som separerar körfälten (Figur 7). Skiljeväggen förhindrar kollisioner med mötande trafik och ökar säkerheten vid eventuella olyckor. Mittväggen utförs som en temporär explosionssäker konstruktion som skall kunna monteras ned om en parallell tunnel byggs i framtiden. Utformningen av den skonsamma sprängningen av Löttingetunneln bestämdes, förutom av de allmänna kraven, också av att läget för mittväggens överyta måste var noggrant definierad.

Utsprängningen av Löttingetunneln

Löttingetunneln ligger mellan vägsektionerna 3/172 och 4/230 i funktionsentreprenaden. Den tekniska beskrivningen av arbetena ges i TB Berg (2006) som ansluter till AnläggningsAMA 98 (1999). Kapitel C beskriver bergschaktarbetena och den allmänna delen CBC ger kraven på: geologisk kartering, markskakningar, luftstötter, buller och damm, vibrationsmätning, sprängning intill nygjuten betong och sprutbetong samt borrhning och sprängning intill nyutförd permanent bergförankring och nyutförd injekteringsskärm.

Sektion CBC.6 ger kraven på Bergschakt för tunnel, bergrum mm. Där sägs för borrhning och sprängning:

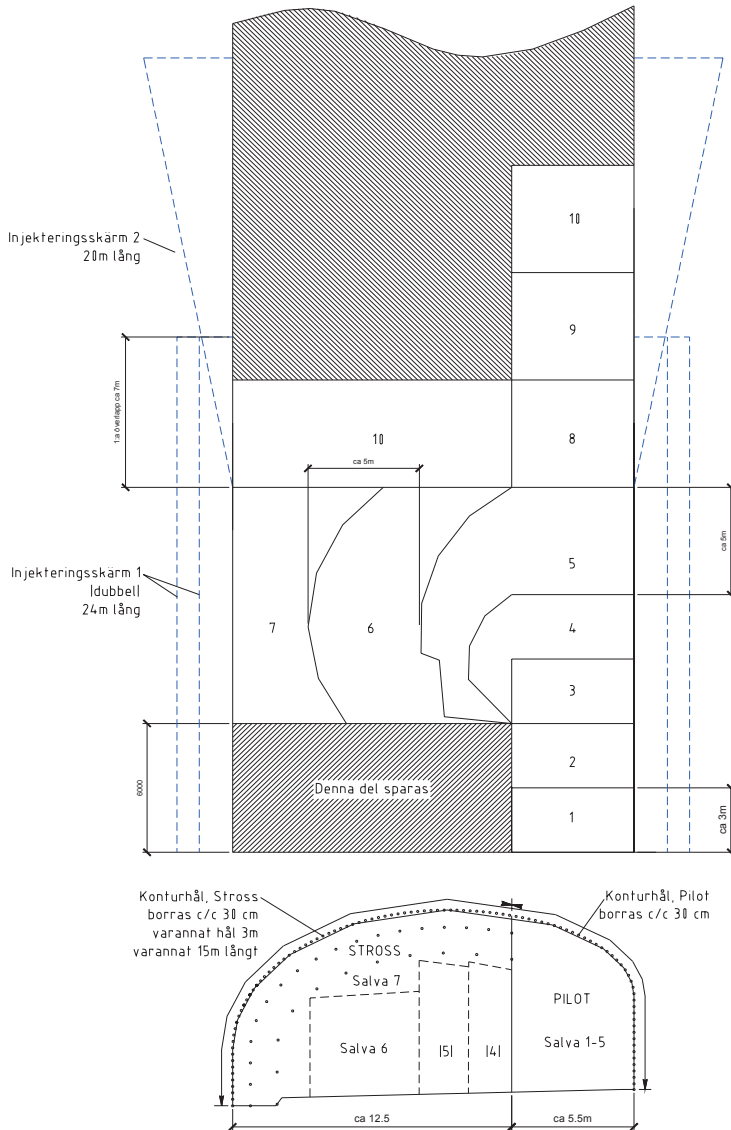
- *Borrhning och laddning skall anpassas så att de teoretiska skadezonskraven uppfylls.*
- *Konturhåll och närmaste hjälparrad borrar med mindre stick än salvhål.*
- *Teoretisk skadezon, enligt tabell CBC/2, från salv- och hjälparhål skall inte överskrida teoretisk skadezon från konturraden.*

För utlastning sägs:

- *Utlastning skall utföras efter varje salva så att nästa salva har fritt utslag.*
- *Maskinell skrotning med efterföljande manuell kontroll av bergrensning skall utföras.*

I undersektionerna CBC.61 och CBC.611 ges krav på förinjektering och kontroll av inläckande vatten samt mer specifika uppgifter om sprängningen:

1. Begränsat borrhjup, pilotunnel eller uppdelning av salva skall tillämpas i inledning av bergschakt för tunnel enligt bergschaktnings- och förstärkningsritningar för respektive påslag samt vid varje tillfälle där så krävs vid behov. Vid utsprängning av pilotunnel i påslag skall separat uppskjut och separat stross tillämpas.
2. All sprängning skall utföras som skonsam sprängning, vilket innebär reducerad laddning i botten-, kontur- och hjälparrad samt att salv- och hjälparhålens teoretiska skadezon ej får överskrida konturhålens teoretiska skadezon.
 - *Bergschaktning skall utföras så att schaktad bergkontur uppfyller krav enligt bergschaktningstolerans 2, tabell CBC/4 AnläggningsAMA 98 (Tabell 3 ovan). **Teoretisk skadezon enligt figur CBC/2 AnläggningsAMA 98 (Figur 5 ovan) skall vara högst 0,3 m i väggar och tak samt 1,1 m i botten.***
 - *Bergrensning skall utföras enligt CBC/3 AnläggningsAMA 98 klass 2A och 3B samt för betongkonstruktioner som skall grundläggas på fast berg enligt klass 2B.*
 - *All slutlig bottenkontur skall borrar med horisontal borrhning (liggarpall). Separat sprängning av gravar, kulvertar och gropar får utföras som stående borrhning*
 - *Nischsprängning skall utföras med samma bergschaktningstolerans och, utbredning av teoretisk skadezon som sprängning av angränsande kontur.*
 - *Bergschakt vid påslag väst respektive öst har restriktioner avseende pilotunnel och särskild drivningssekvens.*



Figur 8. Drivningsprincip, västra påslaget för Löttingetunneln vid 3/172.

Tunneln har bredden 18 m, höjden 8,5 m, något sluttande botten med dike i ena hörnet och area om 152 m². Borrningen gjordes med Atlas Copco borrhägar utrustade med Bever Control-system för att få rätt ansättning och riktning på borrhålen. Ansättningen av hålen i tak, vägg och botten gjordes 20 cm utanför teoretisk kontur och med en beräknad total stickning om 30 cm. Borrningen gjordes med Ø 48 mm krona och 5,4 m matare.

Tunneln drevs från två fronter - öst respektive väst med en pilot (ca 1/3 av tunnelarean) som låg ungefär 10 m (2 salvor) före strossen (ca 2/3 av arean). En särskild arbetsberedning beskrev metoden för drivningen och Figur 8 ovan visar drivningssekvensen för västra påslaget, det östra påslaget drevs enligt samma princip.

Tunnelöppningen vid påslagen minimerades genom att lämna de yttersta 6 meterna av strossen som en plugg. På så sätt erhöles ett bättre arbetsklimat i tunneln då den första delen drevs under vintersäsong. Figur 9 visar bilder från östra påslaget.



Figur 9. Borrar av pilot vid östra påslaget samt strossmarkering.

Arbetsberedningen beskriver drivningssekvensen som följer

1. Borra konturhålen runt hela tunneln med c/c 30 cm. Hålllängd i piloten 3 m, i strossen – borra vartannat hål 17 m och vartannat 3 m långt, för att få en tätsömsborrad kontur de första 3 m när pluggen sprängs i ett senare skede. Markera de hål som är 17 m – endast dessa skall laddas när taket fälls i salva 7.
2. Borra hjälparraden och 1:a strossraden i strossen (17 m långa hål), samt hela salva 1 i piloten (3 m långa hål).
3. Pilotsalva 1 och 2: Dessa skjuts med separat uppskjut och stross för att skapa tillräcklig expansionsvolym för berget. De första ca 16-20 hålen skjuts i 5-8 omgångar. Ladda och skjut uppskjutet, sedan resten av salvan i pilot 1 (kontur laddas med cord, övriga hål med SSE).
4. Lasta ut och skrota salva 1, utför erforderlig förstärkning.
5. Repetera steg 3 och 4 för pilotsalva 2. Konturhålen kan dock borraras med c/c 60.
6. Borra, ladda, skjut salva 3-6. Salva 5 kan borraras som 5 m salva. Efter varje salva skall förstärkningsbehovet bedömas efter genomförd skrotning.
7. Ladda kontur-, hjälpar- och strosshålen de innersta 11 meterna i salva 7 och plugga hålen så att de yttersta 6 meterna är oladdade.
8. Skjut salva 7, skrota och gör förstärkningsbedömning.
9. Borra och injektera nästa skärm.

10. Borra, ladda och skjut salva 8 och 9 i piloten, 5 m långa salvor. Från och med nu driver vi med salvlängd 5 m, så länge de geologiska förhållandena medger detta.
11. Borra salva 10 i strossen.
12. Ladda salva 10 i strossen och borra samtidigt salva 10 i piloten.
13. Ladda piloten. Skjut sedan salva 10, i pilot och stross, samtidigt. Detta utgör första salvan i den normala drivningscykeln, där piloten hela tiden ligger två salvor före strossen.

I praktiken kom drivningen att göras något annorlunda, bl.a. användes paketerade sprängämnen innan SSE-emulsionen kunde sättas in. Det tog fler salvor men inte längre framdrift innan pilot och stross kunde skjutas samtidigt. Vidare övergick man efter ett tag från pilot och sidostross till mittpilot, se nedan. Det framgår av den redovisning av ladd- och sprängarbetena som skedde via ladd- och tändplan, sprängjournal, laddlogg och vibrationsmätning.

Det västra påslaget startade vid 3/172 m. Där gjordes uppskjutet av en 3-m pilotsalva om 45 m² i högra sidan av tunneln i 6 delar den 14 och 15/11 2005. I och med salva 30 den 16/12 hade drivningen kommit i jämn takt och piloten vid 3/204 sköts samtidigt som den släpande sidostrossen vid 3/194. Indriften låg sedan i intervallet 4,5-5 m.

Man använde i början 0,2 kg DynoRex i botten, dvs. ca 1/5 av en Ø32 mm rörladdning, och 5 m 80 g/m pentylstubin i konturhålen. Det motsvarar en total laddning om 0,4 kg i konturhålen. I sul- och hjälparhålen användes 2,2 m eller 2,3 kg Ø32 mm DynoRex i botten och 2 m eller 1,2 kg Ø25 mm DynoRex i pipan, vilket ger en total laddning om 3,5 kg. Strosshålen i salvorna laddades som hjälparhålen.

Försättningen i tak, vägg och botten var 0,8 m och sidoavståndet 0,6 m. Corden med 0,08 kg/m ger enligt Tabell 1 en teoretisk skadezon om högst 0,3 m. Ø25 mm DynoRex i pipan på hjälpar- och sulhålen ger med 0,61 kg/m en teoretisk skadezon om högst 1,1 m, se Tabell 2. Dras försättning 0,8 m för hjälparhålen återstår 0,3 m skadezon i kvarstående kontur.

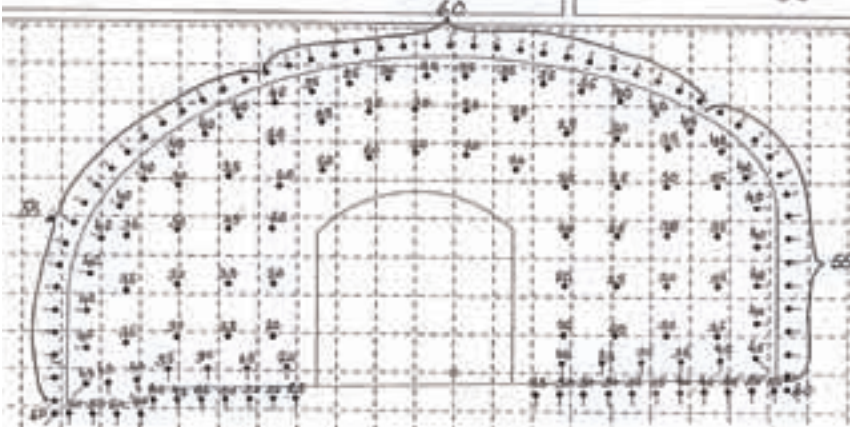
Dessa värden stämmer med kraven. Däremot kan den 2 m långa bottenladdningen av Ø32 DynoRex ifrågasättas. Med sina 1,05 kg/m ger den ett teoretiskt skadezonsdjup om högst 1,7 m. Likaså torde den teoretiska skadezonen under eventuellt våta sulhål bli minst 50% djupare än 1,1 m runt pipdelen av laddningen, se Appendix, ekvation A9.

I och med salva 35 den 28/12 började man använda bulkemulsion från Dyno Nobel, Titan 7000 SSE och från salva 37 2/1 2006 vid sektion 3/222 började man spränga en mittpilot om 25 m² med drygt 65 hål varav 10 st sulhål, vilka i princip laddades som tidigare. Från salva 38 sköts i regel en pilot med 5-10 m släpande stross med drygt 160 hål varav ca 50 i väggar och tak samt ca 25 hål i sulan. Tändningen gjordes med Nonel LP-tändare. Nr 0-25 användes i piloten och nr 20-60 i strossen.

Borr- och tändplan för strossalvorna med mittpilot med SSE bulkemulsion visas i Figur 10.

Laddningen i konturhålen var som förut 0,2 kg DynoRex och 5 m 80 g/m pentylstubin. Laddningen i sulhålen gjordes med 0,55 m eller 0,6 kg Ø32 mm DynoRex i botten och 3,8 m eller 2,3 kg Ø25 mm DynoRex i pipan. Stross- och hjälparhål laddades nu med ca 6,5-7,5 kg SSE emul-

sion per hål med en ungefärlig densitet om 900 kg/m^3 . Det motsvarar ca 1,45-1,65 kg/m eller med viktstyrkan 80 % ca 1,16-1,34 kg Dx/m. Enligt Tabell 2 ger detta i de flesta fall en största teoretiskt skadezonsdjup om 1,7 m. Med samma försättning för kontur- och sulhål som förut, dvs 0,8 m, går skadezonen från emulsionshålen inte förbi den från sulhålerna. Däremot finns det en stor risk att skadezonen från hjälparhålerna går förbi skadezonen från vägg- och takhålerna.



Figur 10. Salva 121 från västra påslaget, sektion 3/578. Rutnätet har sida 1 m.

Drivningen från östra påslaget vid sektion 4/230 påbörjades den 23/11 2005. Från salva 20 den 30/12 vid sektion 4/208 drevs tunneln med mittpilot och släpande stross laddade med SSE inuti salvorna och paketerade sprängämnen i slutkonturen, på samma sätt som vid drivningen från västra påslaget. Sista strosssalvan från väster sköts den 1/11 vid sektion 3/776 och från öster den 6/11 vid sektion 3/783. Att driva den 1058 m långa tunneln tog alltså nästan ett år.

I huvudsak var erfarenheterna från drivningen med SSE bulkemulsion goda. Framdriften blev i medeltal med semester borträknad ca 24 meter/vecka.



Figur 11. Full sektion med mittpilot och stross (foto Mikael Ullén)

Vad regelverket föreskriver

För dimensionering av tunnlar gäller beroende på projektets art vanligen Vägverkets publikation (Tunnel 2004) eller Banverkets publikation (BV Tunnel, BVS 585.40). För dimensionering av Löttingetunneln gällde den tidigare utgåvan Vägverkets publikation Tunnel 99.

Vid dimensionering skall hänsyn tas till förväntade deformationer, så att erforderlig grad av samverkan med omgivande jord och berg säkerställs.

Enligt Vägverkets Tunnel 2004 skall bergmassan tillsammans med bergförstärkning, betraktas som bärande huvudsystem och dimensioneras som en sammanhållen enhet.

Ritningar skall redovisa tolkad information avseende berg- och grundvattenförhållanden samt förstärknings- och tätningsåtgärder etc. Ritningarna är före tunneldrivningens påbörjande grundade på ingenjörgeologiska prognoser.

På ritningarna indelas tunneln i avsnitt med likartade förstärknings- och tätningsförhållanden med väl definierade förstärknings- och tätningsåtgärder.

Om resultatet av bergkarteringen efter utsprängning visar att på detaljritningen angivna förhållanden och uppgifter väsentligt ändrats, skall denna revideras.

Bergyta skall alltid säkras mot blocknedfall. Vid bergytor i tak skall hela ytan vara säkrad.

- Denna säkring utförs vanligen med sprutbetong och/eller bergbult.
- Heltäckande säkring i tak kan avslutas där anslutande vägg är vertikal.

Bärförmåga för bergtunnel skall verifieras. Verifieringen bör utgöras av följande aktivitetskedja:

- förutsättningar och undersökningar klarläggs respektive utförs samt redovisas i förundersökning
- sammanfattande analys av resultat från förundersökning och bedömning av bergkvalitet, drivnings-, förstärknings- och tätningsmetoder redovisas i prognos
- valda förstärkningslösningar dimensioneras med bergmekaniska beräkningar/ bergmekaniska utredningar
- prognos för bergkvalitet, utförandeanvisning för förstärknings- och tätningsarbeten samt övriga anvisningar redovisas på bergritning
- bergritnings överensstämmelse med verkliga förutsättningar kontrolleras och uppdateras vid behov
- bergritnings överensstämmelse med verkliga förutsättningar och utfört arbete dokumenteras på bergkarteringsritning.

Bärförmåga för tunnel godtas säkerställd med konventionella bergförstärkningsmetoder. Bergförstärkning skall dimensioneras med hänsyn till bl a materialegenskaper, hållfasthet, bergspänningar, spricksystem, blockighet, sprickfyllnader, vittring och vidhäftningsegenskaper. Vid verifiering av förstärkningens bärförmåga skall även faktorer som anläggningens geometri, påverkan från närliggande anläggningar och lokala stabilitetsproblem beaktas.

Dimensionering av bergförstärkning får bestämmas utifrån empirisk metod som bygger på stort materialurval, t ex Q-metoden "Engineering classification of rock masses for the design of tunnel

support” (NGI) och ”Updating of the Q-system for NMT” (Norwegian Concrete Association). Om empirisk dimensioneringsmetod väljs skall kompletterande bergmekaniska beräkningar/bergmekaniska utredningar utföras i erforderlig omfattning.

Dimensionering skall ske med hänsyn till krav på livslängd och behov av underhåll. Dimensionering av järnvägstunnlar sker på likartat sätt enligt BV Tunnel.

Normal projekteringsprocedur

För att verifiera de uppställda kravnivåerna utförs undersökningar, utredningar och beräkningar, vilka sedan sammanfattas i ett antal handlingar. Handlingarnas omfattning styrs av objektets art och storlek. Nedan listas förenklat de handlingar som normal ingår för att verifiera kravnivåerna.

PM och rapporter:

- Rapport över förundersökningar
- Ingenjörsgelogisk prognos
- Teknisk beskrivning berg
- PM avseende förstärkningen
- PM avseende injekteringen
- PM avseende dränering/inklädnadsystem
- Kontrollplan
- Kontrollplan för tilläggskontroll

Ritningar:

- Översiktsritning: En ritning som visar systemens principiella uppbyggnad och funktion samt lägesorientering.
- Sammanställningsritning: En arbetsritning, som visar en tunnel i dess helhet.
- Detaljritningar: En eller flera arbetsritningar som visar en konstruktion eller konstruktionsdel med erforderliga detaljer. Exempel på detaljritningar är mått- och armeringsritningar för betong- och stålkonstruktioner, maskinritningar, ritningar för berg, ritningar över delar ingående i installationsutrustning, ritningar över inredning, ritningar över infästningsdetaljer samt ritningar som visar vägkonstruktionens uppbyggnad och material. Vanliga detaljritningar beskriver t ex:
 - Bergprognos
 - Förinjektering
 - Bergschakt och uttagssekvens
 - Förstärkningsklasser
 - Insprutade dräner och dränering
 - Infästningar och kanalisation
- Karteringsritning för tunnel i berg: En relationsritning som redovisar resultatet av bergkartering efter sprängning samt slutligt utförda förstärknings- och tätningsåtgärder.

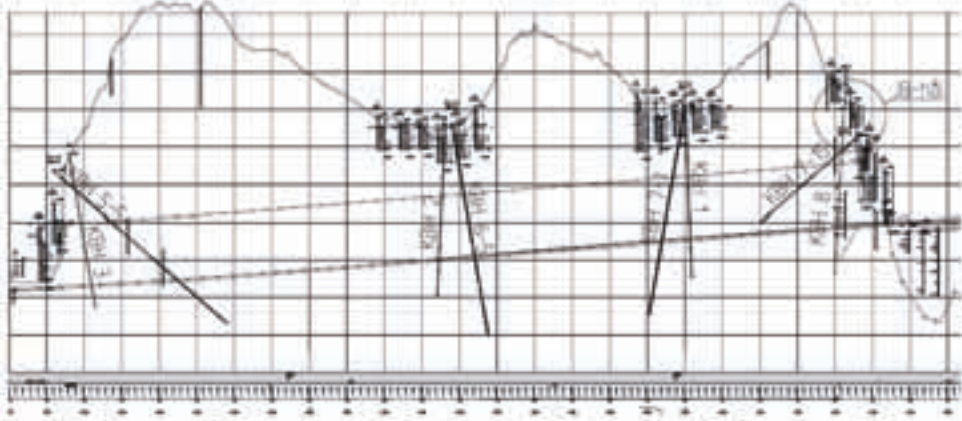
Ansvarig konstruktör tar fram de olika konstruktionshandlingarna som verifierar valt koncept. En konstruktionsdel får inte utföras förrän godtagna konstruktionshandlingar föreligger på tillverkningsplatsen. För vägtunnlar godtas handlingarna efter kontroll av Vägverket.

Rapport över förundersökningar

En rapport utarbetas som sammanställer de förundersökningar som utförts avseende geologiska och hydrogeologiska förhållandena.

Ingenjörsgelogisk prognos

I den ingenjörsgelogiska prognosen definieras grundförutsättningarna för dimensioneringen. Inför byggandet av Löttingetunneln utfördes åtta stycken kärnborrningar för att verifiera berg-egenskaperna. Kärnborrhålens placering vid påslag och svackor redovisas i Figur 12 nedan.



Figur 12. Placering av kärnborrhålen och JB hål.

Horisontalspänningarna har stor betydelse för den storskalig stabilitet runt tunneln. Tidigare erfarenheter visar att det kan förekomma relativt höga horisontalspänningar vilket gynnar valvbildning men kan också orsaka hävningar i bergmassan vid liten bergtäckning.

Analys av spänningsmätningar i samband med projekteringen av Norra Länken 2 (1995) gav ett initialspänningsantagande som varierar med djupet enligt ekvationerna 1-3 nedan. Uppskattade osäkerheter inom parentes. Förhållandena antas gälla för mycket bra berg ner till acceptabel kvalitet.

$$\sigma_H = 4,5 + 0,075 \cdot z (\pm 50\%) \text{ MPa} \quad (1)$$

$$\sigma_h = 2,0 + 0,0375 \cdot z (\pm 50\%) \text{ MPa} \quad (2)$$

$$\sigma_v = 0,027 \cdot z (\pm 20\%) \text{ MPa} \quad (3)$$

Det ringa jorddjupet i svackorna bedömdes inte ha någon inverkan på σ_v .

Riktningen för den största huvudspänningen, σ_H , bedömdes till N20°V. Eftersom tunneln har en bäring som går från N65E till N50E så ligger vinkelskillnaden α mellan 70-85°. Det bör dock observeras att initialspänningar ofta är beroende av bergmassans styvhet (E-modul). Spänningar-

na är ofta lägre i områden med zoner av lägre styvhet och i och med att mätningar utförs i bra berg så är det inte säkert att resultatet är tillämplbart för sämre berg. Därför antas för dåligt eller mycket dåligt berg att horisontella spänningar är reducerade till samma storleksordning som de vertikala, dvs $\sigma_H = \sigma_h = \sigma_v = 0,027Z$ (MPa), eller att de är helt gravitativa. Dessa förhållanden kan till viss del antas gälla för påslagen för att vara på säkra sidan.

Tabell 4. Fördelning av bergkvalitet i prognos (*Svackorna, **Påslag).

Q-värde tunnel	Andel i % av tunnellängd
>100	32 (335 m)
40-100	44 (465 m)
10-40	20 (215 m)*
4-10	2 (18 m)**
1-4	2 (25 m)**
0,1- 1	-

Fördelningen visar att av tunnelns 1058 m kommer 96% eller 1010 m att gå i bra (20%), mycket bra berg (44%) och till och med i extremt bra berg (32%). I västra påslaget förekommer hyfsat berg på gränsen till dåligt berg och utgör 2%. Dåligt till mycket dåligt berg förekommer i östra påslaget och utgör 2%. Jämförelse mellan prognostiserad och verklig bergkvalité ges i Tabell 5. Som framgår av tabellen så var inte berget fullt så bra som prognosen angav.

Tabell 5. Prognos och utfall avseende bergkvalité.

Q-värde tunnel	Andel i % av tunnellängd	Utfall
40- >100	76	32
10-40	20	40
4-10	2	18
1-4	2	10
0,1- 1	-	-

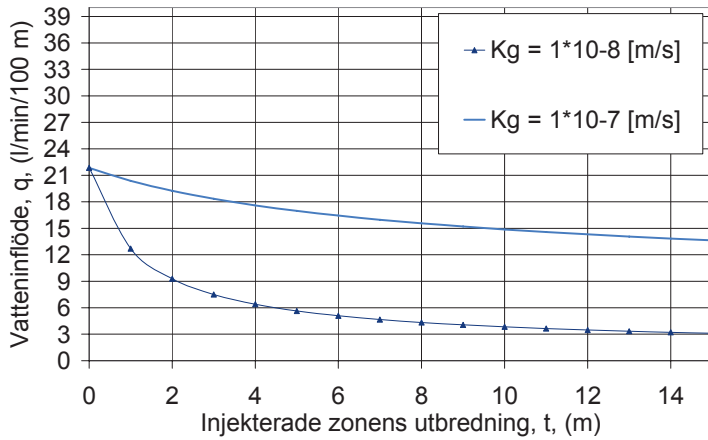
*Svackorna, **Påslag

PM AVSEENDE INJEKTERINGEN

I PM avseende förstärkningen verifieras att valt koncept för tätning/vattenavledning uppfyller ställda krav avseende mängd inläckande vatten.

För Löttingetunneln angavs kraven dels som ett totalt inläckage under driftfasen för hela tunneln på 60 liter/minut, och dels som ett sektionsindelade krav under byggfasen på 6 liter/minut och 100 m. Därtill ställdes krav på att fuktfläckar ej fick förekomma i taket samt att rinnande vatten ej fick förekomma på tunnelvägg. Kravet om fuktfläckar bedömdes som helt avgörande för tätningsinsatsen, vilket visade sig efteråt vara en korrekt bedömning.

Tätningsinsatserna beräknades för respektive tunnelsektion. I Figur 13 redovisas beräknat inläckage för en tunnelsektion. Inläckaget utan injektering beräknades till 22 liter/min och 100 m, med ett grundvattentrycket i mitten av tunneln på 1,8 bar. För att uppfylla det generella kravet 6 l/min och 100 m. krävdes en utbredning på den injekterade zonen om minst 4 meter (Dalmalm 2005). Under byggtiden var inläckage kravet för denna delsträcka ändrat till 3 l/min., 100 m., vilket motsvarar en utbredning om 15 meter.



Figur 13. Beräknat inläckage och utbredning.

För att klara inläckagekraven var målet för hela den 20 meter långa injekteringsskärmen att fylla ut en porositet på 2310 liter. Om 1/4 av de 35 injekteringshålarna tar bruk ger det en tätningssvolym på 264 liter per hål. Maximal injekteringsvolym för de olika brukstyperna efter hålfyllnad för ett 20 meters injekteringshål redovisas i Tabell 6.

Tabell 6. Maximala injekteringsvolymerna.

Bruktyp	Maxvolym [liter]
Start	100
Tätning	300
Stopp	64

Nedan presenteras i tabell de krav som ställdes på injekteringsutförandet för de olika delsträckorna av tunneln. Den eftersträlvade tätningseffekten för att uppfylla kraven beräknades med hjälp av nedanstående ekvation.

$$\text{Krav på tätningseffekt [\%]} = 100 \cdot \frac{\text{Inflöde före tätning} - \text{Inflöde efter tätning}}{\text{Inflöde före tätning}}$$

Varje spricka bidrar till det totala inflödet för respektive sprickviddsfördelning. Sprickvidden som behöver tätas är baserat på partiell tätning av de enskilda sprickorna (Brantberger m.fl. 1998).

Tabell 7. Sammanställning av krav på injekteringen för de olika delsträckorna

Sträcka [m]	Sektion	Vatten tryck [m]	Berg- massans konduk- tivitet K [m/s]	Inflöde utan injektering [lit./min.100m]	Krav inflöde [lit./min.100m]	Krav på tätnings- effekt [%]	Sprickvidd att täta ned till [mm]	Acc. Inflöde [l/min.]
18	3/172-3/190	15	$1,0 \cdot 10^{-6}$	70	6	91,4	0,14	1,14
50	3/190-3/240	25	$1,0 \cdot 10^{-6}$	152	6	96,1	0,1	3,0
310	3/240-3/550	32	$5,4 \cdot 10^{-8}$	10	6	40,0	0,21	18,6
50	3/550-3/600	18	$2,5 \cdot 10^{-7}$	22	3	86,4	0,13	1,5
40	3/600-3/640	16	$1,0 \cdot 10^{-6}$	78	3	96,2	0,10	1,2
110	3/640-3/750	25	$2,5 \cdot 10^{-7}$	35	3	91,4	0,11	3,3
250	3/750-4/000	25	$2,5 \cdot 10^{-7}$	35	6	82,9	0,15	15
40	4/000-4/040	15	$1,0 \cdot 10^{-6}$	70	6	91,4	0,14	2,4
90	4/040-4/130	23	$2,5 \cdot 10^{-7}$	31	6	80,6	0,16	5,4
50	4/130-4/180	18	$1,0 \cdot 10^{-6}$	94	6	93,6	0,12	3,0
50	4/180-4/230	12	$2,7 \cdot 10^{-5}$	712	6	99,2	0,21	3,12
Summa inflöde för 1058 m tunnel [lit./min.]								57,66

*¹ Kravnivån 3 liter/min.100m. gäller endast under byggskedet.

PM AVSEENDE FÖRSTÄRKNINGEN

Dimensioneringsmetodiken startar med att en specifik dimensionerings-/förstärkningssituation identifieras i den planerade tunneln. Alla på situationen påverkande faktorer skall vara definierade. För val av lämpliga dimensioneringsmetoder utförs först en identifiering av möjliga/troliga brottmekanismer. Utifrån identifierade brottmekanismer väljs sedan lämpliga dimensioneringsmetoder för preliminära beräkningar. Dessa metoder kan vara baserade på empiriska, analytiska eller numeriska beräkningar. Exempelvis bergklassificering med Q-index (enligt Barton 1974, uppdaterad av Grimstad och Barton 1993) och därigenom uppskatta förstärkningsbehovet eller tumregler för valvbildande bultning.

Analytiska beräkningar kan till exempel vara relativt enkla uträkningar för nödvändig tjocklek på sprutbetong för att hindra en bestämd volym berg att falla ut mellan bultar. Andra beräkningar kan vara att fastställa bultbehov för att hänga upp en s.k. ”löskärna”.

Numeriska beräkningar kan utföras med ett flertal metoder. Val av metod och modell bör utföras baserat på identifierade brottmekanismer och komplexiteten i geometrin.

Baserat på en sammanvägning av resultaten från de inledande beräkningarna tas ett preliminärt förstärkningsförslag fram. Ifall dimensioneringsfallet bedöms som ”kritiskt”, t.ex. vid låg bergtäckning och/eller stor spännvidd eller vid dålig bergkvalitet och/eller stor spännvidd, kan förslaget granskas mer i detalj i en förstärkt numerisk modell, vilken utvärderas med hjälp av utvärderingskriterier och ingenjörsmässiga bedömningar. Om förstärkningen godtas utgör den förstärkningsprognosen för aktuell dimensioneringssituation. Ifall det ej godtas tas ett nytt förslag fram och testas igen osv.

Föreslagen metodik kan tillämpas på både typförstärkningar och specialfall efter behov.

För Löttingetunneln som ligger ganska ytligt i ett hårt kristallint berg beaktades följande brott- och deformationsmekanismer:

- storskalig överbelastning/ plasticering av bergmassan som t.ex. kan bilda ”löskärna” i tak/anfang
- lokal överbelastning/ plasticering av bergmassan som t.ex. kan bilda löst berg mellan bultar i tak/anfang
- instabila block mellan bultar i tak/anfang och väggar
- stora instabila block i tak/anfang och väggar
- uppluckring av väggar pga spänningsomlagring

För uppskattning av bergmassans mekaniska egenskaper användes vid Löttingetunneln en metodik baserad på RMR och GSI samt Hoek&Browns brottvillkor och tillhörande samband för uppskattning av bergmassans E-modul.

Analytiska beräkningar utfördes avseende:

- Valvbildande bultning
- Upphängning av löskärna
- beräkning av sprutbetongtjocklek mht nedfall mellan bultar
- Analys av blockstabilitet

Numeriska beräkningar utfördes med dels en oförstärkt modell och med en förstärkt modell.

Fall 1 Bergtäckning 8 meter (svackor).

Fall 2 Bergtäckning 20 meter.

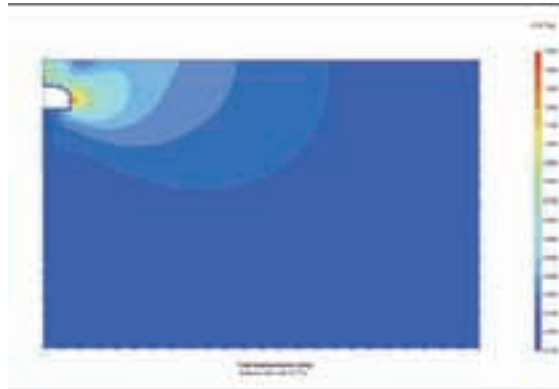
För Fall 1 (BT8) tillämpades följande förstärkning:

Bultning tak: L5m, s=2,5 m	Sprutbetong tak: 60 mm fiberarmerad
Bultning vägg: L5m, s=2,5 m	Sprutbetong vägg: 60 mm fiberarmerad

För Fall 2 (BT20) tillämpades följande förstärkning:

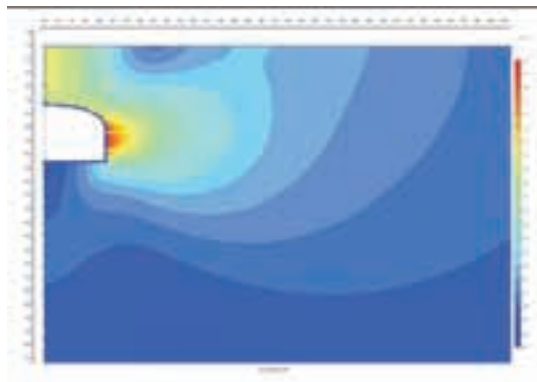
Bultning tak: L5m s=2,5	Sprutbetong tak: 40mm fiberarmerad
Bultning vägg: L5m s=2,5	Sprutbetong vägg: 40mm fiberarmerad

För Fall 1 med förstärkning erhöles endast en liten rörelse (1,4 mm) i berget enligt figuren nedan.

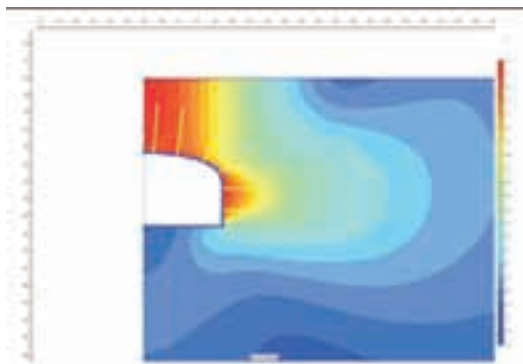


Figur 14. Total rörelse (1,4 mm).

Numeriska analyser är i sig exakta, men tyvärr är inte alltid de indata vi använder i våra numeriska analyser lika exakta. För att ta om hand om osäkerheten utförs känslighetsanalyser där parametrarna varieras och extremvärden provas. En starkt påverkande parameter är initialspänningsförhållandena, dvs förhållandet mellan de horisontella och vertikala bergspänningarna, vilket i beräkningsprogram uttrycks genom parametern K_0 . Nedan visas några exempel där inspänningsförhållandena varierats.



Figur 15. Total rörelse (max 2,0 mm), $K_0=12$.



Figur 16. Total rörelse, $k_0=21$ (max 4,0 mm).

Slutligen läggs resultaten från de numeriska beräkningarna och de analytiska beräkningar samman till ett förstärkningsförslag som för Löttingetunneln redovisas nedan (Ouchterlony F., 1995).

Tabell 8. Förstärkningsförslag Löttingetunneln.

Förstärkningsklass	Bergklass RMR(Q)	Bultlängd	Bult-avstånd Tak	Bult-avstånd Vägg	Sprutbetong Tak/anfang	Sprutbetong Vägg	Vid-häftn. Krav	% prognos
5	I och II:1 75-100 (Q>40)	tak 4 m vägg 3 m	Selektiv	Selektiv	Min = 35 mm fiber+bult (R3)	Oarm 30 mm	$\geq 0,5$	76
4	II:2 66-74 (Q=10-40)	tak 4 m vägg 3 m	2,4 m	Selektiv	Min = 35 mm fiber+bult (R3)*	Oarm 30 mm	$\geq 0,5$	20
3	II:3 61-65 (4,6-10)	tak 4 m vägg 3 m	2,2 m	2,5 m	70 mm	35 mm	0	2
2	III:1 46-60 (0,4-4,6)	tak 5 m vägg 3 m	1,8 m	2,0 m	100 mm	50 mm	0	2
1	III:2 41-45 (0,2-0,4)	tak 5 m vägg 3 m	1,5 m	1,5 m	150 mm	90 mm	0	-
Special fall	31-40 Q<0,2)	Special-fall	Special-fall	Special-fall	Special-fall	Special-fall	0	-

* Alternativt obehandlad bult (R1) och minsta täckskikt 55/45.

VERIFIERING UNDER BYGGSKEDET

Allmänt

Verifiering av bärförmågan under byggskedet omfattar:

- geologisk kartering
- observationer i form av syner, och bergmekaniska mätningar
- kontroll av förstärkningselement med avseende på material och utförande enligt kontrollprogram berg med grundkontroll och tilläggskontroll GK2
- kompletterande beräkningar
- kontrollplan för tilläggskontroll GK3

Geologisk kartering

Geologisk kartering utfördes löpande under framdriften av Löttingetunneln. Vid varje karterings-tillfälle karterades ca 3-4 salvor dvs 15-20 meter tunnel. Kartering utfördes alltid innan berget täcktes med sprutbetong. Vid sämre bergförhållandena utfördes kartering av aktuellt område omedelbart efter skrotning. Även kontroll av grundvattenkemi utförs.

Observationer

Består av syner/inspektioner samt bergmekaniska mätningar.

Bergmekaniska mätningar skall utföras i tunnelavsnitt som bedöms som kritiska. Som kritiska kan de tunnelavsnitt betecknas där bergtäckningen är mindre än halva spännvidden. För Löttingetunneln utgörs dessa tunnelavsnitt av två påslag resp två svackor.

Mätningar utförs vanligtvis av:

- deformationsmätningar i form av tunnelkonvergens eller extensometermätning
- mätningar på bergytan (t.ex. precisionsavvägning)
- punktlasttester på bergprover (vid behov)
- laboratorietester på bergprover (vid behov)
- provtagning av lera och fastställande av svälltryck

Kontroll av förstärkningselement med avseende på material och utförande

Utföres som förprovning och fortlöpande provning. Redovisas i kontrollprogram berg.

KRAV PÅ REDOVISNING

Projektet avslutas med upprättandet av en relationshandling där all från projektet väsentlig information samlas. I relationshandlingen finns således uppgifter om bland annat geologisk kartering, installerade förstärknings- och tätningsåtgärder samt utförda material provningar.

Vad beträffar förstärkningen redovisas t ex:

Bergbultars dimension, antal, längd och lägen samt uppgift om bultningen är selektiv eller systematisk.

Sprutbetong och gjuten betong med uppgift om tjocklek och armering.

Sammansättning av cementbruk för ingjutning av bergbult och infästningselement med uppgift om cementfabrikat, tillsatsmedel, dosering och vattencementtal.

Sammansättning av sprutbetong med uppgift om cementfabrikat, delmaterial, fiberarmering, tillsatsmedel, dosering och vattencementtal.

ERKÄNNANDEN

Författarna vill tacka sina medarbetare och kolleger för hjälp med synpunkter på artikeltexten i olika stadier: Göran Manell, Per Salomonsson och Mattias Roslin, NCC; Roger Holmberg, Orica Mining Services; Frank Ouchterlony, Tyréns samt Bernt Freiholz, Vägverket.

REFERENSER

- AnläggningsAMA 98, 1999. Allmän material- och arbetsbeskrivning för anläggningsarbeten, avsnitt CBC: Bergschakt, sid. 41-53. Svensk Byggtjänst, Stockholm.
- Banverket, 1996. JärnvägsAMA, Banverkets komplement till AMA 83, Berg. Tekniskt meddelande TM 95-060. Banverket, Borlänge.
- Barton, N, Lien, R. and Lunde, J, 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mech.* 6(4), pp. 189-239.
- Bergman, S, 1956. Slätsprängning. Artikel i Bergsprängningsteknik, 132 sid. Kurslitteratur från Svenska Teknologföreningen, Stockholm.
- BKR, 2003. Regelsamling för konstruktion, Boverket, Karlskrona.
- Bollingmo, P, B Nilsen, & Ö Nordgulen, 2007. Raset i Hanekleivtunnelen 25 desember 2006. Rapport fra undersøkelsegruppen. Statens Vegvesen, Oslo.
- Brantberger, M, M Eriksson, T Dalmalm & H Stille, 1998. Styrande faktorer för tätheten kring en förinjekterad tunnel. Rapport 3049. Jord- och bergmekanik vid KTH, Stockholm.
- BV Tunnel, 2002. Standard BVS 585.40, 2002, Banverket, Borlänge.
- Fraenkel, K H red, 1952. Handbok i bergsprängningsteknik. Atlas Copco AB och Sandvikens Jernverks AB. Svenska, engelska, tyska och franska. 2:a upplaga 1958.
- Dalmalm, T, 2005, Beräkning Tätning Norrortsleden – Funktionsentreprenaden
- Grimstad, E, Barton, N, 1993. Updating of q-system for NMT. International Symposium of Sprayed Concrete. Fagernes 1993. Proceedings, pp. 46-66.
- Gustafsson, R, 1974. Bergsprängningsboken, 4:e upplagan, lösblad i pärm. SPI förlag, Göteborg. 5:e upplagan inbunden bok 1976.
- Holmberg, R, 1978. Laddningsberäkning för slätsprängning. Bergsprängningskommitténs diskussionsmöte BK-78, sid. 327-333.
- Holmberg, R & P-A Persson, 1979. Design of tunnel perimeter blasthole pattern to prevent rock damage. I Tunneling'79, Proc 2nd Intl Symp on Tunnelling sid. 280-283, Inst Mining & Metallurgy, London.
- Langefors, U, 1953a. Laddningsberäkning vid pallsprängning. Nitroglycerin AB, Detoniklab Vinterviken. Tekniska medelanden nr 1.
- Langefors, U, 1953b. Slätsprängning. Jernkontorets Annaler vol 137, s 436-441.
- Langefors, U & B Kihlström, 1963. The Modern Technique of Rock Blasting. Almqvist & Wiksell, Stockholm samt J Wiley & sons, New York. 2:a upplaga 1958.
- Niklasson, B, 1994. Projekteringsanvisningar för skonsam sprängning i tunnlar inom Ringen och Yttre Tvärleden. Sprängnytt, nr 1 sid. 14-20. 21.

- Olsson, M & I Bergqvist, 1997. Sprickutbredning vid flerhållsprängning, Sammanfattande rapport av försöksperioden 1993-96. SveBeFo rapport 32. SveBeFo, Stockholm.
- Ouchterlony, F, 1997. Prediction of crack lengths in rock after cautious blasting with zero inter-hole delay. SveBeFo rapport 31, SveBeFo, Stockholm.
- Ouchterlony, F, C Sjöberg, S-E Johansson & U Nyberg, 1991. Blasting damage investigation in access ramp 0/526-0/565 m rapport nr 3, Damage zone assessment by vibration measurements. SKB progress report 25-91-14. SKB, Stockholm.
- Ouchterlony, F & M Olsson, 2000. Dags att komplettera befintlig skadezonstabell? Bergsprängningskommitténs diskussionsmöte BK-2000, sid. 155-178.
- Ouchterlony, Frank, 2005, Dimensionering av typförstärkning Norrortsleden – Funktionsentreprenaden
- Rosengren, L., Israelsson, J. och Olofsson, S-O. NORRA LÄNKEN 2 - BERGMEKANISKA BERÄKNINGAR FÖR DIMENSIONERING AV TYPFÖRSTÄRKNING. IGAB Rapport till Vägverket, Region Stockholm, Juni 1994 (Reviderad 1995-05-05 och 1995-11-30)
- Sjöberg, C, B Larsson, M Lindström & K Palmqvist, 1977. Sprängningsmetod för kontrollerad sprickutbredning och säkerhet under jord. ASF projekt 77/224. Nitro Consult, Stockholm.
- Sjöberg, C, 1979. Sprickutbredningszoner kring smala borrhålsladdningar. Bergsprängningskommitténs diskussionsmöte BK-79, sid. 53-98.
- TNC 73, 1979. Bergteknisk ordlista. Tekniska nomenklaturcentralen, Stockholm.
- Väverket, 1995. Skonsam sprängning, försiktig sprängning samt bergrensning, bergtekniska anvisningar för projektering av Ringen & Yttre Tvärleden, Projekteringsanvisning ANV 0003:1 Rev 1, sid 18. Vägverket, Region Stockholm.
- Vägverket, 2004. Tunnel 2004, VV Publikation 2004:124. Vägverket, Borlänge.

APPENDIX: FÖRSLAG TILL FORMLER FÖR SKONSAM SPRÄNGNING

Formelunderlaget finns beskrivet i SveBeFo rapport 65 (Olsson & Ouchterlony 2003).

AnläggningsAMA 98 (1999) förskriver att man tar hänsyn till faktorer som frikoppling, vatten i borrhålet, bergets egenskaper, typ av upptändning, laddningslängd och verklig krondiameter. Det föreslås göras med följande formel för sprickdjupet i konturen, dvs. skadezonsdjupet

$$R_c = R_{c0} \cdot F_h \cdot F_t \cdot F_v \cdot F_b \quad (A1)$$

Här är R_{c0} är en okorrigerad spricklängd och F_h etc. är korrektionsfaktorer för hålavstånd (h), tändspridning (t), våta hål (v) samt bergtyp och sprickighet hos bergmassan (b).

Grundformlerna, ekvationerna A2a-b och A3a-b, lyder (Ouchterlony 1997)

$$R_{c0} = 0,5 \cdot \varnothing_h \cdot (p_{\text{hål}}/p_{\text{krit}})^{e'} \quad \text{där borrhålstrycket } p_{\text{hål}} = n(\gamma) \rho_e D^2 \cdot f^{2,2} \quad (A2a-b)$$

med sprängämnets densitet ρ_e (kg/m³), dess VOD D (m/s) och kopplingsgraden $f = (\varnothing_e/\varnothing_h)$ där $\varnothing_e$ och $\varnothing_h$ är laddnings- respektive håldiametern. Faktorn $n(\gamma)$ beror på sprängämnets egenskaper. Det kritiska borrhålstrycket p_{krit} och exponenten e' ges av

$$p_{\text{krit}} = 3,3 \cdot K_{Ic} / \sqrt{\varnothing_h} \quad \text{och} \quad e' = 2/[3(D/c)^{0,25} - 1]. \quad (A3a-b)$$

Här är K_{Ic} (Pa√m) brottsegheten och c (m/s) ljudhastighet hos bergmaterialet.

Bakom formlerna som ger R_{c0} ligger praktiska studier av följande effekter:

1. Tre olika laddningstyper, låg VOD (2000 m/s) sprängämne som Gurit (nu Dynotex 1), emulsionssprängämne med högre VOD (4800 m/s) som Kimulux 42 och pentylstubin (VOD = 6500-7000 m/s).
2. De vanligaste håldimensionerna, $\varnothing$ 51 och 64 mm.
3. De vanligaste laddningsdiametrarna, $\varnothing$ 17 och 22 mm.
4. Normal kopplingsgrad för skonsam sprängning, $f = 0,33-0,45$.
5. Svenskt urberg; granit i Vånga, Svenneby och Hallinden samt gnejs i Södertälje.

Då $e' \approx 1,5$ för Gurit och låg-VOD sprängämnen samt $e' \approx 1,0$ för hög-VOD sprängämnen som Kimulux och pentylstubin blir ekvation 1 tyvärr olika för olika sprängämnen. En korrektionsfaktor för vatten i hål kommer då också att bero på e' . Formler med ett konstant e' -värde krävs i princip för att ekvation A1 skall vara hanterbar.

Ekvationerna A2-3 togs fram under det kraftigt förenklande antagandet att VOD för ett sprängämne är en konstant. I praktiken beror VOD-värdet av såväl håldiameter som inneslutning. Det underlättar om ett referenstillstånd väljs, t.ex. det där det finns flest data och relatera förändringarna till detta.

En omräkning baserad på fler spricklängdsdata ger $e' = 1,525$ i ekvation A2a. I stället måste hänsyn tas till i) att en impedansfaktor införts, ii) en verklig diametereffektkurva $VOD(\varnothing)$ för spräng-

ämnen utom pentylstubin och iii) att $\gamma = 3,4$ valts för Kimulux. Det senare reflekterar att $\gamma \approx 3$ eller större vid CJ-planet. Borrhålstrycket ges nu av

$$p_{\text{hål}} = n(\gamma) \cdot i(D) \cdot \rho_e D^2 \cdot f^{1,835} \text{ och impedansfaktorn av } i = [(\rho_b c_b / \rho_e D)]^{0,333}. \quad (\text{A4a-b})$$

Här betyder index b storheter för berget. Kritiskt borrhålstryck beräknas som i ekvation A3a med faktorn 10,8 i stället för 3,3. Överensstämmelsen mellan försöksdata och de nya formlerna ligger inom $\pm 15\%$. Relativt referenstillståndet gäller sen för alla sprängämnena

$$R_c = R_{\text{ref}} \cdot (f/f_{\text{ref}})^{2,8} \cdot (\bar{O}_h/\bar{O}_{h,\text{ref}})^{1,75} \cdot (D/D_{\text{ref}})^{2,55}. \quad (\text{A5})$$

Ekvationen tar alltså hänsyn till diametereffekten hos VOD. Omräkning till laddningskoncentration q (kg/m) med $q \propto \bar{O}_e^2 = f^2 \cdot \bar{O}_h^2$ ger så

$$R_c = R_{\text{ref}} \cdot (f/0,34)^{1,05} \cdot (q/0,38)^{0,88} \cdot (D/D_{\text{ref}})^{2,55} \text{ för sprängämnen typ Dynotex 1,} \quad (\text{A6a})$$

$$R_c = R_{\text{ref}} \cdot (f/0,34)^{1,05} \cdot (q/0,42)^{0,88} \cdot (D/D_{\text{ref}})^{2,55} \text{ för sprängämnen typ Kimulux,} \quad (\text{A6b})$$

$$R_c = R_{\text{ref}} \cdot (f/0,14)^{1,05} \cdot (q/0,08)^{0,88} \text{ för sprängämnen typ Detonex.} \quad (\text{A6c})$$

Som referenstillstånd gäller $R_{\text{ref}} = 0,20$ respektive 0,30 m för 22 mm frikopplad Dynotex 1 och Kimulux i 64 mm hål med $S/B = 0,8-1,0$ i svenskt urberg. För Detonex gäller $R_{\text{ref}} = 15$ cm för 80 g/m i 51 mm hål. Till ekvationerna A6a-c hör diametereffektkurvor för laddningar i torra hål, med $\bar{O}_e$ given i mm

$$D = D_{\text{torr}} = 3850-1300 \cdot (22/\bar{O}_e) \text{ m/s för typ Dynotex 1, dvs. } D_{\text{ref}} = 2550 \text{ m/s,} \quad (\text{A7a})$$

$$D = D_{\text{torr}} = 5300-750 \cdot (22/\bar{O}_e) \text{ m/s för typ Kimulux, dvs. } D_{\text{ref}} = 4550 \text{ m/s,} \quad (\text{A7b})$$

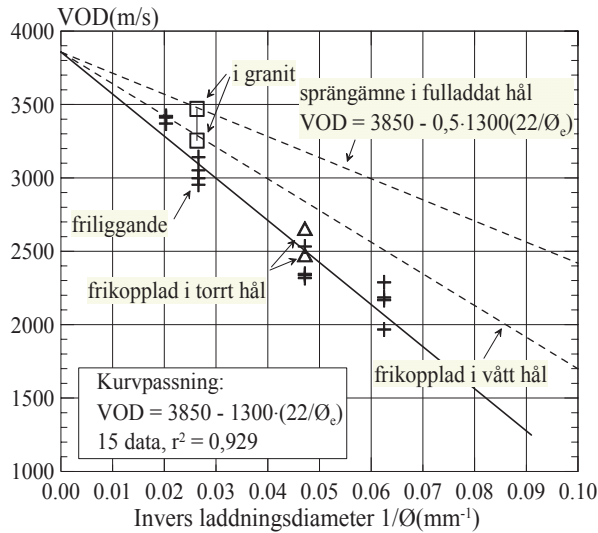
$$D = D_{\text{torr}} = D_{\text{ref}} = 6500 \text{ m/s för typ Detonex.} \quad (\text{A7c})$$

För våta hål har vi antagit att vatteninneslutningen kring rörladdningen ger hälften så stor ökning av VOD jämfört med friliggande laddning som fulladdat hål i berg ger, dvs. i grova drag skall faktorerna 1300 och 750 i ekvation A7a-b reduceras med 25 % så att

$$D_{\text{våt}} = 3850-975 \cdot (22/\bar{O}_e) \text{ m/s för typ Dynotex 1 och} \quad (\text{A8a})$$

$$D_{\text{våt}} = 5300-560 \cdot (22/\bar{O}_e) \text{ m/s för typ Kimulux.} \quad (\text{A8b})$$

För typ Detonex gäller $D_{\text{våt}} = D_{\text{torr}} = 6500$ m/s, dvs ingen inverkan alls av vattnet. Figur A1 visar dataunderlag för typ sprängämne typ Dynotex 1. metodiken gör att andra sprängämnestyper kan inarbetas i formelunderlaget om deras egenskaper är tillräckligt kända.



Figur A 1. Detonationshastighetsdata för Gurit (nuvarande Dynotex 1).

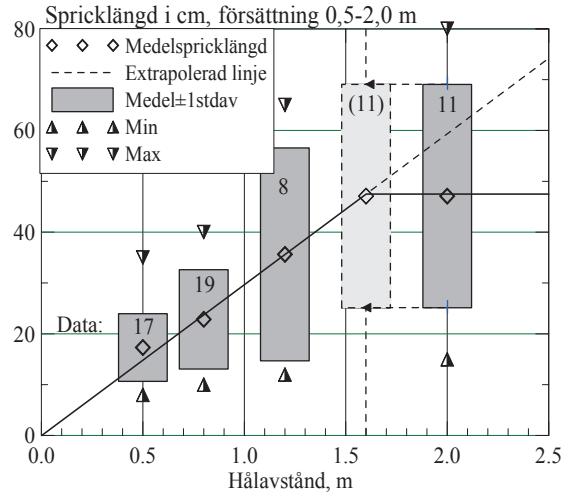
Data från försök och litteratur tyder på att en lämplig form för korrektionsfaktorn för våta hål är

$$F_v = (D_{\text{våt}}/D_{\text{torr}})^{2,55} / f^{0,75}. \quad (\text{A9})$$

När laddningsdiametern går mot håldiametern, $\varnothing_c \rightarrow \varnothing_h$, gäller $f \rightarrow 1$ och $D_{\text{våt}} = D_{\text{torr}}$. Då går korrektionsfaktorn $F_v \rightarrow 1$, vilket är fysikaliskt riktigt.

Som exempel tar vi vattnets inverkan för referenstillståndet. Då erhålls $F_v = 3,0$ för typ Dynotex 1, 2,5 för typ Kimulux och 4,4 för typ Detonex. Skadeökningen från vatten i konturhål kan alltså vara betydande. Det är till och med så att skadezonen från en klenare laddning i ett vått hål (22 mm typ Kimulux i 64 mm vått hål) mycket väl kan djupare än skadezonen från nästa storlek på laddning i ett torrt hål (29 mm Kimulux i 64 mm torrt hål).

Faktorerna F_h och F_t är hopkopplade. Hålavståndet S spelar ingen eller liten roll för skadezonsdjupet vid pyroteknisk upptändning men väl vid momentan. Då ändras det inte heller nämnvärt vid ökad försättning. Figur A2 visar hur spricklängden eller skadezonsdjupet ändras med hålavståndet. Den ökar med S tills $S \approx 2B$ (försättningen) varefter den är konstant och ungefär dubbelt så stor som när $S \approx B$ vid vanlig kontursprängning. Detta stöder våra tidigare observationer att skadezonsdjupet vid pyroteknisk upptändning är ungefär dubbelt så stort som vid momentan upptändning av hålen (Olsson & Bergqvist 1997), åtminstone för normala värden på S och B , dvs. $S > B$ och $B = 0,5\text{--}0,8$ m.



Figur A 2. Spricklängd i kvarstående berg för frikopplad Dynotex 1 (Ø22 mm Gurit i 64 mm hål) som funktion av hålavstånd vid momentan upptändning.

Den samverkan vid momentan upptändning som ger en reduktion av skadezonsdjupet är sannolikt relaterad till stötvågen från grannhålen eftersom samverkan uteblir vid så liten fördröjning som 1 ms. Pyroteknisk upptändning har en spridning på minst ± 6 ms, oftast betydligt mer. Samverkan inträffar då bara undantagsvis.

Ett annat sätt att minska samverkan är att öka hålavståndet. Så småningom upphör den och skadezonsdjupet blir samma som för enstaka hål eller för pyroteknisk upptändning. Samverkan upphör sannolikt när $S > 2B$. Då kommer den reflekterade stötvågen från den fria ytan fortare tillbaka till ett språnghål än stötvågen från grannhålet. Den reflekterade vågen ger troligen ett försteg åt de sprickor som kommer att definiera konturen och undertrycker de som riktas in i berget.

Linjen i Figur A2 antyder att den skadereducerande effekten av momentan upptändning skulle öka ju närmare konturhålen kommer varandra. Det har vi inget fullständigt belägg för. Med en konservativ bedömning bör vi följaktligen kunna skriva den kombinerade korrektionsfaktorn för hålavstånd och upptändning vid momentan upptändning som

$$F_h \cdot F_t = 1 \text{ om } S/B \leq 1,$$

$$F_h \cdot F_t = S/B \text{ om } 1 < S/B \leq 2 \text{ och} \quad (\text{A10a})$$

$$F_h \cdot F_t = 2 \text{ om } S/B > 2.$$

Så länge som upptändningen sker väl inom 1 ms så gäller den både för elektroniksprängkapslar och för pentylstubin. För pyroteknisk upptändning gäller hela tiden

$$F_h \cdot F_t = 2. \quad (\text{A10b})$$

Vi har gjort följande observationer för sprickor i samband med kontursprängning

1. Sannolikheten för en spränginducerad radiell spricka att korsa en befintlig spricka som är ovittrad och ingrepp är ca $1/3$.
2. Sprickor som når längre än halva avståndet till närmsta blockgräns tenderar att förlängas fram till blockgränsen. Avståndet kan kopplas till medelsprickavståndet.
3. Sprickrosor bakom halvpipor som är kortare än halva hålavståndet, $R_c < S/2$, samverkar inte och isolerade sprickrosor är inte farliga för stabiliteten.

Informationen har emellertid inte räckt för att göra en meningsfull korrektionsfaktor F_b för bergets egenskaper.

SVALBARD – UTFORDRINGER VED Å ETABLERE FJELLHALLER I PERMAFROST- FRØLAGER FOR FREMTIDIGE GENERASJONER

Svalbard. The challenges to excavate rock cavern in permafrost. The Svalbard Global Seed Vault for future generations.

Siv. Ark. Magnus Bredeli Tveiten, Statsbygg
Siv. Ing. Sverre Barlindhaug, Multiconsult AS

SAMMENDRAG

Den norske stat har tatt på seg oppgaven med å etablere et internasjonalt lager for å sikre at det genetiske mangfoldet i verdens matplanter bevares for fremtidige generasjoner. Lageret er plassert i fjellhaller på Svalbard for å kunne utnytte permafrosten i grunnen. Lageret vil ha kapasitet til å ta imot mer enn fire millioner ulike typer frø fra hele verden.

Statsbygg har vært byggherre for prosjektet og planlegging er utført av firmaene Barlindhaug Consult A/S og Multiconsult A/S. Planleggingen startet i begynnelsen av november 2006. Utførende entreprenør har vært Leonard Nilsen & Sønner. De startet med anleggsarbeidene 14.04.07 og overlevering blir i begynnelsen av november 2007.

De topografiske og geologiske forholdene på Svalbard gjorde at anlegget fikk en annen utforming enn om det hadde blitt plassert på fastlands Norge i godt norsk berg. Den første utfordringen var et mer enn 10 m tykt permafrosset morelag over berg og en løs sedimentær bergart som nesten ikke tåler å være lang tid i atmosfære før omfattende forvitring starter.

De spesielle grunnforholdene gjør det vanskelig å etablere ei varig og stabil forskjæring frem til tunnelpåhugget. I forskjæringen ble derfor lagt et Svalbardrør frem til tunnelpåhugget som ble tilbakefylt til opprinnelig terreng. Permafrosten gjorde det mulig å grave hele forskjæringen med vertikal skråninger uten å skille mellom løsmasse og berg.

På grunn av generelt svakt berg er lagerhallene for Frøhvelvet bare 9,5 m breie og det er etablert 3 parallelle haller. Hallene og tunneler er sikret med minimum 6 cm sprøytebetong og systematisk boltet med CT-bolter. Siden anleggsarbeidet ble utført på sommeren hadde ventilasjonsluften plussgrader og kombinasjon varm ventilasjonsluft og varme fra maskiner gjorde at permafrosten i bergoverflaten tint tilstrekkelig til at sprøytebetongen kunne herde.

SUMMARY

The Norwegian government has taken the responsibility to establish an International Seed Vault for the future generation in rock caverns on Svalbard. The project is located in an area with permafrost and more than 10 m thick layer of sediment above relatively weak sedimentary rock.

Due to the permafrost the portal excavated could be carried out with vertical slopes in both the sediment layer and in the weak rock underneath. These slopes will however not be stable and the final entrance is therefore made through a steel pipe up to the rock face and the pipe is backfilled up to the original terrain surface.

There are made three caverns for the future international Seed Vault. The rock support in the caverns and tunnels is limited to shotcrete and rock bolts.

1. INNLEDNING

Den norske stat har tatt på seg oppgaven med å bygge et internasjonalt lager for å sikre at det genetiske mangfoldet i verdens matplanter bevares for fremtidige generasjoner. Lageret er plassert i fjellhaller på Svalbard for å kunne utnytte permafrosten som er i grunnen. Lageret vil ha kapasitet til å ta imot mer enn fire millioner ulike typer frø fra hele verden.

Statsbygg har fungert som byggherre på vegne av flere departementer. Svalbard Globale frøhvelv – et lager for evigheten

Frøene, som samles i forseglede ”svarte bokser”, vil være duplikater av frøsamlinger i andre genbanker. Mange av disse samlingene finnes i utviklingsland. Det er mer enn 1400 genbanker over hele verden med oppgave å bevare frø fra planter. Dersom frø går tapt, for eksempel som følge av naturkatastrofer, krig eller rett og slett av ressursmangel, vil frøsamlingene kunne reetableres med frø fra Svalbard.

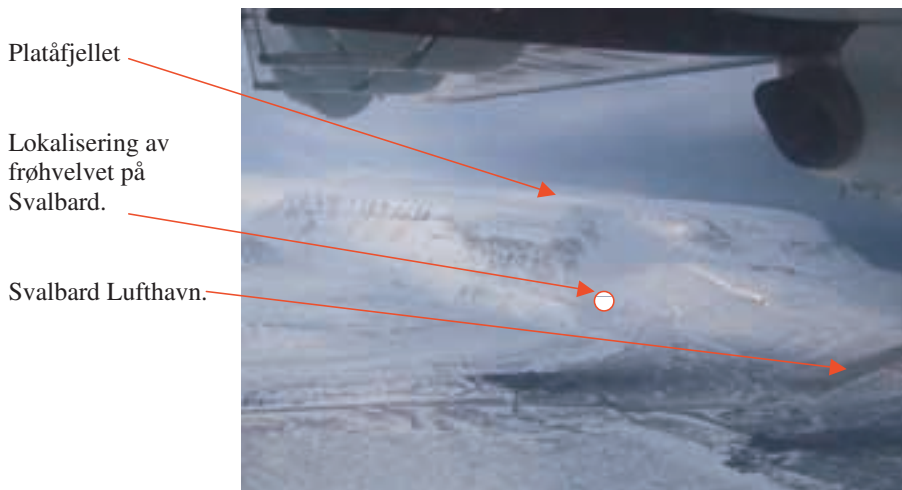
Tap av det biologiske mangfoldet er i dag en av de største utfordringene for miljø og bærekraftig utvikling.

2. HISTORIKK

Ideen om å etablere et globalt frøhvelv oppsto allerede på 1980-tallet. Flere internasjonale og norske aktører så behovet for et sted som kunne fungere som et siste sikkerhetsnett, i tilfelle frøene som lagres i de eksisterende genbankene verden over, ble skadet eller gikk tapt. I 2001 vedtok Verdens matvareorganisasjon (FAO) den internasjonale traktaten for plantegenetiske produkter som er viktige for mat og jordbruk. Traktaten etablerer felles regler for utveksling av materiale for matplanter mellom land.

Med denne avtalen på plass, kom spørsmålet om et frøhvelv på Svalbard opp på ny. Etter et års planlegging vedtok den norske regjering i mai 2006 at Svalbard globale frøhvelv skulle bygges.

Statsbygg fikk høsten 2005 i oppdrag å utarbeide skisseprosjekt for anlegget samt å skaffe til veie en passende tomt. Det ble derfor på bakgrunn av brukerens spesifikasjoner utarbeidet bygge- og funksjonsprogram for anlegget, som basis for skisseprosjektet. Samtidig ble det gjennomført en lokalisering – og tomtanalyse av Statsbygg. Ulike alternativer ble utredet før lokaliseringen i skråningen opp mot Platåfjellet, like bak flyplassen, ble valgt. Tomten ble deretter regulert i regi av Statsbygg, og festeavtale inngått med grunneier Store Norske Spitsbergen Kullkompani.



3. PLANLEGGING

Barlindhaug Consult A/S og Multiconsult A/S ble etter tilbudskonkurranse høsten 2006 tildelt oppdraget med å totalprosjekttere anlegget, herunder bergtekniske/geotekniske løsninger og arkitektonisk (inklusive landskapsmessig bearbeidelse) utforming.

Da oppgaven ble tildelt i første halvdel av november var det avsatt mindre enn ett år til all planlegging og bygging av anlegget.

I planleggingsgruppen Multiconsult A/S/Barlindhaug Consult A/S hadde Multiconsult A/S ansvaret for utformingen av den delen av anlegget som kom under bakken. Da planleggingsoppgavene startet var vinter og mørketid kommet til Svalbarden og det stramme tidsprogrammet gjorde at det ikke ble tid til å utføre grunnundersøkelser som grunnlag for den videre planleggingen. Vurdering av forholdene måtte derfor bygges på den kunnskapen vi alt satt inne med og tilgjengelige geologiske kart.

Ved endelig detaljplassering av anlegget var det viktig å unngå kullførende lag i berggrunnen. Dersom anlegget skulle komme inn i kullførende lag ville det være stor fare for metan gass og eksplosjonsfare som ville legge strenge restriksjoner både på sprengingsarbeidene og bruken av anlegget.

For anlegget ble det stilt krav om at det måtte få en estetisk utvendig utforming som i minst mulig grad ga varige sår i terrenget når det var ferdig. For den innvendige utformingen var det derimot bare stilt krav om at det skulle være funksjonelt.

Utfordringer ved å etablere fjellhaller i permafrost er tittelen på innlegget og det er kun disse utfordringene som er satt i fokus i dette innlegget.

I oppgavebeskrivelsen fra Statsbygg var det ikke indikert at det var spesielle utfordringer ved å bygge et slikt anlegg på Svalbard. De så for seg et helt tradisjonelt fjellanlegg med en åpen forskjæring frem til det ble tilstrekkelig fjelloverdekning for adkomst tunnelen.

Inn til lagerhalen var det planlagt en kort adkomsttunnel. Selve lageret var planlagt som et 50 m langt og 15 m bredt, isolert stålbygg i en sikret fjellhall. Lageret skulle fryses ned til -18 °C og permafrosten være ikke ansett som tilstrekkelig oppbevaringstemperatur.

4. GEOLOGISKE FORHOLD

Terrengoverflaten der frøhvelvet var plassert var dekket av morene. Geologisk kart viser videre at bergarten i området tilhørte Carolinefjell formasjonen og inneholder skiftende lag av sandstein og leirstein. Ut fra erfaringene fra driving av drenasjetunnelen i Svea visste vi at sandsteinen i hovedsak er meget massiv med få sprekker, men at styrken ikke er så god som fast sandstein i Norge. Leirsteinen er gjennomgående så svak at den knapt tåler å bli utsatt dagslys før den begynner å gå i oppløsning.

Løsmasselaget over berg antok vi ville være dominert av morene. I planleggingsfasen ble mektigheten stipulert til 8 m.

5. UTFORMING

Med de antatte bergforholdene og løsmassektigheten kunne vi ikke anbefale å etablere en forskjæring som skulle stå åpen. Forskjæringa vil bli stor og det ville være vanskelig å holde den stabil på grunn av mektige løsmasselag og svakt berg. I tillegg ville forskjæringen bli ei betydelig snøfelle og ville begrense adkomsten til anlegget i store deler av året. For å få en sikker adkomst frem til tunnelen i berg, ble det bestemt å legge et "Svalbardrør" fra dagen og frem til der en tunnel ville få tilstrekkelig bergoverdekning. Rundt "Svalbardrøret" skulle

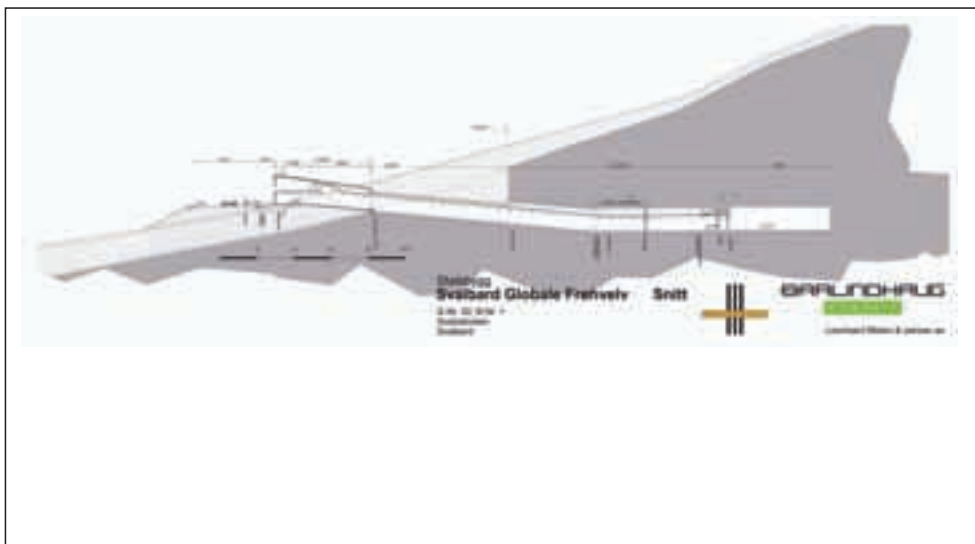
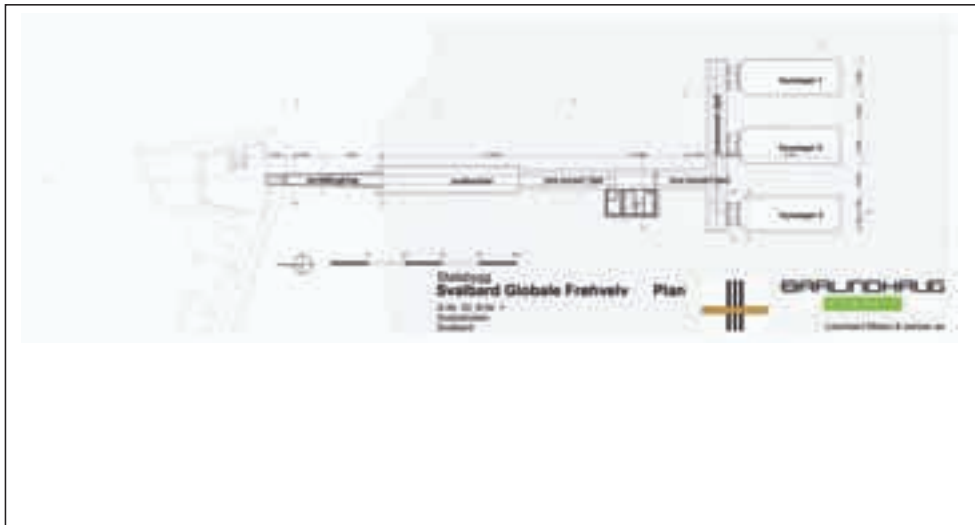
massene tilbakefylles opp til opprinnelig terreng nivå. Over terreng i forlengelse av røret, ble det planlagt en monumental betongkonstruksjon.

For at lagerhallene skulle få mest mulig stabil permafrost og uforvitret berg, ble det antatt med en 40 m adkomsttunnelen.

På bakgrunn av at de forventede bergforholdene ville være skiftende lag av fast sandstein og meget løs leirstein anbefale vi at haller ikke skulle være breiere enn 13,5 m. En så brei hall antok vi ville være mulig dersom massiv sandstein var den dominerende bergarten.

I utgangspunktet var det forutsatt en lang hall, men det var også forutsatt at bare en del av den ville bli tatt i bruk til å begynne med. Resten ville sannsynligvis først bli tatt i bruk etter noen 10 år.

På bakgrunn av kort bygetid anbefalte vi at man i stedet for en lang hall bygde to korte haller. Det ville da være mulig med vekseldrift og kortere tid til sprengning og sikring av hallene. I tillegg vil en slik løsning legge til rette for å bygge flere haller i fremtiden dersom det ble nødvendig.



Vi anbefalte også at det isolerte bygget inne i hallen ble fjernet. Med råspregte vegger i hallene ville det riktignok gå med mer energi til kjølig i startfasen enn om det var et isolert rom. På sikt vil imidlertid energiforbruket jevnes ut og det vil bli nær helt likt for de to alternativene. Med to haller og bare nedkjøling av en hall til -18°C vil iskappen rundt den nedkjølte hallen over tid også innkapsle neste hall slik at den også ble kjølt ned til nær -18°C .

6. BERGSIKRING

I permanent situasjonen vil det være dypfrost berg rundt tunneler og haller og stabilt selv om det i utgangspunktet er svakt berg. Stabilitetsutfordringen var derfor i anleggsfasen når varm ventilasjonsluft og varme fra maskiner tinte berget. Som sikring ble det bestemt å benytte 6 cm sprøytebetong på vegger og i heng. Det ble antatt at bergoverflaten etter kort tid ville være tilstrekkelig tint til at sprøytebetong ville herde. I tillegg ble det planlagt systematisk bolting for å gi en kontinuerlig sikring av sprøytebetongen dersom heften lokalt ble dårlig.

For at vegger og heng i anlegget skulle kunne fremstå som mest mulig lyse og glatte ble det beskrevet at sprøytebetongoverflaten skal påføres et dekkende lag av murtett.

Det ble valgt å benytte CT-bolt for å oppnå både god endeforankring og en best mulig forankring langs hele bolten. Dette for å være sikker på at eventuell varme gjennom bolten ikke skulle svekke en eventuell endeforankring.

7. BYGGEFASE

Leonard Nilsen & Sønner A/S ble tildelt oppgaven som entreprenør både for sprengningsarbeidene og for de kompletterende bygningsmessige og tekniske entreprisene. De har lang erfaring med fjellarbeider på Svalbard og i permafrost. Det gjorde at de var godt forberedt på de utfordringene som ville møte dem ved bygging av frøhvelvet.

Bygge- og prosjekteringsledelsen ble tildelt Barlindhaug Consults avdeling i Longyearbyen med bergteknisk assistanse fra Multiconsult i Tromsø.

Anleggsarbeide kom i gang 11. april 2007. Sonderboringer i planlagt forskjæring indikerte at bergoverflaten lå dypere enn det vi hadde antatt i forprosjektet. Det ble vurdert om forskjæringen skulle gjøres lengre ved enten å senke adkomsten eller trekke påhugget lengre inn. Det ble valgt å senke adkomsten noe og samtidig la adkomsten gå på fall inn til forskjæringen.

**Anleggsstart
11.04.07.**



Det strir litt mot vanlig praksis å ikke streve mot naturlig fall ut fra anlegget for å unngå at dreisvann må pumpes ut når anlegget sto ferdig. I dette tilfellet er det imidlertid ingen fare for lekkasjevann når anlegget er kommet i gang, for da er alt frosset.

Utgraving av forskjæringen ble utført med ripping og pigging. På grunn av permafrosten ble det ikke skilt mellom løsmasser og berg og skjæringsflatene ble gjort vertikale fra toppen av og helt ned. Den maksimale høyde ble på ca. 24 m. Så lenge det var kuldegrader var alle massene i skjæringen stabile.

Nær ferdig utgravd forskjæring.

Dødis.

Frossen morene

Grensen mellom
løsmasser og berg

Berg.



På grunn av forsinkelser i tildelingsprosessen kom gravearbeidene litt seint i gang og solvarmen begynte å bli "plagsom" da forskjæringen var tatt ut. Siden påhugget var nordvendt ville man normalt vente at solvarmen ikke var noe problem. På Svalbard er det imidlertid annerledes. Midnattsola sto rett inn i forskjæringa og gjorde at arbeid med tunnelpåhugget ble helt uforsvarlig å utføre på nattskift.

8. DRIFTSERFARING

Den økende temperaturen førte til at overflaten til løsmassene begynte å tine og den svake leirsteinen begynte å gå i oppløsning. Langs sideveggen hadde det ikke stor betydning siden de var steile, men over påhugget ble det fort kritisk. Svalbardrøret måtte derfor monteres kort tid etter at forskjæringen var etablert for at tunnelarbeidene skulle kunne utføres sikkert.

Bergforholdene som ble avdekket viste at tykkelsen på sandstein og leirsteinslagene varierte fra 10 cm og opp til ca 40 cm. Lagdelingen var nær horisontal eller med svakt fall mot øst. Til tross for hyppig skifting mellom løs leirstein og fastere sandstein gikk boring og ladning greit. Dette kom av at berget var fast og homogent så lenge det var frosset.

Ved sprengningen hadde bergartstypen betydning for resultatet. Dersom konturhullene kom i leirstein ble sandsteinen i mellom ofte stående igjen. For kontursprengningen ble det etter hvert ikke lagt vekt på å følge nøyaktige hullavstander. I stedet ble konturhullene primært satt i sandstein. Etter sprengning var leirsteinen så svak at den etter rensk fluktet med sandsteinen som var sprengt bort og det ble da riktig kontur.

Entreprenøren valgte en tunnelbredde på ca 5 m for å få frem det anleggsutstyret han brukte. Selv med de smale tunnelen var det stedvis vanskelig å unngå at det ble flat heng der det var leirstein. Dette gjorde at vi ble litt engstelige for å sprengte ut en hallbredde på 13,5 m i selve frøhvelvet.

Vi hadde tidligere orientert byggherren om at vi ville komme tilbake til endelig hallbredde når vi hadde bedre oversikt over bergkvaliteten. Ut fra erfaringene med sikringen i tunnelen, forslo vi å redusere hallbredden til 9,5 m. Dette ville kreve at hver hall måtte bli lengre og økt til minimum 27 m for å ivareta nødvendige lagerareal. Dette ga også den bi effekt at det ble mindre utsprengt volum per hall.

I orientering om prosjektet ble det skissert at det på sikt kunne bli behov for flere lagerhaller. Siden endring av hallbredden krevde mindre utsprengt volum, anbefalte vi å utnytte denne gevinsten til å sprengte en ny hall. Og det ble gjort.

Sikring med sprøytebetong gikk i hovedsak greit, men det var problemer der det ble flat heng og da spesielt i områder med lag av svak leirstein. For å redusere dette problemet i hallene ble det valgt å endre den planlagte buen på hvelv til et "spisstak". Dette ble gjort uten at sprengt volumet i hallen ble endret.

9. OPPSUMMERING

Sikringsarbeidene gikk greit takket være den erfaringen som Leonard Nilsen & Sønner A/S hadde med fjellarbeider i permafrost og at de derfor kunne ta de nødvendige forholdsreglene for å oppnå et godt resultat. Den "varme" uteluften som ble blåst inn og varmen fra maskinene gjorde også sitt til at bergoverflaten raskt fikk nok plussgrader til at sprøytebetongen kunne få en god herdeutvikling til tross for permafrosten i berget rundt.

All utgraving, sprengning og sikring av anlegget har godt etter planen. Anleggsarbeidene har imidlertid blitt utsatt for et en del forstyrrende element som normalt ikke er vanlig på norske fjellanlegg. Verdenspressen og diverse internasjonale TV-stasjoner var hyppige gjester for å filme og intervju. Den internasjonale interessen synes å ha vært betydelig større enn interessen fra norsk media.

Anlegget skal stå ferdig i november 2007. Dette er noe seinere enn først planlagt og har sammenheng med den høye aktiviteten på leverandørsiden i Norge og at Svalbard ligger litt utenfor allfarvei. Den offisiell åpningen er satt til 26. februar 2008. Da skal utstyret være prøvekjørt og lageret forhåpentligvis ha -18 °C og klar til å ta imot frø fra hele verden.

Seniorrådgiver Anne-Wenche Eketuft
Direktoratet for samfunnssikkerhet og bekredskap

Ny skytebassertifisering blir etablert – hva betyr det for bransjen ?

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

**OMBYGGING AV TØRRDOKK VED HAAKONSVERN – STORE
ANLEGGSTEKNISKE UTFORDRINGER****Extension of the dry dock at Haakonsvern - great construction challenges**

Siv.ing Jan K.G.Rohde SWECO Grøner AS
Siv.ing T.Rise SWECO Grøner AS

SAMMENDRAG

Ombygging av eksisterende anlegg er i seg selv en stor utfordring og kan by på mange overraskelser underveis. Graderte forsvarsanlegg med full aktivitet og drift av sensitive anlegg er ikke noe unntak i så måte.

Ombygging av tørrdokk ved Haakonsvern har bydd på utfordringer som store sprengningsarbeider og tung anleggsdrift innenfor et sensitivt forsvarsanlegg, hensyn til 3. person og omgivelser, HMS og arbeidssikkerhet under utførelse, stabilitet av vegger med seksjonsvis sikring og nedsprenkning samt omfattende transportarbeider og masseløstikk innenfor et meget begrenset område.

Fremdrift og sikker utførelse av denne type arbeider betinger god planlegging og kreativitet fra så vel byggherre og rådgiver som entreprenør. Et godt samarbeid mellom partene er en forutsetning for et vellykket resultat.

SUMMARY

Extension and rehabilitation of existing plants may in itself be a great challenge due to unexpected surprises. Sensitive and operative defence projects are no exception in this respect.

Extension of the dry-dock at Haakonsvern has been a great challenge with blasting and heavy construction works within a sensitive defence area in full operation, environmental aspects and consideration to neighbours and 3. person, H&S related matters, stability of high rock walls with sequential excavation and support as well as logistics and transport of rock spoil within a limited area.

Good planning both from the owner, planners and the contractor as well as good cooperation between the actors has been prerequisite to secure good progress and performance.

INNLEDNING

I alt 5 nye fregatter I Fridtjof Nansen-klassen er bestilt av sjøforsvaret, disse skal leveres i perioden 2006 - 2009. Pr. i dag er 2 av fregattene levert, Fridtjof Nansen og Roald Amundsen.

For vedlikehold av fregattene er tre alternative løsninger vurdert, vedlikehold ved private verft, bygging av ny tørrdokk eventuelt ombygging av eksisterende tørrdokk ved Haakonsværn. Valget falt på ombygging av eksisterende tørrdokk.

Prosjekteier og byggherre er Forsvarsbygg Utvikling, sluttbruker er verkstedsavdelingen til Haakonsværn Orlogsstasjon (HOS), entreprenør er NCC og prosjekterende er SWECO Grøner AS (prosjekteringsgruppeledelse, bergarbeider, bygg, VVS og renseteknikk) i samarbeide med Andersen og Askjem AS på elektro. I tillegg er det oppnevnt en egen teknisk kvalitetssikringsgruppe for å utføre uavhengig kontroll av prosjektering, beregninger og dokumentasjon.

SWECO Grøner AS ble tildelt prosjekteringskontrakten i 2003. Arbeidene var ute på anbud høsten 2004, men av politiske grunner ble byggestart utsatt til vinteren 2006 da kontrakt ble inngått med entreprenøren. Prosjektet skal være avsluttet i 2008.

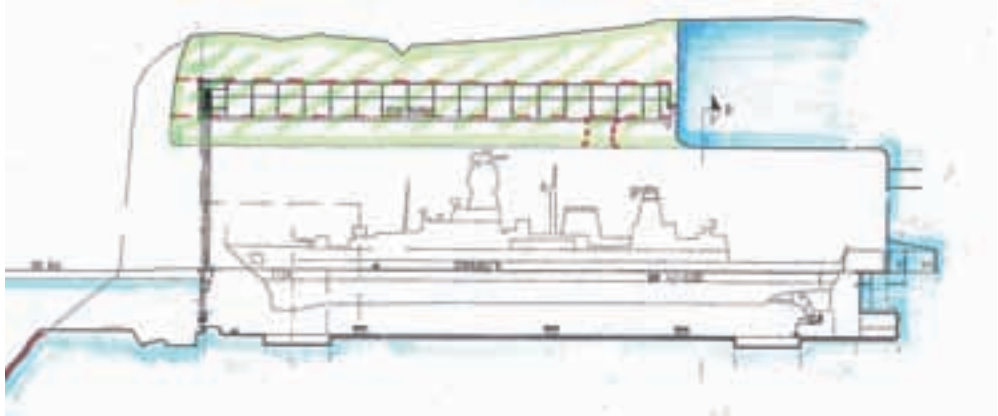
HOVEDDATA

Den gamle tørrdokken ble bygget som underjordsanlegg og ferdigstilt i 1963. Bergrommet hadde en lengde på ca. 150m, maksimal høyde på ca. 40m og bredde i overkant av 20m. De nye fregattene har en lengde på ca. 135m og bredde på ca. 17m (figur 1).

For å få plass til de nye fregattene var det nødvendig å åpne den eksisterende dokka i ca. 100m lengde, breddeutvidelse med ca. 10 - 15m og senking av bunnen med et par meter (figur 2).



Figur 1 Foto av den nye fregatten med nøkkeltall



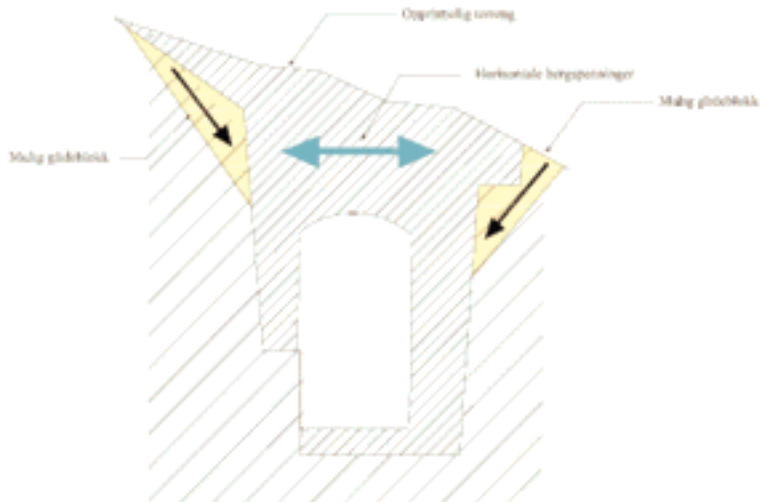
Figur 2 Lengdeprofil tørrdokk med fregatt

Hovedtall for bergarbeidene (kontrakt) er

- Sprengning i dagen ca. 215.000 m³
- Sprengning under jord ca. 50.000 m³
- Boring av kontur ca. 50.000 m
- Bolter i dagen ca. 19.000 stk
- Bolter under dagen ca. 12.000 stk
- Stag lengde 10 m 220 stk
- Stag lengde 20 m 140 stk.
- Stag lengde 30 m 140 stk
- Stag lengde 40 m 20 stk
- Sprøytebetong ca. 3000 m³
- Samt bånd, nett og sikringsstøp

UTFORDRINGER

Åpning og breddeutvidelse av eksisterende dokk bød på flere anleggstekniske utfordringer. Ved geologisk feltkartlegging var det identifisert mulige bruddmekanismer i fremtidige bergvegger og fremtidig høyde på de vertikale dokkveggene ville bli i størrelsesorden 40 – 50 m. Bergmasser over den gamle tørrdokka utgjorde en "bjelke" som støttet opp og hindret utglidning av bergblokker (illustrasjon figur 3).



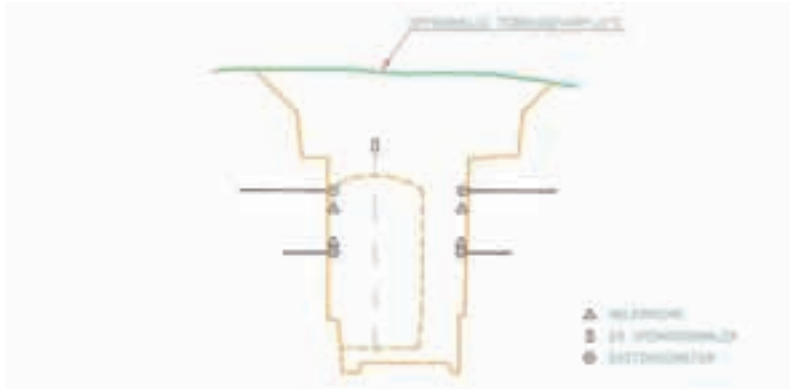
Figur 3 Mulige bruddmekanismer

Åpning av tørrdokka ville gjøre utglidning av større bergblokker mulig og tung sikring var nødvendig. Det ble derfor lagt opp til seksjonsvis sikring under nedspregning av dokkhvelvet med bergbolter, stag og sprøytebetong etter et på forhånd fastlagt mønster. Det ble dessuten satt meget strenge krav til sprengning av kontur for å begrense bakbryting og forhindre unødig blokkutfall i vegger på grunn av sprengningen

Stabilitet av bergveggene ble overvåket med instrumentering og måling ved hjelp av måleprismer og ekstensiometre (deformasjonsmålere). Videre ble det installert 2D spenningsmålere for å overvåke spenningsomlagring i berget ved nedspregning av dokkhvelvet. Type og omfang av målere (kontrakt) var:

- 2 stk 4-kanals rystelsesmålere
- 30 stk. måleprismer
- 10, 20 og 30 m enkelttekstensiometre, 5 stk av hver
- 10, 20 og 30m flerpunkts ekstensiometre, 5 stk. av hver
- 3 stk 2d spenningsmålere

Typisk snitt med instrumentering er vist i figur 4.



Figur 4 Prinsippskisse for instrumentering

Det var på forhånd satt opp et måleprogram med angivelse av aksjoner og tiltak utløst ved angitte "triggernivå" (tabell 1).

Deformasjon	Aksjon
> 10 mm	Kontrollmåling. Varsling byggherre, vurdering av geolog/RIG
> 50 mm	Kontrollmåling. Varsling byggherre, vurdering av geolog/RIG, kartlegging av geolog, tilsyn iverksettes, tiltak vurderes
>200 mm	Kontrollmåling. Varsling byggherre, vurdering av geolog/RIG, kartlegging av geolog, tilsyn iverksettes, tiltak iverksettes umiddelbart, evakuering av risikoområdet vurderes
> 400 mm	Kontrollmåling. Varsling byggherre, vurdering av geolog/RIG, evakuering av risikoområdet, tiltak iverksettes umiddelbart

Tabell 1 Aksjonsplan med "triggernivå" og tiltak

Aktuelle tiltak vil avhenge av det aktuelle tilfellet og vil kunne omfatte ekstra sikring, midlertidig tilbakefylling og kontrollert nedsprenning.

Bergtekniske forhold og måleresultat fra nedsprenning av dokka er nærmere omtalt i foredrag nr. 42, Ombygging av tørrdokka ved Haakonssvern av T. Rise/J. Rohde fra SWECO Grøner AS.

Forsvarsanlegget ved Haakonssvern har en rekke utstyr som er meget følsom for rystelser og det ble derfor satt strenge krav til sprengningsrystelser. Videre ble det nødvendig å foreta dempingstiltak med gruspute/sprengstein i dokkbunn for å begrense rystelser ved nedsprenning av dokkhvelvet.

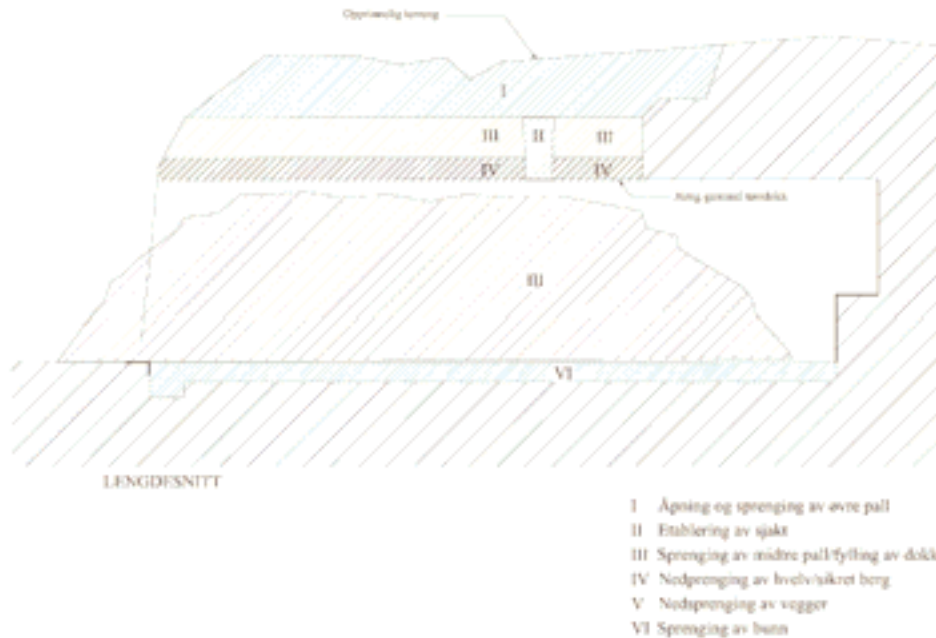
Av hensyn til eksterne naboer og intern virksomhet på Haakonssvern ble det satt stor fokus på ytre miljø og sikkerhet samt ulemper som støy, støv og rystelser. Videre ble det satt meget stor fokus på HMS og sikkerhet for eget personell under utførelse av arbeidene.

Med stor aktivitet innenfor et begrenset område ble transportarbeider og masselogistikk en stor utfordring. Masser fra utsprenghningen er delvis benyttet innenfor forsvarsområdet og delvis til bygging av gang- og sykkelveger utenfor Haakonvern.

Ombygging av eksisterende anlegg er i seg selv en stor utfordring med mange overraskelser. Graderte forsvarsanlegg er ikke unntak i så måte. God planlegging, kreativitet og godt samarbeide mellom byggherre, entreprenør og rådgivere er en forutsetning for å utarbeide gode løsninger.

METODE FOR ÅPNING AV TØRRDOKK

Fremgangsmåte ved åpning av tørrdokken fremgår av figur 5 og 6. Arbeidene ble påbegynt ved å sprengre øvre pall ned til et visst nivå (fase I på figuren). Fra dette nivået ble det sprengt en sjakt for fylling av stein ned i dokken (fase II på figuren). Sprengsteinsfylling i dokka ble benyttet som midlertidig sikring og skulle hindre utglidning av blokker i bergveggen ved fjerning av dokkhvelvet.

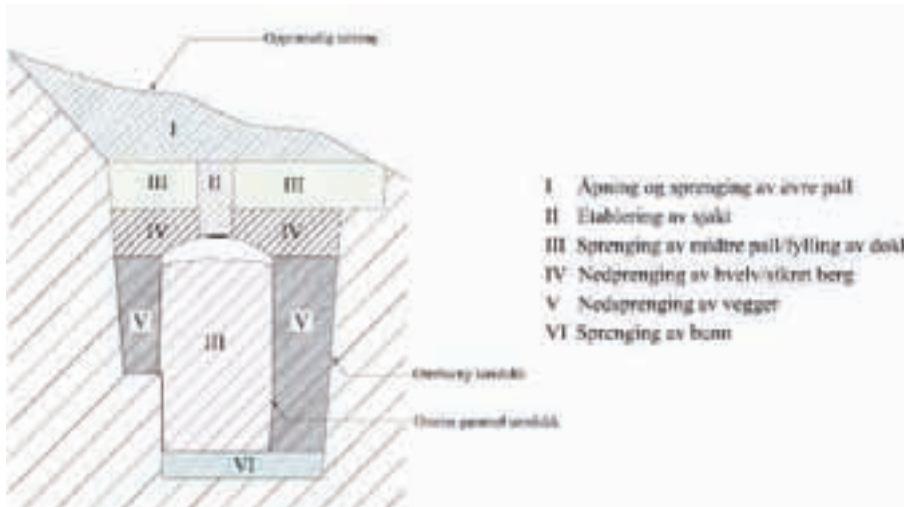


Figur 5 Lengdeprofil med prinsipp for seksjonsvis nedsprenghning

Neste fase (fase III) var å sprengre midtpall. Stein fra denne pallen ble delvis benyttet til fylling av dokka og delvis transportert til andre tippområder. Permanent sikring av bergvegger ble foretatt trinnvis for hver pall.

Nedsprenghning av selve dokkhvelvet var en spesiell utfordring. Av stabilitets- og sikkerhetsmessige årsaker ble det satt krav om minimum 5 - 8m gjenværende tykkelse på

hvelvet før nedsprenkning og åpning av dokka (fase IV på figuren). Videre forelå det ingen informasjon vedrørende utført sikring i det gamle dokkhvelvet. Under boring ble det påvist at betonghvelvet var frittstående og bergmasser i kontur til dels sterkt oppsprukket etter utsprengning av den gamle dokka.



Figur 5 Tverrsnitt med prinsipp for seksjonsvis nedsprenkning av tørrdokka

Etter åpning av dokka ble det foretatt trinnvis breddeutvidelse og utlasting av sprengstein etter hvert som permanent sikring av bergveggene ble utført. Sprengningsarbeidene ble utført av Valdres Anlegg AS som underentreprenør.

Av sikringsarbeidene var spesielt installering av oppadrettede bergankre en spesiell utfordring. Denne sikringsmetoden er lite benyttet her til lands og det stilles strenge krav til utførelse, kontroll og testing. På grunn av tidkrevende og kompliserte arbeidsoperasjoner kom disse arbeidene lett på kritisk linje under nedsprenkning og utlasting av dokka. Arbeidene ble utført av Dywidag AS som underentreprenør.

Tilsvarende var det til dels problemer med installasjon av ekstensiometre for måling av deformasjoner i veggene.

MIDLERTIDIG FANGDAM

Store deler av arbeidene med utvidet tørrdokka blir utført under havnivå. For å hindre inntrengning av sjøvann er det nødvendig å etablere en midlertidig fangdam inntil permanent dokkport er levert og installert.

Den gamle tørrdokka var utstyrt med føringer for en midlertidig fangdam og bjelker til denne lå i beredskap ved dokka. I anbudet var det lagt opp til at disse kunne benyttes av entreprenør. Entreprenøren valgte i stedet å satse på et eget konsept med sementinjisering i steinfylling. I denne prosessen ble også alternativ med frostkonstruksjon i steinfylling vurdert.

Entreprenørens eget konsept har fungert meget tilfredstillende og det har vært lite innsig av sjøvann under arbeider lavere enn havnivå.

SLUTTKOMMENTARER

Utvidelse av tørrdokk ved Haakonssvern har bydd på store anleggs- og bergtekniske utfordringer som

- Tung anleggsdrift i et område med sensitivt forsvarsanlegg og intern aktivitet
- Hensyn til 3. person og omgivelser
- HMS og arbeidssikkerhet under utførelse
- Stabilitet av vegger ved nedsprenkning og utgraving
- Transportarbeider og masselogistikk



Foto 1 Oversikt utvidet tørrdokk i anleggsfasen

Fremdrift og sikker utførelse av denne type arbeider betinger god planlegging fra såvel byggherre og rådgiver som entreprenør.

Det var lagt opp til tett oppfølging og kontroll av bergarbeider under utførelse og med deltagelse av rådgivere i byggeprosessen. En har på denne måten sikret god overføring av prosjektkunnskap og strategi fra planfasen inn i byggefasen, gitt de prosjekterende muligheter til å foreta justeringer i tide, endre på eventuelle feil samt tilbakeføre verdifull erfaring og lærdom fra byggeprosessen.

Videre er godt samarbeid, konstruktiv innstilling med problemløsning og kreativitet en betingelse for et vellykket resultat for alle parter.

ER VI I FERD MED Å FORBY "NATUREN"? LUFTFORURENSNINGER OG DOKUMENTASJON. EN FRIMODIG YTRING.

Are we trying to outlaw nature? Air pollution and documentation. A frank remark.

Professor, dr.ing Tom Myran, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

SAMMENDRAG

Arbeidstilsynet har redusert administrativ norm for NO₂ i arbeidsatmosfære fra 2 ppm (takverdi og gjennomsnittsverdi) til 0,6 ppm (gjennomsnittsverdi) og 1,8 ppm (korttidsverdi, 15 min). Gjennomsnittsverdien gjelder ved 8 timers eksponering. Undersøkelser i bransjen (tunnel- og gruvedrift) viser at 0,6 ppm er en så betydelig skjerpelse av norm at dette vil hemme aktiviteten og kreve endringer av driftsopplegg.

Bruk av dagens måleinstrumenter med elektrokjemiske celler vil ikke oppfylle "kravet" til tilfredsstillende dokumentasjon av NO₂ ved og under norm-nivå.

SUMMARY

The Norwegian Directorate of Labour Inspection has reduced the Threshold Limit Value (TLV) for nitrogen dioxide (NO₂) in the working environment (air quality) from 2 ppm to 0,6 ppm. The consequences for Norwegian tunnelling and mining will influence the work activities and require changes in the work layout.

Use of the today's generation of gas measuring instruments will not be accurate enough to satisfactorily document the new level of NO₂ required.

INNLEDNING

"EU-trøbbel for norske lekeplasser. Snø og is er forbudt på norske lekeplasser. EU-sikkerhetsforskrifter for skolegårder og barnehagenes utelekeområder krever tilpasninger som blir meningsløse i norsk klima. En norsk kommune har det siste året brukt mellom seks og sju millioner kroner på å få sine lekeplasser CE-godkjent. Snø og is kan en ikke kjøpe seg fri fra. EU-forskrifter som forfattes i varmere klima er blitt regelen også for norske iverksettere. For eksempel skal ikke rutsjebaner stå vendt mot sør, fordi de kan bli så varme at barna brenner seg." Dette stod å lese i en norsk avis for noen år siden.

Ja. Og hva så? Hva har vel dette med norske fjellspengere å gjøre? Ingen ting!

Eller har det det? Alle har vi et sett av formelle og uformelle regler og krav (rammevilkår, myndighetskrav og dokumentasjonskrav innen HMS) å følge både i arbeid og fritid, Men det

må så langt råd er unngåes at ”kravene” blir for rigorøse eller har for liten nytteverdi til at man oppnår det man ønsker. Rammevilkårene må også forventes å være forutsigbare.

De miljømessige betingelser og rammevilkår vår bransje har å forholde seg til for å kunne utøve tunnelarbeid, bergverksdrift og andre fjellarbeider blir kontinuerlig skjerpet. Dette kommer til uttrykk gjennom strengere krav til den generelle arbeidsmiljøstandard og det ytre miljø, reduserte administrative normer, skjerpede forskrifter og bestemmelser knyttet til utstyr, metoder og prosesser. Samtidig fokuserer massemedia, miljøvernere, pressgrupper og andre kontinuerlig på forhold som kan påvirke naboer og omgivelser. Miljøkrav kan være klart driftsbegrensende for bergarbeid, og fjellsprengning generelt. En ny ”generasjon” forskrifter krever dessuten en fornyet tilnærming til HMS-ledelse.

Parallelt med stadige skjerpinger i ”grenseverdier” som skal regulere og sikre kvaliteten f.eks på luftforurensninger, må det være en selvfølge at før verdien trår i kraft, må man ha instrumenter og analysemetoder med tilstrekkelig nøyaktighet for å kunne dokumentere begrepet ”tilfredsstillende”.

Verden blir mindre og mindre, og forandringene skjer raskere og raskere, og mange av oss har inntrykk av at også rammevilkårene vi skal forholde oss til skjer så raskt at de blir mindre og mindre forutsigbare. Rammevilkårene gis av myndighetene på bakgrunn av kunnskaper. Ikke minst kunnskaper de mottar fra bransjen. Det er derfor viktig og nødvendig at bransjen selv er proaktiv og i konstruktiv dialog med Arbeidstilsynet og andre tilsynsmyndigheter. Dette for å kunne bidra til at nye forskrifter og endringer av gamle blir mest mulig forståelig, samordnet, tilgjengelig og gjennomførbar – og derved i neste omgang blir det positive hjelpemiddelet innen bedriftenes HMS-arbeid som det er ment å være.

Målet er ”nullvisjon”! Er det mulig? Ja, det er mulig. Men for å nå det krever det deltagelse og samarbeid fra alle; arbeidsgivere, arbeidstakere, tilsynsmyndigheter, helsemyndigheter og politikere. Og det må stilles strenge krav til tilfredsstillende dokumentasjon i tiltaksfasen. Går man for fort frem kan det resultere i at man oppnår det motsatte av hva man ønsker å oppnå.

På grunn av stadig økende produktivitet er f.eks mengden luftforurensninger produsert pr tidsenhet under jord økt betydelig de senere år, sammenlignet med for 25-30 år siden. Konsekvensen av dette kan føre til redusert luftkvalitet og høye eksponeringsnivå dersom det slurves med oppfølging i dokumentasjons- og tiltaksfasen. Det er derfor viktig å understreke betydningen av at den ønskede tekniske utvikling blir balansert av nødvendige tiltak på HMS-siden. I motsatt fall vil dette resultere i en negativ utvikling, der visse grupper av arbeidstakere blir mer utsatt enn andre. Dagens forebyggende arbeidsmiljøproblematikk dreier seg generelt ikke om å finne nye problemer, men om hva man i alle fall skal gjøre med hva man har.

En lenke er som kjent ikke sterkere enn det svakeste leddet. I dette foredraget kommenteres et eksempel på en administrativ norm (NO₂) som er satt så lavt at man pr i dag ikke har ”tilfredsstillende” instrumenter for å kunne dokumentere den luftkvaliteten man er pålagt å måle.

LOVVERKET

Ved arbeid under jord gjelder Arbeidstilsynets (AT) "Forskrift og sikkerhet, helse og arbeidsmiljø ved bergarbeid" (AT best. nr 547). I tillegg vil all virksomhet komme under Arbeidsmiljøloven, som gir rammeverket for driften. Når det gjelder bestemmelser og krav til luftkvalitet gjelder "Administrative normer for forurensning i arbeidsatmosfære" (AT best. nr 361), som er en veiledning til Arbeidsmiljøloven. De administrative normene revideres jevnlig. I de aller fleste tilfeller fører en revisjon til en skjerping av normen. Dette er en tendens man også må forvente i fremtiden. Før revisjonsendringer blir vedtatt sendes forslagene ut på høring blant de berørte parter i arbeidslivet. Her gis bransjer og enkeltbedrifter mulighet for å kommentere høringsforslagene. Det er derfor avgjørende viktig at alle berørte parter i en slik prosess deltar, slik at tilsynsmyndighetene har et best mulig grunnlag for sin beslutning.

Administrative normer blir fastsatt ut i fra tekniske, økonomiske og medisinske vurderinger. Normene er anbefalinger og i seg selv ikke juridisk bindende. Normene blir først juridisk bindende når de forekommer i konkrete pålegg fra Arbeidstilsynet eller i forskrifter utgitt av Arbeidstilsynet. Det er viktig at endringer/skjerpinger i administrative normer forankres i helsemedisinske vurderinger, og ikke lar seg påvirke av subjektive eller komfortmessige oppfatninger.

Går man for raskt frem i revisjon (og som regel reduksjon) av normene kan dette avstedkomme analytiske problemer med tanke på praktiske, og egnede instrumenter med tilstrekkelig nøyaktighet for nødvendig dokumentasjon, f.eks når det gjelder luftforurensninger.

NITROGENDIOSID (NO₂)

NO₂ har gjennom mange år vært den enkeltkomponent i dieseleksos og sprenggass som har vært mest fokusert i helsesammenheng under jord. Administrativ norm har stor betydning for tunneldrift og gruvedrift. Eksponeringen for NO₂ er en konsekvens av maskinelt utstyr (diesel), sprengstoff, arbeidsrutiner og ventilasjon. Dagens underjordsventilasjon er energikrevende og kostbar. Det eksisterer en øvre praktisk/økonomisk grense for mye luft man kan tilføre en gruve eller tunnel, før for høy lufthastighet der folk ferdes kan føre til negative opplevelser knyttet til trekk og avkjøling. Beregninger vi har foretatt viser at det i norske tunneler og gruver transporteres mangedobbelt så mye ventilasjonsluft i *tonn pr tidsenhet* som stein og malm/mineral. F.eks ble det i Lærdalstunnelen (24,5 km) transportert ca 3,5 ganger mer luft i tonn enn sprengstein i anleggsperioden.

I 1981 ble administrativ norm for NO₂ redusert fra 5 ppm (T – takverdi) til 2 ppm (T). I 2004 fremmet AT forslag om å senke normen fra 2 ppm (T) til 0,6 ppm som gjennomsnittsverdi over 8 timer, med takverdi 1,8 ppm (T).

Den foreslåtte reduksjon av normverdien for NO₂ er betydelig, og vil få åpenbare, men uoversiktlige konsekvenser både ved bruk av dieseldrift og sprengningsarbeider under jord. Dette er en kjempeutfordring for bransjen. Særlig gjelder dette forslaget om takverdi på 1,8 ppm.

HØRINGSPROSESSEN OG VEDTAK

Grunnlagsdokumentet som AT baserte mye av sitt høringsforslag på var utarbeidet av en referansegruppe ved Statens Arbeidsmiljøinstitutt. Det beskriver at effekten av eksponering for NO₂ er luftveis reaktivitet og nedsatt lungefunksjon. Nivået for effekt hos friske skal være 1,5 ppm. Det kan synes som om det bare er reversible (effekter som opphører etter endt eksponering) akutteffekter som er dokumentert. Klare endringer i lungefunksjon hos friske er først ved 4,9 ppm. I parentes bemerket argumenterte AT med at man ønsket den administrative normen satt så lavt som mulig. Dette må oppfattes som en meningsløshet i denne sammenheng.

Berørte bedrifter/bransjer har fått anledning til å legge frem synspunkter i form av høringssvar, og også i drøftingsmøter med AT. Høringsuttalelser knyttet til fjellarbeid kom fra Bergindustrien (NORCEM, Institutt for gruvedrift). Her ble særlig pekt på at forslaget til fortsatt bruk av takverdi sett på som uegnet, da man har kortvarige episoder med spissverdier. Derimot ble bruk av korttidsnorm (15 min) ansett som mer relevant. Det ble også pekt på at det hersket tvil om egnethet og usikkerhet knyttet til fortsatt bruk av måleinstrumenter med elektrokjemiske sensorer. Disse finnes i mange varianter og fabrikat. Undersøkelser har vist at måleusikkerheten for disse instrumentene ikke er egnet for deteksjon/dokumentasjon av NO₂ på nivå med, eller under foreslått normnivå på 0,6 ppm.

Det ble ikke mottatt høringssvar fra entreprenørene.

Høringsprosessen trakk i langdrag, noe som hadde sammenheng med uheldige omstendigheter.

Etter de forutgående høringsrunder fattet styret for AT et vedtak 3. juli 2006 om at normen for NO₂ skulle revideres som følger;

0,6 ppm som gjennomsnittsverdi over 8 timer og 1,8 ppm (korttidsverdi 15 minutter).

Informasjon om vedtaket skulle legges ut på nettet i august/september 2006. Men det varte og rakk. Først den 5.7 2007 trådte den nye normen i kraft, og da med følgende undertekst:

Enkelte bedrifter vil av teknisk økonomiske årsaker ikke kunne overholde denne normverdien. Det er disse bedriftenes ansvar å dokumentere et forsvarlig arbeidsmiljø. Dette dokumenteres også overfor Arbeidstilsynets regionkontor. Det forutsettes at bedriften(e) har eller er tilsluttet bedriftshelsetjeneste og at eksponerte arbeidstakere gjennomgår egnet helseundersøkelse.

Når den nye normen nå er senket fra 2 ppm (T – takverdi) til 0,6 ppm (gjennomsnittsverdi) og korttidsverdi 1,8 ppm, vil dette skape ytterligere problemer med å overholde, samt forsikre seg om at den blir overholdt ved hjelp av dokumenterte målinger. Det hersker allerede usikkerhet rundt målinger av NO₂ ved bruk av dagens måleinstrumenter basert på elektrokjemiske sensorer. Dette er tatt opp i flere sammenhenger. Her må påregnes en betydelig usikkerhet (>50 %). Dette på grunn av usikkerhet med kryssømfindtlighet/interferens, forskjellig responstid for sensorer av ulikt fabrikat, lav luftfuktighet, temperatursvingninger, kalibreringsgass m.m. Dette er bekymringsfullt fordi man da i sum kan komme opp på nivå med normverdien i måleusikkerhet.

Her burde det før revidert norm for NO₂ trådte i kraft (5.juli 2007) vært gjennomført en undersøkelse av egnethet og nøyaktighet for elektrokjemiske celler brukt under forhold som er sammenlignbar med de lokaliteter og konsentrasjonsområder det er snakk om.

Undersøkelser vi har foretatt (2006/2007) viser at det spesielt ved tunneldriving (dieseldrift og sprengningsarbeider), men også ved gruvedrift vil bli problemer med å overholde normverdien på 0,6 ppm, og at dette vil hemme driften. Dette har AT positivt merket seg ved at det tidlig i høringsprosessen ble gitt signal om at det ville bli godkjent overgangsordninger (dispensasjoner), forutsatt at dette vil bli tilfredsstillende dokumentert.

LUFTFORURENSNING – BLANDINGSEKSPONERING OG KJEMISK HELSEFARE

AT har i forbindelse med rehabilitering av Ålesundtunnelene signalisert økt fokus på problemstillinger omkring *blandingseksponering og kjemisk helsefare, kombinert med hardt fysisk arbeid*. Her pekes det spesielt på at man ikke ukritisk kan benytte den enkelte normverdi angitt i ATs "Administrative normer for forurensning i arbeidsatmosfære" (best.nr 361). Allerede på 80-tallet ble det i denne listen omtalt betydningen av blandingseksponering. Det ble her pekt på at når flere forskjellige kjemiske stoffer forekommer i blanding, må en være oppmerksom på at de kan ha større virkning sammen enn "summen" av virkningene de har hver for seg (synergistisk effekt). De kan også i enkelte tilfeller gi en tilsvarende mindre effekt (antagonistisk effekt). I de tilfeller der det ikke foreligger en slik forsterkende eller svekkende virkning kan den sammenlagte virkning vurderes ut i fra *summasjonsformelen*. Dette gjelder bare stoffer som har lik virkning på organismen (additiv effekt). Slike vurderinger kompliseres ved at man i tillegg til opptak ved inhalering også kan ha hudopptak, i tillegg til at noen stoffer kan være kreftfremkallende, arveskadelig, reproduksjonsskadelig eller allergifremkallende. Dette er meget vanskelig vurderinger der det må benyttes arbeidsmedisinsk og yrkeshygienisk spisskompetanse. I tillegg må dokumentasjon og faktagrunnlag for slike vurderinger være tilfredsstillende.

Blandingseksponering er også omtalt i veiledningen til kjemikalieforskriften under kapitel "risikovurdering – trinn 4". Blandingseksponering og summasjonsformelen benyttes ved yrkeshygieniske vurderinger bl.a. ved eksponeringer for løsemidler. Her kan det ofte være eksponering for samme målorgan.

I forbindelse med fjellarbeider (tunnel, gruver) har det etter hva jeg kjenner til ikke vært tradisjon for å anvende summasjonsformelen ved blandingseksponeringer i yrkeshygienisk sammenheng. Forslag til hvilke stoffer som bør inngå i summasjonsformelen er framsatt fra tid til annen opp gjennom årene, uten at dette har fått gjennomslag. Vanskelighetene består ofte i at det er ulike kjemiske stoffer med ulik biologisk effekt for de forskjellige målorgan. Dette er fortsatt et lite utforsket felt.

ATs vedtak om redusert administrativ norm for NO₂, samt signal om økt fokus på blandingseksponering og kjemisk helsefare, kombinert med hardt fysisk arbeid, er en kjempeutfordring for bransjen. Dersom disse signaler gir uttrykk for at dette skal settes i system, tilsier dette at et nytt "regime" er på vei inn i bransjen, hvilket i så fall vil få betydelige, men uoversiktlige konsekvenser.

Dersom det er riktig må det gjennom dialog med AT klargjøres hva som anses som ønsket dokumentasjon og hvor nødvendig kompetanse finnes. Det må gis føringer og anbefalinger om både prøvetaking, tolkninger og dokumentasjon. Det må unngås at unngås at dette kan føre til ulik saksbehandling fra sak til sak, og konkurransevridning.

SAMMENDRAG

Revisjoner av administrative normer er en løpende prosess og en konsekvens av at samfunnet og alle av oss har forhåpninger om et stadig bedre miljø både i arbeid og fritid. Dette er i prinsipp en ønsket utvikling, og må sees i sammenheng med at vi har en kontinuerlig forventning om en økende levestandard (inkluderer også ren luft, rent vann etc). I praksis vil jeg hevde at ved tungindustri i dag, inklusive vår egen bransje, er det visse rammevilkår bl.a. knyttet til tekniske, økonomiske og arbeidsmedisinske forhold som gjøre det "umulig" i enhver sammenheng å oppfylle betegnelsen "tilfredsstillende" for luftkvaliteten under jord. Dette er knyttet til endrede arbeidstidsbestemmelser, særbestemmelser eller grenseverdier som reduseres i en slik takt at man ikke har instrumenter (f.eks. for luftforurensninger) med tilfredsstillende nøyaktig i de konsentrasjonsområder som kreves. I tillegg kommer særkrav om at konsentrasjonen av luftforurensninger i arbeidsatmosfæren skal ligge under ¼ av administrativ norm for å kunne kalle forholdene akseptable.

De nye normene for NO₂ er nå, som nevnt tidligere, så lave at det pr i dag vil bli vanskelig på en forsvarlig og nøyaktig måte å detektere og dokumentere luftkvaliteten. AT sier de arbeider med saken, men at det ennå er for tidlig å si hvilke gassnivåer av NO₂ AT vil godkjenne, og at dette må avgjøres ved tilsyn.

Det er å håpe at AT vil arbeide raskt slik bransjen kan ha noe mer forutsigbar informasjon om hvordan man bør og skal forholde seg til denne ikke enkle problemstillingen.

UNDERVANNSSPRENGNING I NÆRHETEN AV OPPDRETTSANLEGG – BEGRENSNINGER OG KRAV TIL GJENNOMFØRING

Underwater Blasting in the Vicinity of Fish Farming – Limitations and Performance Requirements

Sjefingeniør Arve Fauske, Orica Mining Services

SAMMENDRAG

Det er utført omfattende eksperimentelle utredninger, og feltmessige forsøk når det gjelder fiskens dødelighet og skader med hensyn til avstanden til fritthengende detonerende ladninger i sjø. Størrelsen på sjokkpulsamplituden fra ladningen er akseptert som en faktor for å bedømme om fisken skades eller ikke.

De fleste sprengninger under vann som har resultert i dødelighet, eller skader på fisk er foretatt med fritthengende eller rettede ladninger på sjøbunnen, minesprenging etc.

Praktisk talt all energi fra sprengstoffet går da ut i sjøen som et sjokkpulstrykk på flere tusen kilopascal. Trykket flater raskt ut med avstanden fra ladningen. Dette trykket kan man beregne med relativ stor nøyaktighet.

Denne artikkelen omfatter 3 prosjekter hvor man har utført fjellsprengning under vann i forbindelse med bygging av dypvannskai, og ferjeleier. Sprengningen utføres da med innborede ladninger, hvor sprengstoffet i størst mulig grad forhindres direkte kontakt med sjø. Sprengstoffets energi går da hovedsakelig med til å bryte fjell. Dessuten anvendes som regel trykkluftgardiner foran salven for å redusere trykkutviklingen ytterligere. Sjokkpulsamplituden fra salven kan da faktisk reduseres til 1/100 av det beregnede utgangstrykk. For å oppnå en slik reduksjon av utgangstrykket kreves state-of-the-art sprengningsteknikk, god planlegging, dokumentasjon av salveplaner og tennsystemet på forhånd, for å unngå uheldige brytningsforhold og overlapping.

Ingen av de 3 dokumenterte undervannsprosjektene har påført fisken i oppdrettsanleggene skader, og det høyeste trykknivå som ble målt var tilnærmet 20 ganger lavere enn det trykket som under testing har påført smålaks mindre skader.

SUMMARY

Wide-ranging experimental studies have been made and experience gathered from the field regarding mortality and injuries among cod and Atlantic salmon in relation to distance from underwater unconfined detonating charges. The amplitude of the shock pulse from the charge is accepted to be a factor in judging whether fish are likely to be injured or not.

Most of the underwater detonations which have resulted in mortality or injuries in fish have been caused by free-hanging charges, charges placed on the seabed, mine explosions, etc.

Practically all the energy from the explosive is transmitted into the sea as a shock pulse, the pressure of which can rise to several thousand kilopascals. The pressure decreases rapidly as the distance from the detonating charge increases. This pressure can be calculated with a relatively high degree of accuracy.

This article concerns three projects where underwater rock blasting has been carried out in connection with the construction of a deep-water quay and two ferry landings. Such blasting work is carried out with explosive charges confined in drill holes, where the explosive is as far as possible prevented from directly making contact with the sea water. Almost all of the energy of the explosive is then directed into blasting apart the rock. By using an air-bubble curtain in front of the blast area, it is possible further to reduce the pressure of the pulse. The amplitude of the shock pulse from the blast may then be reduced to one-hundredth of the calculated output pressure. In order to achieve such a considerable reduction of the output pressure, state-of-the-art blasting techniques are required, along with good planning and advance documentation of blast plans and the initiation delay system. This is necessary to avoid confinement, bad breakage conditions and overlapping of initiation times.

None of the three underwater blasting projects injured the fish in the fish farming site area. The highest pulse pressure measured was approximately 20 times lower than the pressure which during testing resulted in minor injuries to small salmon.

1. INNLEDNING

1.1 Effekter av undervannssprengning på fisk

Eksperimentelle utredninger og feltmessige erfaringer viser at fisk kan skades ved undervannssprengninger. Ved hjelp av sprengningsforsøk under vann har man utledet modeller for å kunne forhåndsvurdere den akustiske eller trykkpulsbelastningen på fisk i oppdrettsanlegg. Risikoen for skader er i utgangspunktet vanskelig å forutsi og vil påvirkes av en rekke faktorer som fiskeart, fiskestørrelse, relativt svømmeblærevolum, avstand, sprengningsdyp, sprengstoffmengde, fiskedyp, tetthetssjiktninger, skjermingsforhold og bunntopografi.

Man har undersøkt dødelighet og skader på fisk gjennom detonasjon av ladninger av Dynamitt og TNT. Fysiske skader på fisken dreier seg som oftest om blødninger i svømmeblæren og ruptur av denne. Dessuten riveskader i milt og lever med tilhørende blødninger. Mindre trykkpulsbelastninger kan utløse stress på fisken eventuelt med panikkflukt. Fisken kan da skade seg mot notveggen. Stress kan også føre til svekket immunforsvar, som gjør fisken mer mottakelig for infeksjoner. Kraftig stress kan føre til forringet slaktekvalitet. Det er på dette grunnlag lett å innse at oppdrettsiere i utgangspunktet vil motsette seg enhver form for sprengning under vann i nærheten av deres oppdrettsanlegg.

1.2 Avstandsforhold

De viktigste faktorene som påvirker dødeligheten eller skader på fisk er avhengig av en rekke faktorer, bl.a. :

- Det maksimale trykket i sjokkpulsamplituden

- Enhetsladningens størrelse (samvirkende ladning)
- Fiskens størrelse og fiskens dybde
- Avstanden fra salve til oppdrettsanlegg

Avstanden fra salve til fisk kan grovt deles inn i 3 soner :

1. Nærfeltsone/dødelighetssone
Sjokkpulstrykket stiger i løpet av kort tid til flere tusen kilopascal (kPa), men toppverdien vil halveres igjen i løpet av 1 millisekund.
2. Overgangssone/Skadesone
Sannsynligheten for momentan dødelighet er liten, helst fisk i overflaten, eller nær bunnen kan dø. Sjokkpulsamplituden er nå under 1000 kPa
3. Fjernsone
Lyden vil bestå av mange lydrefleksjoner og pulstrykket vil være betydelig svekket.

Skader forventes normalt ikke i fjernsone, men en kan ikke utelukke at fisken blir stresset. Stress hemmer immunkapasiteten i fisk. Fjernsone representerer vanligvis mer enn 1000 meter, og trykket er gjerne mindre enn 100 kPa avhengig av ladningens størrelse.

1.3 Registrert dødelighet og skader på fisk

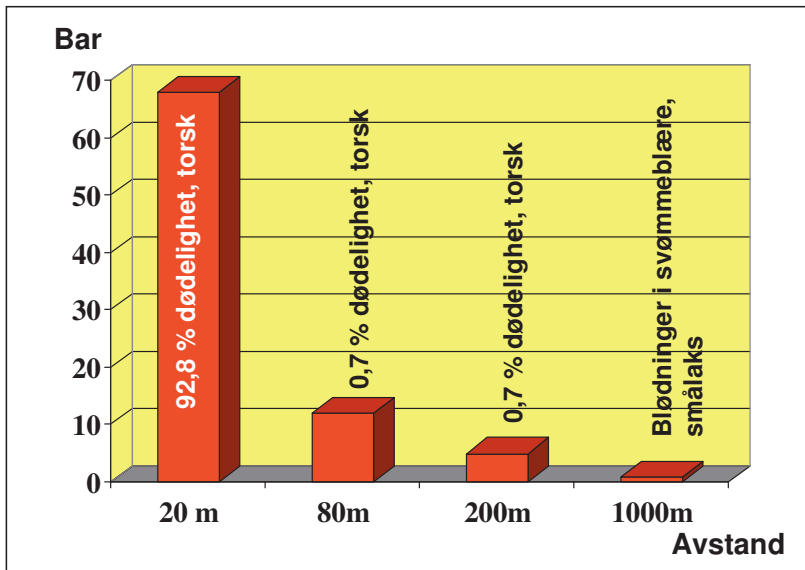


Fig.1. Diagrammet viser dødelighet på torsk utplassert i forskjellige avstander fra en fritt-hengende ladning TNT på 10 kg avfyrt på 5 meters dyp. I fjernområdet var det utplassert småfisk av laks, hvor det ble registrert vann i svømmeblære og små blødninger i svømmeblæreveggen. Gjennomsnittlig trykkpuls ble målt til 0,75 bar.

Med hensyn til sjokkpulstrykk fra salver under vann finnes det lite erfaringsmateriale når det gjelder påvirkning på forskjellige fiskearter, og dermed også tålegrense. Derimot er det gjort en del forskning på forskjellige fiskearters tålegrense når det gjelder sjokktrykkpuls i forskjellige avstander fra en fritthengende detonerende ladninger.

Finnmark Distrikthøyskole, avdeling for fiskerifag har gjort en inngående studie ved sprengning av en 10 kg's fritthengende ladning på 5 meters dyp i Torskefjorden. Førsøksfisk av torsk ble satt ut i merder i en avstand av 20, 80, og 200 meter. Dødeligheten var henholdsvis 92,8%, 0,7% og 0,7%. Det ble funnet en del skader på torsken i forsøksgruppen som omfattet 152 fisk. Skadene avtok betydelig fra 80 til 200 meter avstand. Sjokkpulsamplituden som ble målt på disse avstandene var i følge rapporten henholdsvis 68 , 12 og 4,9 bar. Tilsvarende trykk ble målt fra 10 kg Dynamitt ved andre forsøk hvor avstanden 1000 meter inngår. Resultatet her var her 10,5 bar for 80 meter, 4,7 bar for 200 meter og 0,75 bar i fjernområdet for 1000 meter.

I fjernområdet kan det inntreffe stressfaktorer på fisk som fører til dannelse av kortisol som gir fisken minsket motstandsdyktighet overfor infeksjose sykdommer. Dessuten viser ovennevnte undersøkelse hvor 200 småfisk, laks 100 gram er plassert på 1000 meters avstand at det er registrert vannaktig væske i svømmeblæra hos 34% av laksen, og små blødninger i svømmeblæreveggen hos 41% av fisken. Det ble utført 7 sprengninger og gjennomsnittlig amplitude var 0,75 bar, eller 75 kPa. Sjøtemperaturen var 9-10 grader. Salinitet 30-31 promille. Det ble utført 7 sprengninger.

Det hevdes for øvrig at yngel og små fisk tåler mindre lydtrykk enn større fisk, gjentatte sprengninger fører til markant økning både i dødelighet og skade. Fisk med lukket svømmeblære (eks. torsk) er mer utsatt enn fisk med åpen (eks. laks) svømmeblære.

2. UTVIKLING AV SJOKKPULSTRYKK FRA UNDERVANNSSALVER

I forbindelse med fjellsprengning under vann finnes få, eller ingen tidligere dokumenterte rapporter med basis i en sprengningsplan hvor salveplanene er planlagt og konstruert for etter et sjokkpulsnivå beregnet på forhånd. For å oppnå et lavest mulig trykkpulsnivå kreves kunnskap om sprengstoffets virkning i fjell under vann. Det er dessuten viktig at tennsystemet brukes på en riktig måte for å unngå uheldige innspenningsforhold, flash-over og overlapping av tenntidspunkter. Ved sprengning i nærheten av oppdrettsanlegg bør tennsystemet analyseres på forhånd med hensyn til overlapping, i særdeleshett dersom systemet er stort og komplisert.

Overlapping finner sted dersom 2 ladninger detonerer innenfor +/- 5 millisekunder. For å kunne forutsi sannsynligheten for overlapping bør tennsystemet analyseres på et statistisk grunnlag. Det finnes tilgjengelig et dataprogram som utfører dette og benevnes Monte Carlo-simulering.

Det er en rekke forhold som innvirker når det gjelder estimering av sjokkpulstrykket på forhånd og det endelige måleresultatet som er avgjørende for om fisken tar skade eller utsettes for stress.

2.1 Sjokkpuls fra undervannssprengning

Trykkpuls fra en sprengning kan betraktes som en partikkelsvingning over tid styrt av salvens totale forsinkertid og intervalloppbygning. Størrelsen på utsvinget er gitt av

enhetsladningen størrelse, dempning og avstanden til objektet. Ideelt kan svingningene betraktes som en sinuskurve, men svingningene er ikke harmoniske og vedvarende. En sprengning utvikler såkalte stokastiske og transiente svingninger som fra ordinære pallsalver er over på mindre enn 500 millisekunder, eller 0,5 sekunder. I forsiktig sprengning, eller der man ønsker lavest mulig enhetsladning strekkes salveforløpet ut i tid og varigheten på trykkpulsens strekkes til 1500-2000 millisekunder.

Generelt dreier det seg om et temporært overtrykk, og vi måler overtrykkets utsving, eller sjokkpulsens amplitude. Sjokkpulsens amplitude regnes som en akseptabel fysisk størrelse som innvirker på om fisken tar skade eller ikke.

Måleenheten er bar, eller Pascal (Pa) som tilsvarer også N/m^2 . Artikkelen vil i hovedsak benytte måleenheten bar, hvor 1 bar tilsvarer 10^5 Pa, eller 100 kPa. Når det anvendes innborede ladninger og dempningsmidler reduseres trykkpulsens raskt ned i et lavere nivå, og vi finner det formålstjenlig å benytte millibar (mbar), hvor 1 bar tilsvarer 1000 mbar.

2.2 Innborede ladninger og dempning

Sprengning av fast fjell under vann skjer utelukkende med innborede ladninger. Hoveddelen av sprengstoffets energi går med til å fragmentere fjellet og kaste det frem. Restenergien går ut som en sjokk-/trykkpuls i vannet som dempes med økende avstand til målepunktet. Dempningen varierer fra område til område avhengig, bl.a. avhengig av topografiske forhold under vann. For å oppnå maksimal dempning er det viktig å planlegge salven på forhånd etter prosedyrer som gjelder for undervannssprengning hvor trykkpulsutviklingen fra salven skal holdes på et lavest mulig nivå. I denne sammenheng er det viktig at sprengstoffet ikke kommer direkte i kontakt med vannet. Den uladete delen under vann bør helst være 15 x diameteren på borehullet. Dermed er det mulig å oppnå inntil 90% dempning i forhold til fritthengende ladninger.

2.3 Bruk av trykkluftgardin og dempning

For ytterligere dempning av trykkpulsens, eller sjokktrykket fra undervannssalver er det vanlig å benytte en luftgardin etablert i hele området foran salven. Luftgarden består i prinsippet av en luftslage med hull som luften presses ut igjennom. Trykkluft tilføres fra en kompressor i den ene enden av slangen mens den andre enden er tett. Slangen legges på bunnen foran salven og oppadstigende luftbobler virker som dempere på sjokktrykket. Man kan benytte en, eller flere gardiner foran salven. Forsøk har vist at trykkpulsens fra salven kan dempes med mer enn 90%. Ved bruk av 3 gardiner har forsøk vist at trykket ble dempet til 2-3% av utgangstrykkene.

2.4 Fritthengende, eller frittliggende ladninger under vann

I annen sprengning som f. eks setningssprengning av fyllinger, og knusing av større steiner, eller ved demolering av konstruksjoner, minesprengning etc. brukes påleggs-ladninger, eller rettede ladninger hvor brorparten av sprengstoffets energi går ut i form av en sjokkpuls med til dels store overtrykk.

I forskningsøyemed henges ladninger av Dynamitt, eller TNT ut i dybde på 5, eller 10 meter og man undersøker dødelighet og skade på fisk på korte og lange avstander.

I denne sammenheng har man funnet ut at det ingen signifikant forskjell i dødelighet eller skade på fisk om man bruker TNT, eller Dynamitt

Dokumentasjon om skade, eller dødelig utgang på fisk hvor det også er gitt erstatninger refererer seg til prosjekter hvor det er detonert frittliggende ladninger under vann.

2.5 Sprengstoff-/tennervalg

Sprengstoffet innføres i borehull og fordemmes forskriftsmessig for å unngå direkte kontakt mellom sprengstoff og vann over bergmassivet. Det er viktig at kvaliteten på fordemningsmaterialet forhindrer at sprengstoffet under detonasjon kommer i direkte kontakt med sjø. Dagens plastemballerte Dynamitt egner seg godt når vandypet ikke er større enn 20 meter. Det bør vurderes å lade sprengstoffet i dertil egnede foringsrør.

Det best egnede tennervalget i forbindelse med forsiktig sprengning under vann er Nonel-systemets Nonel Unidet. Dette systemet gir nærmest et ubegrenset tilgang på intervaller som forenkler planleggingen av en lavest mulig enhetsladning. Enhetsladningens størrelse bestemmer størrelsen på sjokktrykkpuls fra salven så vel som sprengingsinduserte vibrasjoner. Koblingen av tennsystemet utføres vanligvis under vann, om dypet ikke er for stort. Egned borehulldiameter ved undervannsprengning er 2,5", eller 3", men småhull kan komme til anvendelse i særlig korte hull.

2.6 Beregningsunderlag

På planleggingsstadiet vil det være mulig å tilnærme seg hvilket trykkpulsnivå man kan forvente seg fra en undervannsprengning med kunnskap om enhetsladning, salveplaner, avstand fra salve til oppdrettsanlegg og dempningsforhold i berg samt dempning som kan oppnås med trykkluftgardin.

Av hensyn til nivået på måleresultatet er det spesielt viktig å analysere tenningsplanen med hensyn til mulig overlapping og uønskede innspenningsforhold. Kompliserte tenningsplaner bør analyseres på et grunnlag hvor spredning i forsinkertid i systemets komponenter legges til grunn for å kartlegge mer nøyaktig de sannsynlige tenntidspunkter.

Utgangspunkt for trykkpulsberegningene vil være at detonasjonen skjer fritt i vann. Sjokkpulsene representerer derved en trykkøkning som overstiger det statiske trykket i vannet. Trykket faller med $1/r$ på grunn av ulineariteten, men når amplituden har nådd et visst nivå normaliseres trykkforplantningen. Arons formel (1954):

$$r_a = 794 \cdot W^{1/3}$$

der W er ladningsvekt i antall kilo Dynamitt.

For avstander, r , mindre enn r_a er trykkamplituden gitt av ladningsvekten, W , og avstanden, r , ved :

$$(1) \quad P = 5,25 \cdot 10^{-7} (W^{1/3} / r)^{1,13} \quad (Pa)$$

For avstander store enn r_a er trykkamplituden gitt av

$$(2) \quad P = 2,23 \cdot 10^{-7} (W^{1/3} / r) \quad (Pa)$$

Ved innsetting av våre data i formelen og bruk av faktorene 0,1 for innboret ladning og 0,1 for trykkluftgardin får vi et trykk på 380 Pa, eller 3,8 mbar . Tidligere ble Kirkwood-Bethe's diagram lagt til grunn som ga et noe høyere teoretisk resultat på 450 Pa, eller 4,5 mbar. Tallene er representative for nivået på de målte verdier. Se tabell 2.

3. DOKUMENTERTE PROSJEKTER

I denne artikkelen presenteres 3 prosjekter i forbindelse med sprengning i nærheten av oppdrettsanlegg, hvorav 2 oppdrett for laks og et for torsk. Sprengning er dokumentert på forhånd, og i hovedsak utført etter plan. Trykkpulsutviklingen er estimert på forhånd med utgangspunkt i enhetsladning og dempningsmidler. Ingen av prosjektene har ført til skader på fisken. Dessuten er fisken i merdene blitt videofotografert, og dens reaksjonsmønstre er registrert ved varierende trykkpulsnivåer. Prosjektene ble gjennomført i 1991 på Smøla, og i 2001 ved Masfjordneset-Duesund samt ved Arsvågen ferjeleie i 2006. Dyno Nobel var sprengningsteknisk planlegger og rådgiver ved alle prosjektene.



Fig.2. Smøla Konserver med laksemerder sees i bakgrunnen. Avstanden til anlegget er 500 meter. I forgrunnen sees foringsrørene som rager opp av borehullene på fjære sjø, og trykkluft gardinen foran salven.

3.1 SMØLA KONSERVES AS

Smøla kommune hadde prosjektert bygging av en ny dypvannskai for fiskeriindustrien på Smøla. Prosjektet daterer seg tilbake til desember 1991. På dette tidspunkt hadde Dyno Nobel og bransjen for øvrig liten erfaring og kunnskap om sprengning i nærheten av oppdrettsanlegg for fisk. Den nye kaien var plassert i Viken rett overfor Smøla Konserver i en avstand av 500 meter. Smøla konserver hadde store mengder oppdrettslaks i sine merder, og hadde i lengre tid motsatt seg at det kunne utføres sprengning i denne nærheten til deres oppdrettsanlegg.

Det rådet en viss usikkerhet både med hensyn til hvilket trykk salven ville utvikle, og hvilke trykkpåvirkninger fisk kan utsettes for uten å ta skade. Usikkerheten var kanskje størst hos fiskeoppdretteren, i det hele saken havnet i Namsretten før klarsignal ble gitt for sprengingen. Klarsignal ble gitt på grunnlag av beregninger utført ved SINTEF i Trondheim og opplysninger fra Dyno. Beregningene fra SINTEF var basert på en ladningsmengde på 8 kg pr. intervall oppgitt av entreprenøren. Denne ladning skulle gi et spisstrykk på 200-300 mbar og ikke påføre fisken noen skade.

Entreprenørene på sin side måtte tegne en forsikring på 5 millioner til dekning av eventuelle skader som måtte påføres fisken i oppdrettsanleggene. Veritec, Bergen ble engasjert til å utføre trykkmålingene. Dyno ble engasjert av entreprenøren som rådgiver for sprengningsopplegget. Sprengningsoppleggets anbefaling gikk ut på å redusere sprengstoffmengden pr. intervall gjennom å bruke todekksladning og Nonel Unidet.

3.1.1 Bore-og ladeplan

Bore-og ladeplanen stod entreprenøren for selv, et boreopplegg som var vel tilpasset boreriggen han hadde til rådighet for å bore fra land. Det var boret en enkelt hullrekke totalt 40 stk., hullavstand 0,75 meter. Hullrekken var boret 0,5 meter innenfor det teoretiske sprengningsplan i veggen, og annethvert hull ble vinklet utover i pallen (ca. 1:5) slik at forsetningen i bunnen her ble 2 meter, mot ca. 3,7 meter for nabohullet. Hullengde 10,5 meter. Underboring ca. 1,5 meter. Boreprinsippet fremgår av fig.3 hvor profil 5 er valgt som eksempel. Kronediameter er 3".

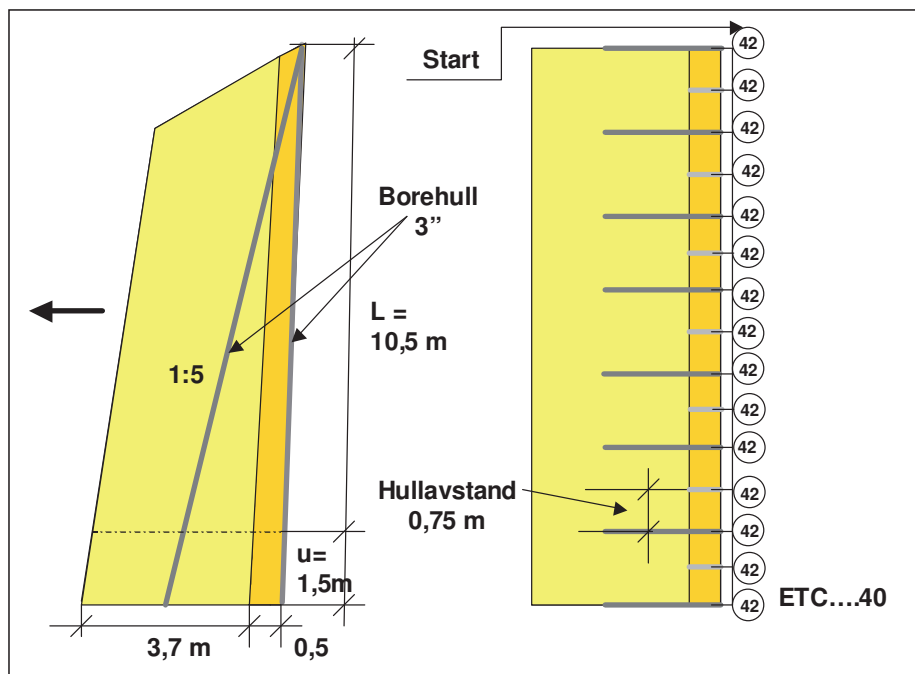


Fig. 3. Bore-og tenningsplan for salven i Viken. Maks.enhetsladning var 25 kg Dynamitt. Total ladning 800 kg fordelt på 40 borehull med en intervalltid på 42 millisekunder.

Bruk av delladning ville gi minimum ca. $0,9 \text{ kg/m}^3$ som ble vurdert til å være marginalt under de rådende forhold. På grunn av ladetekniske årsaker ble delladningsprinsippet forlatt. Gjennomsnittlig spesifikk ladning uten bruk av delladning ble i bunnen av hullet ca. $1,4 \text{ kg/m}^3$, og i toppen ca. $1,0 \text{ kg/m}^3$.

Det ble benyttet 2 tennere pr. hull, U 500 i bunnen av hullet og nr.19 (475 ms) i toppen. Det ble valgt en forsinkelse på 42 millisekunder mellom samtlige hull (SL 42). Antall borehull 40 stk., og i samtlige hull ble det satt inn foringsrør. Tenningsplanen fremgår av fig.3.

Ved ikke å benytte delladninger, fikk vi en maksimal enhetsladning på 25 kg pr. intervall, istedenfor 11,2 kg som planlagt. Total ladning i salven var 800 kg.

Ladingen ble igangsatt kl. 1400 på fjære sjø, og ble avsluttet på flo sjø kl.19.30. Ladingen ble utført fra flåte, og da salven ble skutt kl.20.15 sto hele salven under vann.

3.1.2 Trykkluftgardin

Det var planlagt å benytte trykkluft gardin fra for å dempe virkningen fra salven. Lufttrykkgardinen skulle i standsettes ved hjelp av en 32 mm plastslange ca. 60 meter

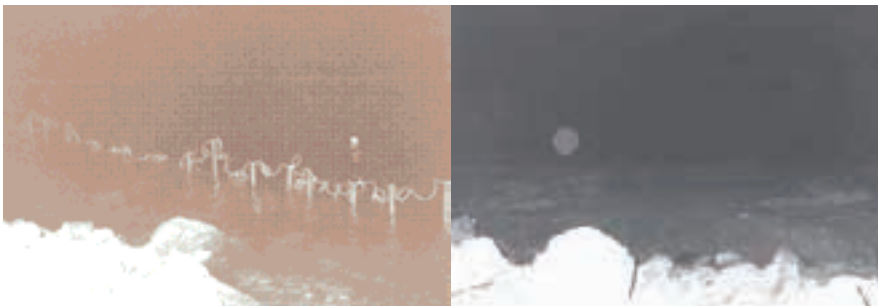


Fig.4. Salveområdet før og etter avfyring. Salven ble skutt på flo sjø, og da var alle koblingene neddykket i vann.

lang. I slangen var det boret 2 mm diametralt motsatte hull i 25 cm mellomrom. Gardinen var ikke utprøvd på forhånd. Den ble lagt ut og senket nedenunder pallfronten i hele dens lengde og tilkoblet kompressor. Den andre enden ble blokkert med en 180 graders knekk. Det ble påsatt et trykk på 10 kg/cm^2 . Virkningen var ikke optimal. Gardinen var tilsynelatende virkningsfull bare foran halvparten av pallen. Slangeenden ble åpnet og den viste seg å være trykkløs. Det ble ført trykk også fra denne siden, men virkningen uteble. Salven måtte dermed skytes med den gardinen man fikk til. Utprøving av luftgardinen, se fig.2.

3.1.3 Teoretisk trykkpulsutvikling

Teoretisk trykkpulsutvikling i merden ved Smøla Konserver ble beregnet i etterkant etter at enhetsladningen på 25 kg var kjent.

Beregning: 25 kg (Q) fritthengende i vann i en avstand av 500 meter (R) vil gi det samme maksimumtrykket som 1 kg i vann ved en distanse (r) på

$$r = R Q^{1/3}$$

Kirkwood-Bethe (1942) diagram gir her et trykk på 2,0 bar. Siden sprengstoffet er innspenst i fjell kan dette trykket reduseres med en faktor på 0,1, altså vi vil måle 0,2 bar. Det ble benyttet trykkluftgardin foran salven slik at vi i beste fall kan benytte ytterligere en reduksjonsfaktor på 0,1. Dette betyr at vi teoretisk vil maksimalt vil måle $2,0 \times 0,1 \times 0,1 = 0,02$ bar, eller 20 mbar.

3.1.4 Måleresultat ved Smøla Konserver AS

Trykkmålingene som ble utført av Veritec, Bergen samsvarte med det teoretisk beregnede, dvs. 20 mbar. Det ble ikke registrert noen skade på fisken. Det ble i tillegg satt ut fisk i et nett 250 meter fra salven, bestående av laks, torsk og sei. Fiskene var tilsynelatende i god form etter sprengingen, men torsken var skadet i den ene gjellen. Man antok at skaden skyldes at torsken hadde viklet seg inn i nettet. Rapport fra en mer detaljert undersøkelse lykkes å fremskaffe.

3.2 EUROFISK AS

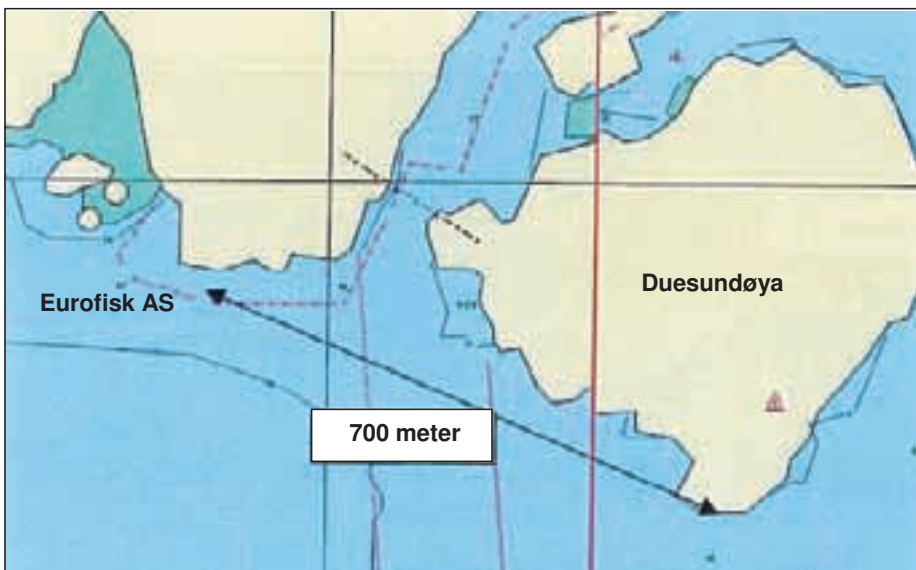


Fig. 5. Kart over området Duesundøya og oppdrettsanlegget til Eurofisk. Avstanden fra kabelferjeområdet til oppdrettsanlegget var 700 meter i luftlinje.

Statens vegvesen, Hordaland var oppdragsgiver for Dyno Nobel i forbindelse med sprengning av et kaianlegg for en kabelferje ved Duesund i august 2001. Kabelferjen skulle trafikkere distansen Masfjordneset-Duesund. Det var etablert flere oppdrettsanlegg i området, men avstanden til disse var mer enn 2500 meter.

Eurofisk AS disponerte det nærmeste oppdrettsanlegget med basis i stamtorsk. Avstanden var ca. 700 meter fra sprengningsområdet i Duesund. Oppdrettsanlegget var plassert nordvest for og bak sprengningsstedet, og til dels skjernet av utstikkende



Fig. 6. Utsikt fra oppdrettsanlegget til sprengningsområdet (skjult av holme). Plassering av hydrofoner og videokamera.

holmer og skjær. Vandndypet ved oppdrettet er 60-70 meter. Mellom sprengningsstedet og oppdrettet er dybden ned mot 80 meter.

Kaianlegget som skulle sprenges ut besto av et fjellparti en bredde på 38 meter. Fronten på fjellpartiet stakk ned i sjøen 5 meter under vannlinjen og fortsatte innover land 44 meter med gradvis redusert sprengstoffmengde under vannlinjen. Bredden i bunnen av det trapeslignende fjellpartiet var 25 meter. Oppdragsgiveren ønsket utarbeidelse av bore-og ladeplaner for hele partiet i en salve, med samt vurdering av konsekvensene for fisken i oppdrettsanlegget. Oppdragsgiveren engasjerte dessuten NAXYS AS i Bergen for å måle trykkpulsforløpet i oppdrettsanlegget til Eurofisk AS. Sprengningen ble utført 14.august 2001.

3.2.1 Bore-og ladeplan

I nærområdet til sjø, eller felt E ble det boret et kvadratisk mønster, og hullene ble ladet med kun Dynamit. Borehullsdiameteren var gjennomgående 2,5". Maksimal hullengde var 9 meter. I felt F ble det boret et rektangulært mønster, og siden hullene ikke sto under direkte vanntrykk ble det brukt Anolit som pipeladning. Dynamit ble dog ladet under den teoretiske vannlinjen. Bore-og ladeplaner for pelene 870 og 880 fremgår av fig. 7 og 8. Totalt antall hull 300 stk. Enhetsladning 16 kg, dvs. maksimal ladningsmengde under vannlinjen i fronten av salven.

Tenningsplanen fremgår av fig.9 hvor det brukes Nonel Unidet U 500 og snaplinere, SL 42, SL 109 og SL 17. Forsetningstid i hovedsak 84 millisekunder, hullavstandstider 17 millisekunder. Tennsystemet ble konstruert for et lavest mulig i det mest kritiske området, dvs. i fronten av salven.

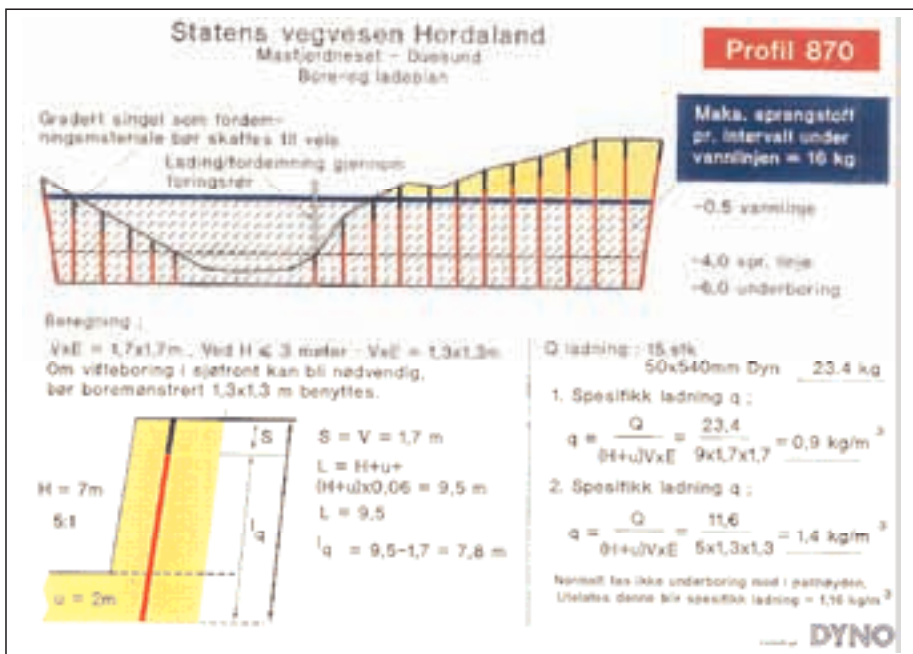
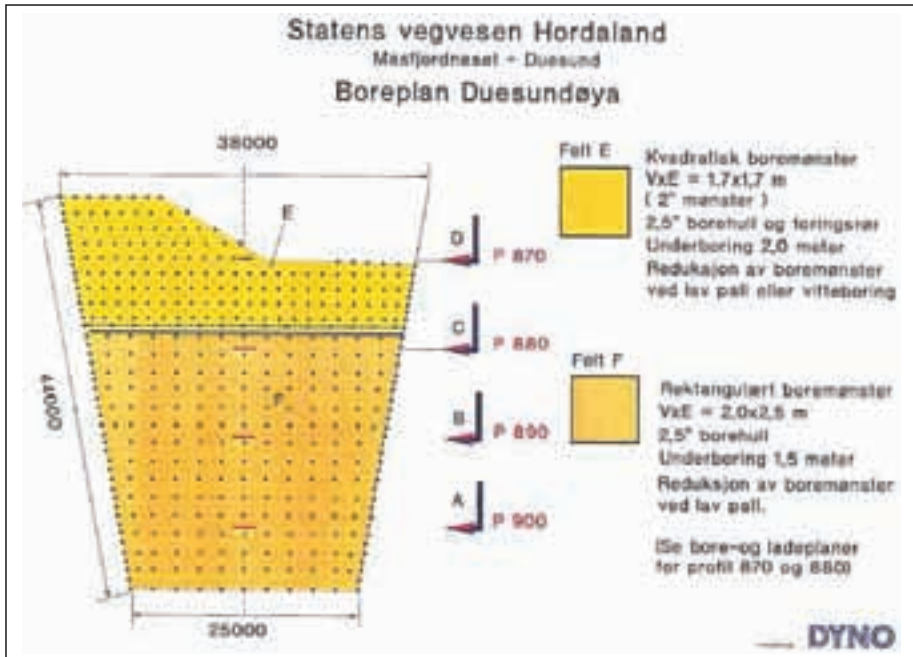


Fig.7 og8. Bore-ladeplan for salven på Duesundøya, pel 870 . Kvadratisk boring i fronten av salven mot sjøen. Slettsprenging av vegger. Maks enhetsladning under vannlinjen = 16 kg.

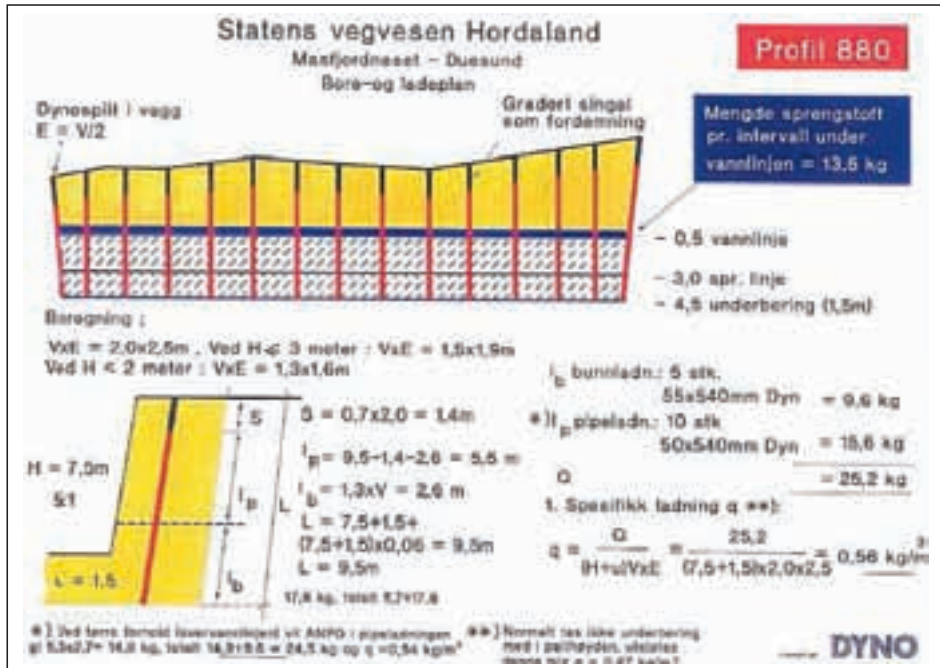


Fig.9. Bore-og ladeplan for salven på Duesundøya, pel 880. Rektangulært boremønster innover på land. Slettsprenging av vegger. Maks enhetsladning under vannlinjen = 13,5 kg.

3.2.2 Teoretisk trykkpulsutvikling

Teoretisk trykkpulsutvikling i merden ved Eurofisk AS ble beregnet i forkant på samme måte som ved Smøla Konserveres.

Beregning: 16 kg (Q) fritthengende i vann i en avstand av 700 meter (R) vil gi det samme maksimumtrykket som 1 kg i vann ved en distanse (r) på

$$r = R Q^{1/3}$$

Kirkwood-Bethe (1942) diagram gir her et trykk på 1,1 bar. Siden sprengstoffet er innspenst i fjell kan dette trykket reduseres med en faktor på 0,1, altså vi vil måle 0,11 bar på 700 meter.

Det ble fremholdt at bruk av lufttrykkgardin ville gi ytterligere en teoretisk reduksjonsfaktor på 0,1. Dette ville bety at vi teoretisk ville måle $1,1 \times 0,1 \times 0,1 = 0,011$ bar, eller 11 mbar.

Oppdragsgiveren tok selv beslutningen om ikke å bruke trykkluftgardin og vurderte dette på det grunnlag at salven ikke var neddykket i vann og at brytningsforløpet gikk innover på land med bergavgrensning i skjæringsveggene. Det var kun fronten på salven som var delvis neddykket i sjø. Dessuten var oppdrettsanlegget topografisk skjermet i forhold til salven. Det rådet altså en viss usikkerhet for begge parter med hensyn til måleresultatet.

3.2.3. Måleresultat ved Eurofisk AS

Maksimum trykk ble målt til 25 mbar. Det ble registrert en serie pulser over en periode på ca. 2 sekunder, dette korresponderer med varigheten av selve sprengningen. Målingene viser tydelig den gunstige effekten som oppnås av tennsystemet. At nivået på trykkmålingene var mindre enn forventet kom ikke så overraskende, og skyldes nok le som ble gitt av den mellomliggende odden og lydkanaler (sjiktning) i vannvolumet.

Undervannsvideo ble utført i den midterste merden, der hvor det var torsk av mellomstor størrelse (2-3 kg). Umiddelbart etter sprengning kunne det observeres økt aktivitet og torsken søkte nedover i merden. Etter ca. 1 minutt kom torsken opp igjen og alt var tilsynelatende normalt. Fisken ble foret 10 minutter etter sprengning og den spiste da som normalt.



Fig.10. Tenningsplan for tilnærmet ethullstening for salven på Duesundøya. Forsetningstid 84 ms. Hullavstandstid 17 ms. Opptenningens varighet ca. 2100 ms.

3.3 Grieg Seafood AS

Statens vegvesen skal utføre fordypningssprengning i Arsvågen ferjeleie, og oppdrettsanlegget til Grieg Seafood AS ligger fra 1,1 til 1,4 km fra sprengningsstedet. Oppdrettsanlegget er markert med gule prikker. Anlegget inneholdt slakteferdig fisk rundt 4 kg. Ved første sprengning var det 6 merder med fisk, totalt 2000 tonn, ved 2.sprengning 30.10.06, 3 merder med totalt 1000 tonn. Merdene er 30 meter dype, og har diameter på 120 meter. Dybden under merdene er ca. 100 meter.

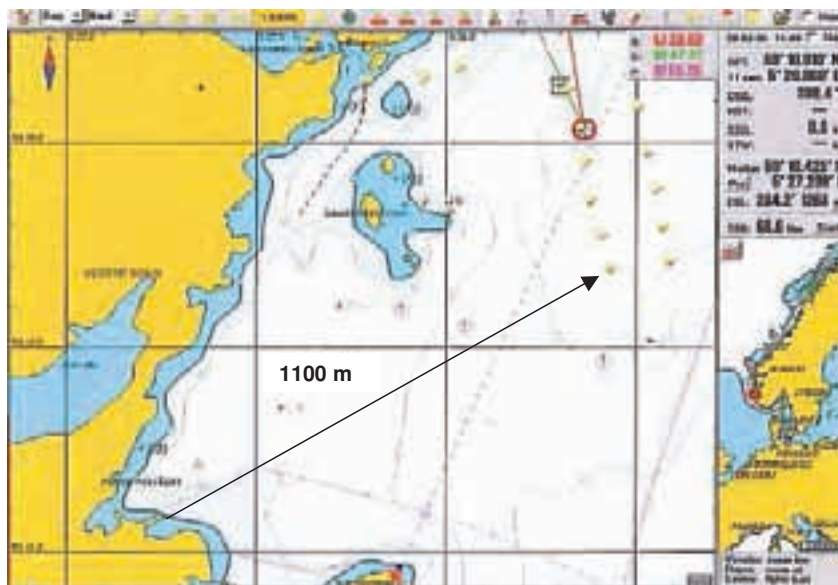


Fig.11. Kart over Arsvågen og Grieg Seafood AS sine merder. Avstand til nærmeste anlegg er 1100 meter åpent farvann (merket med gule prikker).

3.3.1 Flytting av merdene

I et preliminært møte hvor alle involverte parter i sprengningsprosjektet Arsvågen ferjeleie var tilstede, ble det diskutert om flytting av oppdrettsanlegget var nødvendig med hensyn potensiell fysisk skade på fisken. Grieg Seafood redegjorde for estimerte kostnader ved flytting som beløp seg til nærmere 8 millioner. Dødeligheten under flytting var hele 2%. Oppdretterens advokat ønsket at partene før sprengning inngikk en avtale som regulerte vegvesenet erstatningsansvar dersom det oppsto skade på fisken. Statens vegvesen derimot ville ikke gå med på en slik avtale med Grieg Seafood AS , da det ble fremført at rettstilstanden innenfor dette området ikke er klar.

Med bakgrunn i partenes orienteringer, ble det besluttet å la fisken være i anlegget. Det skulle sprenges som planlagt, men med spesielle restriksjoner. Dyno Nobel fikk i oppdrag å utarbeide sprengnings-og salveplaner, og byggherren skulle vidererføre dette med aktuell entreprenør.

3.3.2. Bore-og ladeplaner, Årsvågen

Det ble benyttet 3" borehulldiameter som ga et boremønster på 2x2 meter. Ved undervannssprengning brukes hovedsakelig plastemballert Dynomit, og i dette tilfelle patroner med dimensjonen 60x540 mm. Patronene veier 2,08 kg. Det ble skutt 3 separate salver i Arsvågen ferjeleie. Ingen av salvene ble ladet med mer enn 3 stk. patroner pr. hull, eller 6,24 kg/hull, men salvestørrelse, geometrisk form, antall hullraster, og tenningsystem var forskjellig. Det ble brukt Nonel Unidet U 500 som basistenner og forsinkersystemet ble konstruert med Nonel snapline, SL 0, SL 17, SL 42, SL 67 og SL 109. Tenningsystemet ble i utgangspunktet planlagt for etthullstenning basert på nominelle akkumulerte forsinkertider.

Den maksimale enhetsladning er lik for de 3 salvene, mens tilnærmet halvparten av salve 2 er boret med 30 mm borehull med et ladningsnivå fra 1,2-1,8 kg.

Tabell 1 Ladetekniske data

Parameter	Salve 1	Salve 2	Salve 3
Borehulldiameter, mm	76	30/76	76
Enhetsladning, min.-max, kg	4,16-6,24	1,2-6,24	6,24
Boremønster, m	2x2	1x1/2x2	2x2
Antall boremeter, m	127,4	74,8	303,8
Hullengde, min.-max, m	1,7-2,5	0,8-1,2/1,5-2,5	1,6-2,5
Sprengstoff, totalt kg	329,6	177,6	835,12
Antall hullraster, stk.	5	6	13 (4+9)
Antall borehull, stk.	58	(21)46	135
Forladning, grus, m.-max.,m	0,4-0,9	0,4-0,8	0,5-0,9
Sprengt, dato/tid	10.11.06/08:50	10.11.06/08:55	30.11.06/10:35

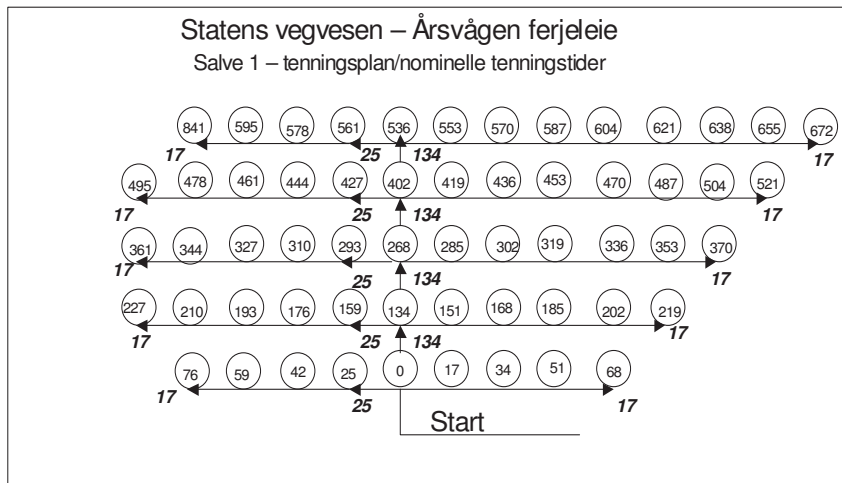


Fig.12. Skjematisk fremstilling av bore- og tenningsplan, salve 1.

3.3.3. Bore-tenningsplan, salve 1

Salve 1 var boret syd for ferjekai bruene med avgrensning mot endelig bergvegg. Utdypning til kote -7.5. Salven hadde ca. 6,6 meter sjøoverdekning. Boreplanen har en maksimal enhetsladning på 6,24 kg Dynomit, og minste ladning var 4,16 kg. Total mengde sprengstoff i salven var 329,6 kg. Det ble boret gjennomgående 3" borehull i et boremønster på 2x2 meter, med hullengder fra 1,7-2,5 meter. Uladet del fra 0,4-0,9 meter ble forsynt med singel for å unngå direkte kontakt med vann. Totalt antall borehull var 58 fordelt på 5 hullraster.

Boreplanen er optimal med hensyn til antall hullraster, og relativ høy forsetningstid gir progressiv rastvis brytning som i seg selv demper trykkutviklingen i forhold til kortere forsinkertider. Akkumulering av nominelle forsinkertider viser ingen tegn til

overlapping. Gangtiden i Nonel-systemet er også tilnærmet likt fordelt. I tillegg viser Monte Carlo-simulering viser at sannsynligheten for overlapping er ikke tilstede i dette tenningsopplegget. Det er god margin mellom alle detonerende ladninger fra 0-1192 millisekunder. Se for øvrig fig. 13.

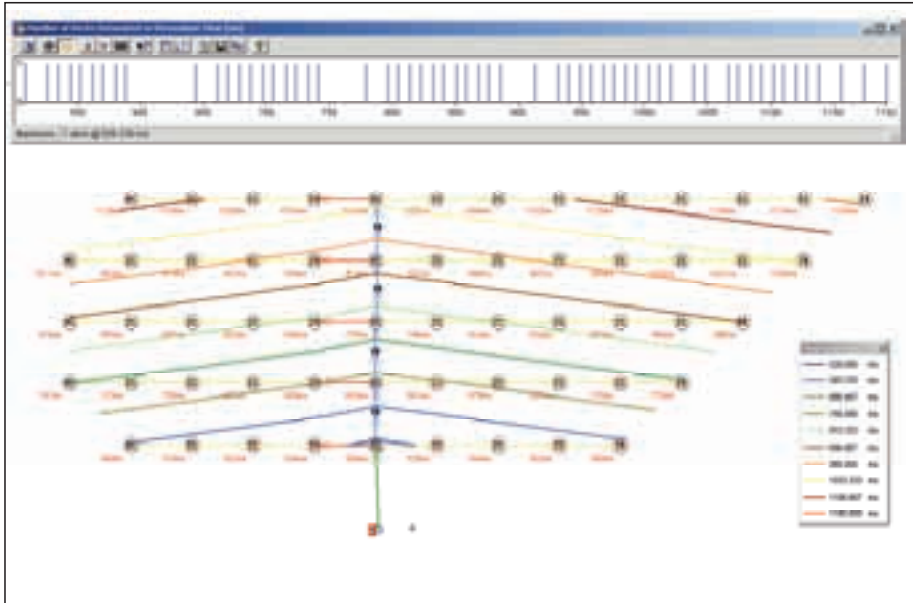


Fig.13. Monte Carlo-simulering, salve 1 med tenningstider og tidskonturlinjer. Staplene viser at det ikke inntreffer overlapping i tennsystemet innenfor +/- 5 ms.

3.3.4 Bore-og ladeplan, salve 2

Salve 2 var boret under den nye ferjekaillemmen. Ladeplanen for salve 2 har også en maksimal enhetsladning på 6,24 kg Dynamit, og minste ladning var 1,2 kg. Total mengde sprengstoff i salven var 177,6 kg. Det ble boret 25 stk. 3" borehull i et boremønster på 2x2 meter, med hullengder fra 1,5-2,5 meter. I tillegg 21 stk. 30 mm borehull med hullengder fra 0,8-1,2 meter i et boremønster på 1x1 meter. Uladet del fra 0,4-0,8 meter ble forsynt med singel for å unngå direkte kontakt med vann. Totalt antall borehull var 46 fordelt på 6 hullraster. Salve 2 var planlagt skutt sammen med salve 1. På grunn av sannsynligheten for utstrakt overlapping i tennsystemet ble det besluttet del opp salven i 2 deler.

Etter nærmere analyse av tennsystemet som ble brukt for salve 2 ble det registrert flere tilfelle av overlapping. Forsetningstiden er mer enn halvert i forhold til forgående salve, dermed tettes inn tenningstidene og overlappingsfrekvensen øker. Overlappingen inntreffer hovedsakelig mellom hull som sitter relativt langt fra hverandre. Brytningsmekanikken i tennsystemet er tilsynelatende god uten noen spesiell form for innspenning. Nærmere halvparten av hullene i salven var boret med 30 mm borehull med ladingsmengder fra 1,2-1-8 kg. Dette har nok medvirket til et positivt resultat med hensyn til trykkutviklingen fra denne salven.

Monte Carlo-simulering viser at sannsynligheten for overlapping innenfor ± 5 ms inntreffer i 10 tilfelle i området 595-735 millisekunder. Se fig. 15.

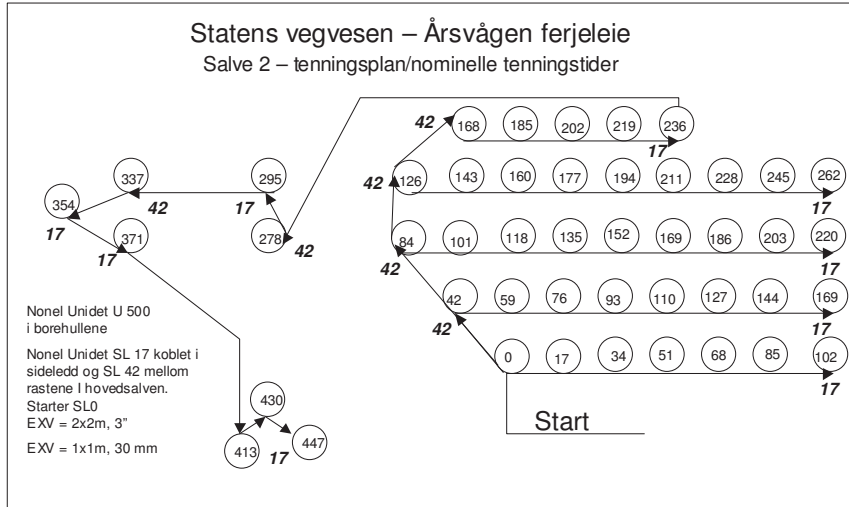


Fig.14. Skjematisk fremstilling av bore- og tenningsplan, salve 2.



Fig.15. Monte Carlo-simulering, salve 2 med tenningsstider og tidskonturlinjer. Staplene viser at det inntreffer overlapping i tennsystemet i området 595-795 ms

3.3.5 Bore-og ladeplan, salve 3

Salve 3 var boret nord for ferjekaibroen og var den desidert største av de 3 salvene. Utdypning til kote -7.5 . Salven var boret på ca 5 meters dyp med gjennomgående 3" borehull i et boremønster på 2x2 meter, med hullengder fra 1,6-2,5 meter. Uladet del fra 0,5-0,9 meter ble forsynt med singel for å unngå direkte kontakt med vann. Ladeplanen for salve 3 har en maksimal enhetsladning på 6,24 kg Dynamit gjennom hele salven,

med unntak av 5 fremre hull som var ladet med 4,16 og 5,2 kg. Total mengde sprengstoff i salven var 835 kg.

Boreplanen har i 13 hullraster, for øvrig med færre hull i de 4 fremre rastene. Totalt antall hull er 135. Det relativt store antall og salvens bredde skaper gjør det problematisk å finne frem til et tenningsystem som ikke overlapper. Dessuten ved bruk av lange Nonel-slangeoverføringer vil tenningstidene kunne forskyves mot større innspenning av borehull og en svært ugunstig brytningsmekanikk. Tenningsplanen det ble lagt opp til for salve 3 var basert på en kontinuitet av Nonel SL 17 i serie, som har 17 millisekunder forsinkelse, gjennom hele salven. I prinsippet ble salven delt i 2 halvparter adskilt med en SL 25, som har 25 millisekunder forsinkelse.

Tenningsplanens nominelle tenningstider fremgår av fig. 16. Vi ser her innenfor det stiplede feltet en fortetning av tenningstider i 2 omganger hvor borehull foran hverandre detonerer med bare 8 millisekunder forsetningstid. En slik fortetning av tenningen vil dels gjennom samvirkningen forårsake kratering og kast, og dermed også kunne frilegge ladninger for detonasjon direkte i vann. En trykkpulsøkning vil dermed kunne

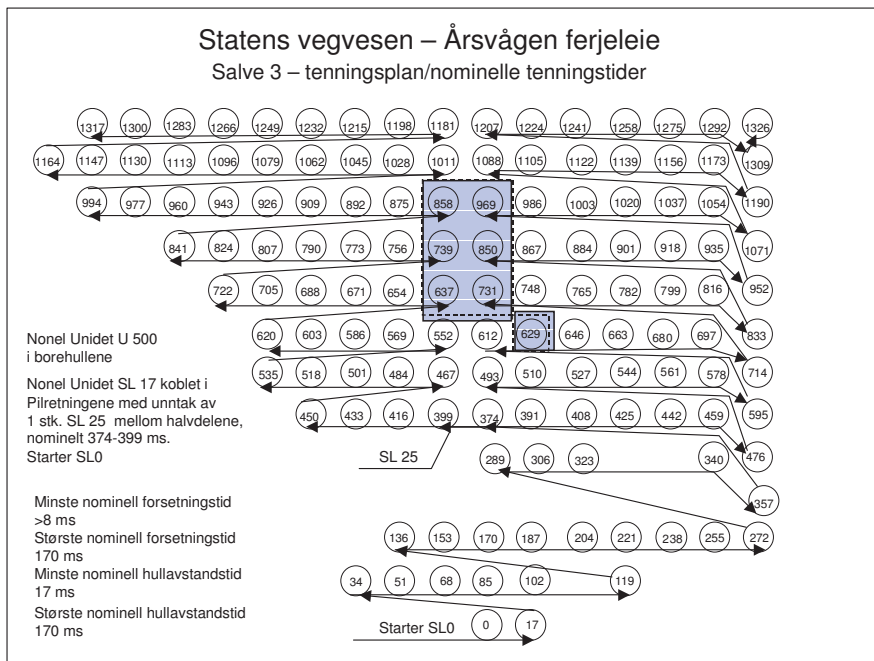


Fig.16. Skjematisk fremstilling av bore- og tenningsplan, salve 3.

registreres innenfor dette tenningsområdet (markert med blått).

For å verifisere tenningsplanens tenntidspunkter var det av størst interesse å få utført Monte Carlo-simulering av salve 3. Resultatet bekrefter indikasjonene fra de nominelle verdier og vi finner dessuten at sannsynligheten for overlapping ligger faktisk ennå tettere og innenfor 1-4 millisekunder i det angjeldende område. Brytningsforløpet blir derved forsterket i forhold til konsekvensene tidligere antatt fra det i det nominelle tenningsystemet, og det er grunn til å anta at disse forhold har forårsaket trykkpulsøkningen for salve 3.

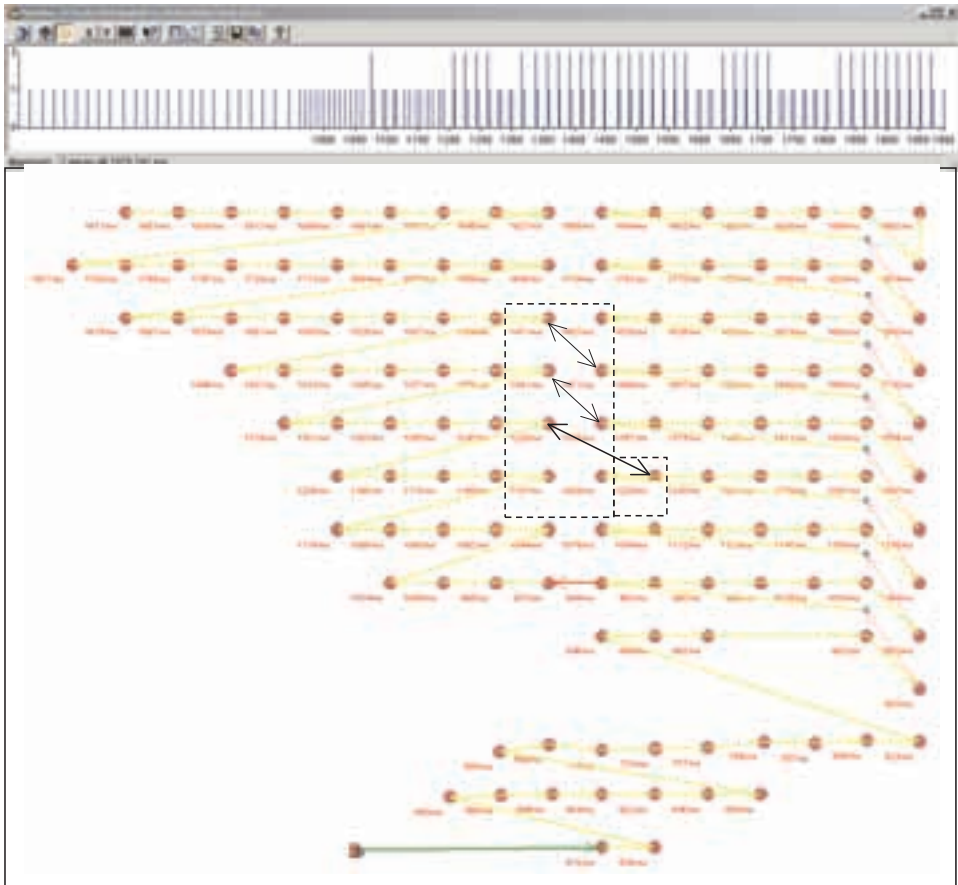


Fig.17. Monte Carlo-simulering, salve 3. Staplene viser at det inntreffer overlapping i hele 34 tilfeller fra 1075-1974 ms. Sammenfallende intervaller i forsetningsretningen. Se piler.

Det relativt sett store antall parvis overlappinger innenfor ± 5 millisekunder ser ikke ut til å ha innvirket nevneverdig på måleresultatet. Dette fremgår av tidstrykkskurven i fig.18 som viser et jevnt forløp frem mot 3 markante utsving, eller peak-verdier i området 730 – 1130 millisekunder som i tillegg ligger innenfor det stiplede feltet i Monte Carlo-simuleringen som går frem av fig 17.

Forsetningstiden i det valgte tennsystemet er i størrelsesorden 80-140 millisekunder, med unntak av fortetningen i tenntidspunkter som forklart ovenfor. Når hull som overlapper sitter langt fra hverandre i salven er erfaringen at økningen er ikke markant når det gjelder utsving (trykkpuls) med mindre forsetningstiden samtidig er kort, eller mindre enn 42 millisekunder.

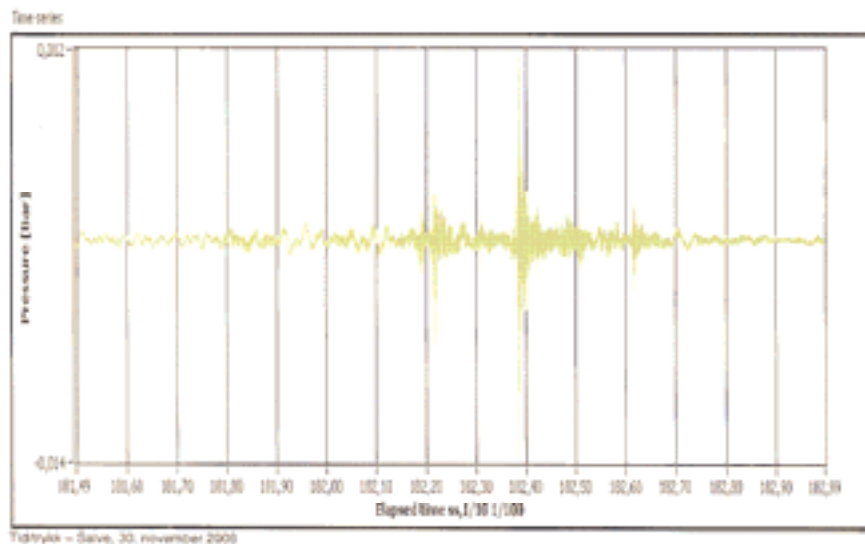


Fig.18. Trykk/tidskurve fra salve nr. 3 skutt 30.november 2006. (NAXYS AS).

4. Måleresultater ved Grieg Seafood oppdrettsanlegg

Byggherre/hovedentreprenør ønsket dokumentert måleresultatet ved Grieg Seafood sine merder ved Lauplandsholmen og engasjerte SINTEF i Trondheim til å utføre trykkpulsmålingene. I tillegg ble firmaet NAXYS AS i Bergen engasjert på vegne av oppdretteren. Vi fikk dermed utført trykkpulsmålinger med 2 forskjellige instrumenteringer. Målingene ble utført henholdsvis på 5 og 11 meters dyp ved merdene i en avstand av 1100 meter fra salvene. Fisken ble dessuten videofotografert under salvesprengningene og reaksjonsmåten ble observert. De 2 første salvene viste ingen reaksjonsendring på fisken. Derimot under salve 3 søkte fisken mot dypet i merdene. Måleresultatene for sprengningene i Arsvågen ferjeleie fremgår av tabell 2. I tillegg er det oppført undervannsprosjektene på Smøla og ved Masfjordneset-Duesund.

5. Diskusjon

Generelt finnes det ingen standardiserte trykkpulsverdier fra undervannssprengning som angir akseptantnivået for fisk i oppdrettsanlegg. Vi har erfart at fisk har blitt utsatt for skader, også med dødelig utgang selv på lange avstander. Sprengningen er da utført som en minesprengning, setningssprengning, eller i forbindelse med refraksjonsseismikk. Derimot utføres sprengningen som fjellsprengning under vann med såkalte innborede ladninger, vil man ved hjelp av state-of-the-art sprengningsteknikk kunne planlegge sprengningen på en slik måte at sjokktrykkpulsene fisken vil påføres, ikke vil bli større enn hva fisken vil akseptere uten å ta skade, eller bli påført stress. Det er en kjensgjerning at et korrekt ladet sprengstoff i borehull under vann vil ved detonasjon forbruke 90 % av energien til å knuse, eller fragmentere fjellet. Utgangstrykket blir da bare 1/10 av trykkpulsene fra en fritthengende ladning. Benyttes trykkluftgardin foran salven er det mulig å oppnå en ytterligere reduksjon på 1/10. Setter man da et krav til

Tabell 2. Måleresultater ved oppdrettsanlegget Grieg Seafood AS – Dokumenterte referanser fra Smøla og Masfjordneset-Duesund

Prosjekt	Hvor/når	Type sprengning	Avstand	Trykk-puls NAXYS	Trykk-puls SINTEF	Skader på fisk/ type
Grieg Seafood AS Salve 1 Salve 2 Salve 3	Arsvågen ferjeleie 10.nov., og 30.nov. 2006	Fordypning Undervannssalve Innborede ladninger Q = 6,24 kg	1100 meter	3 mbar 1 mbar 14 mbar	4,2 mbar 1,1 mbar 39 mbar	Ingen/ Laks
Smøla Konserver AS Salve 1 (kun)	Smøla, Desember 1991	Dypvannskai Innborede ladninger Q = 25 kg	500 meter	Veritec 20 mbar		Ingen/ Laks
Eurofisk AS Salve 1 (kun)	Duesund-Masfjordneset 14.aug. 2001	Duesund ferjekai Innborede ladninger Q = 16 kg	700 meter	NAXYS 25 mbar		Ingen/ Torsk

grenseverdi som fisken kan utsettes for er det mulig å beregne hvilken maksimal enhetsladning som kan benyttes i salven. Med dagens sprengningsteknologi behøver ikke nødvendigvis salvestørrelsen begrenses, i det tilgjengelig antall enhetsladninger, eller intervaller er ubegrenset. Dog vil salvestørrelsen begrense seg selv av praktiske årsaker. For sprengningsentreprenøren betyr det at han kan planlegge salven, vitende om at han med stor sannsynlighet vil ligge innenfor fastsatte grenseverdi for fiskeoppdrettet.

Tidligere prosjekter i forbindelse med sprengning i nærheten av oppdrettsanlegg, og sprengingene utført i Arsvågen ferjeleie har gitt resultater som viser at vi befinner oss innenfor et trykknivå som er akseptabelt.

På målesiden ble det for salve 3 registrert 4 ganger høyere trykknivå av NAXYS, mens SINTEF målte nærmere 10 ganger høyere trykk. Trykkøkningen fra 3-4 mbar og opptil 14-39 mbar førte ikke til skader på fisken i oppdrettet, men påvirket reaksjonsmønsteret på en slik måte at laksen søkte mot dypet i merden, men vendte raskt tilbake. Torsken i oppdrettet i Masfjorden reagerte på samme måte ved et trykknivå på 25 mbar.

Trykkøkningen registrert for salve 3 hadde åpenbart en sprengningsteknisk årsak. Overlapping i brytningsretningen kunne vært unngått om tenningsplanen hadde blitt analysert mer inngående på forhånd. Det er derfor viktig å påpeke at alle bore-ladeplaner må utarbeides og godkjennes på forhånd i forbindelse med slike krevende sprengningsoperasjoner.

Man har altså med rimelig god sikkerhet stadfestet hvilket trykkpulsnivå fisken kan utsettes for uten å ta skade av noen art gjennom beregninger på forhånd. Det er i tillegg observert ved hvilket nivå fisken ikke har reagert på sprengningen, generelt < 5 mbar, og ved hvilket nivå fisken søkt mot dypet, generelt < 40 mbar og returnert etter kort tid.

Et av forsøkene med smålaks som det er referert til viser væskeansamling, og blødninger i svømmeblære for henholdsvis 34% og 41% av fisken. Maksimum trykk målt i dette forsøket var 75 kPa, eller 750 mbar, altså et trykk som er nærmere 20 ganger større enn maksimaltrykket som ble målt etter salve 3 i Arsvågen ferjeleie. Det bør tillegges at smålaks (200 gram) er mer følsomme for trykkpulser enn større fisk. Dessuten omfattet forsøket 7 sprengninger, og det er påvist at omfanget av skader på fisken øker med gjentatte detonasjoner.

6. Referanser

1. U. Langefors og B.Kihlstrøm. Uppsala 1963. The Modern Technique of Rock Blasting.
2. SKANSKA, K.H.Fjellstad. November 2006. Sprengningsplan og salverapporter Arsvågen ferjeleie.
3. SINTEF, Trondheim. Tone Berg. November 2006. Rapport sprengningsarbeider ved Arsvågen ferjeleie
4. Aqua-Lab A.S, Bergen. Hans Aase. Desember 2006. Undervannssprengning ved Arsvågen ferjekai November 2006. Effekten på Grieg Seafood sitt nærliggende oppdrettsanlegg for laks.
5. NAXYS, Bergen, Undervannssprengning for fergekai. Trykkpulsmålinger ved Eurofisk AS. Torskeoppdrett.
6. NAXYS, Bergen. Undervannssprengning ved ferjekai. Trykkpulsmålinger ved Grieg Seafood AS.
7. Havforskningsinstituttet, Bergen. Senter for marine resurser. Tor Larsen, Erling Kjellsby og Steinar Olsen. Nr. 11, 1993. Effekter av undervannssprengning på fisk.

**HANEKLEIVA - HVA SÅ MAN BAK HVELVENE – GRUNNLAG FOR
BESLUTNINGER****Hanekleiva – What was Discovered in the Tunnels – Basis for Decisions**

Prosjektdirektør Anders Beitnes, SINTEF Byggforsk
Ingeniørgeolog Audun Langelid, Statens vegvesen
Geolog Ole Cristian Ødegaard, Statens vegvesen

SAMMENDRAG

Dette innlegget beskriver situasjonen som oppsto etter raset i Hanekleiva-tunnelen på E 18 i Nordre Vestfold julen 2006, der en ved kartlegging av alle de 6 – 9 år gamle tunnelene på dette veganlegget fant et stort og varierende behov for ekstra bergsikring. Forutsetninger, suksesskriterier , arbeidssituasjon og valgte metoder blir gjennomgått.

I enkelte av tunnelene, spesielt i Hanekleiva, i Løken og i det ene løpet i den korte Bolstad-tunnelen var behovet for tilleggssikring meget stort. Viktigste forhold går på at leirsoner med moderat svellende leire og annen leirinfisert oppsprekking med forvitring i sideberg var undervurdert i byggefasen. Valget av metoder for ny sikring var begrenset av tid og fysisk tilkomst. Lange partier ble støpt bak vann- og frostsikringshvelvet.

SUMMARY

This paper deals with the situation after a rock fall in Hanekleiv tunnel on the E 18 highway at Christmas 2006. All 7 twin tunnels of 6 – 9 years age were inspected and a substantial and highly varied need for additional rock support was realized. The prerequisites and success criteria as well as working conditions and chosen methods are explained.

In some of the tunnels, in particular Hanekleiv, Løken and one tube in the short Bolstad tunnel, the requirement for additional rock support was close to 100 %. Main feature is connected to an undervaluation poor rock conditions in the construction period, comprising faults with gauge of moderately swelling clay, other clay-filled jointing and weathered side rock. Choice of methods for new rock support was limited due to time and physical access. In long sections, the void behind the water and frost insulation panels was filled with concrete to form a full concrete lining.

1 INNLEDNING

”Hanekleiva” har i løpet av det siste året blitt et begrep i tunnel-Norge. Navnet er egentlig et klengenavn på en del av en lokal, svingete og til dels beryktet veg som ble bygget for 100 år siden over åsen mellom Sande og Hof i Vestfold. Nye E18 erstatter ikke denne veien, men krysser gjennom den samme åsen med en motorvegtunnel i 2 stk 1700 m lange løp som har fått dette navnet. Den nye vegen har kommet til erstatning for en meget ulykkesutsatt vegstrekning på gamle E18 mellom Skoger og Holmestrand. Anlegget har i alt 7 bergtunneler x 2 løp, det sto ferdig i 2001 og har vært en stor suksess mht trafikksikkerhet og effektiv trafikkavvikling.

2. juledag 2006 skjedde et ras i sørgående løp i Hanekleivatunnelen, til alt hell uten personskade. Hvorfor dette kunne skje og hva som siden ble avdekket ved ny gjennomgang av tilstanden i alle de nevnte tunnelene samt de omfattende ettersikringsarbeidene, har vært gjenstand for mye presse, faglige erkjennelser og egne konferanser, det har gitt opphav til nye retningslinjer og det skaper stadig høy temperatur i diskusjonene både i fagkretser og i offentligheten, til dels med basis i utenforliggende motiver.

Dette fordraget har ikke til hensikt å gi alle svar eller stanse alle diskusjoner, men det er vårt håp at det kan bringe litt innsikt i de vanskelige avveiningene noen var nødt til å gjøre som grunnlag for tiltak og før vegmyndigheten kunne friskmelde vegsystemet og gjenoppbygge tilliten til at tunnelene nå og i levetiden er minst så trygge som det er grunn til å forvente.

2 NOEN FAKTA OM TUNNELENE PÅ E 18 I NORDRE VESTFOLD

Tunnelene ble bygget i perioden 1995 – 2001, delvis i regi av Statens Vegvesen Produksjon, delvis av nasjonale entreprenører i normale entrepriser. I rekkefølge fra nord mot syd har vi:

Navn	Retning	Lengde (m i berg)	Bergart (dominerende)	Periode	Entrepri- se grunnarbeid
Bolstad	S	160	Basalt	1999	AF Spesialprosjekt Avtale med Produksjon
	N	143		1996	
Hanekleiva	S	1765	Sandstein, syenitt	1996 -97	Avtale med Produksjon (begge løp under ett)
	N	1765			
Løken	S	647	Syenitt	1997 -98	Veidekke ASA AF Spesialprosjekt
	N	652		1998 -99	
Hillestad	S	725	Rombeporfyr	1997 -98	Veidekke ASA AF Spesialprosjekt
	N	750		1998 -99	
Bringåker	S	1100	Rombeporfyr	1996 -97	Selmer ASA Veidekke ASA
	N	1100		1998 -99	
Botne	S	1070	Rombeporfyr, konglomerat	1998 -99	AF spesialprosjekt (begge løp under ett)
	N	1070			
Brekke	S	600	Ægirinporfyr, sedimentlag	1998 -99	Skanska ASA (begge løp under ett)
	N	570			

Tabell 1. Tunneler på E18 i Nordre Vestfold (ref: Veseth).

Alle tunnelene har 2 løp med to kjørefelt i hvert, prefabrikkerte veggelementer til ca 3,5 m høyde og vann- og frostsikringshvelv av type "Ekeberg" i taket. Dette er utført med PE-matter festet til nedhengte skinner som følger teoretisk profil og brannbeskyttet av nett-/fiberarmert sprøytebetong. Teoretisk avstand mellom hvelv og sprengt kontur er 20 cm.

3 RASET 25 DESEMBER 2006 OG DEN LOKALE UTBEDRINGEN (FASE 1)

Forfatterne var ikke involvert i undersøkelsen på rasstedet og sakser derfor fra rapporten fra den nedsatte undersøkelseskommisjonen (Nilsen m.fl.) uten ytterligere kommentar:

"SAMMENDRAG: Etter utrasning av ca. 250 m³ masse fra taket i sørgående løp av Hanekleivtunnelen på E18 den 25. desember 2006 oppnevnte Samferdselsdepartementet den 5. januar 2007 en undersøkelsesgruppe som fikk i oppdrag å kartlegge mulige årsaker til raset og foreslå eventuelle forbedringstiltak. Gruppen har som del av sitt arbeid foretatt befaringer av rasområdet og gått gjennom en stor mengde dokumenter fra forundersøkelser, planlegging/ prosjektering, bygging og drift av tunnelen. I tillegg er det avholdt flere møter med involverte parter og foretatt intervju med nøkkelpersoner.

Undersøkelsesgruppens viktigste konklusjoner på grunnlag av den gjennomførte granskning er som følger:

- 1. De utførte geologiske forundersøkelsene er vurdert å være tilfredsstillende, og raset kan derfor ikke settes i sammenheng med mangelfulle forundersøkelser.*
- 2. Den direkte årsaken til raset var en svakhetssone (forkastning) med delvis omvandlet og forvitret bergart, infisert av svelleleire, som etter hvert ga et så stort trykk mot sikringskonstruksjonen at den brøt sammen. Dette kan ha foregått som en gradvis prosess, men nedfallet av det vesentlige av rasmassen skjedde trolig brått.*
- 3. Rassonen ble registrert under drivingen, og dessuten vurdert på et senere tidspunkt da man oppdaget sprekker i sprøytebetongen. Det ble ved denne anledningen foretatt tilleggssikring. Sonen ble derfor ikke oversett, men behovet for permanent sikring ble undervurdert.*
- 4. Organiseringen av prosjektet var uheldig. Rollefordeling mellom den utførende og byggherrefunksjonen var ikke klart definert, og det var ulike oppfatninger om ansvarsfordeling i prosjektperioden. Spesielt gjelder dette ansvaret for å iverksette ingeniørgeologisk kartlegging under tunneldriving og for å bestemme den permanente sikringen.*
- 5. Det var ikke personell med nødvendig ingeniørgeologisk kompetanse på tunnelprosjektet. Prosjektet hadde heller ikke tilstrekkelig bemanning for fortløpende registrering av de ingeniørgeologiske forholdene i tunnelen og for kvalifisert vurdering av nødvendig permanent sikring.*
- 6. De ingeniørgeologiske forholdene ble ikke systematisk kartlagt og eksisterende dokumentasjon er mangelfull. Omfang og lokalisering av de utførte av sikringsarbeidene ble rapportert i prosjektet, men denne dokumentasjonen er ikke lenger tilgjengelig.*
- 7. Drifts- og vedlikeholdskontrakten omfattet (frem til 31.08.06) ikke periodisk inspeksjon av sikringsarbeidene".*

Det er kun pkt. 2 som er direkte relevant for temaet i dette innlegget, men hele konklusjonen i sammendraget er tatt med for å vise sammenhengen, og som et bakteppe til de omfattende vurderinger og tiltak som ble iverksatt i ettertid både i Hanekleiva, øvrige tunneler på E 18 i nordre Vestfold og i tunneler på vegnettet i Norge for øvrig.

Fra detaljer omkring forholdene ved rasstedet siteres fra samme rapport:

”Utrasningen har skjedd fra tunneltaket langs en ca 25 m lang sone (ca. profil 16760 – 16785) avgrenset av parallelle forkastninger som er orientert 030-040 grader med steilt fall mot sørøst, se figur 4 og 5. Sonen har en vinkel med tunneltraseen på ca 15 grader. Sidebergarten er en massiv, uomdannet, grårosa syenitt med relativt få sprekker. Disse har variabel orientering og omfatter både steile og flattliggende sprekker der det kan være et tynt belegg av grålig leire. I tillegg finnes det steile brudd orientert øst-vest.”

I tillegg forklarer rapporten at denne sonen har et varierende forløp med største bredde 2,5 m i rasområdet og ned til under 0,5 m der den krysser et tverrslag noe lenger nord. Svellegenskapene til leira som ble prøvetatt viser en middels aktiv svelleleire med noe smektitt. Vi gjengir også et meget illustrerende foto som ble tatt under undersøkelseskommisjonens befarings:



Figur 1 Foto fra raset (Nilsen m.fl.)

Kort tid etter raset og etter at undersøkelsene av rasområdet var ferdig, ble rasstedet sikret med full utstøping. I mellomtiden var det gjort nye funn av åpenbart ustabilt berg i forlengelsen av rassonen i det nordgående tunneløpet i Hanekleiva som medførte at også dette løpet ble stengt for all trafikk. Etter dette funnet ble det bestemt å vurdere tilstanden mht. ytterligere sikringsbehov av alle tunnelene på E-18 i nordre Vestfold.

4 ALLE TUNNELENE PÅ E 18 I NORDRE VESTFOLD VURDERT

Det var som nevnt av undersøkelsesgruppen mangelfull dokumentasjon fra byggefasen for Hanekleiva. For de øvrige tunnelene var situasjonen også noe varierende på dette feltet, og usikkerheten var skapt mht. om det kunne være mangler i sikringsomfanget på andre tunneler. Vegvesenet satte derfor i gang en inspeksjon bak tunnelhvelvene ved hjelp av både egne og eksterne ressurser, i dette tilfelle Norconsult. Det ble gjort en betydelig kartleggingsjobb i løpet av kort tid i januar- mars 2007, mens sikringsarbeidet av rassonen pågikk i Hanekleivtunnelen. Resultatet var en omfattende registrering av tiltaksbehov i ulike kategorier, der en ser et ikke ubetydelig antall steder med akutt behov for tilleggssikring. Detaljert omfang og type sikring ble ikke angitt nøyaktig, da en forutsatte mer detaljerte vurderinger av både behov og metoder før en evt. utførelse.

Vi gjengir her som eksempel konklusjonen fra Norconsult sin inspeksjon av begge løp i Løkentunnelen:

”Oppdraget omfatter en registrering av lokaliteter hvor berget ikke har tilfredsstillende stabilitet eller hvor bergsikringen er mangelfull og/eller ikke har den nødvendige kvalitet. I tillegg er framkommelighet bak hvelv registrert og kategorisert. Anbefaling av tiltak er blitt vurdert, og det opereres med 3 tiltaksklasser:

- (1) Må sikres før trafikkpåsetting (sikkerhet for biltrafikk)*
- (2) Bør tilleggssikres (sikkerhet for personell bak hvelv)*
- (U) Usikkert sikringsomfang, må utredes nærmere*

Det generelle inntrykket av Løkentunnelene er at permanentsikringen er generelt mangelfull. Ut fra stabilitetsmessige hensyn vurderes det som nødvendig med umiddelbar ettersikring av 43 områder før trafikk igjen kan settes på tunnelene.

Ut fra et sikkerhetshensyn for personell som skal oppholde seg bak hvelvet, har ikke tunnelen i dag tilfredsstillende stabilitet til at ferdsel langs veggene er tilrådelig. Det anbefales at det utføres fjellrensk i henhold til gjeldende forskrifter før man på nytt tilrår at personell ferdes langs tunnelveggene bak hvelvet. Videre anbefales det at planleggingen av utbedringstiltak for øvrige 47 lokaliteter registrert som tiltaksklasse 2 også startes nå slik at dette arbeidet kan utføres på en mest mulig rasjonell og økonomiske måte. Aktuelle tiltak er anbefalt, men ikke prosjektert i detalj. For å prosjektere tiltakene er det nødvendig med en nærmere utredning for hver lokalitet. Leirsonenes sveleegenskaper med hensyn til svelletrykk bør utredes nærmere i forbindelse med prosjektering av nødvendig tilleggssikring. Det er registrert 13 U-felter, områder med usikkert nivå på eksisterende sikring og hvor det er særlig grunn til å sette spørsmålstegn ved totalstabiliteten av bergmasse. Det vil ventelig være behov for omfattende sikring, men det er i dag vanskelig å se hva som er utført. Her anbefales det å utrede og å skaffe seg oversikt over hva som er utført, og ut fra dette å vurdere i hvilken grad det er behov for tilleggsundersøkelser og tilleggssikring. I områder hvor det ikke har vært fysisk mulig å foreta en visuell inspeksjon anbefales det vurdert

alternative inspeksjonsformer etter en detaljert gjennomgang av tilgjengelige data om bergforhold og utført sikring.”

Det er i etterkant reist kritikk mot at denne inspeksjonen ikke i tilstrekkelig grad tok hensyn til den dokumentasjon som tross alt var tilgjengelig fra byggeperioden, og at noe av den usikkerheten som reises kunne vært avklart gjennom det. Det er likevel i dette tilfelle lagt ned et arbeid av betydelig kvalitet og det dannet et godt utgangspunkt for utforming av beskrivelser og mengelister i en tilbudskonkurranse om sikringsarbeider i fase 2.

Norconsult fant i de 6 tunnellopene de gjorde registreringer, følgende antall lokaliteter med behov for tiltak:

	Løken N	Løken S	Brekke N	Brekke S	Botne N	Botne S
Tiltaksklasse 1, før trafikk	21	22	6	6	20	14
Tiltaksklasse 2 av hensyn til drift	25	22	14	8	14	29
Tiltaksklasse U, må vurderes nærmere	4	9	1	1	2	8

Beskrivelsen i Norconsult sine rapporter gir følgende hovedinntrykk av sikringsarbeidene som ble utført i byggetiden:

- for liten grad av systematisk bolting og sprøytebetong i veggene,
- for tynn sprøytebetong (spes. Løken),
- undervurdering av leirsoner (som kan ha tørre under driving),
- ikke tatt tilstrekkelig hensyn til bergets omvandlingsgrad og leirinfisert oppsprekking, (spes. Løken og Botne) og
- gjennomgående dårlig bergrensk i veggene.

Vegvesenets egne ingeniørgeologer sto for tilsvarende kartlegging i Hanekleiva og de øvrige tunnelene. I Hanekleivas begge løp viser rapporteringen et minst tilsvarende antall steder som i Løkentunnelene, knyttet til ulike forhold som gjorde tilleggssikring påkrevet. Situasjonen var til dels mye bedre i andre tunneler, med unntak av nordgående løp i Bolstad tunnelen, der dagfjell med tett oppsprekking var gjennomgående mangelfullt sikret. Her var til gjengjeld sørgående løp meget bra.

Kort resyme fra forhold som gjorde tilleggssikring påkrevet i Hanekleiva:

- Alt for få bolter/manglende systematisk boltemønster både i lagdelt sandstein og i leirinfisert, oppsprukket syenitt. Som illustrasjon viser sluttdokumentasjonen ca 7500 bolter med permanent funksjon (mot 14.500 som angitt i geologisk grunnlagsrapport), dvs omkring 2 bolter pr m. I tillegg står mange bolter i ”klynger” og mange har dårlig effekt. Av tilleggsbolting som ble besluttet på initiativ av Peab under fasen med montasje av Ekeberghvelv, tyder kartleggingen som ble gjennomført nå på at bare omkring 1/5 faktisk var utført.
- Sprøytebetong er utført i heng og vederlag i det aller meste av tunnelene, men det observeres gjennomgående kun 2 – 4 cm tykkelse.
- Flere soner med leire og tett oppsprekking, både på tvers, med liten vinkel til tunnelene og i kombinasjon med flere retninger har ikke annet enn spredt bolting og tynt lag av

sprøytebetong som sikring. Slike leirsoner har moderat svellende egenskaper og kan ha vært bedømt som fast berg i drivefasen.

- Veggene er gjennomgående svært mangelfullt sikret. I tillegg er det sprengt grøft etter ferdigstillelse av sikringen, og det har oppstått overheng og rasfarlige situasjoner i områder med tett oppsprekking og/eller langsgående slepper.

- Det generelle inntrykket av den utførte sikringen er med lokale unntak at tunnelen kun er arbeidssikret og mangler permanentsikring.

5 STOR VARIASJON MELLOM ULIKE TUNNELER

I tilfelle for Hanekleivtunnelen var behovet for supplerende sikring gjennomgående og stort. Ikke minst gjaldt dette i den sørlige delen av begge tunnellopene hvor bergarten er syenitt. Det var ikke så stor forskjell i behov for supplerende sikring mellom de to løpene (som var drevet samtidig), men man valgte, som vi skal se, litt ulike metoder i sammenheng med tidsfaktoren.

Tilstanden i Løkentunnelens sydgående og nordgående løp var som vi ser av oversikten nokså lik mht antall steder som krevde tiltak eller nærmere vurdering. Det skulle senere vise seg at det ble en større forskjell i sikringsmengdene som ble anvist, med betydelig mer tilleggsikring i nordgående løp. Litt av forklaringen ligger i at en senere fant, og kunne dra fordel av, relativt brukbar dokumentasjon på utført sikring i sørgående løp.

Forholdet varierte enda mer mellom de ulike tunnelparsellene, noe vi vil vise mot slutten av artikkelen i form av oversikt over endelige mengder tilleggsikring.

6 MÅL – SUKSESSKRITERIER FOR UTBEDRINGEN I FASE 2

Man må forstå at det utbedringsarbeidet som nå var oppgaven, ikke kunne sammenlignes med et ordinært bergsikringsarbeid i en hvilken som helst vegtunnel. Det var skapt et fokus og et sett av forventninger som i sterk grad måtte influere på forestående beslutningssituasjoner. Det kunne også lett oppstå et tidspress og et press om å velge de mest bekvemmelige løsningene, noe som kunne gjøre hverdagen vanskelig for de ingeniørgeologene som ble satt til å påvise detaljert sikringsbehov. Derfor ble det innhentet ekstern kvalitetssikring med erfarne ingeniørgeologer, og det ble innledningsvis avklart et sett av mål som grunnlag for beslutninger om utbedring. Disse ble diskutert i en bred gruppe og fikk følgende ordlyd og prioritet:

- Helse, miljø og sikkerhet skal ivaretas, både ved arbeidet i anleggsperioden og for trafikk og vedlikehold i brukstiden.
- Bergforsterkning og/eller passiv sikring skal gjennomføres til et sikkerhetsnivå som ikke skal kunne trekkes i tvil og med en kvalitet som tilsvarer krav i gjeldende håndbøker, og dette skal være dokumentert.
- Det skal åpnes for trafikk gjennom ett løp innen 6. juli 2007. Om det gjenstår arbeider i første løp på dette tidspunkt, skal disse fullføres når trafikk kan avvikles i motsatt tunnellop.
- Metoder og utførelse skal være tids- og kostnadseffektive.
- Med bakgrunn i den offentlige interesse arbeidet er omfattet av, skal arbeidet og kommunikasjonen omkring det bidra til å gjenoppbygge tillit til vegparsellen og

tunnelteknologien generelt. Det samme gjelder for det interne samarbeidsklima i Statens Vegvesen.

7 DETALJERTE VURDERINGER OG VALGTE METODER

7.1 Generelt om tilgjengelighet og arbeidsmetode

For å få en oversikt over alle tunnelene på E18 i nordre Vestfold ble det fra VD og vegdirektøren besluttet at disse måtte kartlegges med hensyn på geologi og eksisterende sikring. Arbeidet med å kartlegge tunnelene i nordre Vestfold var en formidabel oppgave og til tider svært møysommelig. Man må forestille seg at utgangspunktet var kartlegging av ferdig sikrede tunneler med Ekeberghvelv, totalt ca 10 km, hvor det var begrenset dokumentasjon og ved flere av tunnelene ingen stedfestet dokumentasjon på utført sikring fra driftsfasen. En annen stor utfordring var selvfølgelig tilgjengeligheten. Tunnelene var til dels svært trange og da spesielt på hengen. Det var da nødvendig å krype/åle seg frem på hvelvet og stedvis finne små åpninger slik at man fikk kilt seg frem der det var mulig. Stedvis var det likevel for trangt og slike områder ble ikke kartlagt. Totalt sett var det likevel kun unntaksvis for trangt til å inspisere, men det var store områder svært trangt og dette reduserte kraftig graden/kvaliteten på kartleggingsarbeidet. En annen faktor som reduserte kvaliteten på kartleggingsarbeidet var selvfølgelig at store deler av tunnelene var påført sprøytebetong. Dette gjaldt stort sett i hengen i alle tunnelene, mens veggene var blottlangt.

Arbeidsmetoden som etter hvert ble innarbeidet var at man først kartla veggene på begge sider av hvelvet over en viss strekning, gjerne mellom hvert tverrslag. Veggene i tunnelene er stort sett blottlagt fjell og det var her mulig å kartlegge svakhetssoner som forkastninger, leirsoner, leirinfiserte soner, ganger etc. Disse sonene ble så målt inn og forsøkt ekstrapolert over hengen slik at man kunne bestemme utløpet på de samme sonene på motsatt vederlag/vegg. Deretter ble hengen undersøkt både visuelt og med banking (geologihammer). Eksisterende sikring av de ulike sonene ble deretter undersøkt; da med tanke på tykkelse på sprøytebetong, antall bolter, retning på boltene etc. Viktig var det også å fokusere på områder der det var krysninger av flere svakhetssoner eller større sprekkeplan, og da spesielt hvis disse hadde innslag av leire eller hvor sprekkeplanene hadde leirebelegg. På bakgrunn av dette ble område/parti beskrevet og vurdert som enten utilstrekkelig sikret, godt nok sikret eller usikkert. I sistnevnte tilfelle ble det forutsatt å trekke inn en tredjeperson til vurdering. Et alternativ ville vært å slavisk anslå parametrene i Q-metoden for så å sammenligne utregnet resultat med eksisterende sikring. De lokale fenomenene var imidlertid så vidt påvirket geometriske forhold som metoden ikke fanger opp, at en fant dette å representere en usikkerhet.

På bakgrunn av kartlegging første fase ble det utarbeidet et forslag til supplerende sikring som bl.a. ble brukt i konkurransegrunnlaget. Det var nødvendig å vurdere de påviste lokalitetene mer i detalj og beskrive konkret hvordan de enkelte områdene i tunnelene skulle sikres. I sistnevnte fase var det en rekke personer involvert og det ble utnevnt to eksterne eksperter som skulle overprøve og ha det overordnede faglige tilsynet og kvalitetskontroll av sikringsløsningene. Disse to personene var Anders Beitnes fra SINTEF og Bjørn Buen fra Bjørn Buen AS. Etter nye vurderinger av hvert enkelt område ble det så utarbeidet endelige sikringsanvisninger i form av kontrollørmeldinger.

7.2 Generelle inntrykk

Gjennomgående trekk (underforstått visse forskjeller) er at veggene var mangelfullt både rensket og sikret. Nå kan en si at konsekvensene for manglede sikring mot moderate blokknedfall og en langsom utvikling av avskalling eller smådryss fra forvitret og leirinfisert berg ikke har direkte innvirkning på risikoen for trafikantenes sikkerhet. Men mange steder var situasjonen slik at manuell inspeksjon bak hvelvet (som nå skal være rutine) var direkte farlig, og enkelte steder ville en fortsatt utvikling av utfall eller forvitring, oppbløting og utglidning i leirholdige soner medføre økende fare for mer dramatisk stabilitetssvikt.

Et gjennomgående geologisk fenomen er at knusningssoner og oppsprekking opptrer med leirbelegg og mineralomvandling som vitner om høy grad av forvitring med dyp effekt i bergmassen. Sikringsomfanget i drivefasen vitner om at dette ikke har vært observert eller tatt hensyn til i tilstrekkelig grad. En kan sikkert finne forklaringer på dette i form av at dette er bergmasse som tunnelmannskapene hadde lite erfaring med og at fenomenet først trer tydelig fram etter lengre tid i fuktig miljø. I drivefasen kan en ha relativt tørr luft, mens det etter en viss tid med spenningsomvandling og tilgang på fuktighet skjer en forvitring på grunn av fuktopptak som nedsetter fastheten betydelig.

En så også, men da med store variasjoner, sviktende kvalitet i utført sprøytebetong i hengen. Særlig der en hadde hatt store utfall i svakhetssoner og derfor ugunstig geometri, var det ofte stor variasjon i tykkelse og mye ”helligdager”. Selv i soner med leirinfiserte spekker og slepper i flere retninger og klart behov for tykk sprøytebetong som permanent sikring, kunne en observere sprøytebetongtykkelse på mindre enn 5 cm. Det fremsto tydelig i flere av tunnelene at sikringen var gjort for ”komme gjennom” og ikke supplert for systematisk å ta vare på det permanente behovet.

7.3 Om vurdering av praktisk mulige sikringsmetoder

I det anbudsgrunnlaget som ble satt sammen i full fart for å kontrahere entreprenør til utbedringsarbeidene, inngikk det i hovedsak slike prosesser:

- Riving av hele hvelvet (vegger og heng med alle installasjoner) og gjenoppbygging etter sikring
- Riving av hele hvelvet (med kabelbru) over veggene
- Full utstøping bak eksisterende v&f-hvelv, med innvendig avstempling
- Sprøytebetong, evt med armering i sikringsbuer
- Bolter (CT-bolter med skive og mutter for senere gysing), selektivt plassert både i åpen posisjon og satt gjennom hull i takhvelvet som siden skulle plugges og forsegles.

Når arbeidet tok til og påvisningen begynte å komme opp med konkrete anvisninger, ble det raskt et spørsmål om hvor hensiktsmessig enkelte av metodene var, sett i lys av både HMS, tid og kostnadseffektivitet. Noen tilpasninger av sikringsmetodene fra anbudsgrunnlaget ble derfor gjort på flere måter:

- Støp ble i stor grad innført som erstatning for slik sikring som ville kreve å rive hele hvelvet. Dette var mest av hensyn til tid og kostnad.
- Bolting gjennom hvelv med kamstål uten skive ble innført av HMS-grunner - i stedet for bolter med skive som krevde arbeid bak hvelv. Dermed har en i stor grad gått fra selektivt plasserte bolter til systematisk bolting. Dette har også gjort det mulig å sette inn ekstra bolter i veggen, der en må bore gjennom de prefabrikkerte veggelementene.
- Sikringsribber. Der sikringsbehovet var knyttet til langsgående, steil oppsprekking, ble det vurdert at det var tilstrekkelig å supplere med bolteforankrede sikringsribber av

tykk sprøytebetong med armering for hver 5 til 8 m. Dette kunne en få til med å skjære ca 1,5 m brede "vinduer" ut til begge sider i Ekeberghvelvet uten å måtte rive verken kabelbru eller hvelvets bærekonstruksjon.

På bakgrunn av de innledende forutsetninger og mål og situasjonen med til dels varierende dokumentasjon, er det åpenbart at det ble sikret vel tungt i enkeltpartier. Det er også slik at det pga. tidspresset og de begrensninger som fremfor alt var gitt av vann- og frostsikringshvelvet, ble valgt metoder som for utenforstående kan virke utradisjonelle sammenlignet med optimal sikring i byggefasen. Tidsavhengige kostnader er imidlertid vesentlig høyere enn materialkostnader ved slikt arbeid. Det betyr at grove sjablongtiltak stedvis kan være riktige hvis de kommer gunstig ut tidsmessig.

7.4 Flattliggende sandsteinsbenker

I nordre halvdel av Hanekleiva ligger det sandstein i nesten flattliggende benker som har varierende tykkelse og grad av binding i lagdelingen. Generelt gjelder at sandsteinen har vært utsatt for forkastningspåkjenninger og mange steder har sprekkeutvikling som både følger og skjærer lagdelingsplanene, men at lagdelingsplanene er viktigst, da de har minst ruhet og noen steder belegg. Den normale sikringsformen i dette berget, så lenge en beholder noenlunde brukbar geometri, er systematisk bolting i kombinasjon med sprøytebetong. Ideelt sett kan sprøytebetongen sies å ha mest betydning der sandsteinsbenkene er mest oppsprukket på tvers og der de lager trappetrinn med kantoppsprekking og eller utkilinger.

Den sikringen som ble utført under bygging var i stor grad i samsvar med disse prinsippene og hadde fornuftig plassering. Det mangler imidlertid mye på at boltemønsteret er systematisk, med en boltetetthet på omkring 2 stk/m. Sprøytebetongen var overveiende bare 2 – 4 cm og kunne dermed ikke kompensere for manglende bolting med trygg langtids effekt. Detaljert plassering av tilleggssbolter som til sammen kunne utgjøre et tilstrekkelig tett mønster ville bli upraktisk og veldig tidkrevende å gjennomføre. Det ble derfor vurdert som mest hensiktsmessig å supplere hele strekningen i begge løp med et mønster på ca 1,5 x 2 m av innstøpte kamstålsbolter, boret gjennom Ekeberghvelvet. I de mest oppsprukne partiene knyttet til knusningssoner ble det gjennomført enten full utstøpning eller sprøytebetonggribber gjennom åpninger i hvelvet. En kan innvende at sprøytebetongen burde vært komplettert systematisk også, men her har en valgt å ta hensyn til at Ekeberghvelvet tåler godt det som kan utvikle seg av betongdryss og smånedfall. Og en forutsetter at det fortsatt skal foregå et ettersyn.

7.5 Leirsoner

I søndre halvdel av Hanekleiva og spesielt i Løkentunnelene er mange av de mest betydelige svakhetssonene i syentten steile forkastningsplan med liten vinkel til tunnelaksen. Nedsatt skjærfasthet er et tydelig fenomen etter få år der sonene har vært eksponert for fuktighet i en avspent situasjon. Nedenfor er et bilde fra fot av vegg der en klassisk leirsoner med moderat svellende leire er gjenstand for oppbløting og utrasing. Også sideberget har leirbelegg. Sonen fremstår som helt desintegert og faller lett ut ved berøring. Sprøytebetongen har sprukket opp i kantene. Slike soner har sannsynligvis ikke kunnet utøve veldig stor sprengkraft fra svelling, (lokaliteten er heller ikke veldig sterkt konsolidert), men det er opplagt at nedsatt skjærstyrke også kan føre til innrasing.

Den optimale sikringen i slike soner vil omfatte buer av armert sprøytebetong i samvirke med lange innstøpte bolter. Hensikten vil være å holde all massen på plass og forseglet, slik at ikke fuktopptak og deformasjon får utvikle seg og en må sørge for kapasitet til lastoverføring som hindrer større ustabilitet. Sikringen må omfatte de kileformede bergpartiene som ligger mellom sonen og tunnelen så lenge veggens innfor sonen er mindre enn 2 - 3 m tykk.



Figur 2. Sone med moderat svellende leire

Vi ser at det i noen slike soner til dels har vært drevet med spiling og korte salver der sonen krysser hengen. En finner tykk sprøytebetong også til dels langt ned i vegg, men det er typisk mangel på systematisk utforming av permanent bærende sikringsbuer og helt konsekvent mangler det trygg fot for slik sikring, slik at en ustabil situasjon kan få utvikle seg over tid. I heng/vederlag er det mange steder betydelige utfall og uheldig profil, spesielt der en har forkastninger som krysser sleppesoner i en annen vinkel.

I den foreliggende situasjonen har en valgt å legge inn veggstøp godt forbi utgang av leirsoner i begge vegger.

Denne avsluttes i høyde med topp av veggelementer og danner fot for ny, komplett hengsikring av bolter og sprøytebetong, ofte i form av armerte buer. Ved store utfall der en ikke har kunnet oppnå brukbar geometri for bærende buer, eller der en av praktiske og fremdriftsmessige årsaker ikke har kunnet rive hvelvet, er det utført full utstøping.

7.6 Oppsprekking med leirbelegg/ omvandlet berg



Figur 3 og 4 viser fenomener som har sammenheng med forvitring i en grad som ikke er vanlig ellers i Norge.

Både i syenitten i Hanekleiva og Løken og i porfyrbergartene i tunnelene lenger sør ser en mange steder tydelige tendenser til forvitring i form av misfarget bergart, delvis leiromvandlet sleppemateriale og nedsatt styrke i selve bergartsmaterialet. I bildet til venstre ser en at geologihammeren lett kan hugges inn i en bergartsstruktur som ser intakt ut.

Partier med slike forvitringstrytninger som dette krever ideelt sett komplett sikring med bolter og sprøytebetong i hele tverrsnittet. Det kan bemerkes at i tunneler som tydeligvis har vært gjenstand for en fullgod evaluering for permanent sikring, ser dette fenomenet ut til å være godt tatt vare på, mens der sikringen i hovedsak ikke er supplert etter drivefasen, kan det ha vært oversett eller kraftig undervurdert. Den praktiske tillem্পningen der sikringen er mangelfull, blir å sørge for at intakt sideberg er godt boltet, evt. med bolter ned i veggene, og at hvelvet tilleggssikres til en tilstrekkelig tykkelse av sprøytebetong i samvirke med bolter. Der sprekkefenomenet i hovedsak står med liten vinkel til tunnelaksen og sprekketog med leirbelegg i verste fall (uten sikring) kan føre til utfall av langsgående skiver, har en flere steder funnet det akseptabelt å utføre tilleggssikringen i hengen i form av ribber med 5 – 8 m mellomrom og begrenset utbredelse på tvers. I de partiene der en fortsatt forvitring vil kunne medføre innrasing i veggene, har en funnet det tryggest å utføre veggstøp. I mange tilfeller er også slike forvitrede soner tatt vare på ved at en har forlenget full utstøping knyttet til en nærstående forkastningssone.

7.7 Totale sikringsmengder

Nedenfor vises en tabell over de endelige lengder som ble tilleggssikret i alle tunneløpne. %-andel av tunneler som ble sikret med full utstøping bak hvelvet er uthevet med fet skrift. Legg merke til den store forskjellen i Bolstad tunnelens to løp. Disse løpene var bygget på ulike tidspunkt. Søråående løp hadde meget bra sikring i tett oppsprukket berg, mens det i nordåående løp, som i tillegg er T 11 og har veldig liten overdekning, var gjennomgående mangelfull sikring. En viss betydning for valg av metode hadde også ønsket om å gjenåpne denne tunnelen så raskt som mulig. Noe av den samme vurderingen gjelder også nordåående løp i Hanekleiva, som fikk en større andel full utstøping på bekostning av mer tidkrevende metoder, dette for å sikre åpning av dette løpet til 6. juli 2007.

Lengde tunnel sikret 2007	Bolstad S		Bolstad N		Hanekleiva S		Hanekleiva N		Løken S		Løken N	
	m	%	m	%	m	%	m	%	m	%	m	%
Total lengde eks portaler	135		135		1763		1711		642		652	
Lengde uten tilleggssikring	129	96	0	0	0	0	0	0	190	30	0	0
Detaljspesifisert bolting	6	4	0	0	0	0	15	1	0	0	0	0
En bolterast i vegg (1 eller begge s.)					0	0	0	0	135	21	0	0
Systematisk bolting gjennom takhvelv					985	56	610	36	172	27	0	0
Syst. bolting hvelv + bolting i vegg					335	19	0	0	20	3	160	25
Syst. bolting/ ribber + veggstøp					35	2	20	1	12	2	0	0
Vinduer med sikringsribber					30	2	60	4	22	3	40	6
Vinduer med ribber + veggbolter					0	0	0	0	0	0	120	18
Vinduer med ribber + veggstøp					0	0	0	0	0	0	90	14
Revet takhvelv, ny sikring B + S					0	0	160	9	0	0	0	0
Revet takhvelv + veggstøp					0	0	176	10	0	0	0	0
Full utstøping bak hvelv	0	0	135	100	383	22	672	39	90	14	242	37

	Hillestad		Hillestad		Bringaker		Bringaker		Botne		Botne	
	S		N		S		N		S		N	
	m	%	m	%	m	%	m	%	m	%	m	%
Total lengde eks portaler	710		766		1100		1100		1070		1070	
Lengde uten tilleggssikring	589	83	369	48	1040	95	905	82	846	79	950	89
Detaljspesifisert bolting	6	1	0	0	30	3	10	1	9	1	50	5
En bolterast i vegg (1 eller begge s.)	0	0	112	15	10	1	0	0	5	0	20	2
Systematisk bolting gjennom takhvelv	75	11	189	25	15	1	160	15	120	11	30	3
Vinduer med sikringsribber					5	0	0	0	0	0	0	0
Bolting heng + veggstøp												
Full utstøping bak hvelv	40	6	96	13	0	0	25	2	90	8	20	2

Tabell 2 Totale lengder sikret i 2007.

Ikke vist i tabellen er Brekke-tunnelene lengst sør, hvor det var kun lokale punkter med behov for tilleggssikring med bolter og en kort støp i veggen i det ene løpet.

8 NOEN TANKER I ETTERKANT

Det er nedlagt et stort arbeid og mange miljøer er trukket inn for å bearbeide og trekke lærdommer av denne saken. Disse lærdommene omfatter mange temaer som går på både formelle og praktiske retningslinjer for tunnelbygging, krav til organisering, oppfølging og kartlegging på stuff med relevant kompetanse, dokumentasjon osv.

Vi skal ikke bidra ytterligere i denne debatten, men peke på noen forhold av ingeniørgeologisk karakter som vi mener erfaringen viser at man bør være obs på i nye tunneler:

- Dypforvitring, som vi nå har lært forekommer bl.a. langs Oslofjorden og på Sørlandet, er et fenomen som i betydelig grad påvirker langtids bergmekaniske egenskaper og som må tas hensyn til ut over det man kan observere umiddelbart på nysprengt berg. Dette fenomenet krever innsikt og mer nøye undersøkelse av bergmassen.
- Selv om vegtunneler utstyres med prefabrikkerte betonghvelv i veggene, må veggene i oppsprukket berg med leire/leirbelegg sikres langt på veg like omhyggelig som profilet for øvrig og på en slik måte at det ikke kan utvikle seg utfall i foten av veggen og gradvis redusert stabilitet. Om en velger å utsette sikring av nedre del av veggene, bl.a. for å kunne inspisere berget over tid, må en ha trygghet for at veggene blir sikret i nødvendig omfang senere og at ikke dette blir ofret på grunn av tid og budsjetter.
- Grøftesprenging i egen operasjon langt ute i byggeperioden kan i alvorlig grad skade stabiliteten i tunnelvegger og må alltid etterfølges av nødvendig supplerende sikring basert på kyndig vurdering. Helst bør det unngås ved at grøfta tas med på stuff, eller at den trekkes lenger inn i tunnelprofilet.
- Moderat svellende leirmineral på stikk og sprekker kan være et vel så risikabelt fenomen som soner med mer aktiv svelleleire, da fuktopptak, nedsatt skjærfasthet og dermed også nedsatt stabilitet utvikler seg sakte og ikke så lett fanges opp ved kartlegging på stuff. Dette er det spesielt krevende å ta fullt hensyn til om en velger å foreta all bestemmelse av permanent sikring tidlig i drivesituasjonen.
- Kyndig inspeksjon i driftsfasen med basis i god dokumentasjon fra driveperioden er en ekstra sikkerhet, men bør ikke bli et alternativ til å forsøke å få med alt behov for permanent sikring i byggeperioden. Det er uhyre kostbart og lite effektivt å skulle utføre tilleggssikring i vegtunneler etter at trafikk er satt på.
- Fordi om disse tunnelene i stor grad ble tilleggssikret med full utstøping, er ikke dette noe bevis på at støp i utgangspunktet ville ha vært den riktige metoden. De aller fleste

svakhetssonene ville ha vært tilstrekkelig sikret med komplette sikringsbuer helt ned i vegg, der det er samvirke mellom (lange og mange nok) bolter og armert sprøytebetong. For å unngå full utstøping, er det imidlertid svært viktig å drive forsiktig gjennom slike svakhetssoner og å utføre bergsikring fortløpende slik at en beholder en god kontur. Ved store utfall og ugunstig tverrsnittsforn i soner med svelleleire ville det uansett tidsfaktor og tilgjengelighet i ettertid vært vanskelig å finne annen forsvarlig sikringsform enn full utstøpning.

9 REFERANSER

- 1 B. Nilsen m.fl.: (2007): "Rapport fra undersøkelsesgruppen", publisert på www.vegvesen.no
- 2 Norconsult (2007): Sluttrapporter Oppdrag 5004777
- 3 Interne rapporter fra utbedringsarbeidene
- 4 Norsk Bergmekanikkgruppe (2002): "Handbook No 2 Engineering Geology and Rock Engineering"; eget forlag
- 5 K. Høyland (1998): "E 18 gjennom Nordre Vestfold"; NFF Fjellsprenningsteknikk Bergmekanikk 1998
- 6 E. Grimstad (1998): "Sikring av vanskelige tunnelpåhugg"; NFF Fjellsprenningsteknikk Bergmekanikk 1998
- 7 A. Veseth (1998): "Kontraktstrategi og fjellsikring – erfaringer fra Vestfold"; NFF Fjellsprenningsteknikk Bergmekanikk 1998

E18 Tunnelene i Vestfold, Veidekke Entreprenør AS

Sivilingeniør Jarle Hovland
Veidekke Entreprenør AS



Innledning

Tunnelene i Vestfold ble bygd i siste del av 1990 tallet som en del av Ny E18 i nordre Vestfold. I alt ble det bygd syv 2-felts tunneler på E18. Hanekleivtunnelen (1765m), Løkentunnelen (700m), Bolstadttunnelen (ca 170m), Hillestadttunnelen (770m), Bringakertunnelen (1129m), Botnetunnelen (1375m) og Brekketunnelen (556m). Alle tunnelene har to parallelle løp på T9.

Etter raset som gikk i Hanekleivtunnelen i romjulen 2006 ble Hanekleiv- og Løkentunnelen kontrollert. Som omtalt i forrige innlegg besluttet Statens vegvesen at det var behov for etablering av supplerende tung sikring. Første og andre entreprise var stabilitetssikring av Hanekleiv- og Løkentunnelen nordgående løp. Deretter siste entreprise med stabilitetssikring av øvrige gjenstående tunneler på E18 i nordre Vestfold. Veidekke Entreprenør AS ble tildelt tre entrepriser etter åpen anbudskonkurranse for tunnelene i Vestfold.

Tre entrepriser tildelt Veidekke Entreprenør AS:

- **Entreprise 1: Utstøping bak hvelv.**
 - Kontraktsum 4 977 890 kr.
 - Byggetid 6/2-07 til 22/2-07, ca 2,5 uker.
- **Entreprise 2: E18 Hanekleiv- og Løkentunnelen nordgående løp**
 - Kontraktsum 64 029 498 kr
 - Sluttfrist 6 juli.
 - Oppstart 16 april 2007, ferdigstillelsedato 6 juli 2007 til tross for 40% mengdeøkning.
 - Byggetid 67 arbeidsdager.
 - Tilbyder nr 2: Kontraktsum 79 146 849 kr, ferdigstillelsedato 15 november 2007.
- **Entreprise 3: E18 Tunnelene i Vestfold.**
 - Kontraktsum: 134 797 469 kr
 - Delfrist 1: 6 juli.2007 og delfrist 2: 1 oktober 2007.
 - Oppstart 2 mai 2007. ferdigstillelsedato delfrist 1: 6 juli 2007, ferdigstillelsedato delfrist 2: 16 august 2007. Reduserte mengder på denne kontrakt.
 - Byggetid 90 arbeidsdager.
 - Tilbyder nr 2: Kontraktsum: 146 953 221 kr, ferdigstillelsedato delfrist 1: 22 juli 2007, delfrist 2: 1 februar 2008.

Omfang

Arbeidene har i all hovedsak bestått av å sikre fjellet med utstøping bak eksisterende hvelv og veggelementer, boltsikring gjennom eksisterende hvelv, rive og etablere nytt vann- og frostsikringhvelv, sprøytebetongbuer og sikring gjennom vinduer (sprøytebetonggribber). Følgende hovedmengder er medgått i de ulike entreprisene:

Mengder Veidekke Entreprenør AS E18 Tunnelene i Vestfold:

- | | |
|---|-----------------------------|
| • Riving og reetablering av hvelv: | <u>363 m</u> |
| • Riving og reetablering vindu: | <u>75 stk.</u> |
| • Opplasting og bortkjøring av rivingsmasser: | <u>5 176 m²</u> |
| • Bolter 3m og 4 m: | <u>14 241 stk.</u> |
| • Sprøytebetongbuer: | <u>31 stk</u> |
| • Sprøytebetonggribber: | <u>75 stk</u> |
| • Hullsaging i veggelementer: | <u>209 stk.</u> |
| • Drensmatter over PE-hvelv og veggelementer: | <u>35 115 m²</u> |
| • Reis fra vegbane og understøttelse av PE-hvelv for å tåle støpetrykk: | <u>1 736 m</u> |
| • Betongutstøping bak PE-hvelv og veggelementer: | <u>28 856 m³</u> |
| • Sprøytebetong inkl. brannsikring: | <u>1 273 m³</u> |

Sikringsmetoder.

Valg av sikringsmetoder ble bestemt ut fra stedlige forhold og basert på ingeniørgeologiske vurderinger i samråd med Statens vegvesen og deres konsulent Aas Jacobsen. Følgende sikringsmetoder ble gjennomført på E18 Tunnelene i Vestfold:



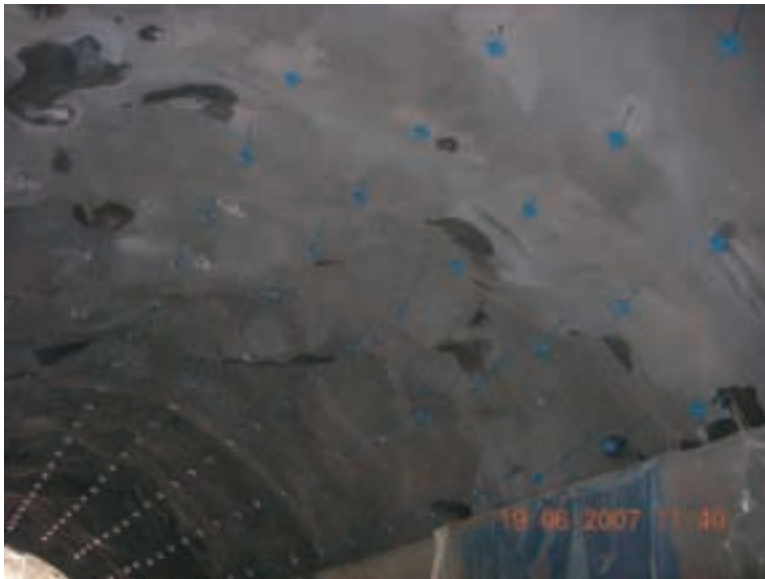
Uarmert kontaktstøp mot fjell bak eksisterende VF-hvelv og veggelementer

Tunnelen er vann og frostsikret med isolerte veggelementer opp til 3,5 meter over overkant vegbane samt ovenforliggende VF-hvelv av 50 mm PE-plater brannsikret med 70 mm nettarmert sprøytebetong. Før hvelvstøp ble sprutbetong-tykkelsen målt ved å bore små hull i rutenett med maks 2 x 2 meter. Alle kontrollmålinger vi tok var innenfor gitte krav. Områder med vannlekkasjer ble ivaretatt ved å montere dremsmatter mot fjell slik at lekkasjene ble ført kontrollert ned mot sålen. Avskjerming av lekkasjer og nedføring av vann skulle også fungere etter utstøping. Før utstøping ble det også lagt ut dremsmatter over VF-hvelv og vegger. Dette for å hindre oppbygging av vanntrykk mot eksisterende VF-hvelv og sikre fri drenering ned mot underkant veggelement. Ved eventuelle soner med svelleleire skulle det monteres steinullplater eller lignende deformerbart materiale før støp, noe vi i liten grad fikk bruk for.

For adkomst bak elementene måtte vi skjære ut luker. Dette måtte vi gjøre for hver støp. To luker foran på hver side og to luker bak på hver side. På hver side av støpevogn måtte det etableres endesteng mellom eksisterende vann- og frostsikringskonstruksjon og berget. Vi valgte i all hovedsak å avgrense lengden på hver hvelvstøp til 25 meter. Dette på grunn av støpemessige årsaker og ikke minst på grunn av flyttbarheten til støpevognen. Før utstøping bak VF-hvelvet ble flyttbar reis montert under støpeområdet. Etter anbefalinger fra byggherrens konsulent Aas Jacobsen etablerte vi en reis som ivaretok kontinuerlig radielle understøttelser av sprøytebetonghvelvet. For å kompensere for ujevnheter i sprøytebetonghvelvet i bueretningen på grunn av nedbøyningen mellom bolteradene benyttet vi bord og kiler mellom sprøytebetongoverflaten og langsgående radielle understøttelse. For å

øke mobiliteten brukte vi hjulgående vogner med Cuplok reis. Vognene var utstyrt med store gummihjul, senkekiler og nødvendig antall hydrauliske jekker for løfting og senking av vognene. På det meste hadde vi fem vogner av denne typen i drift.

Det ble benyttet selvkomprimerende betong, betongkvalitet C45 Sv-40, miljøklasse MA. Utstøping bak VF-hvelvet og veggelementet ble utført ved å pumpe inn betong parallelt på begge sider av tverrsnittet. Maks tillatt høydedifferanse mellom høyre og venstre side var 0,5 meter.



Riving av kabelbro med installasjoner og VF-hvelv. Etter riving sikres fjell med bolter, sprøytebetong og armerte sprøytebetongbuer etter behov.

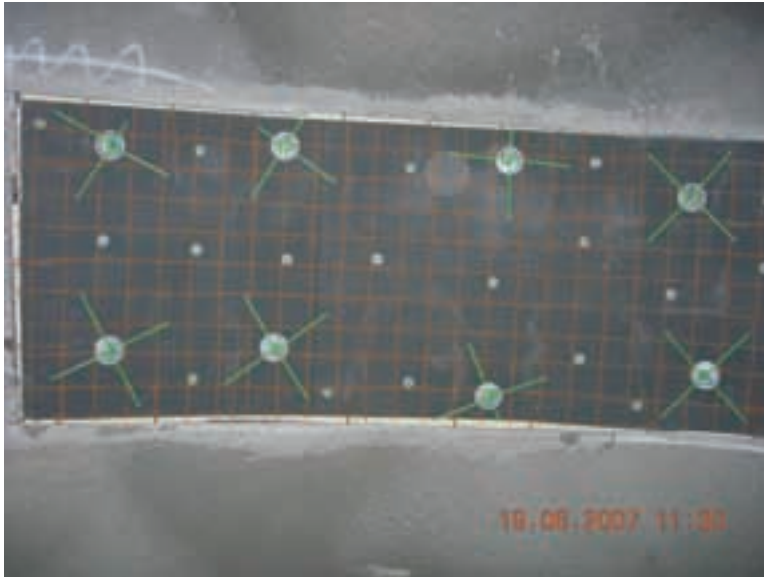
- Første del av arbeidet bestod av å demontere eksisterende installasjoner og riving av eksisterende VF-hvelv. Arbeidet måtte utføres på en slik måte at veggelementene fortsatt stod uten skader, og slik at rivingsmaterialet ikke falt ned mellom fjell og elementer. Rivingsmaterialet ble bortkjørt til godkjent mottak. Fjell måtte profileres for å sjekke om det var plass til tiltent sikringsmetode. Riving av hvelv ble kun utført i Hanekleiv nordgående løp, totalt 330 meter fordelt på 6 felt. Etter at hvelv var revet ble 10 cm med fiberarmert sprutbetong C40 MA påført på revet parti over veggelementer. Type og mengde fiber ble valgt slik at betongen oppfylte energiabsorpsjonsklasse E1000.
- *Sprøytebetongbuer.* På ettersikringsjobben i tunnelene i Vestfold var det kun Hanekleivtunnelen nordgående og sørgående løp at det var nødvendig med sprøytebetongbuer, totalt 31 stk. Fjellet var av en slik art at det var nødvendig med tilleggssikring utover fiberarmert sprøytebetong og systematisk bolting og ikke av den art at full utstøping var nødvendig. Sprøytebetongbuene er armert med 6 stk. Ø20 mm kamstål som bøyes slik at profilet følges. Avstanden mellom armeringsjernene er 10 cm i bredde. Armeringsjernene festes til en 3 m Ø25 bolt gyst i fjell påsveist et tverrstykke av flattjern. Avstand mellom bolter er 1,5 m fordelt rundt buen. Etter

armering av buer påføres siste lag med sprøytebetong. Lagtykkelsen på siste lag er om lag 50 – 100 mm. Ved bruk av sprøytebetongbuer er det svært viktig at buene er tilpasset profilet. Man måtte derfor bygge opp en jevn flate med riktig geometri av sprøytebetong.

- *Systematisk bolting.* Mellom sprøytebetongribbene ble systematisk bolting utført, 4 m gyst kamstålbolt M20 i mønster 1,5 m x 1,5 m. Til boltboring benyttet vi en 3 boms tunnelrigg.
- *Støp bak veggelementer.* Når sprut, bolting og sprøytebetongbuer var utført gjenstod støp bak veggelementer. Dette var spesielt i områder hvor det var sprøytebetongbuer. Armering til sprutebetongbuene var forlenget ned bak veggelementet slik at sprøytebetongbuen ble festet og ”lukket” etter utstøping bak veggelementet. Utsøping bak veggelement ble utført med forsiktig, kontrollert støp slik at vi hadde herdefronten med oss.
- *VF-hvelv.* Etter ettersikring gjenstod reetablering av vann og frostsikring. PE-skum monteres tradisjonelt med boltemønster 1,20 x 1,20, med utenpåliggende armeringsnett K131 med påfølgende brannsikring av sprøytebetong.
- *Fellesanlegg for installasjonene.* Til slutt gjenstod å reetablere tunnelutstyr, slik at alt fungerte som før demontering. Etter reetablering måtte alt utstyr funksjonstestes og godkjennes av Statens vegvesen.

Bolting gjennom eksisterende VF-hvelv.

- Der hvelv ikke skulle rives ble det boret inn sikringsbolter gjennom eksisterende hvelv. Denne metoden hadde en tidligere positiv erfaring med under ettersikring i Oslofjordforbindelsen. For boltboring benyttet vi en 3 boms tunnelrigg. Etter hvert fikk vi ytterligere inn en 2 boms tunnelrigg for å øke kapasiteten. Dette var klart til fordel for prosjektet. Fra først av skulle hvert hull i hvelvet kjernebores for så å bore borhullet i fjell. Men med mange vellykkede forsøk boret vi i samråd med byggherre direkte igjennom hvelvet for så å bore bolthullet. Når vi gyste inn bolt hadde vi en mann bak hvelvet for å hjelpe til med innsetting av kamstålbolt og gysing. Boltemønster med systematisk bolting gjennom hvelv over veggelementet hadde mønster skiftende fra 2,0m x 2,0m til 1,5m x 1,5m. Lengde bolt varierte mellom 3,0 og 4,0 m. Etter at bolt var montert, gyst og prøvetrukket måtte hull i VF-hvelvet repareres. Vi prøvde ulike metoder uten å være helt tilfreds med tettheten i hullet. Til slutt gikk vi inn for å bruke fram - og bakskeive som vi nytter til PE-skum. Ved tetting var det en mann bak hvelv og en mann fremfor hvelv som skrudde til framskeive. Denne løsningen var meget godt egnet for å hindre lekkasje og rennende vann gjennom hull.



Riving av vinduer i eksisterende VF-hvelv med brannsikring mellom opphengskinner og kabelbro for å få adgang til sikring med sikringsribber, bolter og sprutbetong.

- På ettersikringsjobben i tunnelene i Vestfold var det kun Hanekleivtunnelen nordgående løp og Løkentunnelen nordgående at det var nødvendig med vindu og sprøytebetongribber. Totalt på prosjektet var det 75 stk vindu med sprøytebetongribber, i all hovedsak i Løkentunnelen nordgående. Fjellet var av en slik art at det var nødvendig med tilleggssikring ut over systematisk bolting og ikke av den art at full utstøping var nødvendig. Vinduene på størrelse 1,5 m x 4,0 m ble skåret ut og revet ned slik at mindre felter av fjell bak VF-hvelvet kunne sikres med bolter og sprøytebetong. Sprøytebetongribbene består av 8 stk Ø20 fjellbolt 3,0 meter i fjell med 45 graders vinkel. 4 stk på hver side. Sprøytebetongribbene er armert med armeringsnett K503 som bøyes slik at profilet følges. Armeringsnett har bredde 1,0 m. Etter armering av ribber påføres siste lag med sprøytebetong. Lagtykkelsen siste lag er om lag 50 – 100 mm. Reetablering av vindu ble gjort ved først å legge heldekkende membran over hele profilet tilsluttet eksisterende Ekebergskinne på hver side av vindu. Membran brettes over eksisterende Ekebergskinne med bolter og list. Dette for å sikre at membran sitter fast og dermed hindre vanninnslag i vindu. PE-skum-matte tilpasses vindu og legges kant-i- kant til utskåret vindu for deretter å festes med 8 stk PE-bolter til fjell. PE-bolt bores minimum 500 mm inn i fjell og limforankres. Armeringsnett K131 festes utenpå PE-skum ved hjelp av dybler c/c 500 mm , 200 mm inn i eksisterende sprøytebetong og 200 mm til feste av armeringsnett. Etter armering brannsikres vindu ved hjelp av sprøytebetong.

Suksesskriterier

- Kort mobiliseringstid.
 - For alle tre prosjektene kom vi veldig raskt i gang med rigging og produksjon.
- Bemanning.
 - På det meste var vi ca 20 funksjonærer og 150 timelønnede. Bemanningsbehovet ble dekket ved en kombinasjon av egne folk, nyansettelser og innleie.
- Kost, losji og transport.
 - Markedet for overnatting i Vestfoldområdet var presset. Kombinasjonen av høy byggeaktivitet i regionen og høysesong for overnattingsbedriftene gjorde kost og losji til en stor utfordring. Noen av overnattingsbedriftene inngikk vi avtaler med i tilfelle vi skulle få de ulike entreprisene. Blant annet et hotell i Horten. Der sikret vi oss overnatting med stor kapasitet samtidig som kost-utfordringen ble løst. Transport mellom Horten og anleggsområdet løste vi ved å opprette faste skiftbusser.
- Materialer og utstyr.
 - Maskin og utstyr var tilgjengelig fra første stund, delvis ved eget utstyr og delvis ved ekstern leie.
- Kompetanse/kapasitet/gjennomføringsevne.
- Erfarne fjellfolk og betongfolk.
- Godt samarbeid med Statens vegvesen Region Sør.

Oppmerksomhet

Sikringsarbeidene og Hanekleivtunnelene fikk enorm interesse, særlig i mediene og fra politikere. Alt fra statsråder og stortingspolitikere til regional- og lokalpolitikere uttalte seg hyppig om tunnelene i løpet av våren og sommeren. Det var i perioder vanskelig å nå ut med korrekt informasjon, og de mange beskrivelsene og kommentarene som fremkom var alt fra helt korrekte til fullstendig feilaktige. Særlig medienes pågang ble i perioder en ekstra utfordring for Veidekkes prosjektledelse.

Til slutt

Alle som har vært med på prosjektene i Vestfold har vist en unik vilje til å nå felles mål. Veidekke kunne tilby en atskillig kortere byggetid enn de øvrige aktørene i markedet. På tross av store mengdeøkninger klarte man å overholde de angitte frister og enda overlevere anleggene før de kontraktsmessige angitte tidsfrister. Veidekke vil trekke frem det gode samarbeidet det har vært mellom Veidekke Entreprenør AS og Statens vegvesen Region Sør i gjennomføringen av jobben.

Utbyggingsdirektør Lars Aksnes
Vegdirektoratet

Prosessen etter Hanekleiva

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

ERFARINGER FRA DIMENSJONERING OG UTFØRELSE AV SLISSEVEGG GROP FOR E18 OVER SØRENGA

**Experience with design and construction of excavation with diaphragm walls for E18
across Sørenga**

Teknisk direktør Kjell Karlsrud, Siv. Ing. Tor-Georg Jensen, Ing. Svein Reierstøl og
Siv. Ing. Magnus Rømoen, NGI

SAMMENDRAG

Artikkelen beskriver prosjektering og erfaringer fra bygging av en 350 m lang parsell av ny 6-felts vegtunnel for E18 over Sørenga i Oslo. Parsellen er en fortsettelse av senketunnelen over Bjørvika og Bispevika som er under bygging, og skal forbinde Festningstunnelen med Ekebergstunnelen. Grunnforholdene består av bløt normalkonsolidert leire ned til berg i 30 til 55 m dybde. En 234 m lang del av den 10 til 19 m dype og 30-40 m brede byggegropen er utført ved bruk av slissevegger. Tverrgående slissevegger for hver 6 m som går ned 3-6 m under traubunn ivaretar sikkerhet mot bunnoppressing og avstiver veggene. På de resterende ca. 100 m av tunnelen, er det benyttet spuntvegg bakforankret i fjell. Det har ikke vært noen vesentlige problemer under utførelsen av slissevegg gropa, og målte horisontaldeformasjoner er i tråd med hva som var beregnet i prosjekteringsfasen. I forbindelse med spuntgropa har det vært en del problemer med å få spuntveggene ned til god kontakt med berg, med boring av lange stag og med vannlekkasje.

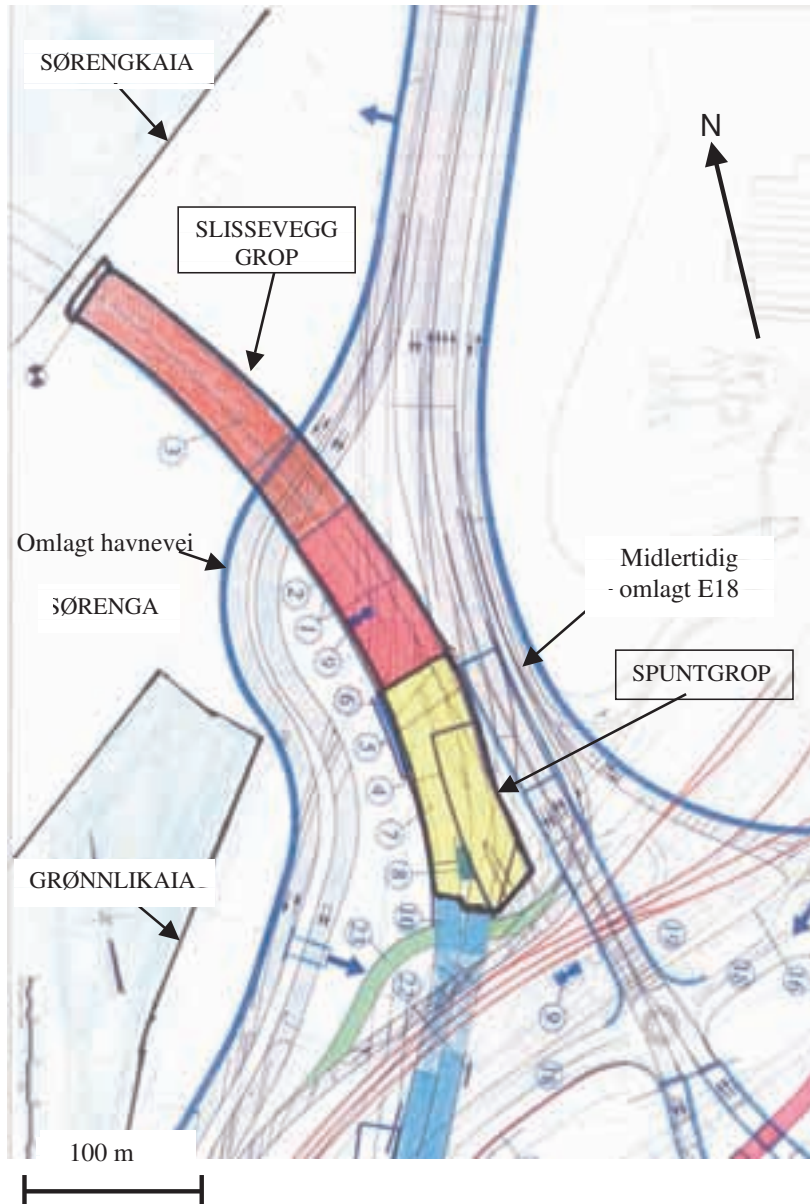
SUMMARY

The paper describes design and performance of a 350 m long part of a new 6-lane cut-and-cover road tunnel for E18 across Sørenga in Oslo. This construction lot will tie into the submerged tunnel across Bjørvika and Bispevika in Oslo harbour presently under construction, and which will make a connection between the E18 Festningstunnel and Ekebergstunnel at each end. The ground conditions consist of soft normally consolidated clay extending up to bedrock at depth of 30 to 55 m. A 234 m length of the 10 to 19 m deep, and 30-40 m wide, excavation was constructed using diaphragm walls. Cross-walls extending 3 to 6 m below the base for every 6 m were used to prevent bottom heave and act as pre-bracing of the longitudinal walls. No serious problems have been encountered during construction, of the diaphragm wall supported pit, and measured horizontal deformations are quite in line with what the design analyses predicted. The remaining 100m long part of the tunnel excavation was supported with tie-back anchored sheetpile walls. Some problems were encountered in that connection, including difficulties with driving the sheet piles to good contact with bedrock, with installing some of the rather long tie-back anchors and with water leakage through anchors and interlocks.

INNLEDNING

Prosjektet med bygging av 6-felts tunnel for E18 fra Festningstunnelen over Bjørvika og Bispevika og inn i Ekebergstunnelen, har vært gjennom ganske store endringer siden arbeidene

med detalj-og reguleringsplanen startet for alvor i 1996. For å frigi mest mulig arealer inne på land og komme så dypt i sjøen at kollisjon med skip ikke ville være noen problemstilling, ble det valgt en løsning med senketunnel i sjøen. Tunneltaket ble lagt på ca. kote -10. Denne artikkelen behandler byggegropen for tunnelen videre i forlengelsen av senketunnelen innover Sørenga, som vist i figur 1. Det fokuseres på den første 234 m lange delen av byggegropen som ble valgt utført med slissevegger, men det gis også en kort presentasjon av den vel 100 m lange spuntgropa frem til eksisterende Ekeberg tunnel.



Figur 1. Oversiktsplan Sørenga

Der tunnelen treffer land på Sørenga ligger uk tunnel på ca. kote -17, tilsvarende 19 m under terreng. Hovedløpet stiger så gradvis opp mot tilknytning til Ekeberg tunnelen, der traubunn ligger på ca. kote - 3. Den nye Sørenga bru (som i byggetiden benyttes som rampe for omlagt Ekeberg tunnel), ligger her tett inntil byggegropen. For å ivareta stabilitet av den tilgrensende spungropa, ble rampen bygget som lett fylling ved bruk av ekstrudert polystyren blokker. Som vist i figur 1, starter på- og avkjøringsrampene til/fra Moss ca. 230 m inn på land fra Sørengaia. På-rampen krysser under hovedtunnelen vider sydover, noe som gir et ganske komplisert byggetverrsnitt i dette området (se figur 11 bakerst i artikkelen). Traubunn for på-rampen under hovedløpet ligger på ca. kote - 10,7 m. Tunnelens bredde er vel ca. 30 m nærmest Sørengaia, og øker på til 39 m ved overgangen til spungropa som er opp til 50 m bred.

Som illustrert i oversiktplanen i figur1, krevde prosjektet betydelige omlegginger av eksisterende veger i flere faser under arbeidets gang. Blant annet måtte det monteres lange midlertidige stålbruer for Mosseveien over Østfoldbanen, med tilhørende ramper og utvidelse av bergtunneler for tilknytning til dagens Ekeberg tunnel. Havneveien og tilknytninger til Mosseveien måtte også legges om.

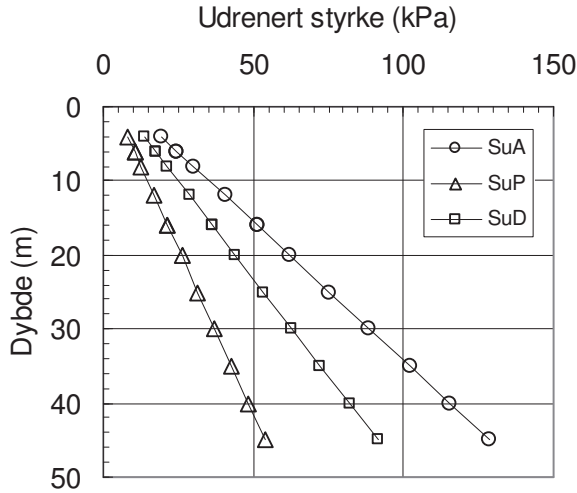
Statens Vegvesen Region Øst står som byggherre for prosjektet. Aas-Jakobsen er hovedkonsulent for prosjektet, og har tatt seg av byggeteknikk og anleggsteknikk, mens NGI har hatt ansvaret for den geotekniske prosjekteringen.

AF-Spesialprosjekt ble valgt som entreprenør, og har hatt Züblin Skandinavia AG som underentreprenør på slissevegg arbeidene, og Nordenfjeldske Spunt og Peleservice som underleverandør på installasjon av spunt og stag.

GRUNNFORHOLD

Inn over Sørenga består grunnen i all hovedsak av en typisk normalkonsolideret Oslo leire. Øverst er det imidlertid 1-3 m fyllmasse påfulgt av en noe variabel avsetning av siltig sand og leirig silt som går ned til ca. 3-5 m dybde. Disse noe grovere toppmasser, er avsetninger som stammer fra Loelvas meandering gjennom området. Som illustrert i lengdeprofilen i figur 5, øker dybden til fjell jevnt fra ca. 30 m ved Sørengaia, til 45-50 m langs store deler av trassen videre frem mot Ekebergåsen hvor fjellet stiger på igjen. I området for spungropa, er det over fjell lokalt påtruffet en markert fastlagret moreneavsetning av mektighet opp mot 10 m.

Leira i området har vanninnhold i området 35-45%, generelt høyest i toppen. Leiras karakteristiske styrke og deformasjonsparametere er dels bestemt på grunnlag av treaksialforsøk og ødometerforsøk på konvensjonelle 54 mm prøver, men erfaringsdata og betydning av eventuell prøveforstyrrelse er tatt hensyn til. Ved valg av udrenert styrke er det også lagt vesentlig vekt på styrker tolket fra i alt 8 CPTU trykksonderinger utført i området. Udrenert styrke fra CPTU sonderingene ble bestemt på grunnlag av tolkningsmetoder som presentert av Karlsrud (2003), der det ble lagt mest vekt på styrker beregnet ut fra poretrykksresponsen. Denne CPTU tolkningsmetoden er senere blitt noe revidert, kfr. Karlsrud et al (2005). Figur 2 viser de generelt valgte karakteristiske udrenerte styrkeprofiler for Sørenga området.



Figur 2. Karakteristisk udrenert styrkeprofiler, Sørenga (s_{uA} = Aktiv, s_{uP} = Passiv, s_{uD} = DSS)

Over deler av Sørenga var det nærmest jernbanen lokalt 6 til 10 m høye oppfylte ramper for Mosseveiens bro over jernbanen, som før Ekeberg tunnelen ble bygget har ligget lenger nord enn i dag. Under disse eksisterende og tidligere fyllingene er leira delvis konsolidert under fyllingslastene, noe som gir høyere udrenert styrke enn ellers i området. Konsolideringsgraden og udrenert styrke under fyllingene ble verifisert ved poretrykkmålinger og CPTU sonderinger.

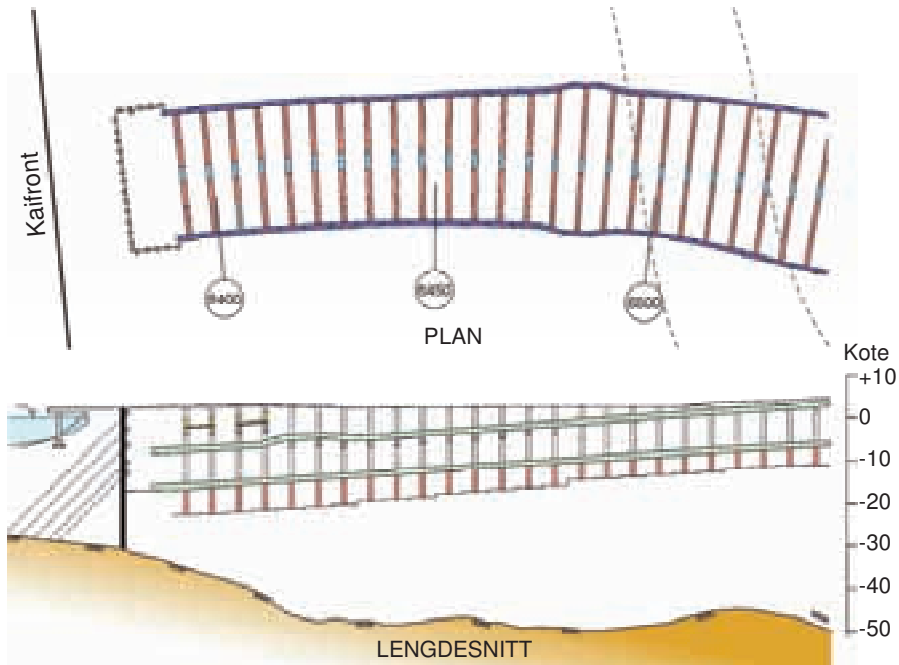
VURDERING AV ALTERNATIVE LØSNINGER

For en opp til 19 m byggegrøp i normalkonsolidert leire med stor dybde til fjell, er det en utfordring å finne frem til løsninger som ivaretar sikkerhet mot bunnoppressing. Uten spesielle tiltak for å ivareta sikkerhet mot bunnoppressing, ligger grensen for kritisk tillatt gravedybde under normale Oslo forhold på 8-10 m. Dette med mindre veggen går dypt ned under traubunn, eller fordybles i faste masser eller berg.

Flere alternative løsninger som tilfredsstilte krav til sikkerhet ble utredet i ganske stor detalj. Disse er kort beskrevet i det etterfølgende.

Bruk av kraftig og dyp spuntvegg

Som beskrevet av Karlsrud og Andresen (2007), er det selv i normalkonsolidert leire mulig å ivareta sikkerhet mot bunnoppressing ved bruk av en avstivningsvegg som går så dypt ned at man får et netto resulterende motholdende jordtrykk. Dette eventuelt kombinert med seksjonsvis graving og støp av bunnplate. På grunnlag av beregninger ved bruk av elementmetoden (programmet PLAXIS) ble det etablert sammenheng mellom gravedybde, nødvendig dybde på veggen, dimensjonerende momenter og totale avstivningskrefter, jfr. NGI/Aas-Jakobsen (2002). Tabell 1 viser nødvendig dybde og dimensjonerende moment for spuntveggen for noen utvalgte gravedybd.



Figur 4. Plan og snitt slissevegg grop (dypeste parti)

Plan – og lengdesnitt i figur 4, viser den prosjekterte slissevegg løsningen for de første ca. 160 m innover Sørenga området. Figur 5 viser to typiske tverrsnitt. Tverrveggene som går ned under traubunnsnivå har to funksjoner:

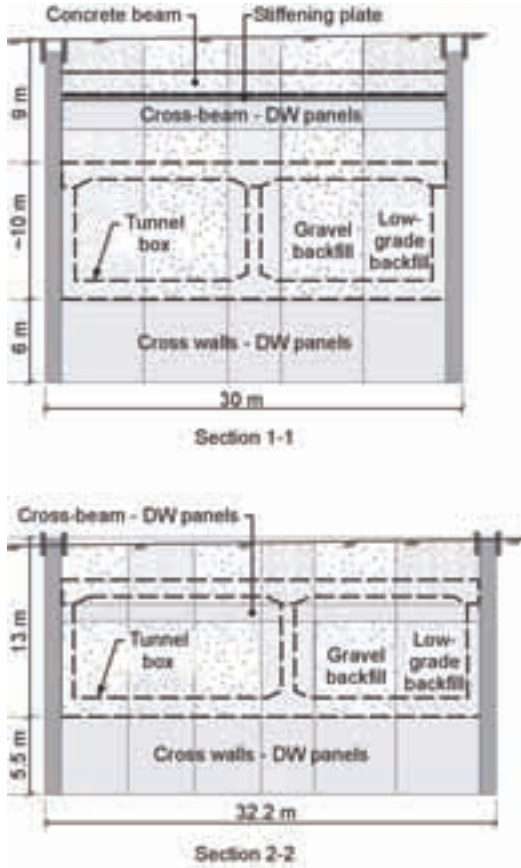
- Tverrveggene sikrer mot bunnoppressing gjennom mobilisering av spissmotstand og sidefriksjon langs disse.
- De avstiver veggene før noen utgravning. Merk i denne sammenheng at under etablering av tverrveggene, ble det på det dypeste partiet også støpt en betongdrager som midlertidig avstivning av slisseveggene over eller rett under takplaten (figur 5).

For de 4 tverrveggene nærmest sjøen ble den midlertidige tverrstiveren lagt noen meter over nivå med takplaten (snitt 1-1, figur 5). Etter graving til nivå med topp av den midlertidige stiveren, ble denne erstattet med en in-situ støpt armert betongdrager. Disse nye betongdragerne ble knekkavstivet ved støp av en 20 cm tykk armert betongplate mellom dem. Deretter ble det gravd under stiverne og ned til takplaten for støp av denne. Takplaten er fortannet inn i de langsgående slissevegg panelene. For å få til dette, var det festet en 20 cm tykk polystyren blokk på utsiden av armeringskurvene for de langsgående paneler. Videre graving under takplaten ble foretatt fra transportåpning plassert omtrent ved tunnelens midtpunkt.

Som figur 4 viser ble den midlertidige tverrstiveren støpt i nivå rett under takplaten ved de neste 11 tverrvegger, jfr., se snitt 2-2, figur 5. Denne midlertidige stiveren ble ikke erstattet med annen avstivning, men ble revet ved utgraving under takplaten. Dette innebærer at de

langsgående slisseveggene under utgraving til underkant takplate, kraget opp til 8 m fritt over den midlertidige stiveren.

På det grunneste partiet lengst i syd, er det ingen avstivning annet en takplaten som på denne strekningen ligger med overkant fra ca. 4 m under til 1 m over opprinnelig terreng.



Figur 5. Typiske tverrprofiler- slissevegg løsning

Som vist i figur 5 ble det midtre 3 m lange tverrveggpanelet støpt med betong helt opp til terreng for å danne en midlertidig understøtting av takplaten når det ble gravet under denne. Dette panelet ble armert ganske lett for å kunne ta noe ubalansert sidetrykk under utgraving av tunnelen.

Andre alternativer

I tillegg til en konvensjonell spuntveggløsning, ble det utredet mulighet for å kombinere spuntvegg med grunnforsterkning med ribber av KS-peler under traubunn.

Prosjekteringsgruppen foreslo å la de langsgående slissevegger inngå som permanent vegger i den endelige tunnelkonstruksjonen. Dette var det valgt å gjøre ved de tidligere tunnelprosjekter i Oslo. Også for Televerkets bygg oppført i Kongensgt. 10 i 1972 (Roti, 1978), og ved Drammen sykehus omkring 1980 ble slissevegger anvendt som permanent

konstruksjoner. Det ble dessuten foreslått å benytte en løsning med permanent drenert bunnplate. Beregninger viste at dette bare ville gi noen få cm ekstra setninger på den ferdige tunnelkonstruksjonen etter tilbakefylling over taket, sett i forhold til en vanntett løsning. Det ville heller ikke medføre noen vesentlig endring av poretrykk og setninger i omgivelsene.

Tabell 2 sammenlikner de relative kostnader for de ulike alternativene. Kostnadene gjelder i utgangspunktet bare vegg og avstivning og inkluderer ikke graving og tilbakefylling eller kostnader forbundet med de permanente konstruksjoner. Unntaket er alternativ 3, der besparelser forbundet med permanent vegger og bunnplate er trukket fra prosjektkostnadene for de temporære konstruksjoner. Av besparelsen på 18,5% utgjør bruk av slisveggene som permanente vegger bare ca. 1/3.

Tabell 2- Sammenlikning mellom kostnader for alternative løsninger

Alternativ	Beskrivelse	Forskjell i kostnad (%)
1	Dyp spuntvegg	0 (basis)
2	Slissevegger som temporær konstruksjon	+9,8
3	Slissevegger som permanente med drenert bunnplate	-18,5
4	Spuntvegg med KS-stabilisering	-4,0

Byggeherren valgte alternativ 2. Dette primært fordi den ble ansett for å være den mest robuste og velprøvde løsningen, senest i forbindelse med Gøtatunnelen (Engelstad, 2004; Karlsrud et al, 2005) som var under bygging da den endelige beslutning ble tatt. Hovedinnvendingen mot alternativ 1 var at den innvendige avstivningen, og derved byggegropens sikkerhet, var sårbar for skade under grave og støpearbeider inne i byggegropen, samt at det ble ansett å være større fremdriftsrisiko enn for slissevegg alternativet. Innvendingen mot alternativ 3, var en bekymring for mulig lekkasje og behov for ettertetting og for bestandighet av betongen i slissevegger, herunder mulig korrosjonsfare.

Alternativet med KS-stabilisering falt primært ut fordi utførelsesmessig og fremdriftsmessig risiko ble ansett for størst med dette alternativet. Det var blant annet ingen erfaring med slik KS-stabilisering til så stor dybde som 30 m dybde, noe som ville vært nødvendig i dette tilfellet.

DIMENSJONERING AV SLISSEVEGG LØSNINGEN

Prinsippene eller metodene for dimensjonering av slissevegg-løsningen var tilsvarende som anvendt for Gøtatunnelen og beskrevet av Engelstad (2004), Karlsrud et al (2005) og Karlsrud og Andresen (2007). Den sistnevnte artikkelen er også tatt inn som eget foredrag til Geoteknikkdagen 2007. En fullstendig dokumentasjon av dimensjoneringen er gitt i prosjekteringsnotat 2G-145, utgitt av NGI/Aas-Jakobsen (2004). Derfor beskrives bare kort noen hovedpunkter i det etterfølgende.

Som grunnlag for prosjektering var det satt krav til sikkerhetsfaktor eller materialfaktor på $\gamma_m \geq 1,35$ mot bunnoppressing.

Tverrveggene mellom de langsgående slissevegger vil utgjøre en stor andel av det totale antall kvadratmeter slissegrøfter som må graves. For Sørenga ble det derfor gjort et forsøk på optimalisering av avstanden mellom tverrveggene, det vil si gjøre avstanden så stor som mulig ut fra andre hensyn.

Det avgjørende i denne sammenheng var kravet til stabilitet under utførelse av slisseveggene. Stabilitet av grøftene under graving er sterkt avhengig av romvekt og nivå på støttevæsken i grøftene. Stabilitetsberegninger ble utført med en halvempirisk metode utviklet av Aas (1976), som er basert på en rekke forsøksgrøfter brakt til brudd eller nær oppunder brudd i Oslo. Bergningene viste at slissevegg paneler med lengde 6,0 m kunne lages med støttevæske med romvekt $11,5 \text{ kN/m}^3$, hvilket ble lagt til grunn for løsningen og anbudsinnbydelsen. Det kan bemerkes at høyere romvekt, opp til 13 kN/m^3 , har vært benyttet lokalt ved tidligere slissevegg arbeider i Oslo (e.g Karlsruud, 1975 og 1978), men det ble av forskjellige årsaker valgt å ikke tøyse panellengden ytterligere.

Dimensjonering av slissevegg konstruksjonen ble utført for tre typiske snitt, primært ved bruk av elementprogrammet PLAXIS. Den ikke-lineære og anisotrope jordmodellen Anisoft (Andresen og Jostad, 2002), ble benyttet for å modellere leiras styrke- og deformasjonsegenskaper med styrker som vist i figur 2. Mellom disse snittene ble det interpolert. Beregningene ble utført med **karakteristiske** jordparametere. Dimensjonerende krefter ble etablert ved å multiplisere de karakteristiske kreftene med en lastfaktor på 1,35, motsvarende materialfaktoren. Tabell 3 oppsummerer dimensjoner og laster som kom ut av disse beregningene. Merk at sikkerhetsfaktorene mot lokal bunnoppressing (inn i gropa), og global bunnoppressing (hele konstruksjonen løftes opp) primært ble beregnet på grunnlag av bunnoppressingsteori, men lokal bunnoppressing ble også verifisert med PLAXIS som angitt i parentes. Det fremgår at PLAXIS viste 6-7% høyere sikkerhet enn konvensjonell teori. For beskrivelse av lokalt og globalt brudd og regnemodeller vises det til Karlsruud et al (2005), og Karlsruud og Andresen (2007).

Tabell 3- Sammenstilling av dimensjoner, sikkerhet og krefter

	Pr. 6393	Pr. 6435	Pr. 6483
Dybde traubunn (m)	19	16	11
Tykkelse slissevegger (m)	1,2	1,0	1,0
Høyde ribber (m)	6	5	3
Tykkelse ribber (m)	1,0	1,0	0,8
Sikkerhet lokal bunnoppressing ¹⁾	1,68 (1,8)	1,65 (1,75)	1,56 (1,7)
Sikkerhet global bunnoppressing	1,51	1,55	1,71
Last midlertidig ribbe/stiver (kN/m)	943	951	-----
Last template (ken/m)	1470	859	222
Last tverr ribber (kN/m)	3157	2519	1844
Støttemoment (kNm/m)	1610 (ved takplate)	1190 (ved ok tverrvegg)	1910 (ved ok tverrvegg)
Feltmoment (kNm/m)	430	830	280

1) Tall i parentes er basert PLAXIS

For leira under traubunn ble det spesielt vurdert mulig effekt av svelling, eller poretrykk-utjevning på udrenert styrke etter svelling, $S_{usvellet}$, gjennom uttrykket:

$$s_{\text{svsellet}} = (s_u / \sigma'_{v0}) (\sigma'_{v0} / \sigma'_{\text{svsellet}})^{0.85} \sigma'_{\text{svsellet}}, \text{ hvor}$$

s_u = opprinnelig skjærstyrke

σ'_{v0} = opprinnelig in-situ vertikal effektivspenning

$\sigma'_{\text{svsellet}}$ = vertikal effektivspenning under traubunn etter ferdig svelling

Hensyntagen til svelling reduserte beregningsmessig sikkerhet mot bunnoppressing med bare ca. 5 %.

Merk ellers at det var spenninger i betongen som var dimensjonerende for nødvendig høyde på tverrveggene (ribbene) under traubunn og de overliggende stivere. For isolert sett å tilfredsstille kravet til sikkerhet mot bunnoppressing, kunne høyde på tverrveggene ha vært redusert til ca. det halve av hva som fremgår av tabell 3.

ERFARINGER FRA UTFØRELSE AV SLISSEVEGGENE

Entreprenøren var i anbudet tillagt ansvaret for å ivareta stabilitet av slissegrøftene, og krav til betongens støpbarhet og kvalitet etter avbinding. Det gjaldt også panelene for tverrveggene. Slissevegg entreprenøren hadde åpenbart gjort lite forarbeid i forhold til å vurdere stabilitet og utførelse av slisseveggene, og manglet erfaring fra bløt leire. De første beregninger av grøftestabilitet som ble fremlagt for byggherren var heller ikke forankret i de erfaringer og metoder som var utviklet basert tidligere erfaringer i Oslo (e.g Aas, 1976). Dette til tross for at det var blitt orientert om nevnte erfaringsmateriale på anbudsstadiet.

Det var først etter at to prøvesliss var utført at slissevegg entreprenøren virkelig forstod og tok tak i problemstillingen. Prøveslissene ble utført med romvekt 11,5 kN/m³ på støttevæsken. Måling i helningskanaler rett på utsiden av grøften viste en maksimal horisontaldeformasjon på 20-40 mm rett på utsiden av prøveslissene etter ferdig graving. Dette var på den siden av grøften hvor det 700 kN tunge graveutstyret stod. Ved avsluttet graving pågikk det her dessuten krypdeformasjoner tilsvarende 2-4 mm/time. Det er vanlig med slikt kryp etter utgraving når sikkerheten er relativt lav. Når deformasjonshastigheten er så stor 2-4 mm/time viser erfaringer at brudd vil inntreffe etter en viss tid (Aas, 1976; Karlsrud, 1978). På motsatt side av der graveutstyret stod var deformasjonene beskjedne. Vekt av graveutstyret hadde med andre ord vesentlig betydning for stabilitet av grøftene. Ut fra disse forsøkene valgte entreprenøren å forsette med en støttevæske med romvekt 11,5 kN/m³. Støttevæsken bestod av vann tilsatt bentonitt, og det tunge mineralet barytt. Videre ble det satt krav til at graveutstyret skulle fjernes fra åpen sliss umiddelbart etter at et panel var ferdig gravet. Det ble også satt restriksjoner på plassering av betongbiler under utstøping.

I forbindelse med graving for de tverrgående paneler, har tidligere erfaringer vist at det er viktig hva slags masser som fylles tilbake i grøftene i nivåer det **ikke** skal være fullverdig betong. Entreprenøren valgte en løsning der annethvert tverrpanel ble tilbakefylt med en meget mager betong (sementstabilisert sand), og annethvert med pukk, jfr., figur 5. Dette er tilsvarende hva som ble anvendt for tunnelene i Studenterlunden og ved Jernbanetorget (Karlsrud, 1975 og 1978). Merk at midtpanelet som benyttes for midlertidig understøtting av takplaten ble støpt med fullverdig betong helt opp til terreng.

Under utførelsen av slisseveggene har det ikke oppstått noen brudd eller alvorlige stabilitetsproblemer. Entreprenøren tøyde strikken noe der gropa er på det bredeste, og lagde her tverrpaneler med lengde helt opp til 7 m fortsatt med romvekt støttevæske på 11,5 kN/m³. Dette gikk imidlertid også bra.

Det var satt strenge krav til dokumentasjon av utførelsen av slisseveggene, stort sett i tråd med utførelsesstandarden for slissevegger NS-EN1538 (2000). Krav til kontroll og dokumentasjon omfattet:

- Støttevæskens egenskaper (viskositet, romvekt og sandinnhold).
- Vertikalitet av grøft, dokumentert gjennom helningsmåler påmontert grabben som ble benyttet.
- Gravedybde og rensk før støp.
- Posisjon og vertikalitet av armeringskurv før støp, dokumentert ved helningsmåling på rør montert i armeringskurven.
- Støperørenes posisjon i ulike faser av utstøpingen (krav til neddykking).
- Betongens kvalitet (slump) under utstøping.
- Fullstendig støpekurve som viser betongens stighøyde i relasjon til mengde betong og teoretisk forbruk.
- Prøvetagning for måling av betongens trykkfasthet (normalt på minst xx prøver pr.m³ støp).

Helningsdata og observasjoner etter utgraving viser at veggens vertikalitet har ligget godt innenfor toleransen som var satt tilsvarende 0,5 %, eller maksimalt 100 mm avvik ved bunn av sliss. Det har ikke vært noen tilfeller der armering har blitt eksponert.

Panelenes overflate ser generelt bra ut, men som vanlig med noen "valker". Dette delvis som følge av lokal utvasking av de sandige massene rett under underkant av de plasstøpte ledeveggene som gikk ned til 1,0 m dybde under terreng. Det har også vært noen "valker" som følge av at betong har trengt rundt endesteng. Fjerning av denne betongen har åpenbart revet ut noe ekstra leire.

I forhold til teoretisk volum av slissegrøftene, har det vært et gjennomsnittlig overforbruk av betong på 11,7 %. Dette er ganske i tråd med erfaring fra tidligere slissevegg prosjekter i Oslo for slissevegger som **ikke** er meislet ned i fjell (Karlsrud, 1975 og 1978).

Det har bare vært to tilfeller med synlig rennende lekkasjer gjennom fuger mellom panelene. Disse lekkasjene ble tettet ved injeksjon med polyerutan skum. Noe fuktgjennomslag kan sees i flere fuger, men hovedinntrykket er at veggene og fugene er helt tørre.

En spesiell side ved den prosjekterte løsningen, er at de oppadrettede krefter som virker på tverrveggene tas opp ved ren friksjon i kontakten mellom de tverrgående og langsgående slissevegger. Det ble derfor lagt vesentlig vekt på at slissevegg entreprenøren kom opp med en løsning som sikret god kontakt betong mot betong i denne fugen.

Under første fase av slisseveggarbeidene for Gøtatunnelen, ble det forsøkt med mekanisk rensk når tverrveggpanelene var gravet ferdig inntil langsgående panel. Rensk ble utført med en eksentrisk opphengt "skrape". Dette fungerte meget dårlig. Mye leire ble hengende igjen, og det måtte gjennomføres omfattende utbedringer av fugene i etterkant. Når dette problemet var avdekket, ble det valgt en ny metode. En dobbel stålplate ble festet til armeringskurven i det langsgående panel. Etter graving av tverrpanelet ble den ytre stålplaten trukket opp. Derved fikk man en fuge med ren kontakt stål/betong når tverrpanelet ble støpt. Denne løsningen fungerte meget godt for Gøtatunnelen.

På Sørenga valgte slisseveggentreprenøren å sette et standard type korrugert endesteng av stål i det langsgående panel i kontakten mot tverrpanelene. Dette endestenget ble løsnet ved å

trekke det opp ca. 1 m 1-2 timer etter avsluttet utstøping, og før betongen var fullstendig avbundet. Dette er tilsvarende som for vanlige endesteng mellom langsgående paneler. Derved ble det i prinsippet skapt en normal fuge tilsvarende den som er mellom langsgående paneler. Kjerneboring og etterfølgende inspeksjon under graving, har vist at fugen ble bra med god betong/betong kontakt.

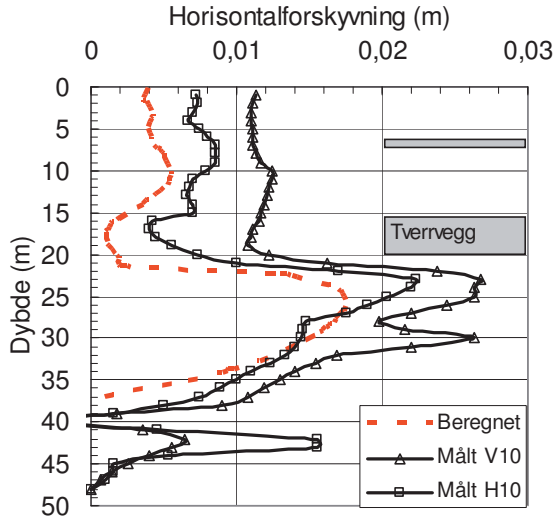
ERFARINGER FRA UTGRAVING AV SLISSEVEGG GROPEN

Byggeherren hadde satt krav til entreprenøren om å etablere et måleprogram for overvåking og verifisering av at konstruksjonene oppførte seg etter hensikten. Dette måleprogrammet inkluderte følgende:

- Måling av horisontaldeformasjon av veggene ved installasjon av 6 helningskanaler rett på utsiden av veggene, 3 på hver side av tunnelen.
- Måling av terrengsetning i 6 profiler (3 på hver side av tunnelen) på samme sted som det ble utført måling av horisontaldeformasjon. Entreprenøren valgte å gjøre dette ved bruk av slangesetningsmålere. I hvert målesnitt ble det installert en uavhengig setningsplate for kontroll.
- Nivellement for måling av setning/hevning av samtlige langsgående paneler og i senter av takplaten etter at denne var støpt gjennom hele anleggsperioden. For å sikre pålitelighet av nivellementene ble det installert 3 høydefastmerker nær gropa som ble boret noe ned i berg.
- Måling av relativ vertikal bevegelse mellom tverrvegg og langsgående panel på 5 steder. Hensikten var å verifisere at friksjonskraften virkelig ble tatt opp i fugen. Målingene ble av praktiske grunner først utført etter at takplaten var støpt.

Utførte helningsmålinger viste at maksimal horisontaldeformasjon oppstod i nivå ca. 5 m under bunn av tverrvegg, og varierte i dette nivå fra 21 til 36 mm. Figur 6 viser eksempler på målt horisontalforskyvning med dybden sammenholdt mot PLAXIS beregninger utført på prosjekteringsstadiet.

I nivå med nedre tverrvegg har horisontalforskyvningen etter ferdig utgraving variert fra ca. 6 til 20 mm. Sammenliknes målinger fra de to sidene av byggegropen er det en klar tendens til størst deformasjon langs nordsiden av tunnelen. Ser man på gjennomsnittet av målingene på de to sidene av byggegropen, blir midlere tøyning i tverrveggene typisk 0,08%. Denne tøyningen er størrelsesorden 5 ganger større enn hva som var forventet. Det tyder på at det ikke er oppnådd helt perfekt betong, eller betong/betong kontakt i fugene mellom panelene. Dette fremgår også av tabell 4, som sammenholder målte og beregnede deformasjoner i beregningssnittene.



Figur 6. Målt og beregnet horisontalforskyvning ved Pr. 6435

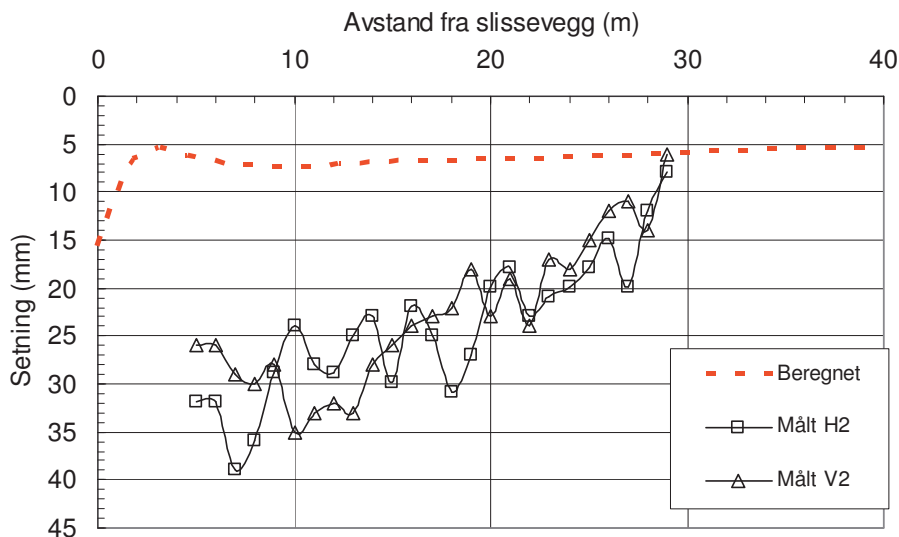
Tabell 4- Sammenlikning målt og beregnet horisontalforskyvning (mm)

Nivå	Pr. 6393		Pr.6435		Pr.6483	
	Målt	Beregnet	Målt	Beregnet	Målt	Beregnet
I terreng	7	21	8	4	0	20
Midt tverrvegg	9	1	7	1	11	1
Maks. (ca. 5 m under tverrvegg)	23	15	24	18	27	19

Figur 6 og tabell 4 viser at det er godt samsvar mellom målt og beregnet deformasjon under tverrveggene. Korrigeres det for deformasjonen av tverrvegg og øvre stiver, ville beregningene ligget innen 5-20 % av hva som er målt. Det viser at valgte jordparametere er fornuftige.

Figur 7 viser eksempler på fordeling av terrengsetninger etter av tunnelen var ferdig. Største terrengsetning etter ferdig utgravet tunnel varierer i de 6 ulike profilene fra ca. 4 til 10 cm. Den største setningen har sammenheng med at det har vært foretatt noe oppfylling på terreng, det vil si det skyldes delvis konsolidering av leira på grunn av fyllingslasten. Det pågår også en naturlig krypsetning i området som følge av tidligere oppfylling og utvikling av Sørenga området. Ut fra generelle erfaringer fra Oslo, antas krypsetningen her å kunne utgjøre minst 5-10 mm/år (mye oppfyllingen er til dels av nyere dato, dvs. fra 1950-60 tallet).

Målt setning er vesentlig større enn beregnet, dels på grunn av at tverrveggene er vesentlig mykere enn antatt. Arealet under setningsprofilen er imidlertid ca. 3 ganger arealet under horisontalforskyvningen, noe som må skyldes volumendringer i jorda.

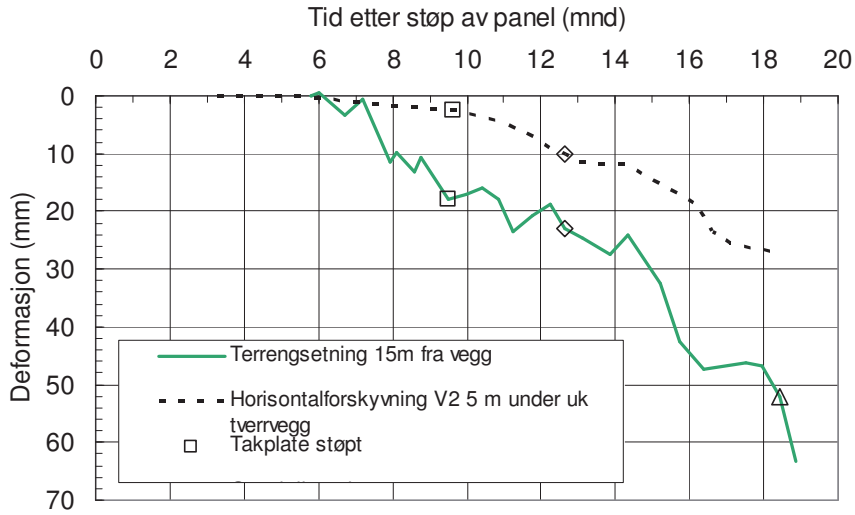


Figur 7. Målt og beregnet terrengsetning ved Pr. 6393

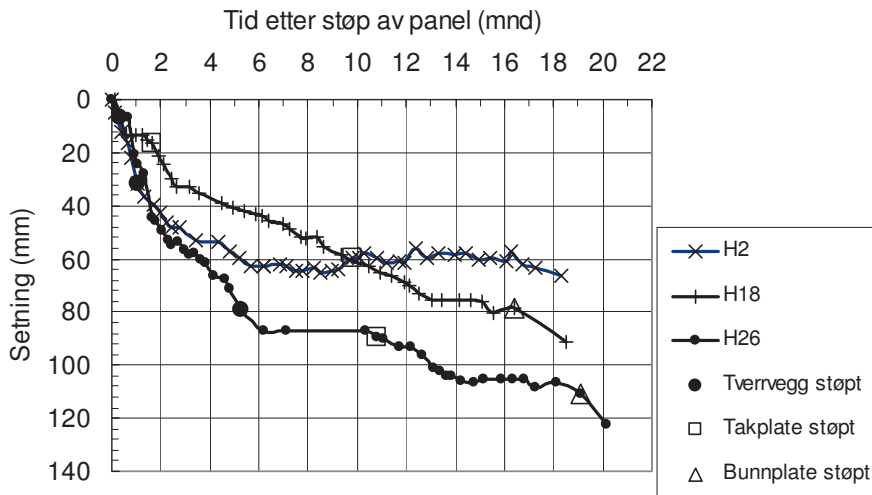
Figur 8 viser et eksempel på målt deformasjonsutvikling med tid nær det dypeste snittet lengst nord. Setningen er vist for et punkt som ligger i 15 m avstand fra slisseveggene, og sammenliknet mot utviklingen av maksimal horisontalforskyvning målt i nivå ca. 5 m under underkant av tverrveggene. Figur 8 viser også tid for graving for takplate og bunnplate i tunnelen. Det fremgår at ca. 30 % av deformasjonene oppstod ved graving ned til takplaten. Deformasjonene har fortsatt etter at det var gravet til traubunn, men horisontaldeformasjonen stoppet når bunnplaten var støpt.

Figur 9 viser setningsutviklingen for noen utvalgte paneler i forhold til fremdrift av byggeaktivitetene. De totale setninger utgjør fra ca. 6 til 12 cm. For de fleste paneler stoppet setningen mer eller mindre opp etter at takplaten var støpt. Unntaket er ved H18, der det straks etter støp av utførelse av takplaten ble fylt opp for etablering av ny Havnevei. Både størrelse av setningene på panelene og utvikling over tid, er i tråd med tidligere erfaringer fra slissvegger bygget i Oslo leire (Karlsrud, 1975 og 1978).

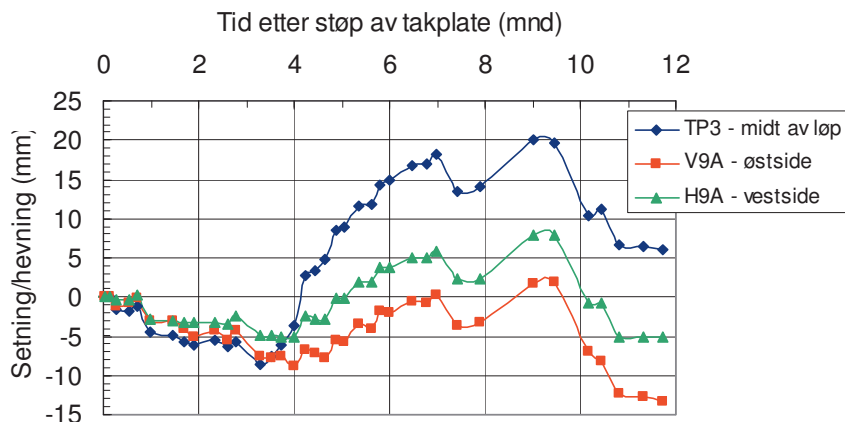
Setningsmålinger midt på takplaten viste at denne generelt satte seg noe rett etter støp, men at den hevet seg 5 til 20 mm ved utgraving for tunnelen. Som vist ved et eksempel i figur 10, var det også noe tendens til heving av de langsgående veggene når det ble gravet under takplaten. Dette er i samsvar med hva som var forventet ut fra PLAXIS beregningene. Den relativt markerte setning på ca. 10 mm ved takplate 3 etter drøye 9 måneder, synes å ha sammenheng med støp av bunnplaten.



Figur 8. Utvikling av maksimal setning og horisontalforskyvning med tid ved Pr. 6393



Figur 9. Målt setningsforløp for utvalget paneler



Figur 10. Eksempel på målt setning/hevningsforløp av vegger og takplate 3 ved Pr. 6440

Utførte målinger av relativ deformasjon i kontakten mellom tverrvegg og langsgående panel, viser praktisk talt ingen deformasjon (0-2 mm) som bekrefter god kontakt mellom veggene og at friksjon ble overført som forutsatt.

ERFARINGER FRA SPUNTGROPEN

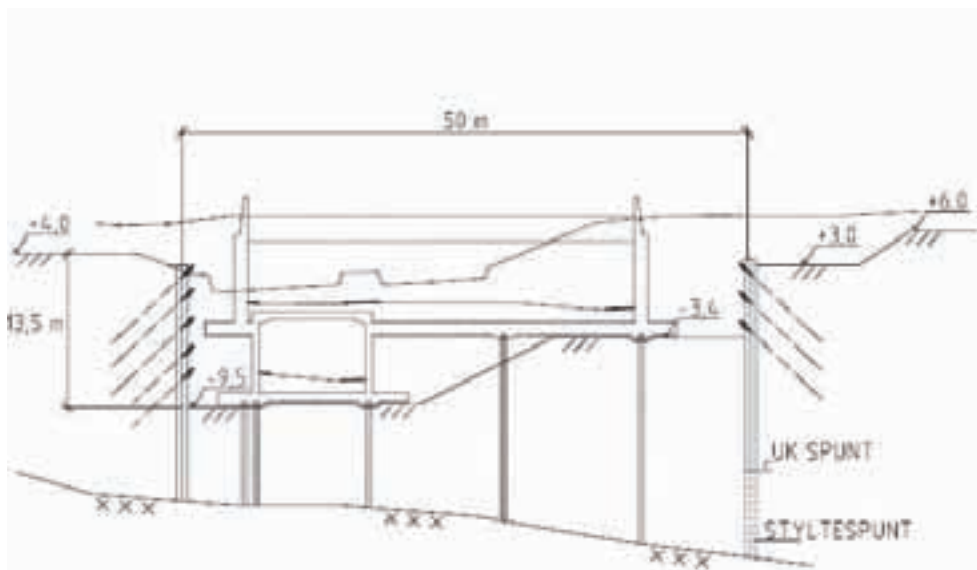
Denne del av byggegropen ble også prosjektert med elementmetoden ved bruk av PLAXIS og Anisoft jordmodell. Som for slissevegg gropen ble analysene utført med karakteristiske jordparametere, og lastene som fremkom multiplisert med en lastfaktor på 1,35.

Figur 11 viser et typisk snitt gjennom søndre del av spuntgropen. Spuntveggen på østsiden er for det meste en HZ-975A type spunt som ble rammet til, og fordyblet i berg. På vestsiden, hvor lastene er mindre, ble det benyttet stylespunt der bergoverflaten ligger dypere enn ca. 20 m under terreng. Her var det heller ikke behov for så kraftig spuntprofil (AZ1800 for det meste).

Det har vært en del problemer under utførelse av spuntramming og setting av stag. De vesentligste aspektene har vært:

- Problem med å få HZ-spunten ned til god kontakt med fjell. Det var delvis forårsaket av at det i starten ble benyttet for lett rammeutstyr med rammeenergi på maks 60 kNm. Problemene ble stort sett løst ved at det ble innskaffet tyngre rammeutstyr med rammeenergi 100 kNm.
- Problemer med stagboring, spesielt for stag lengre enn ca. 50 m. Dette gjaldt spesielt partier av vestveggen der bergoverflaten falt av vekk fra groppa. Problemet ble løst dels ved å sette stagene med brattere helning (60° i stedet for det normale 45°), og dels ved å gå opp med dimensjonen på foringsrøret.

Som vist i figur 3, ble det mot Sørengkaia rammet en dobbel HZ-975B spuntvegg som endesteng mot senketunnelen. Det var her noe pukk og stein i toppen som delvis var tilbakefylte masser etter trekking av noen gamle trepeler som stod i veien. Det var åpenbart at



Figur 11. Snitt av spuntgrop ved Pr. 6730

noe stein og pukk ble trukket med ned i den underliggende leira når de doble H-ene ble rammet, noe som senere bidro til lekkasje og lokal utvasking gjennom spuntlåser og staghull. Mye av lekkasjene ble tettet ved injeksjon med ekspanderende polyerutan skum. Etter graving til ca. 10 m dybde ble det observert at spuntveggen hadde gått ut av lås i det ene hjørnet, noe som gav stor vanninnngang. Dette ble utbedret ved å ramme et dobbelt Z spuntprofil tett inntil innsiden av hjørnespunta, og sveise denne fast til hjørnespunta ned til daværende gravenivå. Deretter ble massene i mellomrommet mellom Z-spunt og hjørnespunt spylt og suget opp (ved bruk av septikkbil med slamsuger), og mellomrommet støpt ut med betong. Denne løsningen fungerte godt.

KONKLUDERENDE BEMERKNINGER

Den prosjekterte slissvegg løsning med tverrvegger for den nye E-18 kulverten over Sørenga, har fungert helt etter hensikten uten alvorlige uhell feil eller mangler. De gode erfaringer med løsningsmetoden er helt i tråd med tidligere erfaringer fra Oslo og Göteborg. Løsningen er spesielt robust i forhold til å ivareta sikkerhet mot bunnoppressing og begrense deformasjoner for dype byggegropen i bløt leire der dybden til fjell er relativt stor. Dermed er det ikke sagt at den alltid er gunstigst rent kostnadsmessig.

Dette prosjektet viser igjen at slissevegger i leire blir av så god kvalitet at de bør utnyttes som permanente vegger i konstruksjonene som skal bygges.

Spunt-og stagarbeidene mot sjøen og i forlengelsen av slissveggropa gikk ikke like glatt. Dette skyldes dels at for beskjedent rammeutstyr ble mobilisert i starten for ramming av kraftig HZ-spunt til fjell ned til i 30-40 m dybde. Det var også en del problemer med stagboring, spesielt for stag over ca. 50 m lengde kombinert med fallende skråfjell.

Problemene ble delvis løst ved å velge brattere stagvinkel enn de sedvanlige 45^0 , og ved å bruke kraftigere foringsrør under stagboringen.

Sørenga prosjektet har vært gjennom flere faser med optimalisering og tilpassning.

En vesentlig faktor for å oppnå gode og sikre løsninger, har vært byggherrens (SVRØ) meget positive innstilling med hensyn til optimaliseringer og tilpasninger underveis. Den profesjonelle byggeledelsen fra SVRØ med fulltids engasjerte kontrollører som har fulgt opp alle vesentlige aktiviteter ute på plassen, har også vært av vesentlig betydning for et vellykket resultat. I denne sammenheng skal også fremheves det generelt positive løsningsorienterte klimaet som har eksistert mellom byggherre, entreprenør og prosjekteringsgruppen gjennom hele prosjektet.

En stor takk rettes til slutt til Aas-Jakobsen v/Per Meaas, Lars Narvestad og Sverre Lund, og til GeoVita v/Thorbjørn Johansen for meget godt samarbeid gjennom prosjektering og bygging av dette tunnelanlegget.

REFERANSER

- Eide, O., Aas, G. & Jøsang, T. (1972) Special application of cast-in-place walls for tunnels in soft clay in Oslo. 5th *European Conference on SMFE, Madrid 1972*. Also published in Norwegian Geotechnical Institute Publ. no.91.
- Engelstad, Ø. (2004). Gøtatunnelen: Dyp sjakt i bløt leire. Geoteknikkdagen 2004. utgitt av Norsk Jord og Fjellteknisk Forbund.
- Karlsrud, K. (1975). "Practical Experiences from the Excavation of Slurry Trenches in Oslo Clay". Proc. Nordic Geotechnical Meeting, Copenhagen 1975. Also publ. in Norwegian Geotechnical Institute Publ. No. 110.
- Karlsrud, K. (1978) Praktiske erfaringer fra gjennomføring av slissevegg arbeidene for OTB og NSB i Studenterlunden og på Jernbanetorget. NIF-kurs Slissevegger og in-situ pilarer, Fagernes 1978.
- Karlsrud, K. (1981) Performance and design of slurry walls in soft clay. ASCE Spring Convention New York 1981. Også publisert i NGI Publ. nr. 149.
- Karlsrud (2003) Skjærstyrkeegenskaper av leire og bruk i stabilitetsanalyser. Kurskompendie Geoteknisk Forening : Stabilitetsanalyser av skråninger, skjæringer og fyllinger. Hell mai 2003.
- Karlsrud, K., Lunne, T., Kort, D.A. and Strandvik, S. (2005). "CPTU Correlations for Calys". Proc. 16th ICSMGE, Vol.2 pp.693-703.
- NGI/Aas-Jakobsen AS (2002). Notat 2-G-141 rev.1 . Utførelse av byggegrop over Sørenga området pr. 6384-6730.
- NGI/Aas-Jakobsen AS (2002). Notat 2-G-144. Byggegrøp Sørenga-supplerende utredninger av slissevegg løsning.
- NGI/Aas-Jakobsen AS (2002) Notat 2-G-145 rev.1. Byggegrøp over Sørenga området, Pr. 6380-6618 med slissevegger.
- NGI/Aas-Jakobsen AS (2002). Notat 2-G-146 rev.1. Byggegrøp over Sørenga området, Pr. 6618-6710 med spunt.
- NS-EN1528 (2000). Norsk Standard. Utførelse av spesielle geotekniske arbeider. Slissevegger.
- PLAXIS (2001). PLAXIS v. 8.2 Prof. version – update pack 4 – build 133, www.plaxis.nl.
- Roti, J. (1978) Slissevegger som bygningsteknisk element belyst ved utførte målinger og beregninger. NIF kurs. Slissevegger og in-situ støpte pilarer. Fagernes, 1978.
- Aas, G. (1976) Stability of slurry trench excavation in soft clay. Proc. 6th ECSMFE, Madrid, også publisert i NGI Publ. 111.

**BYGGANDET AV JÄRNVÄGSSTATIONEN TRIANGELN I MALMÖ –
ETT BERGRUM I KALKSTEN****Construction of the underground station Triangeln in Malmö – A cavern in Limestone**

Peter Damgaard, Citytunnelprojektet
Johan Brantmark, Citytunnelprojektet
Gösta Ericson, Sweco

Sammanfattning: Som en del av Malmö Citytunnel byggs ett bergsrum för en underjordisk tågstation. Den geologiska uppbyggnaden består av 60 meter tertiär kalksten som överlagras av ett 4-10 m tjockt kvartärlager lermorän. En sekvensmekanisk uttagsmetod används i kombination med grundvattensänkning. Som ett resultat av de observationer och bakåtbereäkningar som gjorts hitintills kan man konstatera att de observerade mekaniska egenskaperna för bergmassan för station Triangeln har varit som förväntat eller gynnsammare. Denna artikel rapporterar de observationer som gjorts efter uttaget av centrumtunneln och sidotunnlarnas galleri.

Abstract: As part of the Malmö Citytunnel a rock cavern for an underground railway station is being constructed. The geological frameset is a 60 m thick layer of Tertiary, limestone with a 4 - 10 m thick quaternary layer of Clay Till above. A sequential mechanical excavation method is used in combination with ground water lowering. As a result from the observations and back analysis that have been done so far it can be stated that the mechanical properties has been as expected or better for Triangeln. The paper reports the findings after completion of the pillar tunnel and top heading of the side tunnels.

Berggrunden vid Triangelområdet består framförallt av Bryozokalksten med inslag av koralkalksten och konglomerat. Bryozokalkstenen har fått sitt namn på grund av att kalkstenen till övervägande del är uppbyggd av bryozoeer (bryozo = mossdjur). Bryozokalkstenen är lagrad i bankar där bankarna i sig är uppbyggda av lager med varierande hårdhetsgrad (calcitcement), och med varierande innehåll av bryozoeer i de olika delarna av bankarna. Mellan Bryozobankarna kan det förekomma korallkalksten som är en mycket hård

och massiv kalksten utan flinta. Kalkstenens sprickighet har visat sig vara relativt låg och dens huvudsakliga hårdhetsgrad är mellan 5 och 25 MPa.

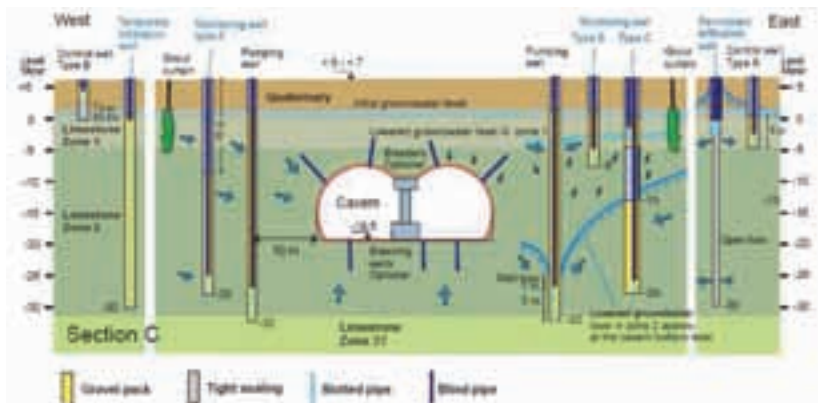
3. BYGGMETOD

Station Triangeln byggs utefter en byggmetod som benämns *The New Austrian Tunneling Method* (NATM). Filosofin bakom NATM metoden är att man integrerar bergmassans beteende under belastning med övervakning av rörelser i konstruktionen under byggandet. Vid byggandet av station Triangeln används både det officiella namnet *New Austrian Tunneling method* och benämningen Sequential Tunneling Method (STM). STM metoden är väl beprövad för tunnelbyggande i jord och berg. På grund av dens flexibilitet är metoden tillämplig för byggandet av långa bergrum med liten bergtäckning.

För detta projekt har speciella utgrävnings- och förstärkningsklasser utvecklats för drivning av bergrummet. Dessa klasser gör att utgrävningen av stationsrummet är säker. Den avgörande delen i STM arbetet är den kontinuerliga mätningen av markens och förstärkningarnas deformationer. Numeriska beräkningar görs för att skaffa sig kunskap om bergrummets stabilitet och förstärkningsbehov.

3.1 Grundvattensänkning

En förutsättning för byggandet av undermarksanläggningen efter NATM metoden är att grundvattnet sänks temporärt. Ett temporärt grundvattensystem har därför installerats vilket består av ett stort antal pump- och återinfiltrationsbrunnar. I figur 3.1 nedan visas en principiell sektion över station Triangelns grundvattensystem.



Figur 3.1 Principiell sektion över station Triangelns grundvattensystem som visar den temporära grundvattensänkning och brunnarnas djup och placering (*General section through Triangeln station which shows the temporary groundwater lowering system*)

3.2 Uttagsmetod

För att bygga station Triangeln har två vertikala schakt grävts, i norra och södra delen av arbetsområdet. Inledningsvis har grundvattnet avsänkts inom hela berggrundsområdet. För att hålla isär schaktväggarna monterades kraftiga stämp, så kallade stämp, vid två nivåer. Vid stämpnivåerna hade dessförinnan en lastfördelade betongbalk gjutets mot schaktväggen. Sammanlagt monterades 30 stämp i de båda schakten. När de vertikala schakten färdigställdes påbörjades arbetet med uttaget av stationsrummet. Detta sker genom etappvis fräsning i sid- och höjddled. Det mesta arbetet görs med en roadheader, en maskin utrustad med ett roterande fräshuvud på en teleskoparm.

Fakta om Roadheader:

- total vikt 135 ton
- totallängd 18,2 meter
- bredd 4,5 meter
- höjd 6 meter
- motorernas sammanlagda effekt cirka 750 hk
- drivmedel, el eller diesel
- två roterande fräshuvud med sammanlagt 114 tänder fräser ut berget



Till en början fräste Roadheadern sig ner för att nå rätt nivå som motsvarar botten av centrums-tunnels galleri. Sedan började schaktning och utfräsning av en centrums-tunnel i mitten av stationsrummet. Beroende på de geologiska förutsättningarna varvades fräsningsarbetena med förstärkning av centrums-tunnels väggar och tak med hjälp av sprutbetong och bergbultar. När Roadheadern är i drift beräknas den fräsa ut cirka 5-10 meter/dygn. Efter att centrums-tunneln färdigställdes började gjutningsarbetet med den permanenta förstärkningen som består av fundament och takbalk med bärande pelare i mitten av stationen. Mittpelarna är cirka 5 meter höga, 1,5 respektive 3 meter breda eftersom de är ovalt formade. När mittpelarna var färdiggjutna startade berguttaget av själva tunnarna i stationsrummet vilket skedde i etapper med fräsning i sid- och höjddled. Även här varvas arbetena med förstärkning med hjälp av sprutbetong och bergbultar. Indriften har normalt varit mellan 1,5 och 2,5 m per omgång varefter förstärkningsarbetena utförts. Uttaget av respektive etapp är indelat i galleri och pall. I skrivandets stund är den östra sidotunnels galleri färdig fräst och man har nu kommit cirka halvvägs på det västra galleriet. Uttaget av tunnarna beräknas vara färdigt under våren 2007.



Figur 3.2 Uttag av station Triangelns berggrum (*Construction sequences for rock cavern*):

1. Pelartunneln fräses ut och förstärks med bottenplatta, bärande pelare och takbalk
2. Därefter fräses sidotunnarna ut
3. Berggrumsschakten färdigställd med temporär förstärkning där
4. Berggrumsstationens slutliga inklädnad påbörjas när TBM passerat stationen

3.3 Förstärkningsmetod

För varje uttagsetapp har tre drivnings/förstärkningskriterier projekterats. Indrivningslängden för samtliga förstärkningskriterier är ca 2 meter. Den lägsta förstärkningsklassen består enbart av sprutbetong. Vid uttag av sidotunnlarnas galleri har förstärkningen i huvudsak utförts efter klass 2 enligt nedan:

1. Utgrävning med roadheader ca 2 meter
2. Stöd av valv med 250 mm sprutbetong (typ: C25/30) armerad med ett lager armeringsnät.
3. Montering av bergbultar (Boltex, L=4 m, Avstånd=1m/2.5m)

Närmast schakten förstärks tunneln ytterligare genom att gitterbågar monteras och sprutas in. Ett krav vid drivning av sidotunnlarna har varit att betonghållfastheten skall vara minst 40 MPa i pelare och takbalk.

3.4 Numeriska beräkningar

Som en del av projekteringen har bergmekaniska analyser gjorts genom att modellera uttaget av bergrummet i en icke linjär konstitutiv kontinuum modell. Beräknings-resultaten från modellen jämförs och verifieras sedan mot verkligt uppmätta data. De geotekniska parametrar som använts i modellen beskrivs i tabell 4.1 nedan. Huvuddelen av det komprimerade valvet är lokaliserat i bergförhållanden som definieras som material nr. 5.

Tabell 3.1: Karakteristiska jord/berg egenskaper som användes i designen. Alla material förväntas vara isotropiska. (*Characteristic soil/rock properties used in the design. All material are assumed to be isotropic*)

Geotechnical Unit Style for Tabulation	Unit No	γ	E	ν	c	ϕ	α
		(kN/m ³)	(kN/m ²)		(kN/m ²)	(°)	(°)
Deformable Case - Factor	1a		1.0		1.0	1.0	
Stiff Case - Factor	1a		1.0		1.0	1.0	
Clay	1	22	75	0.3	32	20	0.8
Coarse Grained Sandstone	2	22	800	0.3	40	30	0.8
Clay (F)	3	20	40	0.3	27	20	0.8
Brickwork Limestone Type TB	4	24	700	0.3	40	30	0.8
Brickwork Limestone Type ABC	5	24	1000	0.3	40	40	0.8
Brickwork Limestone Type C	6	24	100	0.3	40	50	0.8

Baserat på beräkningar med ovanstående geotekniska parametrar förväntades deformationerna vid uttag av pelartunnelns galleri ligga inom 2 mm. De horisontala rörelserna förväntades vara försvinnande.

Vid uttag av pelartunnelns pall beräknades den totala vertikala förskjutningen av taket vara ca 3mm. De horisontella rörelserna beräknades till ca 1-2 mm i toppen av pallen/botten av galleriet medan de horisontella deformationerna i de nedre delarna av pallen beräknades till 2 mm.

3.5 Övervakningsprogram

Designen och uttagsmetoden vid station Triangeln är baserat på observationer. Övervakningsprogram har därför utvecklats för att erhålla tillräcklig mängd data. Resultatet av programmen ger detaljerad information om förstärkningens effektivitet under byggandet. En viktig del är även att grundvattensänkningen övervakas och dokumenteras. Informationen behövs för att förhindra skador på utrustning, miljön, konstruktioner under och över mark och för att bibehålla säkerheten för personal.



Figur 3.3 Bilden visar reflekterande mätpunkter vid uttag av centrumtunneln (*The picture shows reflected monitoring points in the pilartunnel*)

Målet med övervakningsprogrammet är i första hand att upptäcka rörelser under schaktningsprocessen och under grundvattensänkningen, att bekräfta att rörelserna har avstannat och inte överstiger uppsatta gränsvärden. De två huvudövervakningssystemen är ytmätning och underjordiska mätningar. Mätningarna omfattas av 3-D rörelser i konstruktionen och byggnader, avvägning av byggnader och installerade marktyppunkter, vertikala utvidgningsmätare (extensometrar), vertikala lutningsmätare och nivåvisare.

Under schaktningsarbetet vid Triangeln avvägs och jämförs ytmät punkter och byggnader med stabila fixpunkter. Dessutom installerades ett antal trippel-extensiometrar från ytan. Ytterligare punkter på känsliga byggnader mäts och kontrolleras med totalstation.

Under den horisontella schaktningen av NATM-tunneln mäts konvergens, divergens, sättningar och 3D-mätningar med totalstation i konvergensbultar i tunnelväggen.

3.6 Tolkning av mätningar

Uppmätta deformationer jämförs kontinuerligt med förväntade värden av en ansvarig person på plats. För att påskynda besluten och för att undvika missförstånd har tre deformationsnivåer tagit fram:

- Nivå 1: de uppmätta deformationerna är lägre än de beräknade. Inga åtgärder krävs därför att den teoretiska modellen är giltig utan restriktion.
- Nivå 2: deformationerna har överskridit nivå 1 gränsvärdet men är fortfarande acceptabla utan risk för skador på konstruktionen eller tredje part.
- Nivå 3: deformationerna har överskridit nivå 2 gränsvärdet och är inte acceptabla. Ytterligare mätningar och eventuell ytterligare förstärkning krävs.

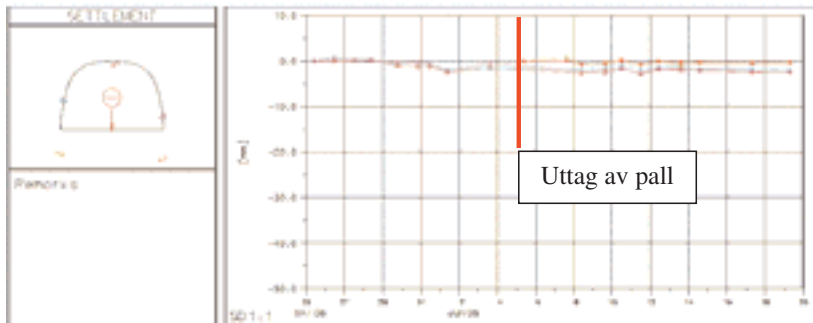
Ett tillägg till deformationsnivåerna är att speciell uppmärksamhet ges till tidsrelaterade deformationer. Om inte deformationerna konvergerar mot ett konstant värde för varje uttagssekvens skall utvärdering angående mätfel eller ytterligare förstärkning ske.

4. BAKÅTBÄRÄKNING BASERAT PÅ MÄTDATA

I detta kapitel jämförs och analyseras numeriska beräkningar mot verkligt uppmätt data. Beräkningarna för uttag av sidotunnlarnas galleri baseras på de observationer som gjorts vid uttag av pelartunneln. I kapitel 4.1 presenteras de mätresultat som gjorts vid uttag av pelartunneln och i kapitel 4.2 presenteras de bakåtbäräkningar som gjorts för uttaget av sidotunnlarna.

4.1 Mätresultat vid uttag av pelartunneln

Den vertikala deformationen i pelartunnelns krona visade sig vara elastisk och är uppmätt till ca 1-2 mm och om man tar hänsyn till den totala deformationen blir den totala elastiska deformationen ca 2-3 mm.



Figur 4.1 Deformationer på tunnelranden 82 meter från det södra schaktet. Deformationerna ges i mm. (*Deformation plot of the outer lining as measured 82 meters from the southern shaft. Deformations are given in mm*)

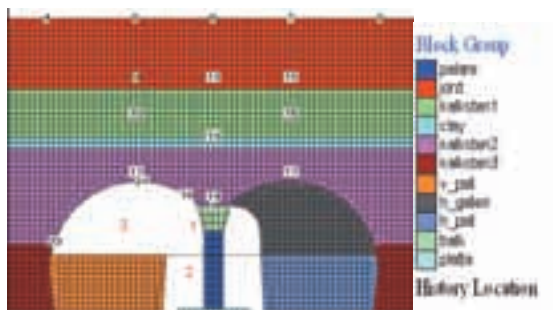
Det är i de flesta fall en god korrelation mellan uppmätt och beräknad vertikal deformation för pelartunneln. Däremot är variationen i den uppmätta förskjutningen större i den norra delen av centrumtunneln än i resten av tunneln. Generellt är den elastiska deformationen i hjässan ca 0-8 mm.

Med undantag av den nordligaste delen visar erfarenheten vid uttag av pelartunneln att korrelationen mellan FEM modellen och de verkliga uppmätta deformationerna är goda.

4.2 Beräkningsresultat för uttag av sidotunnlarna

Med erfarenhet från uttaget av pelartunneln har beräkningar för uttag av sidotunnlarnas galleri gjorts. Modellsimuleringar för uttaget av sidotunnlarna har utförts av Olle Olofson (Banverket) i programmet FLAC 3D med två olika värden på förhållandet vertikal/horisontalspänningar, $k=0.5$ och $K=2.0$.

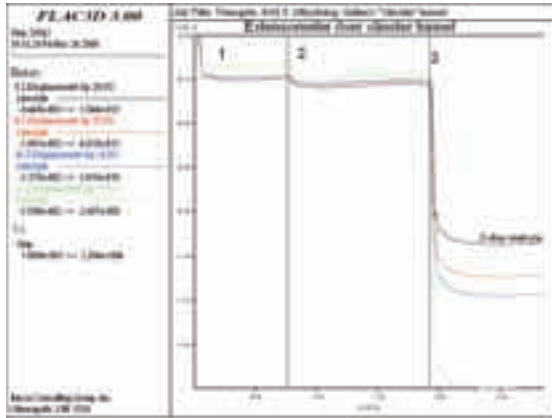
Generellt så fås större sättningar och mindre horisontella rörelser med lägre horisontalspänningar ($K=0.5$). Figur 4.2 visar mätpunkternas lokalisering i modellen och figur 4.3 visar den beräknade totala deformationen för en extensometer i modellen. Punkt 5 visar mätpunkt i markytan, punkt 9 visar mätpunkt i jordlagret, punkt 10 och 11 visar mätpunkter i kalkstenen



Figur 4.2 Uttagssekvens 1-3 och modellens mätpunkter 2-23 (*Excavation sequence 1-3 and monitoring points 2-23 in model*)

Figur 4.3 nedan redovisas modellerad deformation vid uttag av den vänstra sidotunnelns galleri, uttagssekvens 3 enligt figur 4.2. Vid uttagssekvens 3 beräknades den totala

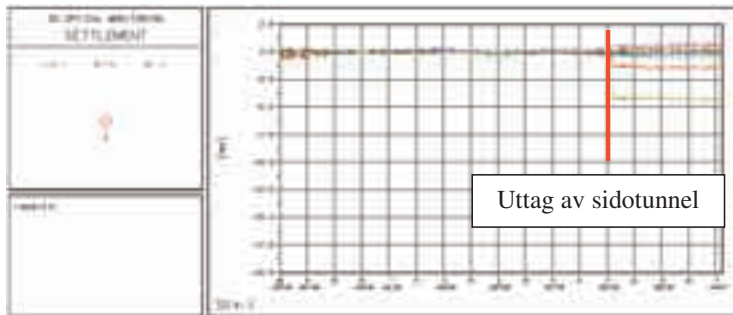
deformationen i mätpunkt 9 till 11 mm, mätpunkt 10 till 12 mm och för punkt 11 beräknas deformationen till 16mm.



Figur 4.3 Den beräknade totala deformationen för en extensometer i modellen. Punkt 5 markpunkt (svartlinje), punkt 9,10 och 11 extensometer. *(Calculated total deformation for an extensometer in the model. Point 5 ground point, point 9,10 and 11 extensometer)*

4.3 Mätresultat för sidotunnlarna

Vid uttag av sidotunnlarna har deformationen visat sig vara högre i norra änden av bergrummet och den högsta deformationen som har uppmäts i en extensometer är ca 4 mm. Om man tar hänsyn till markytans deformation (ca 9.5 mm) blir den totala deformationen ca 14 mm.

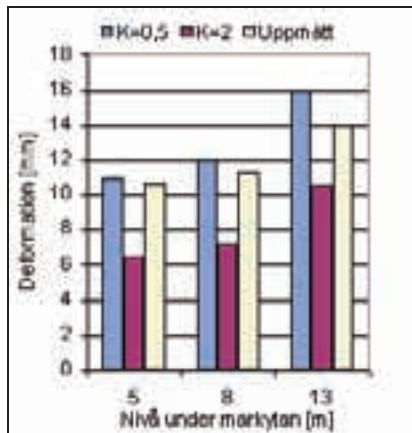


Figur 4.4 Uppmätt deformation i extensometer vid uttag av sidotunnelns galleri *(Measured deformation in extensometer at the time when the first sidetunnel was excavated)*

En sammanställning över de beräknade och uppmätta deformationerna vid uttag av den ena sidotunnelns galleri kan ses i tabell 4.2 och figur 4.5 nedan.

Tabell 4.2 Sammanställning över beräknade och uppmätta deformationer (*Compilation of calculated and measured deformations*)

Punkt	Nivå under markyta [m]	Total deformation (markyta)		
		inkluderad [mm]		
		Beräknad K=0,5	Beräknad K=2	Uppmätt
9	5	11	6,5	10,6
10	8	12	7,2	11,3
11	13	16	10,5	14



Figur 4.5 Stapeldiagram över beräknade och uppmätta totaldeformationer. Vid beräkning har två olika värden på förhållandet vertikal/horisontal-spänningar använts, $k=0.5$ och $K=2.0$. (*Diagram with calculated and measured deformations*)

5. SLUTSATS

Som ett resultat av de bergtekniska observationer som gjorts hitintills kan man konstatera att de mekaniska egenskaperna för Triangeln har varit som förväntat, i vissa fall gynnsammare.

- Kalkstenen är in-situ mindre uppsprucken än vad förundersökningarna visar.
- Det har visat sig att den ickelinjära konstitutiva kontinuum modellen beskriver bergmassan väl.
- En relativt bra passning för uttaget av sidotunnlarnas galleri fås för modellen med $K=0.5$.
- Elastisk respons uppmätt → Hållfastheten sannolikt större än ansatt. Ansatt E-modul på 1.6 GPa är i rätt nivå
- I figur 4.4 kan man se att deformationerna uppkommer momentant efter uttag av sidotunnelns galleri. Inga rörelser framför tunnelranden. Bergförstärkningen fungerar väl och är ej överbelastad

**HMS I GEOTEKNISK PROSJEKTERING – FORMIDLING AV
FORUTSETNINGER OG RESULTATET AV RISIKOVURDERINGER FORETATT
UNDER PROSJEKTERING**

HSE in geotechnical projects – Communication of basic assumptions and the results of risk assessments from the design.

Sivilingeniør MRIF Ola Bruskeland, Multiconsult AS

SAMMENDRAG

Alle aktører i bransjen må ha som mål å få ned antall uhell og ulykker i den geotekniske sektor av bygge- og anleggsbransjen. Disse uhell skyldes ofte manglende eller mangelfulle risikovurderinger og forståelse av de kritiske forhold og aktiviteter i gjennomføringsfasen. De geotekniske prosjekterende har et særlig ansvar for å bevisstgjøre både byggherre og entreprenører om disse forhold, for å ivareta vår omsorgsplikt ovenfor byggherren, samfunnet og evt. berørte naboer. Vi må ha større oppmerksomhet rettet mot hvordan man skal håndtere risikoen i gjennomføringsfasen, ved å synliggjøre dette i vår kommunikasjon med byggherren og overfor utførende entreprenør. Våre rapporter og beskrivelsesdokumenter må klart angi hva som er kritisk i gjennomføringsfasen og hvordan gjennomføringen av kritiske arbeider skal kontrolleres og dokumenteres for å sikre en akseptabel risiko. Vår bevisstgjøring av de andre aktører er også viktig for at vi ikke selv skal komme i fare for å påta oss risikoansvar fra oppdragsgiver eller entreprenør. Vi må bli flinkere til å tilby bistand i risikohåndtering i gjennomføringsfasen, som en egen leveranse. Det er å håpe at kontrollforskriftene endres slik at det igjen blir krav om fagkyndig kontroll av utførelsen, i tillegg til entreprenørens egenkontroll.

SUMMARY

All parties involved in the geotechnical design and construction industry must have a common goal to reduce the number of accidents and incidents, which are often caused by substandard (or lack of) risk assessments and understanding of the critical aspects and activities of the construction phase. The geotechnical design consultant has a special responsibility to inform and enlighten the client / owner and construction contractor regarding these issues. Our risk evaluation process and result reporting to the client must be improved to give the client a better understanding and ownership of the conclusions. Furthermore, the construction documents aimed at the contractor should be improved, clearly specifying the critical aspects and a minimum plan for verification activities. The geotechnical consultant must be included in document hand-over meetings with the contractor to ensure correct understanding of the critical aspects regarding safety. The construction client should retain an independent geotechnical and risk management specialist to supervise and document the safety critical aspects of the construction phase. The present national building regulations have no such requirement.

1. INNLEDNING

Vi må alle ha som mål å få ned antall uhell og ulykker i vår sektor av bygg- og anleggsbransjen. Hvert år opplever vi alvorlige arbeidsulykker og hendelser eller svikt av geoteknisk art i ferdige anlegg, resulterende i tap av liv eller fare for dette, eller store kostnadskonsekvenser for samfunnet, anleggseiere, rådgivere og entreprenører. Hendelser som ulike ras eller skader på byggverk har dessverre vært et faglig gjennomgangstema for denne konferansen i alle år.

Ulykker og uhell skjer ikke av seg selv. De utløses av farlige handlinger eller farlige forhold, som:

- Menneskelig svikt
- Teknisk svikt
- Dårlig prosjektering
- Manglende risikovurderinger
- Dårlig organisering av arbeidet
- Dårlig ledelse av arbeidet
- Dårlig håndverk
- Manglende sikker-jobb-analyser (SJA)
- Rene naturkatastrofer – ”Acts of God”

Alt dette er forhold som bransjen burde kunne gjøre noe med, hvis vi alle fikk et mer bevisst forhold til risikoen knyttet til oppgavene våre, i alle faser av et prosjekt.

Geoteknikk, både i fjell og løsmasser, er et vanskelig spesialfag. Geotekniske materialer kan som vi alle vet ha svært varierende egenskaper, som lett blir påvirket av forhold som endringer i lastsituasjon, drenasjeforhold, nedbør og frost. Andre vanlige årsaker er endrede forhold på grunn av inngrep på naboeiendommer. Begrensede geotekniske kunnskaper hos både oppdragsgiver, rådgiver og utførende, med liten bevissthet om konsekvensene av løsningene som velges, er også en viktig årsak.

Det ser ikke ut til at antall feil og ulykker er redusert i det siste. Dette kan skyldes flere forhold som som preger bransjen for tiden, bl.a.:

- Tilgjengelig tid til prosjektering og utførelse reduseres, med manglende utredning av kritiske risikoforhold ved prosjektet
- Fagkyndig byggeplassoppfølging reduseres, med manglende oppmerksomhet på kritiske forhold under selve utførelsen av arbeidene
- Flere engangsutbyggere uten tilstrekkelig kompetanse
- Press på arealer og ønske om bruk av geoteknisk sett mindre egnede utbyggingsområder

Disse forhold er således medvirkende til manglende utredning av og kommunikasjon og forståelse av risikobildet mellom alle parter som er involvert i geotekniske prosjekter.

2. LOVER OG REGLER

Offentlige regelverk og prosjekterings- og utførelsesstandarder har mange krav til oss når det gjelder ivaretagelse av sikkerhet, helse, arbeidsmiljø og ytre miljø i våre leveranser (og i driften av våre virksomheter):

- Plan og bygningsloven med teknisk forskrift og forskrifter for ansvarsrett, kontroll og godkjenning (er under revisjon)
- Arbeidsmiljøloven med forskrifter, bla. bergarbeids- og grøtteforskriftene
- Internkontrollforskriften
- Byggherreforskriften (ny forskrift har vært ute på høring)
- Forurensningsloven med forurensnings- og avfallsforskriftene

Dette regelverket gir oss rettigheter, ansvar, oppgaver og plikter, i forhold til målet om å sikre:

- trygge arbeidsplasser og det ytre miljø i byggeperioden, og
- trygge, helse- og miljøriktige arbeidsplasser og funksjoner i det ferdige produktet
- dokumentasjon for å ivareta sikkerhet, helse og arbeidsmiljø for framtidige arbeidere

En fellesnevner ved regelverket er kravet til risikovurderinger. I høringsutkastet til ny byggherreforskrift er dette kravet pålagt de prosjekterende. Vi må ha vurdert sannsynligheten for at noe kan gå galt og hva konsekvensen vil være hvis det skulle gå galt. De prosjekterende (RIG) har likevel et spesielt ansvar i denne forbindelse. RIG har de beste forutsetninger for å forstå risikoene i et oppdrag og til å forutse konsekvenser ved avvik. Det er de prosjekterendes ansvar å kommunisere disse kunnskaper til oppdragsgiver og entreprenør på en slik måte at risikoen blir ivare tatt til det beste for alle parter.

Vi har også bestemmelser om HMS-plan og kontrollplaner som skal sikre at kritisk informasjon blir overført til fra planleggere til byggherren og til de utførende. Og det er krav om at de utførende utfører selvstendige analyser av utførelsesrisiko. Videre har vi NS 3480 med krav til fare- og konsekvensvurderinger, NS3420 med beskrivelsestekster som skal ivareta HMS-tiltak, samt kvalitetstandarden NS 9000, som krever en arbeidsmetodikk som skal sikre dokumentert overføring av kritisk informasjon mellom alle parter i et prosjekt.

Ansaret for at HMS-krav til et utbyggingsprosjekt blir ivare tatt ligger således på alle parter i prosjektet:

- utbygger / byggherre
- HMS koordinator
- de prosjekterende og
- de utførende

Myndighetene derimot har intet ansvar, bortsett fra at de utøver et visst tilsyn av partenes gjennomføring av de lovpålagte saksbehandlingskrav.

Byggherreforskriften gir byggherren hovedansaret for at prosjektet gjennomføres på en slik måte at sikkerhet, helse og arbeidsmiljø blir ivare tatt på bygge eller arbeidsplassen. Om han selv mangler kompetanse skal han engasjere en koordinator for å ivareta denne oppgaven dersom flere aktører er involvert i prosjektet. Som nevnt ovenfor må likevel RIG være klar over sitt spesielle faglige ansvar for HMS i prosjektet og til å formidle risikobildet til de andre

aktørene som verken har vår kompetanse eller tilstrekkelig tid og detaljkunnskap til å kunne gjøre egne vurderinger eller forstå konsekvensen av avvik.

3. RISIKOVURDERINGER

Risikovurderingene skal omfatte både helheten og løsningene. Det ideelle hadde vært å bare prosjektere løsninger som ikke medfører HMS-risiko. Vi vet alle at dette ikke er mulig. Selv om det prosjekteres tiltak som tilsynelatende reduserer risikoen til et akseptabelt nivå, kan det alltid gjøres feil ved utførelsen eller påtreffes uforutsette forhold som endrer risikobildet totalt, for eksempel i rasfarlige områder, ved underjords- og sprengningsarbeider, utgraving med fare for naboskader, arbeider i forurenset grunn etc. Forhold som støy og rystelser kan også gi vanskeligheter. Byggherren må derfor informeres om risikoen ved prosjektet og mulige konsekvenser ved avvik. Den prosjekterende må gi oppdragsgiver et eierforhold til risikoen, og vokte seg for å komme i en situasjon hvor han kan komme til å påta seg risiko fra oppdragsgiver eller entreprenør. En situasjon en lett kan komme i ved å unnlate å informere byggherren om hvilke deformasjoner og naboskader som må forventes, eller entreprenøren om kritiske forutsetninger ved den prosjekterte løsning som forutsettes verifisert ved arbeidets utførelse.

NS 5815 ”Risikovurderinger for anleggsarbeid” er et nyttig verktøy for dette arbeidet, med omfattende sjekklistor. Metodikken er enkel og egnet for både små og store prosjekter, og vil gi svar på det følgende:

- Hvilken påvirkning har prosjektet på omgivelsene
- Medfører det farlige arbeidssituasjoner?
- Hva kan gå galt (sjekklistor)?
 - *Usikkerheter i våre forutsetninger / arbeidsgrunnlaget*
 - *Manglende forståelse fra utførende*
 - *Feil utførelse i praksis*
 - *Øvrige aktører har for liten informasjon eller manglende kunnskap om risikoforholdet i gjennomføringsfasen*
- Hva skjer hvis det går galt? (Følsomhetsanalyser)
 - *Konsekvens av feil i forutsetninger*
 - *Konsekvens av feil utførelse*
- Hva er akseptabelt?
 - *Negative virkninger*
 - *Skadeomfang*
 - *Kostnader*
 - *Ø-visjon?*
- Hvilke tiltak er nødvendig for å redusere negative virkninger, unngå hendelser / redusere risiko til et akseptabelt nivå?
- Hva er de kritiske forholdene i dette prosjektet? Hva kan avvik på forutsetningene bety og hvilke konsekvenser vil, selv mindre avvik på utførelsen, medføre?
 - *Behovet for verifisering og oppfølging av kritiske forhold, både forutsetninger og utførelsesdetaljer, på byggeplassen*

Ta hensyn til avhengighet mellom forskjellige arbeidsoperasjoner og tilstrekkelig tid til sikker gjennomføring, og utfør vurderinger med flere fag sammen for å fange opp avhengigheter.

Start HMS-risikovurderinger tidligst mulig, da er påvirkningsmuligheten størst, for eksempel vedrørende trasévalg, arealutnyttelse for å unngå dårlige grunnforhold, forurensede områder, utsatte naboer, følsom natur etc. Gjennomfør gjentatte vurderinger for å avklare effekt av tiltak og ta hensyn til prosjektutvikling og endringer i forutsetninger. Informer byggherren / HMS-koordinator om risikobildet, nødvendige tiltak, og mulige konsekvenser av avvik. Spørsmålet om hva som er akseptabel risiko er særlig viktig i denne sammenheng. RIG må bestrebe seg på å finne løsninger som ikke utsetter vår oppdragsgiver / byggherren for en uforholdsmessig stor risiko i gjennomførings- og bruksfasen. Det er likevel byggherren som må beslutte / akseptere hva som er akseptabel risiko. Rådgiver må ikke alene ta den beslutningen. Det kan ofte være meget nyttig at byggherren selv deltar i risikovurderingene, eller i det minste i møte hvor resultatene og konsekvenser blir presentert og diskutert, slik at han får den rette forståelse av og ønskede eierskap til problemstillingene, inklusive konsekvensene av avvik og behovet for fagkyndig oppfølging i bygge- og anleggsfasen.

4. HVORDAN FORMIDLE BUDSKAPET. RIGs HMS LEVERANSER

En bevisst byggherre får utarbeidet et eget HMS-program som skal være styrende for hele prosjektgjennomføringen. Et slik program inneholder bl.a.:

- Lov og forskriftskrav
- Spesielle målsettinger / krav, f.eks 0-ulykker, 0-utslipp
- Spesielle brukskrav, energi, materialbruk etc
- Organisasjonsplan for HMS
- Verifikasjons- og revisjonsplan

Basert på dette utarbeider RIG sitt eget HMS-program tilpasset sine konkrete oppgaver i prosjektet:

- Detaljering av byggherrens program, konkretisering av målsettinger
- RIG firmas interne HMS målsettinger
- RIGs arbeids-, aksjons- og verifikasjonsprogram, inkl risikovurderinger
- Dvs. Gjør HMS-krav om til aktiviteter / handlinger

Lag et eget HMS-kapittel i prosjekteringsrapporter:

- Begrunn valg av løsning og beskriv HMS-/ risikoegenskapene
- Synliggjør de kritiske elementene i gjennomføringsfasen, inklusive mulige konsekvenser av avvik. Dette vil være grunnlaget for RIGs bidrag til kontrollplanen og HMS-planen for gjennomføringsfasen.
- Sett opp en aksjonsliste og plan for kontroll i byggefasen av de kritiske risikoelementene, med krav til dokumentasjon for å sikre en forsvarlig utførelse og for å bidra til å redusere risikoen til utbyggeren i utførelsesfasen.
- Beskriv forhold av HMS-betydning for drift/vedlikehold og ombygginger

Formålet med denne rapporteringen er å gjøre tiltakshaver oppmerksom på avhengigheten mellom utførelse og risiko og nødvendigheten av faglig kvalifisert oppfølging i utførelsesperioden.

I sammenheng med byggebeskrivelsen må for øvrig HMS-krav og risiko også beskrives i spesifikasjoner og på tegninger slik at alle tiltak kan bli tatt hensyn til og bli priset av entreprenøren. Etter vår erfaring er det viktig å få HMS-informasjon med på

arbeidstegninger, og ikke gjemt i rapporttekster som er utilgjengelige for de utførende på plassen. Typisk informasjon som med fordel kan være med på tegninger er:

- Henvisning til relevante prosjektspesifikasjoner
- Forhold som er forutsatt verifisert/kontrollert på stedet, for eksempel sikringsbehov
- Forutsetninger vedrørende sikker utførelsesrekkefølge
- Opplysninger/forutsetninger vedrørende stabilitet av fyllinger/ skjæringer/utgravninger, etc
- Opplysning om belastningsbegrensninger
- Toleranser
- Helse / miljøfarlig produkt – forurenset grunn, bruk av injeksjonsmasse etc

NS 9000 krever oppstartsmøter / kontraktsgjennomganger og konstruksjonsgjennomganger. Det er viktig at RIG krever å få delta på slike møter samt ved annen overlevering av prosjektmaterialet til entreprenøren, og få anledning til å redegjøre for HMS-planen, risikoforholdene ellers ved de prosjekterte løsningene samt kontrollplan for arbeidene. Det er ofte behov for flere gjennomganger av ulike problemstillinger og på forskjellig detaljeringsnivå.

Entreprenøren må i sin internkontroll utarbeide et system for HMS-styring av sine arbeidertilpasset de enkelte oppdrag. Også dette systemet må være aktivitet og handlingsrettet. Systemet skal bl.a. omfatte:

- Tilpassede HMS-rutiner / arbeidsprosedyrer for byggeplassen iht internkontrollforskriften og HMS-planen
- Plan for å gjennomføre egne risikovurderinger og SJA av kritiske arbeidsoperasjoner
- Plan for oppfølging / kontroll av kritiske forhold. Denne planen må baseres på oppfølgingsrådene og opplysningene om de kritiske forhold gitt i prosjekteringsrapporten fra RIG og gjennomgått i oppstartsmøtet.

Entreprenøren må varsle byggherren om han ut fra sine egne risikovurderinger er uenig i de prosjekterte tiltak eller andre forutsetninger av betydning for sikkerheten.

Byggherren har et ansvar for at sikkerhetsarbeidet blir fulgt opp i byggeperioden, og at de forutsatte tiltak og verifikasjoner blir gjennomført. Det er RIGs utfordring å få byggherren til å forstå at han er tjent med geoteknisk fagkyndig oppfølging i tillegg til entreprenørens egenkontroll. Arbeidet med å gi byggherren et eierskap til risikobildet er meget viktig i så måte. Det er å håpe at kontrollforskriftene endres slik at det igjen blir krav om fagkyndig kontroll av utførelsen, i tillegg til entreprenørens egenkontroll. I byggefasen må det være full oppmerksomhet på de risikokritiske elementer.

5. KONKLUSJON. OPPSUMMERING

Alle som er involvert i geotekniske prosjekter må forholde seg til risiko, og ha de kritiske elementer i gjennomføringsfasen klart for seg. Risikobildet må derfor synliggjøres i rapporter og korrespondanse, kontrollplaner, anbudsdokumenter og oppstartsmøtet. Risikoelementene må håndteres som en rød tråd gjennom hele prosjektet og må være den siste tråden som slippes. Det er her vi må ha en proaktiv holdning og sørge for at det er noen som holder fast i tråden - ikke minst for å ivareta vår omsorgsplikt ovenfor tiltakshaveren, samfunnet og evt.

berørte naboer. Vi kan ikke risikere at byggherren ikke har forstått risikoen i gjennomføringsfasen. Likeledes kan verken vi, oppdragsgiver eller andre aktører i prosjektet heller ikke risikere at den utførende ikke har forstått vår rapport eller andre byggebeskrivelses-dokumenter.

- Etabler HMS prosjekteringsgrunnlag
- Etabler arbeids- og verifikasjonsplan
- Gjennomfør risikoanalyser (Forutsetninger og avvik i selve gjennomføringen)
- Etabler kontrollplan iht plan og bygningslovens krav, med oppmerksomhet på de kritiske elementene
- Utfør prosjektering av tiltak
- Gjenta risikoanalyse / konstruksjonsgjennomgang – følg opp de kritiske forhold
- Lag (bidrag til) HMS-plan, beskrivelser og tegninger
- Gå gjennom HMS / risikokritiske forhold i oppstartsmøtet
- Delta i / følg opp entreprenørens SJA
- Følg opp kontrollplanen, dvs de risikokritiske elementer i byggefasen
- Utfør revisjoner / verifikasjoner

Gjør ”ditt ytterste” for å bidra til at det blir utført kompetent oppfølging og kontroll av de kritiske forhold i byggefasen. Tilby bistand i risikohåndtering i gjennomføringsfasen som en egen leveranse.

Alle har en aktsomhetsplikt til å si fra dersom de vet om eller ser noe som er fare for sikkerheten på anleggs- eller byggeplass. Unnlatelse kan medføre personlig straff i henhold til straffeloven.

6. LENKER. HJELPEMIDLER

- <http://www.lovdata.no/for/sf/ai/ti-19950421-0377-001.html>
- <http://www.arbeidstilsynet.no/c26981/artikkel/vis.html?tid=28650>
- <http://www.be.no/beweb/regler/meldinger/042system/system.html>
- <http://www.be.no/beweb/regler/veil/sakveil03/08sakveil.html>
- http://www.arbeidsplassen.no/good_practice/no/hib/
- <http://www.regelhjelp.no/>
- <http://www.byggemiljo.no/>
- <http://www.byggesak.com>
- RIF 3023-S - Helse Miljø og Sikkerhet for geofag, 2001.
Sjekkliste med referanser til Myndighetskrav, NS 3420 og Vegdirektoratets Prosesskode
- NS 5815 Risikovurdering av anleggsarbeid, med HMS sjekkliste
- NS 3480 Geoteknisk prosjektering

MÅ VI HERETTER STØPE UT ALLE VÅRE VEITUNNELER?

Is cast concrete lining the only rock support in Norwegian road tunnels in the future?

Cand. Real. Eystein Grimstad, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Etter raset i Hanekleivtunnelen ble alle tunnelene på E18 i Nordre Vestfold kartlagt og erklært for dårlig sikret. Dypforvitring kan ha gitt svekkelse av soner i bergmassen, som senere reagerer på høy fuktighet bak hvelvene. Det kan stilles spørsmål ved omfanget av ettersikring i forhold til registrert bergmassekvalitet. Det ble bl.a. støpt i tilfeller hvor spredt bolting hadde vært nok. Tilsvarende tilstand i Oslofjordtunnelen tre år tidligere førte ikke til utstøping. Det ble valgt billigere og mer tilpassede metoder. Definisjon av leirsoner har omfattet små sprekkefyllinger, som har blitt støpt ut. Noen betrakter fiberarmert sprøytebetong som en metode med tynne lag i stedet for et materiale som kan lagges på i store tykkelser og eventuelt med stangarmering i kraftige buer. Det diskuteres om mediekjøret eller tidspresset for å få trafikken tilbake på motorveien var viktigste årsak til den massive utstøpingen. Det bør skilles mellom utstøping til stoff, som er en utdatert og farlig metode og permanent utstøping etter sprøyting. Permanent utstøping med membran, som har langt høyere byggekostnad, vil trolig gi mindre vedlikehold enn sprøytebetong, bolter med frittstående vann og frostsikring over en lang tidsperiode. Kanskje vi må skille mellom høytrafikk tunneler og lavtrafikk tunneler, eller finne helt nye konsepter.

SUMMARY

After the cave in the Hanekleiv tunnel, all tunnels at the highway E18 in the county Vestfold were investigated and declared too poorly supported. Deep weathering may have given reduced strength of zones in the rock, which later react on high humidity. Some doubt may be forwarded with respect to the repair work related to the rock mass quality. Cast concrete lining was carried out in all cases where spot bolting should have been the right choice. Similar conditions in the Oslofjord tunnel three years earlier were not supported with cast concrete lining. Cheaper and more adapted solutions were used. Very thin clay seems have been classified as clay zones and treated with cast concrete lining. Some people regard fibre reinforced shotcrete as a method with thin layers, which has caused cave ins, instead of a material which may be applied in any thickness and shape, eventually with rebar reinforcement in strong ribs. A question is asked if the exposure in the mass media or the time pressure for getting the road users back to the motorway was the most important reason for choosing the expensive cast concrete lining as the only support method. It should be distinguished between cast concrete lining at the face during excavation, which is an outdated and dangerous method, and permanent cast concrete lining after shotcreting. Permanent cast concrete lining with membrane, which has a high construction cost, will probably have far lower maintenance cost than a tunnel with shotcrete, rock bolts and independent, frost insulated water shielding over a long time span. May be low traffic tunnels have to be treated different from high traffic tunnels, or we should look for quite new solutions in Norway.

1 INNLEDNING

Etter raset i Hanekleivtunnelen sist vinter ble bransjen kraftig uthengt i massemediene. Det kan sikkert diskuteres om det var med rette, eller om bransjen trengte nok en vekker. Vi må nok erkjenne at ikke mye ble endret etter tilsvarende ras i Oslofjordtunnelen tre år tidligere. Dette siste raset har satt dype spor, særlig på byggherresiden. Diverse ekspertgrupper ble opprettet med ulike formål. Noen skulle finne årsaken til raset i Hankleivtunnelen og komme med forslag til konkrete tiltak, mens andre skulle evaluere diverse rutiner i forbindelse med planlegging og bygging av veitunneler. Alt ble organisert av Statens vegvesen og Samferdselsdepartementet. Etter raset i Hankleivtunnelen ble det fra Samferdselsdepartementet gitt ordre til omfattende kartlegging av alle andre vegtunneler i hele landet. Det ble trolig gjennomført i de tunnelene som var tilgjengelig for inspeksjon. Det vil si de tunnelene som er bygget med frittstående hvelv for vann- og frostsikring, eller er uten vann- og frostsikring. Det ble, som en kunne vente, funnet en rekke steder med mer eller mindre undersikret bergmasse og noen utfall. Massemediene fokuserte imidlertid kun på E18-tunnelen i Nordre Vestfold, som ble stemplet skandaletunneler. Andre tunneler i landet hvor det faktisk hadde gått ras, slapp unna mediekjøret.

Kartlegging bak hvelvene viste mange partier med usikret fjelloveflate i veggene. I de fleste tilfeller var slike partier bak de prefabrikkerte veggelementene ansett som sikre nok under driften. En anså at veggelementene ville kunne tåle nedfall av små stein uten å ta noen som helst skade av det. Noen av rasene/utfallene i Oslofjordtunnelen, som helt eller delvis hadde fylt opp rommet mellom fjellet og veggelementene uten at disse var kommet til skade, viser at veggelementene kan ta opp jordtrykket fra leirmasser bak hvelvet. Utstøpingen bak hvelvene i Hanekleivtunnelen og andre tunneler i Nordre Vestfold viser at veggelementene ved riktig bolting er i stand til å ta det store hydrostatiske trykket fra fersk betong bak hvelvet. Dette er krefter som er større enn trykket fra jord og steinmasser bak hvelvet. Det er dermed ikke sagt at vi ønsker å tillate omfattende ras som fyller opp mellomrommet mellom fjellet og hvelvene. Men rasene i Oslofjordtunnelen viser at nedfall av enkeltstein er helt uproblematisk for veggelementene.

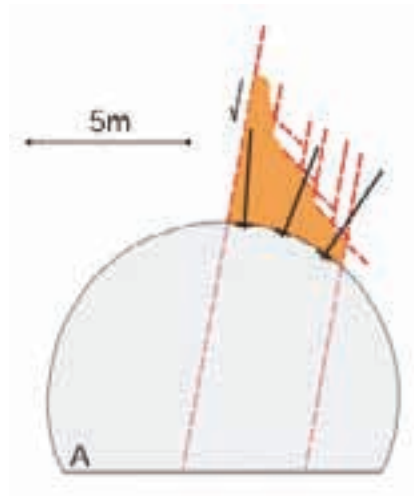
2 HVA SKJEDDE I HANEKLEIVTUNNELEN

Sikringen hadde stått i 11 år før det raste i Hanekleivtunnelen. Det vil si at sikkerhetsfaktoren må ha vært ca. 1,0. Raset omfattet ca. 250 m³ bergmasse som kom ned over ca. 25 m lengde langs tunnelen. I følge rapporten skrevet av undersøkelsesgruppen opprettet av Statens vegvesen i samarbeid med Samferdselsdepartementet, gikk raset langs en svakhetsone som gikk i ca. 15° vinkel til tunnelaksen. Svakhetssonen besto av to parallelle leirfylte slepper med grovblokkig, dels forvitret bergmasse mellom. (Se figur 1) Bergmassene på begge sider av sonen var relativt frisk og massiv syenitt. Området det raste i var i sikret med ca. 15 cm tykk fiberarmert sprøytebetong og bolter. Boltene sto for en stor del parallelt med de to gjennomgående sleppene som avgrenset raset, og hadde dermed minimal virkning i forhold til bolter som gikk gjennom sleppene. (Se Figur 2 og 3) Det ble senere rapportert at det hadde vært observert brudd i sprøytebetongen, som var ca. 7 cm tykk, i anleggsfasen. Det ble da reparert med ca. 10 cm sprøytebetong i tillegg til den som var gått i brudd. Derfor må en regne med bare 10 cm effektiv tykkelse på sprøytebetongen, som fungerte som permanent sikring. Kun et fåtall bolter gikk gjennom sleppene. Dermed har 10 cm tykk fiberarmert sprøytebetong nesten alene båret lasten fra svakhetssona i 11 år.

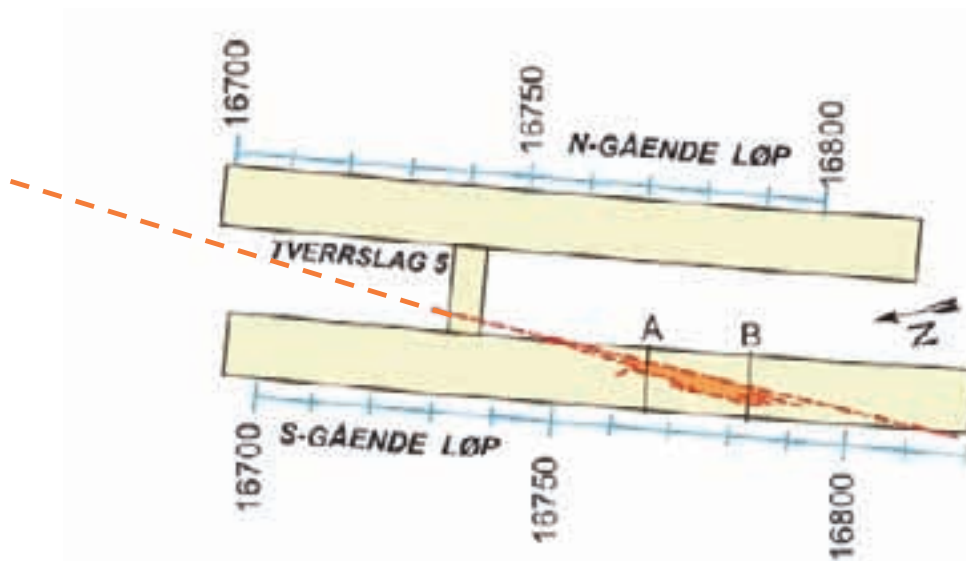
I etterpåklokskapens lys kan en slå fast at området burde ha vært sikret med armerte buer i tillegg til bolter som i større grad burde ha gått gjennom sleppeplanene. Eller kanskje det hadde holdt med flere bolter i optimal retning kombinert med for eksempel 20 cm tykk uskadet sprøytebetong?



Figur 1. Bilde fra raset i Hanekleivtunnelen. Legg merke til den store blokken midt i bildet. (GEO januar 2007)



Figur 2. Detalj fra raset i Hanekleivtunnelen. Vi ser få avrevne eller avkledde bolter. (Rapport fra undersøkelsesgruppen, februar 2007)



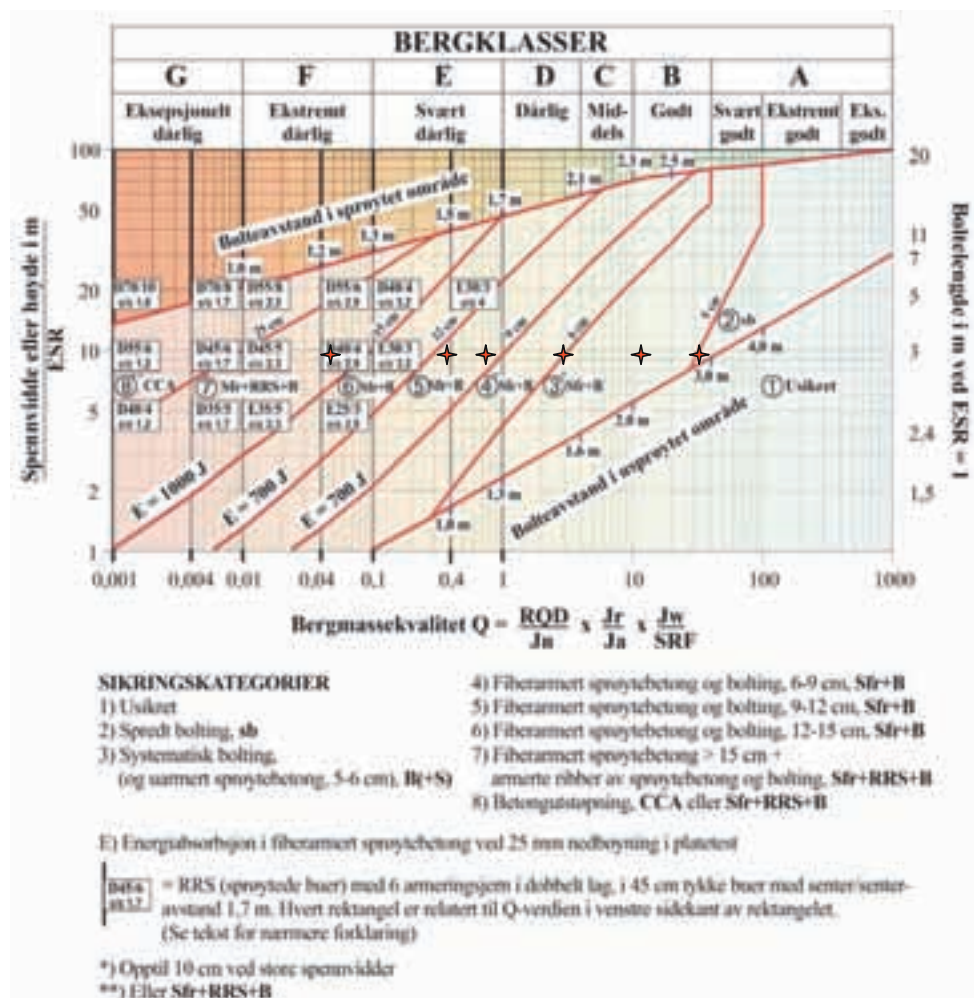
Figur 3. Planskisse fra raset i Hanekleivtunnelen. Svakhetssonen smalnet av mot nord, men ble senere gjenfunnet i det østre løpet. (Rapport fra undersøkelsesgruppen, februar 2007)

Tidligere var det vanlig å henge opp leirsoner med opptil 2 m bredde i sidefjellet ved hjelp av bolter, bånd og sprøytebetong, ofte med et kompresjonslag inn til leira. På det bredeste var avstanden mellom de to parallelle leirsleppene i rassona ca. 2,5 m. Sona smalnet av i begge retninger. I tverrslaget var den bare noen cm bred. Sona ble senere gjenfunnet også i østre (nordgående) løp som en smal sone med forvitret syenitt. Her var det relativt tynne laget av sprøytebetong skallet av.

I tiden etter raset i Hanekleivtunnelen ble det satt i gang en omfattende kartlegging av begge løpene i full lengde. Etter at det kom fram at det var sikret for lite over store deler av tunnelen, ble det besluttet å kartlegge også de andre tunnelene langs E18 i Vestfold. Selv om de andre tunnelene lengre sør var sikret atskillig tyngre enn Hanekleivtunnelen i tilsvarende bergmassekvaliteter, viste det seg at det også her var grunn til å utføre tilleggssikring. Under kartleggingen av fjellet og utført sikring bak hvelvene ble mange små leirsleper og sprekker påvist ved siden av soner med mer eller mindre forvitret bergmasse. Det viste seg at det mange tilfeller i liten grad ble skilt mellom tykke og tynne leirførende sprekker. Selv tynne sprekker med leirbelegg i mm tykkelse ble karakterisert som leirsoner. Vegdirektoratet viste til håndbok 21, som sier at der hvor det finnes leire, skal det støpes ut. Dette ble av enkelte aktører tolket bokstavelig. Det ble av den grunn utarbeidet kart som viste full utstøping av lange partier i tunnelene, hvor det overhodet ikke var fare for utfall av småstein og enda mindre for ras. Også i områder hvor det var sprøytet i hele profilet fra såle til såle, uten observerte sprekker i sprøytebetongen ble det foreslått full utstøping fordi man ikke var sikker på hva som var bakom sprøytebetongen. Andre steder i tunnelen var det soner uten sprøytebetong i veggene med tydelig forvitring, uten at det var rasutvikling. Forvitringsgraden varierte fra svakt forvitret med relativt fast bergart til sterkt forvitret med leirkonsistens. Også disse sonene ble støpt ut, selv om de fleste av dem under normale forhold ville ha blitt sikret med sprøytebetong og bolter. De sonene med sterkest forvitring og størst bredde ville sannsynligvis ha blitt sikret med sprøytete, armerte buer.

To personer fra NGI utførte en dagsbefaring i Løkenåstunnelen da det ble gjort kjent at store deler skulle støpes ut. Egne observasjoner i veggen i et tilfeldig parti som var bestemt å støpe ut ga følgende resultat:

Vestre vegg sto som massiv frisk syenitt (uten forvitring) med et par tynne leirslepper (ca. 1 cm), som kom ut av veggen over den 25 m lange støpeseksjonen. Det er observert bergmassekvalitet ved p. 20620 er $Q = 11-37$, dvs. "god bergmasse". Observert bergmassekvalitet ved p. 20610 er $Q = 6-19$, dvs. "middels til god bergmasse". Observasjoner i hengen viser jevnt over tykk fiberarmert sprøytebetong uten sprekker. Her var det under driften notert langsgående sprekker med tynne leirfyllinger. Denne dokumentasjonen tilsier ikke på noen måte støping som sikringsmetode.



Figur 4. Q -systemets sikringsdiagram oppdatert 2003. Observerte Q -verdier (bergmassekvaliteter) som ble støpt ut eller var planlagt utstøpt, er plottet inn med røde stjerner.

Det ble videre sjekket for bergmassekvalitet og tilstanden på utført sikring mellom profil 20490 og 20530, hvor det var planlagt en 40 m lang utstøping. Her var veggene stort sett usprøytet under ca 3 m over sålen. I nedre del av veggene var det stort sett grovsprukket, frisk syenitt uten forvitring. Unntaket var en leirslippe, 1-6cm tykk, som gikk nesten parallelt med veggene over ca. 4m lengde.

I påhuggsomådet kan nevnes følgende observasjoner fra anleggsperioden:

De første 10 m fra sør i sørgående løp i Løkenåstunnelen (pr. 20648-20638), som hadde meget dårlig bergmassekvalitet ($Q = 0,02-0,1$ (med leire) til $Q=3$ i rombeporfyr uten leire), ble det satt inn 26 bolter per lm tunnel. Det ble brukt 5-6m lange bolter, hvorav de fleste (ca. 90 %) var fullt inngyste bolter. I tillegg ble det brukt ca. 3 m³ fiberarmert sprøytebetong per løpemeter tunnel. Det ble også sprøytet to armerte buer i dette området.

Noen av de observerte Q-verdiene (bergmassekvalitetene) fra Løkenåstunnelen er plottet inn på Q-systemets sikringsdiagram fra 2003 i figur 4.

3 DYPFORVITRING - SVELLELEIR

Området rundt Oslofjorden har stedvis gjennomgått en dypforvitring langs gamle svakhetsplan. Dette er kartlagt i grov målestokk av NGU ved hjelp av magnetometriske målinger fra fly og helikopter. Denne forvitringen har forårsaket at bergartene nærmest mange forkastningssoner og gjennomgående sprekker har blitt mer eller mindre omvandlet til leirmineraler. Denne prosessen er langsom, og antas å ha pågått vesentlig i Jura-tiden (200-145 millioner år siden), da Norge lå nær ekvator. Denne prosessen har gitt alle grader av forvitring, fra svak svekkelse av bergartens trykkfasthet til omvandling til overkonsolidert leire.

Overkonsolidert leire kan bløtne opp over tid ved tilgang på vann i det fuktige miljøet bak hvelvene. En primær årsak til at de forvitrede sonene ikke har blitt mer påaktet under anleggsperioden, er sannsynligvis at ventilasjonen har gitt et tørt miljø, slik at de forvitrede sonene ikke har framstått som svakhetssoner. Etter 8-10 år bak vann og frostsikringshvelvene med nær 100 % luftfuktighet, har de forvitrede bergartene bløtnet opp, slik at svellende mineraler noen steder har begynt å ekspandere. Dette gir seg utslag i smuldring og nedfall fra usprøytete flater og kan gi oppsprekking i for tynne lag av sprøytebetong. I Hanekleivtunnelen, hvor sprøytebetonglagene ofte var mellom 1 og 3 cm tykke, førte dette noen steder til oppspreking der hvor det var svellende mineraler.

Laboratoriemålinger av svelleleirprøver fra Hanekleivtunnelen viser lavt svelletrykk (0,15 - 0,18 MPa) men middels fri svelling (140-150%). Lite deformasjon og rissdannelse av sprøytete flater i soner med forvitring bekrefter det lave svelletrykket. I de fleste forvitringssonene kan en på samme måte som i gneisen i Oslofjordtunnelen se den opprinnelige strukturen i bergarten, selv om den i soner er forvitret og ganske bløt. I Oslofjordtunnelen var det målte svelletrykket 0,55 MPa, dvs. mer enn tre ganger så høyt som i Hanekleivtunnelen.

Ved påvisning av svelleleir er det viktig å huske at svelletrykket som er målt i laboratoriet ikke må brukes direkte som designgrunnlag. Da måtte de fleste tunneler ha blitt støpt ut med tykke, armerte, ringformede betonghvelv eller kraftige armerte buer.

Et forsøk utført på ilandføringstunnelen for Trollprosjektet (Landfallstunnelen på Kolsnes) viser store forskjeller mellom svelletrykk målt med standard laboratorietester og svelletrykk

målt i simulerte in situ tester med saltvannsmiljø og avlasting av overlagringstrykk ved simulert utgraving. Ref. Gullikstad, J. 1993. Svelletrykk målt i laboratorium viste variasjoner mellom 0,48 og 2,56, dvs. ekstremt høye svelletrykk, og opptil 17 ganger høyere enn i leire fra Hankleivtunnelen. Svelletrykk målt med standard laboratorietester ga mellom 5 og 9 ganger høyere svelletrykk enn simulerte in situ-tester. Fri svelling var også ekstrem høy med verdier mellom 425 og 600 %. In situ testene i relasjon til standard laboratorietest er gitt i tabell 1.

Tabell 1. Svelletrykk målt med standard laboratorietester ga mellom 5 og 9 ganger høyere svelletrykk enn simulerte in situ-tester. Ref. Gullikstad, J. 1993.

Prøvested	Standard laboratorium test Svelletrykk i MPa	In situ-test Svelletrykk i MPa
Ks 1662	1,70	0,19
KS 2927	2,36	0,46
KS 3280	0,79	0,16

Det hører med til historien at svakhetssonene med påvist svelleleire ble sikret med bolter og bånd kombinert med store tykkelser fiberarmert sprøytebetong. Fjellbåndene, som virket som armering, ble satt i striper på tvers av tunnelaksen med 1,5 m senteravstand. Dette var med andre ord en type armerte buer av sprøytebetong. Kun to av svært mange svakhetssoner viste sprekker og riss i sprøytebetongen etter to år. Derfor ble det ikke støpt ut som permanent sikring i Landfalltunnelen på Kolsnes. Denne lærdommen synes nå å være gått tapt i det norske veitunnelmiljøet.

4 MEDIEKJØRET

Etter raset i Hanekleivtunnelen var tunnelbransjen i sin alminnelighet og Statens vegvesen i særdeleshet under et enormt press fra massemediene med mer eller mindre seriøse presseoppslag. Da det kom fram at også de øvrige tunnelene i Nordre Vestfold skulle ettersikres, ble dette av massemediene oppfattet som om bergmassen var meget dårlig og at tunnelene generelt var ekstremt undersikret. Alle tunnelene ble omtalt som ”skandaletunnelene”. Dette ble i sin tur utnyttet politisk av enkelte aktører. Det synes ikke som fagfolk kom til og fikk ut meldinger som kunne moderere inntrykket av ”skandaletunneler”. Underveis i arbeidet med utstøpingen ble det engasjert personer for å utføre tredjepartskontroll og evaluere planlagt sikring. Gjennom dette arbeidet ble støpemengden redusert betydelig uten at dette kom fram i massemediene.

5 STØP I STEDET FOR SPREDT BOLTING I E18 TUNNELENE

Hvorfor ble det valgt å støpe ut mange hundre meter av tunnelene, hvor det hadde holdt enten uten tilleggssikring, spredt bolting, mindre partier med sprøytebetong eller armerte buer i de dårligste partiene? En kan peke på flere mulige årsaker til dette.

- Tidspress for å få trafikken tilbake til den nye firefeltsveien raskest mulig, da stor trafikk på gamle E18 statistisk kunne forventes å føre til dødsulykker.
- Stort press fra massemediene om å ”gjøre noe”

- Betraktning av rommet mellom fjellet og veggelementene som en farlig arbeidsplass ved fremtidig inspeksjon bak hvelvene
- Manglende dokumentasjon på bergmassekvalitet bakom sprøytebetongen de stedene det var sprøytet helt ned
- Tolkning av sprekker med tynne (mm og cm) lag av leir som leirsoner og bokstavelig tolkning av Håndbok 21, som sier at leirsoner skal støpes
- Usikkerhet omkring ulike sikringsmetoders evne til å ta opp krefter
- Mistro til sprøytebetong som ”metode”

Kostnadene ved utstøping er utvilsomt mange ganger høyere enn bolting av enkeltblokker gjennom veggelementene og trolig omtrent dobbelt så høy som partiell riving av hvelv og sprøyting gjennom vinduer.

6 SAMMENLIGNING MED OSLOFJORDTUNNELEN

Valg av løsning var vesensforskjellig fra ettersikringen i Oslofjordtunnelen i 2004. I Oslofjordtunnelen ble det saget ut åpninger i størrelse ca. 1m x 1m både for atkomst for inspeksjon/kartlegging og dels for sikring. Det ble i tillegg satt inn et stort antall bolter som ble boret gjennom veggelementene. Kun i de mer omfattende ras-/nedfall-partiene ble hele hvelvet over veggelementene fjernet, slik at sprøyting av tykke lag fiberarmert sprøytebetong dels med armerte buer og systematisk bolting kunne finne sted. Det ble ikke valgt å støpe ut noe parti i Oslofjordtunnelen, selv om enkelte soner med svelleleire gikk over hele salvelengder.

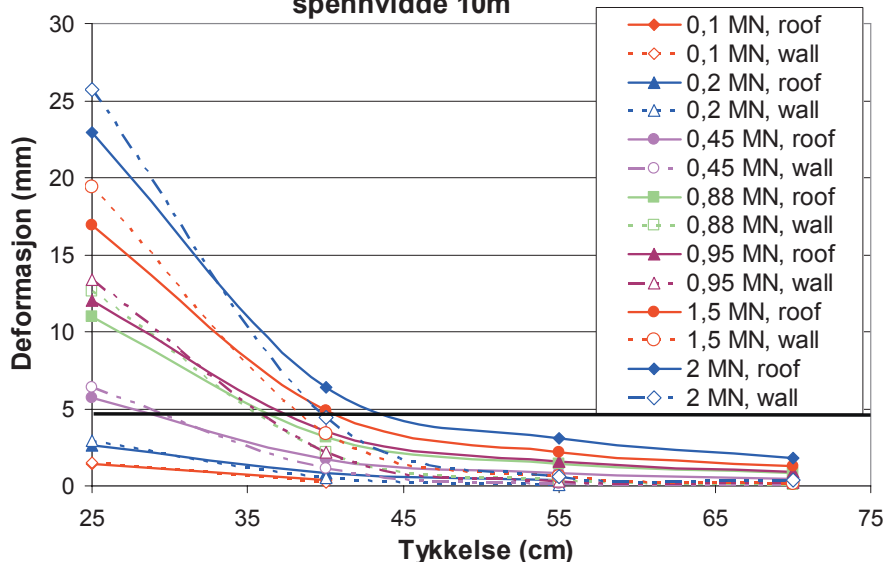
Langt flere åpne forvitringssoner hadde smuldret og bygget opp rasmasser bak veggelementene i Oslofjordtunnelen enn i E18-tunnelene, uten at noen fant det nødvendig å støpe ut i Oslofjordtunnelen. Dette hadde i tillegg skjedd bare tre år siden trafikken hadde blitt satt på, mot syv år i E18-tunnelene. Så lenge det ikke var fare for at smuldringen skulle lage store overheng over tid, slik at større ras kunne utvikle seg, ble ikke lett forvitrede partier eller enkeltblokker erklært farlige på samme måte som i E18-tunnelene. Smale enkeltsprekker med tynne leirlag ble ikke erklært som leirsoner i Oslofjordtunnelen.

7 SPRØYTEBETONG ER ET MATERIALE – IKKE EN METODE

Enkelte aktører innen bransjen skylder på sprøytebetongen som metode når det inntreffer ras og nedfall i tunneler. Pressen kaster seg selvfølgelig over slike uttalelser med stort begjær. Det er viktig å huske på at sprøytebetong er et materiale med mange egenskaper som kan varieres etter behov og legges på i alle ønskede tykkelser og geometriske utforminger. Sprøytebetong har siden 1980 blitt tilsatt fiber for å øke seigheten i betongen. I løpet av de 27 årene frem til 2007 har det blitt utviklet stadig nye og bedre fibertyper, samt tilsetningsstoffer som gjør betongen mer sprøytbar, vannnett, sterkere etc. Innføring av alkalifri akselerator i andre halvdel av 1990-tallet medførte langt raskere herding og mulighet for å legge på tykkere lag i en omgang og dermed øke sikkerheten for folkene på stuff. Sprøytebetong kan brukes kombinert med armeringsjern i kraftige buer, som fullt ut kan erstatte full utstøping i tunneler. Dette er teoretisk og praktisk utprøvd. Figur 5 viser forholdet mellom sikringstrykk (belastning fra bergmassen) og deformasjon i ulike tykkelser av armerte sprøytebetongbuer i en 10 m bred tunnel. (Grimstad, E. et. al. 2002). Ved komplisert geometri eller ved ekstremt dårlige bergmasser er bruk av sprøytebetong det eneste som kan gi full sikkerhet for

arbeidsfolkene under arbeidssikringen. Om en vil sprøyte eller støpe i ettertid som permanent sikring er et økonomisk spørsmål.

Deformasjon i heng og vegger ved ulike laster og tykkelser for spennvidde 10m



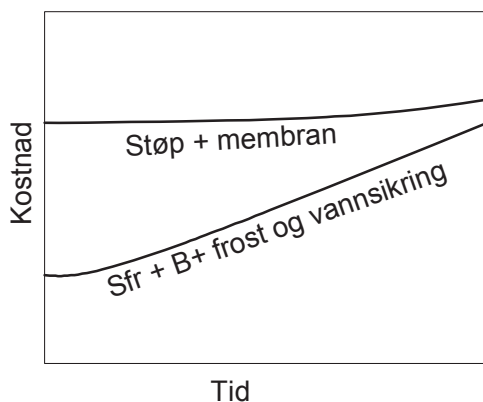
Figur 5. Tykkelse – deformasjonskurver for ulike laster i sprøytede, armerte buer. (Grimstad, E. et. al. 2002)

8 STØPING PÅ STUFF – FARLIG OG 30 ÅR TILBAKE I TID

Støping til stuff var vanlig sikringsform fram til begynnelsen av 1980-tallet, da fiberarmert sprøytebetong kom på markedet som et nytt sikringsmateriale. Det var den gangen ingen mellomting mellom bolter, bånd og nett og full utstøping. Overgang fra en sikringsform med bolter og nett til full utstøping kunne normalt medføre at inndriften gikk ned til ca. 1/3 samtidig som kostnadene ble mer enn tredoblet. Oppsetting av endeforskaling i kanten av støpeskjoldet under usikret heng medførte ofte personsaker på grunn av stadige nedfall mens arbeidet pågikk. Uarmert, håndsprøytet sprøytebetong før oppstilling av støpeskjoldet var som regel ikke engang tema. Etter innføring av fiberarmert sprøytebetong påsprøytet med sprøyteroboter ble terskelen til å gå i støp langt høyere, da en kunne sikre langt dårligere bergmasser med fiberarmert sprøytebetong enn med bolter, bånd og nett. På slutten av 1980-tallet ble det mer og mer vanlig å sprøyte stangarmerte buer i ekstremt dårlige bergmasser som før ble støpt ut. Blant mange andre prosjekter er Nordkaptunnelen, Frøyatunnelen og Lærdalstunnelen gode eksempler på sprøyting av armerte buer i svært dårlige bergmasser, til dels med høye svelletrykk og med skvisning som ga langt høyere belastninger enn svelleleire kan gi. I andre land har sprøyting av buer med gitterdragere vært vanlig i mange tiår. Dette gjøres også i løsmasser, som arbeidssikring, før legging av membran og ringstøp som permanent sikring. Den meget utbredte metoden NATM (New Austrian Tunneling Method) er normalt basert på sprøyting av armerte buer. Støping til stuff som ble utført i Norge tidligere, brukes ikke i forbindelse med NATM, da det er for risikabelt og tidkrevende.

9 STØP SOM PERMANENT SIKRING - KOSTNADER – BESTANDIGHET

Det er ingen tvil om at full utstøping med armering og membran er en permanent sikring som vil gi bedre bestandighet enn sprøytebetong og bolter kombinert med frittstående vann- og frostsikring. I gode og middels gode bergmasser vil imidlertid prisforskjellen i byggekostnad være enorm. Med samme standard for lys, ventilasjon, overvåkning etc. må en regne med minst en tredobling i prisen for ferdig tunnel ved utstøping med eller uten membran i forhold til sprøytebetong og bolter. Når vi ser at kostnaden per meter tunnel er opp til 10 ganger høyere i Mellom-Europa enn i Norge, gjelder det for tunneler med tverrlufting i egne støpte kanaler og langt bedre utrustning i alle henseender. Dersom Norge må bygge tunneler etter mellomeuropeisk standard, vil det ikke være økonomisk mulig å bygge tunneler utenom storbyene. Dersom en tunnel betraktes gjennom 50 eller 100 års levetid, vil sannsynligvis vedlikeholdskostnadene bli vesentlig høyere for en sprøytet og boltet tunnel enn for en tunnel utstøpt med membran. Se figur 6. Spørsmålet er om vedlikeholdskostnadene tar igjen forskjellen i byggekostnadene i tunnelens funksjonstid. Et annet spørsmål er når samfunnet kan og/ eller vil ta de store kostnadene; under bygging eller over lengre tid.

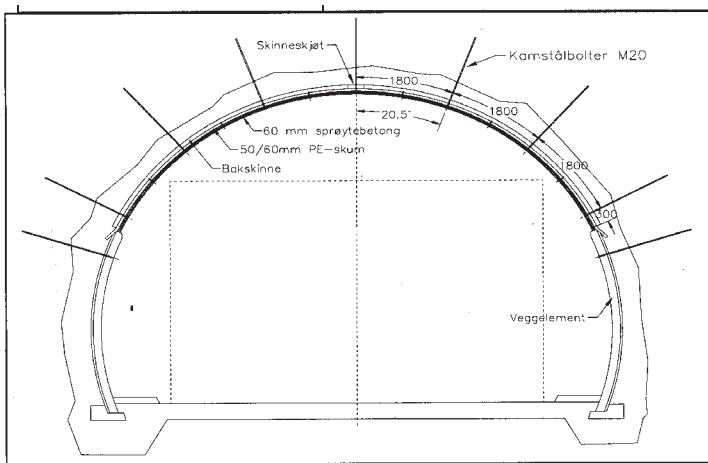


Figur 6. Forhold mellom byggekostnad og vedlikeholdskostnad for utstøping med membran og sprøytebetong + bolter + vann og frostsikring over lang tid i middels og gode bergmasser

10 HVA VIL FREMTIDEN BRINGE?

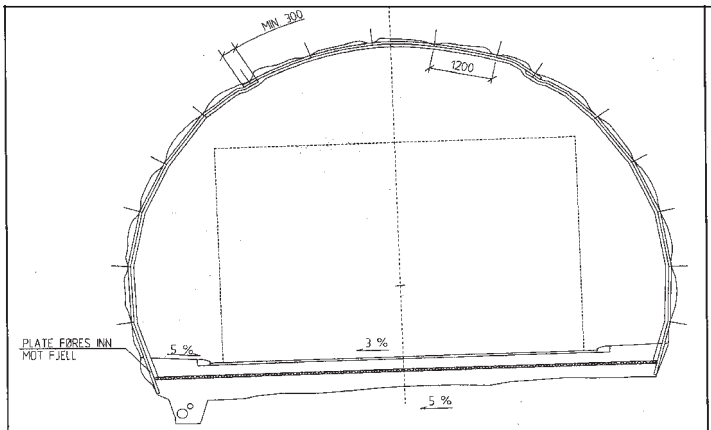
Har det norske konseptet med frittstående vann og frostsikring kombinert med relativt lett sikring en fremtid? Vil det medføre en ressurskrevende inspeksjonsrutine med etablering av arbeidsplass bak hvelvene, slik at det vil kreve langt høyere sikringsnivå i veggene og stor klaring mellom fjell og hvelv? Se figur 7, som viser det mest brukte hvelvet i høytrafikk tunneler i de senere årene. Klarer vi å variere sikringen godt nok etter bergmassekvaliteten med en god margin, slik at sprøytebetong kombinert med bolter og armerte buer kan oppnå lang nok levetid med moderate vedlikeholdskostnader? Bør vi skille mellom høytrafikk tunneler og lavtrafikk tunneler når det gjelder valg av sikringsmetoder og valg av standard. Vann- og frostsikring ved hjelp av PE-skum mot fjelloveflaten med brannisolerende lag av sprøytebetong med polypropylen mikrofiber uten veggelementer er en rimeligere løsning som brukes i lavtrafikkerte tunneler. Se figur 8. Kan vi vente at nye konsepter kan komme oss til unnsetning, slik at vi i fremtiden slipper å velge mellom sprøytete og boltete tunneler med frittstående vann- og frostsikring, og tunneler utstøpt med

membran, som vist i figur 9. Her kan påsprøytede membraner, eventuelt med isolasjon kombinert med sprøytebetong komme som et konsept. Her vil jevnhet i fjelloverflaten i tunnelprofilen være avgjørende for kostnader og teknisk løsning. Dersom det i større grad enn i dag kan oppnås en jevnere fjelloverflate, kan trolig sprøytebetong med sprøytemembran i en "single shell" (uten frittstående hvelv) gi bra nok profil i trafikkrommet. Det gjenstår også en del forskning på frostinntrengning i bergmassen og hvilke konsekvenser det kan få for stabiliteten i bergmassen ved en "singel shell" løsning. Kan vi vente at EU-direktiv kan gi oss føringer eller pålegg?



Figur 5.1 Ekeberghvelv i tak og betongelementer i vegg, T9 profil.

Figur 7. Ekeberghvelv i tak og betongelementer i veggene. T9 profil.
Denne løsningen er brukt på E18-tunnelene.



Figur 8. Hvelv av PE-skum og nettarmert sprøytebetong. Brukes i lavtrafikkerte tunneler.

Cand. Scient Anne Braaten, Jernbaneverket Utbygging
Leder av Norsk Geoteknisk Forening

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Cand.Scient Annette Askland
Multiconsult AS

Utfyllinger i sjøen – Myndighetskrav og tillatelser

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Sivilingeniør Tore Braaten
Multiconsult AS

Utfyllinger i sjøen – Grunnundersøkelser

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FYLLING KONGSGÅRDBUKTA – PROSJEKTERING OG OPPFØLGING
Barrier Kongsgårdbukta – Design and control

Arne D. Stordal, Sivilingeniør, MULTICONSULT AS

SAMMENDRAG

Sjøfyllingen ble prosjektert med høyere poretrykksverdier i løsmassene enn det en kunne tolke fra CPTU. For å opprettholde kravene til stabilitet ble det derfor planlagt konsolideringsperioder under vegs med krav til poreovertrykk før neste lasttrinn. Ved hjelp av hyppig profilering av fyllingsoverflate og samtidig avlesning av fire poretrykksmålere kunne periodene med venting reduseres. Poretrykksresponsen i starten samsvarte med tolkninger fra CPTU, men økte under vegs med oppfylling.

SUMMARY

The rock-fill sea barrier was designed with higher pore pressure response in the subsoil than interpreted from CPTU. To reach required level of stability, several periods of consolidation were planned with restrictions on the pore pressure level before next load step. With help of frequent profiling of fill surface and pore pressure readings, the planned consolidation periods were reduced. The pore pressure response complied with CPTU-interpretations at start of filling, but increased towards finished barrier.

INNLEDNING

Kristiansand kommune ved avdeling for Eiendomsutvikling fikk i 2003 utarbeidet to forprosjekter for et deponi i Kongsgårdbukta for mottak av forurensede sedimenter. I tillegg ble kommunen pålagt av Fylkesmannen i Vest-Agder å sikre det gamle avfallsdeponiet i Kongsgård for å hindre utlekking av miljøgifter fra dette til sjøen. Nytt deponi for sedimenter ble foreslått bygd som et strandkantdeponi i sjøen utenfor den nedlagte avfallsfyllingen slik at de to tiltakene kunne samordnes. Strandkantdeponiet inngikk som en del av et pilotprosjekt for opprydding av forurensninger i Kristiansandsfjorden.

Ut fra de to forprosjektene skulle Kristiansand kommune velge det prosjektet som vil gi den optimale løsningen for etablering av et strandkantdeponi i Kongsgårdbukta.

MULTICONSULT som utarbeidet det valgte forprosjektet, fikk gå videre med detaljprosjektering og utarbeiding av anbudsgrunnlag for valg av entreprenør.

I forprosjektet vurderte MULTICONSULT alternative løsninger for etablering av strandkantdeponiet. I området der deponiet skal avgrensnes mot sjøen var grunnforholdene en utfordring mht. å få bygd en damkonstruksjon som var stabil i alle faser av prosjektet, samtidig som den skulle fullføres i tide slik at deponiet kunne tas i bruk til den 01.05.05 som forutsatt. En løsning med motfylling ble valgt, men vi vurderte også en løsning med dypdrenering.

Den geotekniske utfordringen med damkonstruksjonen var å utarbeide en geometri med tilhørende fyllingsplan som sikret tilstrekkelig stabilitet i alle faser av fyllingsarbeidene. Fyllingsvolumet for den utførte fyllingen er ca. 100.000 m³.

GRUNNFORHOLD

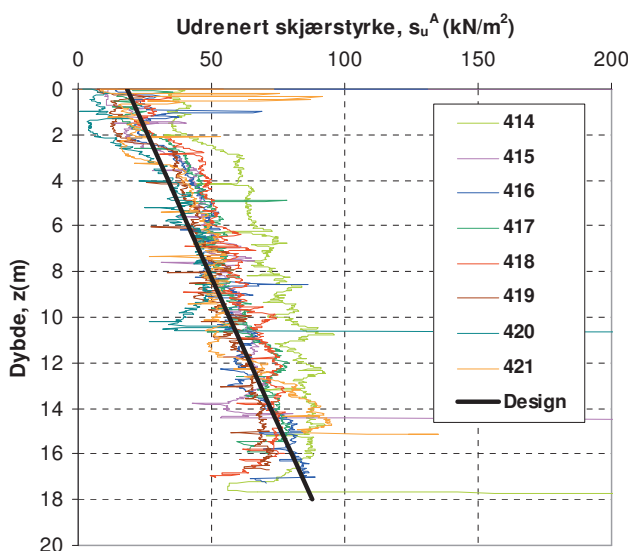
Før forprosjektet ble det utført grunnundersøkelser i flere omganger i perioden 1997-2002 av ulike aktører. Nivået på sjøbunnen varierer mellom ca. kote minus 14 og minus 26. Boredybdene til antatt fjell varierer mellom 3 og 22 m.

Løsmassene beskrives som bløt og noe overkonsolidert silt/leire ned til antatt fjell, stedvis med et tynt lag av fastere masser nær fjell. Det var tatt opp noen få prøveserier, så det var relativt begrenset med avanserte laboratorieforsøk fra fyllingsområdet. Basert på disse undersøkelsene ble det utført en mulighetsstudie av GeoVita i 2003.

Vi ønsket en mer omfattende og hurtig dokumentasjon på variasjon av styrkeparametre over damområdet, så vi valgte å utføre 12 trykksonderinger med poretrykksmåling (CPTU) som supplerende undersøkelser i forkant av detaljprosjektering. Åtte av CPTU-ene (414-421) ble tatt i damområdet, og resten (409-413) inne i deponiområdet.

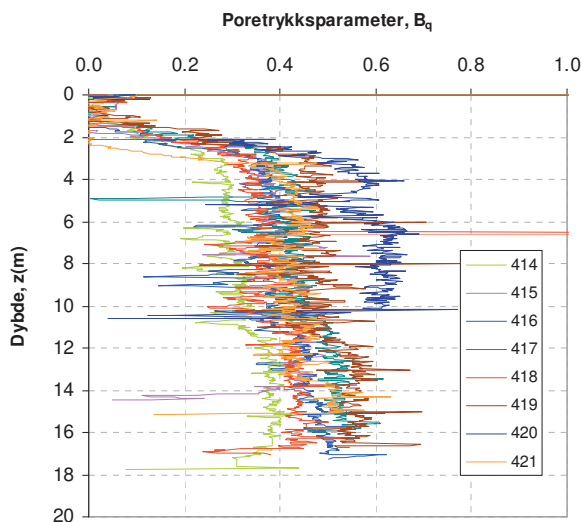
CPTU-forsøkene viste relativt entydige resultater og ble tolket med vekt på aktiv udrenert skjærstyrke, s_u^A . Valgt karakteristisk profil er vist på figur 1 med følgende uttrykk:

$$s_u^A = 0.35(p' + 70)$$



Figur 1: Aktiv udrenert skjærstyrke fra CPTU

Topplaget er sannsynligvis både siltig og sandig, og det er ikke relevant å tolke udrenert skjærstyrke i disse massene. Dette går også fram av poreovertrykket målt under trykksonderingene og indirekte framstilt som parameteren B_q på figur 2.



Figur 2: Poretrykksparameter fra CPTU

Fra tidligere laboratorieforsøk var følgende parametre bestemt:

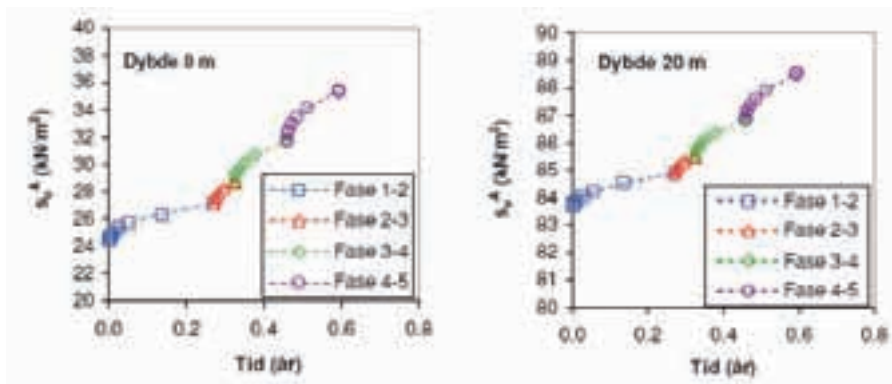
- Neddykket tyngdetetthet, $\gamma' = 8,5 \text{ kN/m}^3$
- Attraksjon, $a = 10 \text{ kN/m}^2$
- Friksjon, $\text{tg}\phi = 0,55$
- $\Delta p'_c = 90 - 120 \text{ kN/m}^2$.
- Modultall, $p' < p'_c$, $m_{EE} = 20$
- Modultall, $p' > p'_c$, $m_{PL} = 6$

For ADP-analyse gjelder følgende basert på passive treaksisalforsøk, vingeboringer og erfaringsdata basert på plastisitets-indeks:

$$s_u^D = 0,57 s_u^A \text{ og } s_u^P = 0,40 s_u^A$$

STYRKEØKNING VED KONSOLIDERING

Udrenert skjærstyrke øker med økning i effektivspenning, og avhengig av overkonsolideringsgraden vil beregnet økning variere for ulike leirtyper. Under analysen med ADP-skjærstyrke ble dette beregnet med momentan lastøkning med tilhørende konsolidering over kortere perioder. Grafisk fremstilling av styrkeøkning for fire ulike lasttrinn med innlagte konsolideringsperioder er vist på figur 3 for to ulike dybder.



Figur 3: Styrkeøkning ved konsolidering

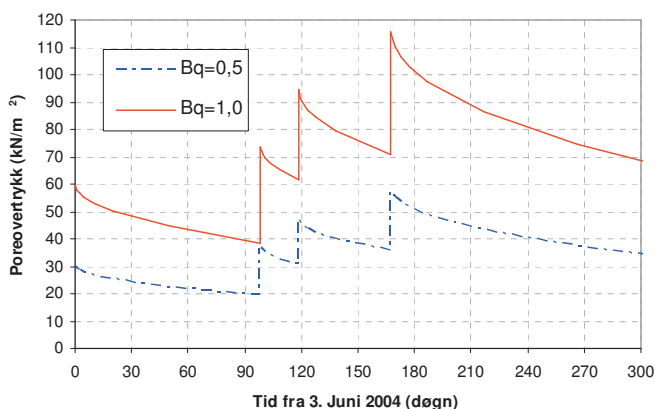
PORETRYKSKONTROLL

Det ble besluttet å installere tre ekstra poretrykksmålere utover den som alt var installert før detaljprosjektering. Trykksonderingene viste en poretrykksparemetr på $B_q \leq 0,6$, som er typisk for overkonsoliderte, siltige leirer. Dette sier at minst 40% av tilleggslast går direkte som økning i effektivspenninger og dermed umiddelbar styrkeøkning. Konservativt har vi også beregnet poreovertrykk for $B_q = 1,0$ for å være på den sikre siden, i tilfelle målefeil eller skalaeffekter fra CPTU-sonde til et stort fyllingsareal. Disse verdiene ble benyttet videre i prosjekteringsarbeidene.

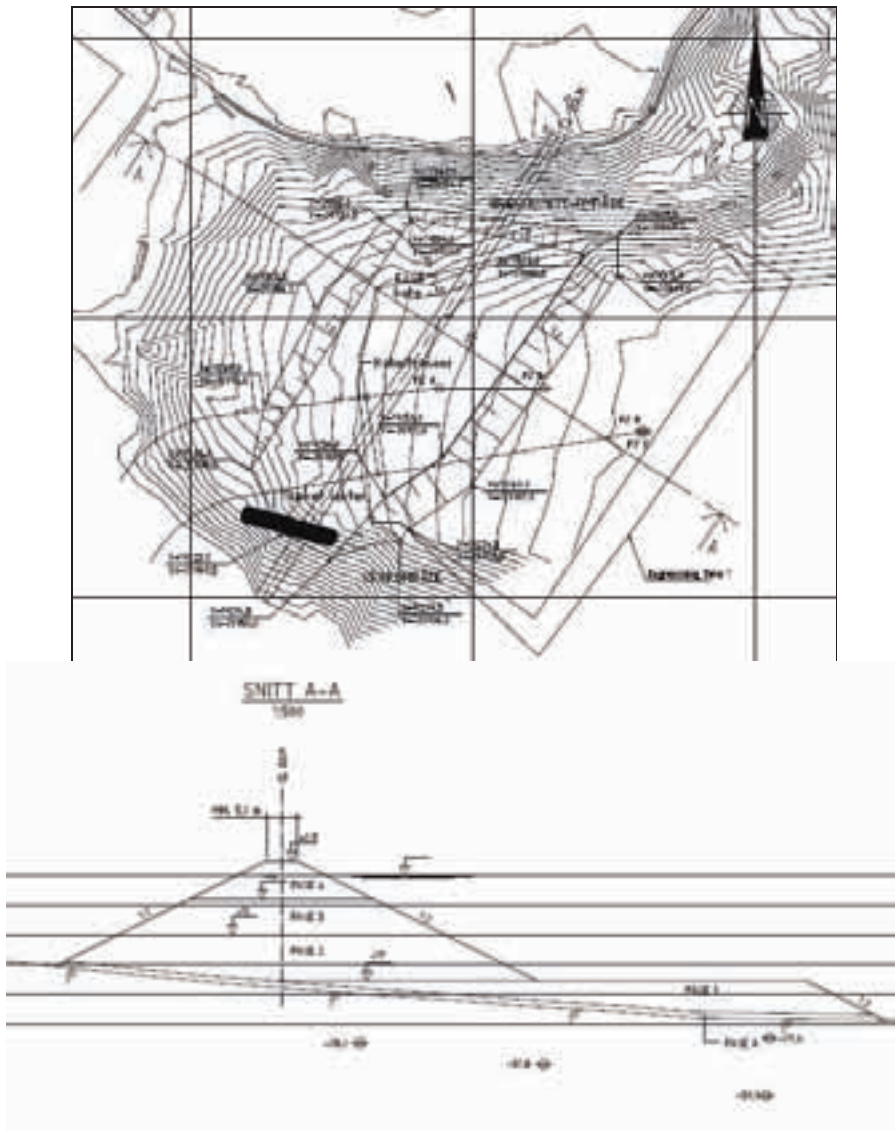
Plassering av de fire elektriske piezometrene i forhold til dammen er vist på figur 5. Poreovertrykket er beregnet for de ulike fyllingsfasene etter følgende uttrykk:

$$\Delta u = (1 - U_{p,i})[\Delta q_i + (1 - U_{p,i-1})q_{i-1}]B_q$$

Beregnet poreovertrykk med momentan lastpåføring i fire trinn er vist på figur 4.



Figur 4: Teoretisk poreovertrykk og konsolideringsperioder



Figur 5: Plassering av elektriske poretryksmålere i plan og profil

FYLLINGSSTABILITET

Stabilitetsanalyser ble utført med STABIL både på a - ϕ basis og på s_u -basis med ADP-skjærstyrke for de ulike fasene av fylling. Det er tilstrebet en minimum materialkoeffisient på $\gamma_m \geq 1,3$ under oppfylling fra lekter og $\gamma_m \geq 1,5$ ved utfylling fra land. Den relativt lave materialkoeffisienten kan forsvares ved at poreovertrykket ble overvåket i fire elektrisk piezometre i hele fyllingsfasen, samt at skadekonsekvens er lavere ved brudd i en undersjøisk fylling med lekter enn når fyllingen er nesten ferdig og det fylles fra land.

Som følge av beregninger med $B_q = 1,0$ ble det anbefalt følgende konsolideringstider med full stopp i arbeidene, men basert på momentan pålastning av hver fase:

- Fase 1 til kote -17 konsolidering i 100 døgn
- Fase 2 til kote -10 konsolidering i 20 døgn
- Fase 3 til kote -4 konsolidering i 50 døgn
- Fase 4 til kote +2

Basert på stabilitetsanalyser under prosjekteringsarbeidene ble det utarbeidet en prognose for poretrykkutvikling med grenseverdier gjennom hele fyllingsperioden. Teoretisk var det ventet at det måtte legges inn pauser mellom hvert fyllingstrinn for at poreovertrykket skulle avta før oppstart av neste fase. Det ble beregnet et maksimalt poreovertrykk for de ulike fasene, slik at det var mulig å stoppe utfyllingen når disse terskelverdiene ble oppnådd. Disse poreovertrykkene var slik:

- Fase 1 maks poreovertrykk $\Delta u = 60 \text{ kN/m}^2$ før start fase 2 $\Delta u = 39 \text{ kN/m}^2$
- Fase 2 maks poreovertrykk $\Delta u = 74 \text{ kN/m}^2$ før start fase 3 $\Delta u = 61 \text{ kN/m}^2$
- Fase 3 maks poreovertrykk $\Delta u = 95 \text{ kN/m}^2$ før start fase 4 $\Delta u = 71 \text{ kN/m}^2$
- Fase 4 maks poreovertrykk $\Delta u = 116 \text{ kN/m}^2$

Poretrykksprognosene var basert på et gjennomsnittlig poreovertrykk i leirlaget, men det viste seg fort at poreovertrykket i de fire installerte piezometrene naturlig nok var forskjellig under fyllingsarbeidene. I tillegg var også kontinuerlig konsolidering under fylling i gunstig retning for stabiliteten, og det var derfor mulig å fylle mer kontinuerlig enn planlagt. Vi gikk derfor undervegs også over til å kontrollere stabiliteten av fyllingen og oppdatere kontinuerlige prognoser for tillatt poreovertrykk i de ulike piezometrene med effektivspenningsanalyser basert på a - ϕ - Δu .

Dette er en mer direkte kontrollmetode enn å bruke udrenert skjærstyrke. Både oppdaterte loddeprofiler og poretrykksverdier ble lagt inn med nøyaktig plassering og størrelse i dette programmet. Tilbakemelding til byggeplassen kunne derfor skje i løpet av en dag. Dette førte bl.a. til at poreovertrykket midt under damkjernen kunne tillates med høyere verdier enn antatt så lenge de tre andre piezometrene viste mye lavere verdier. Grenseverdier ble satt helt opp til $\Delta u = 107 \text{ kN/m}^2$ før oppfylling fra kote minus 4, og til en startverdi på $\Delta u = 142 \text{ kN/m}^2$ før fylling fra land på kote 0,5 til kote 2,5 ble påbegynt. Målte poretrykk i de fire piezometrene er vist på figur 6.

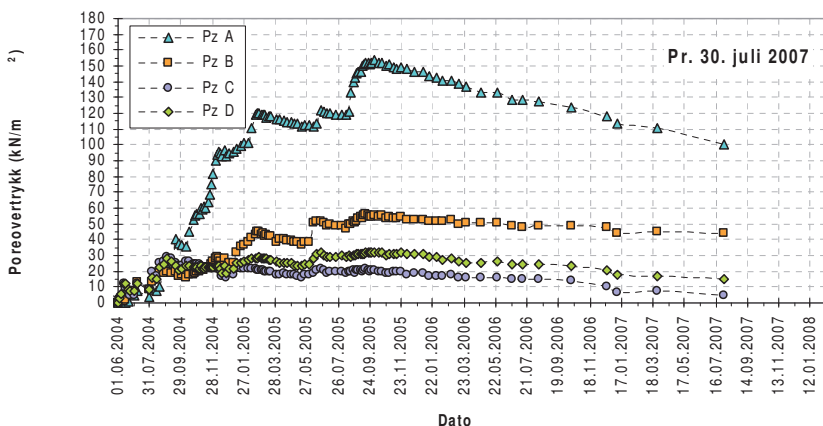
OPPFØLGING

Oppfølgingen på stedet besto i gjentatt profilering i de samme profilene og avlesning av de fire piezometrene. På denne måten fikk vi også et mål på poretrykksresponsen direkte fra fyllingsvekt fra det enkle uttrykket $\Delta u = B_q \cdot \Delta q$, der Δu er poretrykk og Δq er fyllingstrykk. B_q er poretrykksparmeteren som fra grunnundersøkelsene med CPTU ble målt i området $B_q = 0,4-0,6$. Konservativt ble de første prognosene for poreovertrykk utarbeidet for både $B_q = 0,5$ og $B_q = 1,0$, altså full respons fra fyllingsøkning i poreovertrykk. Underveis ble poretrykksparmeteren tilbakeregnet for ulike lasttrinn, og i starten viste den seg å ligge i området $B_q = 0,5-0,6$ som samsvarer med tolkningene av CPTU. Verdien økte imidlertid med fyllingshøyden, til ca. $B_q = 0,65-0,70$ ved fylling til kote minus 4, og ved de siste fyllingsfasene ble den målt i området $B_q = 0,70-0,75$.

Det viste seg at B_q -verdiene fra CPTU var pålitelige, og dette samt at fyllingen fra lektre ikke gir momentane lasttrinn, førte til at flere av de prosjekterte pausene kunne sløyfes eller forkortes. Bare på ett stadium av pålastningen ble det besluttet å ta en pause i fyllingsarbeidene for å få redusert poretrykket. Denne pausen var før oppstart av fase 4 da poreovertrykket var steget til $\Delta u = 119 \text{ kN/m}^2$ og det ble besluttet å vente til denne verdien var nede på $\Delta u = 107 \text{ kN/m}^2$.

Vår erfaring fra denne utfyllingen er at poretrykksparmeteren ser ut til å øke med lastpåføring. Dette kan forklares med at kornskjelettet har større kapasitet til å ta last under små spenninger uten for store deformasjoner. Når spenningene blir høye, vil deformasjonene bli større, og siden vann er inkompressibelt i forhold til kornskjelettet, vil større deler av spenningsøkningene gå over i økt poretrykk. En tilsvarende forklaring er at porøsiteten og dermed permeabiliteten reduseres med setningsutvikling. Dermed vil porevannsdrenasjen hindres mer og mer, og følgelig vil poreovertrykket ta mer av totale spenningsøkninger.

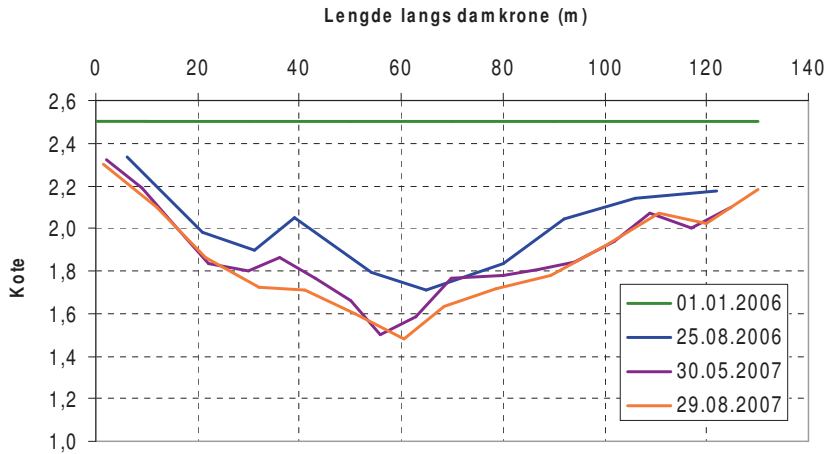
Ved hjelp av profilering og poretrykksmålinger kunne vi hele tiden justere for slike endringer i forutsetningene og sørge for at stabiliteten av alle fyllingsfaser ble ivaretatt med mindre ventetid enn det som var lagt inn i de opprinnelige utfyllingsplanene.



Figur 6: Poretrykksutvikling under utfylling og etterpå

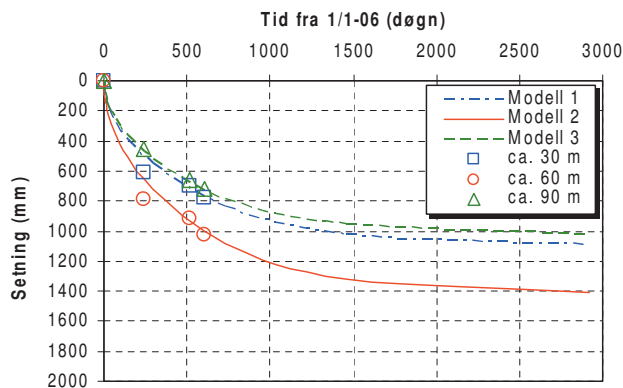
SETNINGER

Etter ferdig oppfylling har vi fortsatt å måle poreovertrykket sporadisk for om mulig estimere full konsolidering og dermed avslutning av primærsetninger. Disse ble beregnet i størrelsesorden 1,2 m. I tillegg viste beregninger at sekundærsetninger kunne bli i størrelsesorden 0,5 m. Målte setninger langs damkrone er vist på figur 7. Setningene er naturlig nok størst på midten der det både er størst fyllingshøyde og dypest til berg. Årsaken til de noe uregelmessige kurvene er at målingene ikke er utført i samme punktene fra gang til gang, men fra profilering i tilfeldige punkter langs damkronen.



Figur 7 : Setninger langs damkronen

En regresjonslinje gjennom punktene for Pz A på figur 6 viser at primærkonsolidering er ferdig en gang i løpet av 2010, altså fire år etter fullført damkrone. En konsolideringsmodell med $T_p = 4$ år er tilpasset de ulike målingene på tre steder langs damkjernen. Pr. i dag ser det ut som om primærsetningene var bra anslått. Setningsutvikling for denne leira er svært avhengig av om spenningene er over eller under p_c' , så avvik kan første rekke skyldes unøyaktig bestemmelse av p_c' .



Figur 8: Målte setninger og teoretisk kurver for $T_p = 4$ år

ERFARINGER

Fra CPTU-sonderingene ble B_q tolket til å ligge i området 0,5-0,6 men dette er likevel ikke en konstant som gjelder i hele oppfyllingsperioden. Det viste seg etter hvert som fyllingen vokste at pålastningen viste høyere reaksjon på poretrykket, og i siste faser av oppfyllingen ble B_q tilbakeberegnet til å ligge i området 0,7-0,8. Dette er for så vidt ikke noe problematisk å forstå da porevolumet reduseres gradvis under oppfylling som gjør poretrykksdissipasjon blir redusert og mer av lasten går direkte i poreovertrykket. Dette er likevel noe en bør tenke på ved liknende prosjekter. Derfor er også måling av poretrykk så ekstremt viktig under slike forhold, fordi en da har kontroll med om forholdene endrer seg i forhold til prosjekterte verdier, og sammen med nøyaktige loddeprofiler blir det relativt enkelt å kontrollere stabilitet av en fylling undervegs.

TILDEKKING SOM ET MIDDEL MOT FORURENSET SJØBUNN

Capping of contaminated seabottom as remedial measure

Siv.ing Audun Hauge, cand scient Espen Eek, Dr. Gijs Breedveld, cand.scient Arne Pettersen
Norges Geotekniske Institutt

Sammendrag

Forurensede sedimenter med miljøgifter er et problem i mer enn 100 havne- og fjordområder langs norskekysten. I Stortingsmelding nr 14 fra 2006 – ”Sammen for et giftfritt miljø” – har regjeringen utpekt de 17 områdene hvor det haster aller mest å få gjort noe med problemene.

Forurensninger i bunnsedimenter er i prinsipp ikke noe problem hvis ikke levende organismer kommer i kontakt med dem. Dette kan man oppnå ved å la forurensningene ligge i ro og dekke til med rene masser. En utfordring er de store områder med forurenset sjøbunn på stort vannndyp i flere av fjordområdene våre. Disse massene lar seg ikke fjerne, og i realiteten det eneste realistiske alternativet for opprydding tildekking av disse områdene. På grunn av forbruk av masse og problemstillinger knyttet til økologisk effekt inngrep i store områder, har NGI initiert et FoU prosjekt for å studere ”tynntildekking”. Målsetningen med prosjektet er å finne frem til minimumstykkelser av tildekkingslag som gir tilstrekkelig reduksjon i miljørisiko. Gjennom laboratorietester er det tidligere dokumentert at ”tynntildekking” kan gi reduksjon i spredning fra sedimentet på >90% (NGI 2005a).

Tildekking må prosjekteres med hensyn til dekkmassens egnethet for å holde tilbake forurensning, motstand mot eroderende strøm og bæreevnen av eksisterende sjøbunn. Metode for utlegging må velges ut fra type masse, vannndybde og ønsket tykkelse. Dokumentasjon av effekt av tiltaket må gjøres gjennom god kartlegging av førtilstanden og overvåking under utførelse og etter at tiltaket er ferdig.

Summary

Contaminated sediments are a major problem in more than 100 harbours and fjords along the Norwegian coast. In a whitbook from the government in 2006, 17 areas were given priority to be cleaned in the first phase.

Contaminated sediments are not any risk to the marine environment as long as benthic organisms don't come in contact with the sediment, and this can be achieved by capping. However there is a large challenge related to the large areas of contaminated seabottom of the deep fjords and how to perform capping in these areas. NGI have initiated a research project to develop “thincapping” of these areas.

Engineering of a capping project consists of testing of the chemical and physical properties of the capping material, as well as geotechnical properties of the seabottom. The method for placing of the cap must be selected based on the type of material, waterdepth and the expected

coverage. Monitoring during the operation and after the cap is in place gives the documentation of the effect of the cap.

Bakgrunn

Forurensede sedimenter med miljøgifter er et problem i mer enn 100 havne- og fjordområder langs norskekysten, og i 31 områder er forholdene slik at myndighetene har gitt kostholdsrådet for at fisk og skalldyr ikke bør spises for ofte. I Stortingsmelding nr 14 fra 2006 – ”Sammen for et giftfritt miljø” – har regjeringen utpekt de 17 områdene hvor det haster aller mest å få gjort noe med problemene. I flere av områdene, som i havnene i Oslo og Hammerfest, er tiltakene allerede i gang. I tillegg er det utført tiltak på en del steder som f. eks i Odda ved NORZINK og på marinebasen Haakonsværn.

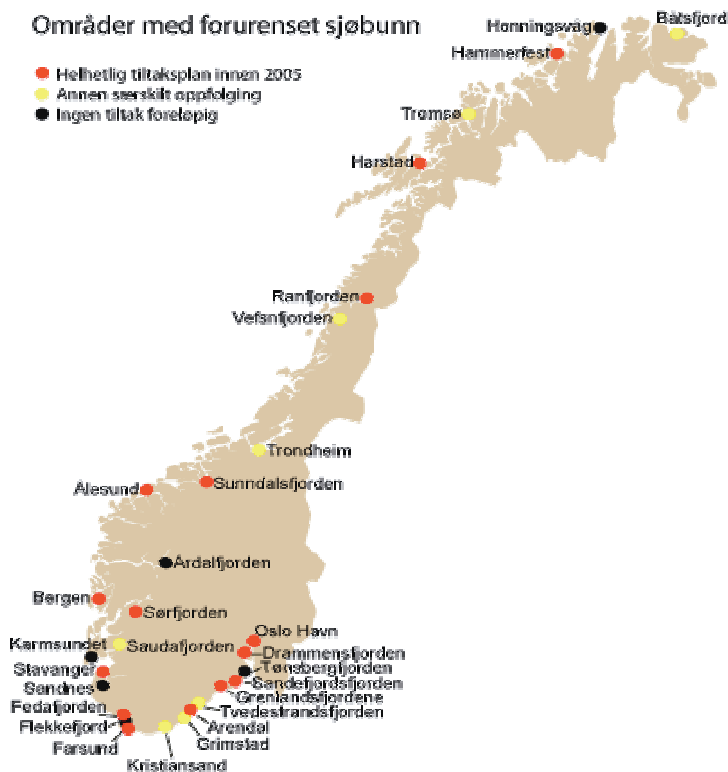


Fig 1 Oversikt over områder med forurenset sjøbunn i Norge

Det er stor enighet i fagmiljøet at den beste løsningen er å la forurensningene ligge der hvor de er, hvis mulig. Forurensningsproblemer i fjorder og havner bør primært løses med lokale tiltak, men alle fjorder og havner er forskjellige, og derfor må løsningene skreddersys for hvert enkelt tilfelle. Stortingsmeldingen fastslår at ”Gamle forurensninger i jorden eller under vann skal hindres fra å spre seg videre eller å bli tatt opp i planter, dyr eller mennesker”. Forurensningene er nemlig ikke noe problem hvis de ikke kommer i kontakt med levende

organismer, og det kan man oppnå ved å la forurensningene ligge i ro og eventuelt dekke den til med rene masser, slik at miljøgiftene ikke kommer ut i vannet og påvirker levende dyr. På begrensede områder kan dette utføres med tildekking av et materiale og en tykkelse så stor at ingen dyr kommer i kontakt med forurensningen. Dette kan kalles isolering.

En annen utfordring er det finnes store områder med forurenset sjøbunn på stort vanddyp i flere av fjordområdene våre. Disse massene lar seg ikke fjerne innenfor forsvarlige kostnadsrammer, og da er tildekking i realiteten det eneste alternativet for opprydding av disse områdene. Disse arealene er også så store at de kan ikke isoleres slik som omtalt over fordi masse forbruket blir for stort. Det er også store problemstillinger knyttet til negative bieffekter på livet på bunnen dersom en dekker store områder med et tykke lag ikke sted egen masse. NGI og NIVA samarbeider derfor om FoU for å finne frem til minimumstykkelser av tildekking som gir tilstrekkelig positiv effekt i form av redusert miljørisiko (NGI 2007).

Beslutningsprosess for valg av tiltak

Det optimale er å finne en lokal miljømessig forsvarlig løsning. NGI og samarbeidspartnerne har undersøkt et knippe ulike tiltak som kan brukes i mange av de forurensete havne- og fjordområdene langs norskekysten, og det er i prinsipp 3 ulike typer tiltak:

- Behandling ved for eksempel separering eller kjemisk stabilisering eller solidifisering
- Deponering på land, under vann eller i spesialdeponi
- Tildekking med rene masser

De to første alternativene innbefatter mudring med de problemstillingene som nevnt over. Tildekking under vann inngår i flere løsninger under vann som vist på fig 2, men i det følgende vil vi omtale tildekking som "in situ tildekking".

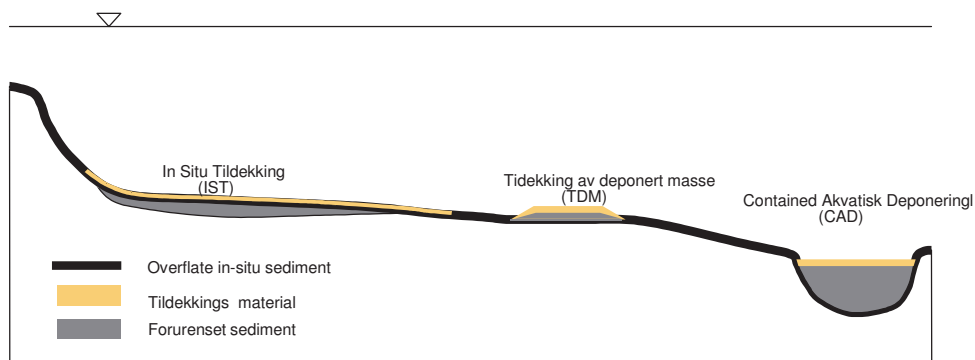


Fig 2 Prinsipper for bruk av tildekking

Utgangspunktet for vurdering av tiltak på sjøbunnen er kjennskap til utslipp av miljøgifter eller målinger av høye konsentrasjoner av miljøgifter i sedimentet. Følgende faser inngår i planlegging og gjennomføring av et tildekkingsprosjekt:

- *Risikovurdering* utføres for å avklares om det er risiko for miljøskade knyttet til et aktuelt område med forurenset sediment. SFT har utarbeidet en veileder for risikovurdering av forurenset sediment, (SFT, 2005).
- *Kartlegging av gjenværende kilder* En forutsetning for et vellykket miljøforbedringstiltak er at de viktigste kildene til forurensning er stoppet. Dette kan være kilder på land, eller forurensede sedimenter i tilstøtende områder.
- *Kostnyttevurdering av aktuelle tiltak* Basert på risikovurderingen og data om gjenværende kilder, gjøres en vurdering av tiltakseffekt (nytte) og kostnader ved ulike tiltaksalternativer.
- *Prosjektering og søknad om tillatelse* Prosjekteringen gjøres i to faser:
 1. Prosjektering for å bestemme nødvendig tykkelse og materialtype for å oppnå ønsket effekt av tildekkingen.
 2. Geoteknisk prosjektering når det er bestemt hvilken tykkelse og tetthet tildekkingslaget vil få. Det må beregnes om det er stabilitet og bæreevne nok i bunnen som skal dekket til, eller om stabiliserende tiltak må gjennomføres
- *Overvåking* under gjennomføring skal dokumentere at tildekkingen konstrueres som planlagt, og at tiltaket ikke medfører større spredning enn forutsatt. Etter at tiltaket er gjennomført skal den langsiktige effekten dokumenteres.

SFT har laget en veileder for håndtering av forurensede sedimenter (SFT, 2004). Denne gir en mer detaljert gjennomgang av saksgangen og hvilke myndigheter som har ansvar i forhold til tiltak i forurensede sedimenter.

Effekt av tiltaket på miljøet

For å avgjøre hvilket tiltak som er mest egnet, må det gjøres et estimat av miljøeffekten av alle relevante tiltak, og deretter kan man vurdere denne effekten opp mot kostnadene for de ulike tiltakene. Denne vurderingen kan gjøres ved å lage et miljøgiftbudsjett over spredning før, under og etter tiltaket, for så å beregne den prosentvise reduksjonen i spredning som de ulike tiltakene vil gi. Denne reduksjonen kalles tiltakseffektivitet. (NGI, 2003).

De viktigste spredningsmekanismene i disse fasene vil være som følger og illustrert på:

Før tildekking:

- Oppvirvling av forurenset sediment
- Molekylær og biodiffusjon
- Adveksjon av grunnvann

Under tildekking:

- Oppvirvling forårsaket av bruk av lektere og annet utstyr i området
- Oppvirvling forårsaket av utlegging av tildekkingsmassen
- Utrasing av forurenset sediment i forbindelse med tildekkingen
- Utpressing av forurenset porevann

Etter tildekking

- Diffusjon gjennom tildekkingslaget
- Molekylær og biodiffusjon fra nytt sediment over tildekkingen

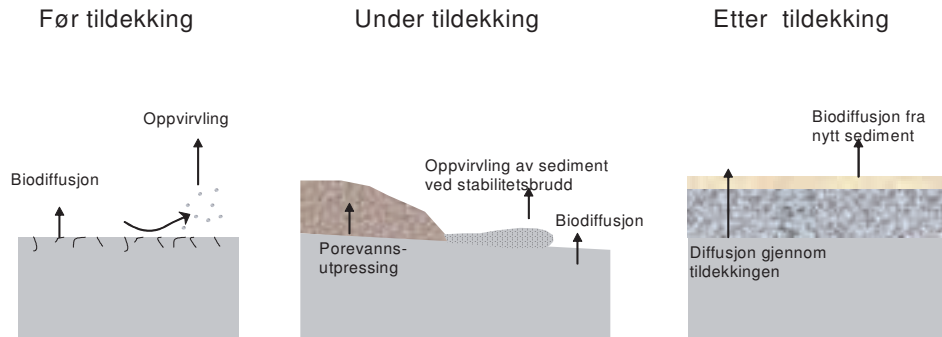


Fig 3 Illustrasjon av spredning før, under og etter tildekking

Dersom aktive kilder gjør at nytt sediment over tildekkingen er forurensset, vil mobiliteten av denne forurensningen bestemme effekten av tiltaket. Effekten kan likevel være god hvis det nye sedimentet er mindre forurensset enn sjøbunnen var før tiltaket.

Beregning av de enkelte bidragene i de ulike deler av prosessen er utviklet gjennom et forskningsprosjekt utført av NGI og basert på SFTs veileder for risikovurdering av forurensset sediment (SFT 2005 og NGI 2005).

Kartlegging av topografi, geotekniske egenskaper og strømforhold

Kartlegging av sjøbunnen gjøres gjerne for å vurdere bæreevne og skråningsstabilitet. Kartlegging av utføres ofte med multistråle ekkolodd, og eksempel fra Hannevika i Kristiansand er vist på fig 4.

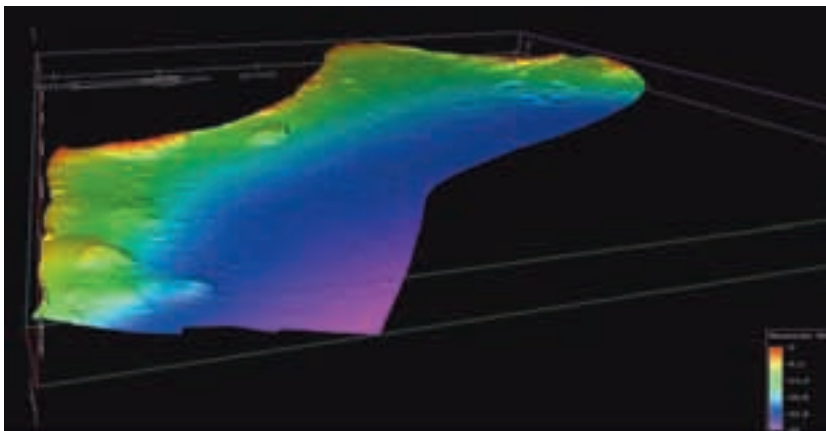


Fig 4 Ekkolodd image fra Hannevika, Kristiansand.

Forurenset sjøbunn består ofte av et bløtt slamlag av leire, silt og mindre sand. Miljøgiftene er i hovedsak bundet til partiklene. På grunn av høyt vanninnhold og organisk materiale, har slamlaget lav skjæstyrke.

Følgende geotekniske egenskaper kartlegges:

- Slamlagets tykkelse
- Slamlagets vanninnhold, romvekt, kornfordeling og skjæstyrke
- Jordordartsklassifisering og vanninnhold av opprinnelig sjøbunn.

Opptak av prøver av forurenset lag og opprinnelig sjøbunn gjøres med ulike prøvetakere som vist på fig. 5.

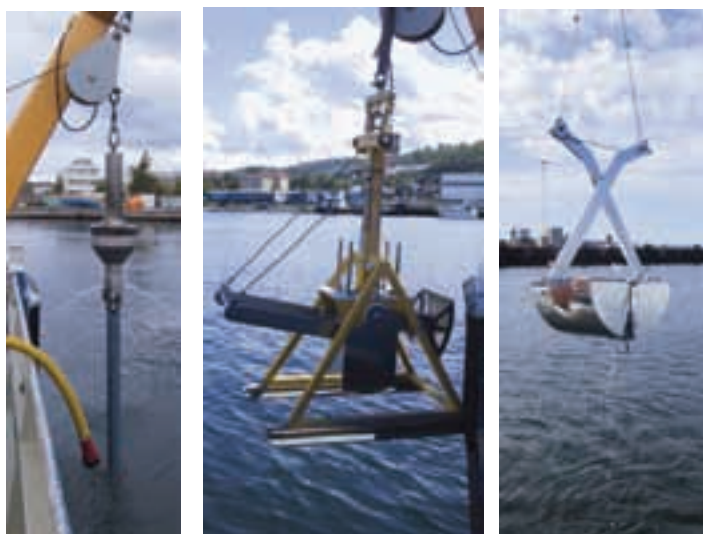


Fig 5 Fallprøve-, boksprøve- og Grabprøve-taker

Strømforholdene ved bunnen er avgjørende både for hvor vellykket tildekkingen vil bli, og er vesentlig i forbindelse med erosjonssikring av tildekkingslaget. Langs bunnen vil det være både naturlige strømminger og strømminger som skyldes skipstrafikk. For måling av strøm benyttes ulike typer målere som står ute en periode for å logge et gjennomsnitt. Naturlige strømmer styres av nærhet til elveutløp og fjordsystemets topografi etc.

Strømningshastigheten i vann generert av skipstrafikk kan bli mye høyere enn naturlige vannstrømminger. Det er dybden til sjøbunnen og størrelsen på skipet som er avgjørende for strømningshastigheten. Det finnes forenklete overslagsmodeller for bestemmelse av strømming fra skipstrafikk avhengig av motoreffekt, propelldiameter og dybde til sjøbunn.

Prosjektering av tildekking

Prosjekteringen av tildekking utføres for å bestemme hvilke materialer, hvilken kornfordeling og hvilken tykkelse av tildekking som skal inngå i tiltaket. Det er her viktig å skille mellom isolerende tiltak i relativt begrensede områder på relativt grunt vann og store fjordområder på relativt dypt vann.

Tildekking for isolerende virkning har tre viktige funksjoner som beskytter resipienten mot miljøgifter fra det forurensede sedimentet under tildekkingen:

1. Hindrer oppvirvling av forurenset materiale
2. Hindrer sedimentlevende organismer fra å komme i kontakt med det forurensede sedimentet
3. Hindrer miljøgifter fra det forurensede sedimentet å lekke ut gjennom tildekkingen til miljøet over tildekkingen.

Når det gjelder ”tynntildekking” er målsettingen noe forskjellig. Ideen bak et slikt tiltak er at en på denne måten ”hjelper naturen i en naturlig prosess”. Det vil si at en legger ut et tynt lag på 5-10cm som gir redusert utlekking fra sedimentet og redusert eksponering av organismer til forurensningen i sedimentet. Utlekking og eksponering blir likevel ikke stoppet helt. I det videre forløpet vil naturlig sedimentering føre til at forurensningen i sjøbunnen vil bli helt begravet og isolert.

Gjennom laboratorietester har en sett gode effekter av ”tynntildekking, men en kjenner ikke godt nok effekten av slike tiltak. Hypotesen i FoU-prosjektene som nå pågår er at effekten er god, og en ønsker å oppnå svar på følgende spørsmål:

1. Hvor tynt lag kan en legge ut på sjøbunnen med tilfredsstillende dekningsgrad og nøyaktighet
2. Hva er effektiviteten av ulike materialer og tilsetninger
3. Hva er effekten på fauna av tynntildekking av store arealer
4. Hvordan kan ulike typer masse legges ut på en mest mulig kostnadseffektiv måte

Tykkelse av tildekking

Beregning av tykkelse av tildekkingslaget for isolering består av element som angitt nedenfor i fig 6. Forslaget er basert på Palermo, M.R. et al. (1998).

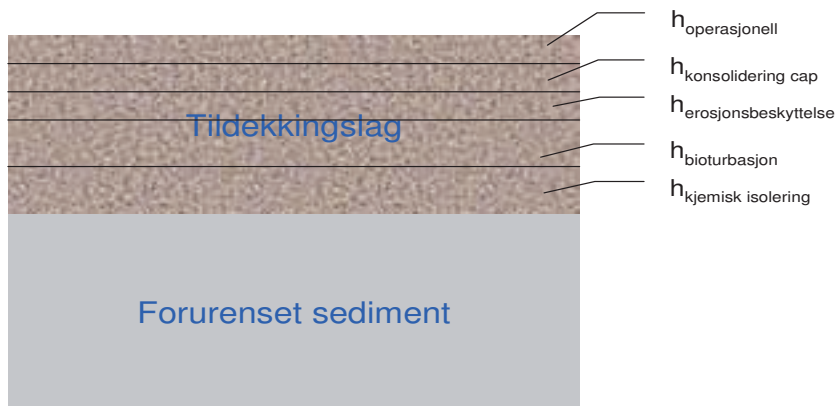


Fig 6 Elementer i beregning av tykkelse av tildeckingslag

$h_{operasjonell}$ er usikkerheten i tykkelsen som oppnås med den aktuelle utleggingsmetoden.

$h_{konsolidering\ cap}$ er setninger av tildekkingen etter utlegging.

Basert på strømforholdene og forventet båttrafikk i området, må det legges inn et lag i overflaten av tildekkingen med grovere materiale for å beskytte mot erosjon ($h_{erosjonsbeskyttelse}$). Dette er ofte basert på Hjulstrøms diagram.

Gravedybden for sedimentlevende organismer er typisk 5 cm, men kan være opptil 40–50 cm ($h_{bioturbasjon}$).

$h_{kjemisk\ isolering}$ for å møte kravene til isolering kan beregnes.

For det mest konservative design summeres alle høydene slik at

$$h_{total} = h_{operasjonell} + h_{konsolidering\ cap} + h_{erosjonsbeskyttelse} + h_{bioturbasjon} + h_{kjemisk\ isolering}$$

Stabilitet og bæreevne

Bestemmende for tykkelsen er grad av forurensning, egenskaper til tildekkingsmaterialet og behov for erosjonssikring er gitt over. Bæreevnebrudd inntreffer når vekten av tildekkingslaget ikke lenger bæres av skjærkraften i slamlaget og eventuelt i leiren under. Bæreevnebrudd kan forårsake en viss oppvirvling av forurenset materiale.

Eksempel på bæreevnebrudd er vist i figur 7.

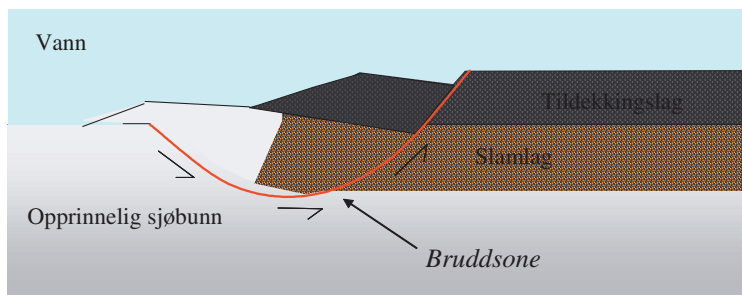


Fig 7 Prinsippskisse av bæreevnebrudd

Det mest ekstreme tilfellet vil være at den øverste delen av slamlaget er så løst at det knapt er kontakt mellom partiklene, og skjærstyrken er tilnærmet lik null. Det vil allikevel være mulig å dekke slamlaget ved å utnytte styrkeøkningen som følge av naturlig konsolidering. NGI har gjennom laboratorieforsøk (Eek. et. al, 2003) vist at det er mulig å tilsette et tynt lag med sand en viss tid (ca. 1 døgn) etter deponering av mudrede masser. Ved å legge ut et tynt sandlag øker konsolideringen og styrkeøkningen i slamlaget ytterligere med tiden.

Figur 8 viser maksimal tildekkingshøyde ved utlegging basert på dimensjonerende udrenert skjærstyrke og gitt romvekt av tildekkingsmateriale.

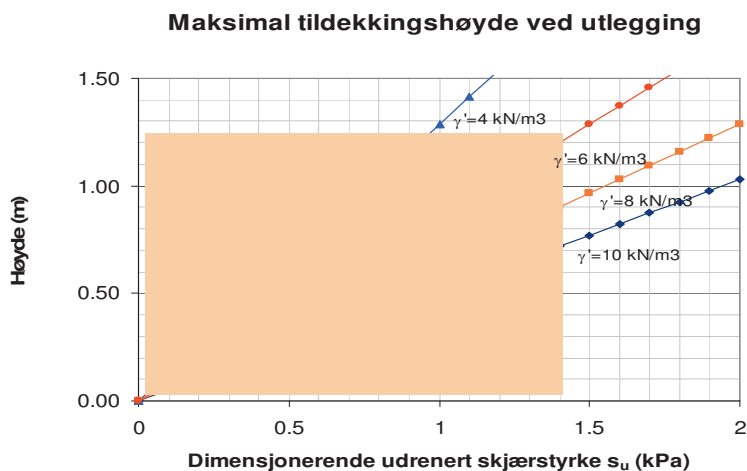


Fig 8 Maksimal tildekkingshøyde ved utlegging som funksjon av romvekt til tildekkingslag og dimensjonerende skjærstyrke

Aktuelle materialer

Alle typer rene og inerte masser kan i utgangspunktet benyttes som tildekkingsmasser. For at massene skal kunne regnes som inerte, må de utgjøre en ubetydelig risiko ifølge trinn 1 i SFTs risikoveileder for forurenset sediment (SFT, 2005).

Tabell 1 Aktuelle kilder til tildekkingsmasser

Type masser	Kilder	Tilgjengelighet
Natursand	Sandtak	Det er underskudd på denne typen masse i Norge
Knust stein, finstoff (0-4 mm)	Pukkverk	Produseres over hele landet. De fineste fraksjonene (0-fraksjonene) er overskuddsmasser
Knust stein Erosjonsbeskyttelse (0–100 mm)	Pukkverk	Produseres over hele landet. Større fraksjoner vil ofte være dyrere enn for eksempel 0–4 mm)
Leire	Utgravinger på land/ mudring av rene masser	Leirmasser er som regel lite anvendelige som fyllmasse og er derfor overskuddsmasse ved utgravinger i leire
Mudret silt og sand	Mudring av rene masser	Det mudres ikke de store volumene i Norge, men tildekking i nærheten av mudringsprosjekter kan være en god anvendelse av mudrede masse
Overskuddsmasser fra industri	Industri som produserer store volum	Tilgjengeligheten kan være god, men god dokumentasjon av miljøeffekt er nødvendig

Overvåking

For å kunne dokumenter om tildekking av forurenset sediment har den ønskede effekten, er det viktig at det gjøres en kvantitativ overvåking av tiltaket. For at en slik overvåking skal gi nødvendig informasjon for å evaluere tiltaket:

- Kvantifisering av spredning fra sedimentet før tildekking
- Overvåking under gjennomføring av tiltaket
- Overvåking etter tiltaket

NGI har utviklet et system for overvåking av diffusjonstransport av organiske miljøgifter fra sediment med og uten tildekking (NGI, 2005b).

Referanser

Eek E. et. al (2003) Capping of contaminated sediments, redox reactions, and trace metal mobility. Proc. of the 2nd Int. Conf. on Remediation of Contaminated Sediments, Venice, Italy, 30 sept - 3 okt. 2003.

NGI (2003) System for kostnyttevurdering av tiltak i forurenset grunn og forurensede sedimenter, NGI-rapport 20011027-1, 2003-06-30.

NGI 2005: Capping of contaminated sediments Anbefalinger ved prosjektering av tildekking av forurenset sediment. NGI-report no. 20021244-4.

NGI (2005a) Diffusjon gjennom tildekking, laboratorietester, NGI-teknisk notat 20021244, 2005.06.06.

NGI (2005b) Feltbestemmelse av diffusjonstransport av organiske miljøgifter, NGI-teknisk notat 20021244, 2005-06-03

NGI 2007: New materials and methods for thin layer capping of contaminated seabed sediments. Application to NFR/BIA-278

Palermo, M.R. et. al (1998) Guidance for subaqueous dredged material capping, Dredging Operations and Environmental Research Program, prep. for U.S. Army Corps of Engineers, Washington, technical report DOER-1, juni 1998

SFT (2005) Veileder for risikovurdering av forurenset sediment, SFT-veileder TA-2085/2005, 2005-05-27

SFT (2004) Veileder for håndtering av forurensede sedimenter, SFT-veileder TA-1979/2003, Oslo, februar 2004

OFFSHORE GEOTEKNIKK ETTER GBS TIDEN**Offshore Geotechnical Engineering after Troll A**

Karl Henrik Mokkelbost, Avdelingsleder, NGI
Per Magne Aas, Senioringeniør, NGI

SAMMENDRAG

Installasjonen av Troll A plattformen i 1995 var slutten på en æra i norsk olje og gassutvikling med bruk av store gravitasjonsplattformer. Mange ingeniørmiljøer undret på hva som ville komme. Prosjekter med undervannsutbygginger ble utviklet på stadig dypere vann og utgjorde etter hvert NGIs hovedaktivitet. I kombinasjon med økt etterspørsel etter NGIs kompetanse blant utenlandske selskaper har dette i hovedsak blitt markedssituasjonen for NGI. Denne artikkelen gir eksempler på prosjekter fra små undervannskonstruksjoner til store komplekse geohazard studier (jordskjelv, undervannsskred, grunn gass og gass hydrater og andre effekter av geologiske prosesser). Dette inkluderer fundamentdimensjonering av bunnrammer, pele- og sugeankre, modelltester for rørledninger, fundamentdimensjonering av tradisjonelle stålplattformer og noen plattformer som i praksis er gravitasjonsplattformer. Utvikling av hydrokarbonreserver på dypt vann inkluderer utbygginger i skråninger ned fra kontinentalsokler. Risikoanalyser når det gjelder geohazard har blitt et stort fagfelt der NGI har engasjementer i alle havområder for norske og internasjonale oppdragsgivere.

SUMMARY

Installation of the Troll A platform in 1995 became the end of an era in Norwegian oil and gas development, and in many engineering environments in Norway we wondered what would come next. Projects involving subsea solutions developed in even deeper waters in combination with geohazard studies constitute a large portion of our projects. This paper presents examples of typical projects straddling from design of small seabed structures to the major and complex studies of offshore geohazards. This includes foundation engineering of templates, pile anchors and suction anchors, model tests for pipelines, foundation design of jackets and also a number of platforms that are designed as gravity base structures. Development of hydrocarbon resources in deep and ultra deep waters involves installation down slope of continental margins. Geohazard risk assessment has become a major issue in such projects, and we have had assignments world wide for Norwegian and international clients over the last decade.

1. INNLEDNING

Installasjon av Troll A plattformen i 1995 markerte slutten på en fantastisk epoke i Norsk olje- og gassutbygging på egen sokkel. Prosjektet, i etterkant omtalt som ”århundrets ingeniørbragd”, ble et verdig punktum for en teknologiutvikling som startet på slutten av 1960 tallet. Bruken av store betongkonstruksjoner (GBS) som plattform og lager for petroleum offshore er i stor grad unnfanget i det norske olje- og gassmiljøet. Teknologien er brukt og brukes internasjonalt, men ingen steder i et slikt omfang som i Nordsjøen i perioden 1970 til 1995.



Figur 1. Trollplattformen under tauing til feltet i 1995 (kilde internett)

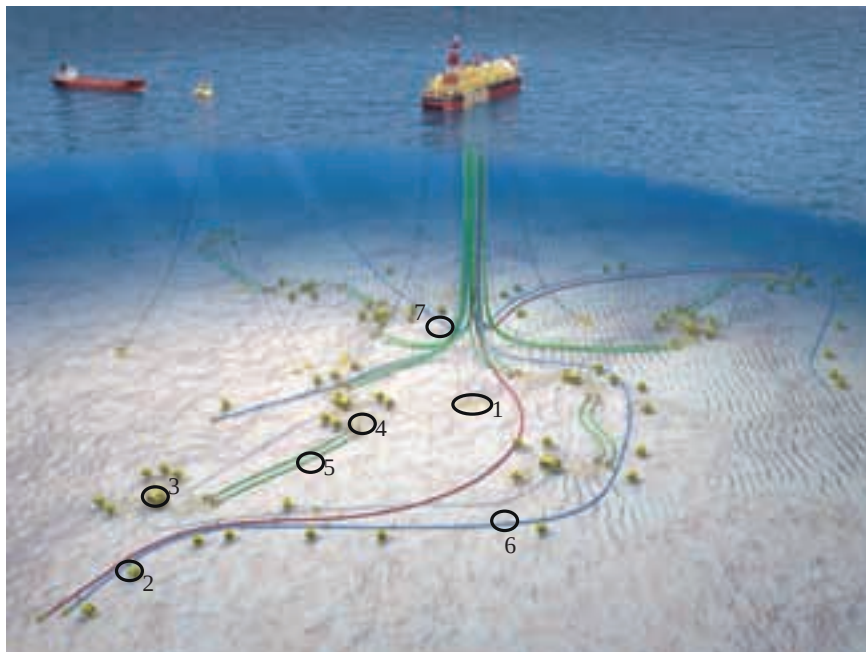
Utviklingen av undervannsteknologi sammen med sterke og fleksible transportledninger fra tidlig på 1980-tallet, ga andre muligheter for utvinning av olje og gass. Det muliggjorde utvinning av mindre forekomster enten ved tilknytning til eksisterende GBS plattformer eller ved kombinerte

nasjon av plattformer på sjøbunnen (templater) og flytende strukturer og fleksible rørledninger. Seinere utvikling av denne teknologien har gitt oss utbygninger som fullstendig er basert på undervannsteknologi kombinert med rørledninger til land; og utviklingen går videre på dypt og ultradypt vann (>2000m).

Konstruksjon og bygging av en betongplattform (GBS) var utfordrende, og typisk for prosjektene var flere års utviklingstid og mange tusen ingeniørtimer, også innen geoteknikk. Undervannsprosjektene er isolert sett mindre i omfang for oss geoteknikere, men ikke nødvendigvis mindre interessante eller utfordrende. Denne artikkelen gir eksempler på noen av de oppgavene vi arbeider med inne offshoregeoteknikk på NGI, samt noen tanker om hvilke utfordringer vi tror vi har foran oss.

2. UNDERVANNSUTBYGGINGER

Utvikling av olje- og gassfelt til havs uten faste strukturer kan gjøres som undervannsutbygning med rørledning til land, slik Statoil valgte å løse utbyggingen av Snøhvit, eller slik Hydro løste utviklingen av Ormen Lange (Guttormsen et al., 2003). Ved større avstander til land må feltene utvikles ved kombinasjon av undervannsløsninger og en eller flere flytende strukturer. Figur 2 nedenfor viser en utbygging offshore Nigeria på 1300 m vanddyb. Oljen føres fra sjøbunnen via fleksible stigerør til en FPSO (Floating Production, Storage and Offloading) og videre over til en bøye for lasting til tankbåt og frakt til land. Figuren brukes som eksempel på hvilke oppgaver vi har som geoteknikere, og den viser noe av kompleksiteten ved undervannsutbygginger på dypt vann. FPSO og bøyen er begge forankret med sugeanker 1). Videre viser figuren en rekke brønnhoder 2), templater 3), Pipeline End Termination Manifolds (PLEM) 4), flowlines, rørledninger 6) og stigerør 7).



Figur 2. Oljeutbygging offshore Nigeria utført av Total. (Fra Picard et al., 2007)

2.1 Sjøbunnsrammer

I de aller fleste tilfeller er sjøbunnsrammer, FLET, PLEM etc koblingspunkter for rørledninger og kabler. De er faste konstruksjoner og må fundamenteres for å bære vertikal last (oftest begrenset til egenvekt) og horisontallaster. I områder hvor fiske er tillat eller aktuelt, vil trålerlast ofte være dimensjonerende for fundamenteringen. I andre tilfeller kan horisontallaster fra innkommende rørledninger være store. Endringer i trykk og temperatur når olje- eller gass strøm settes på eller tas ned, fører til utvidelser /sammentrekning av rørledningen. Dette kan gi svært store horisontalkrefter fra røret inn mot konstruksjonen dersom dette ikke fanges opp av ekspansjonssløyfer. For å ta opp horisontalkrefter i rammen og gi tilstrekkelig bæreevne, fundamenteres slike strukturer oftest med skjørt. Utfordringen blir da å ha tilstrekkelig skjørtelengde for å tilfredsstille bæreevne samtidig som det sikres tilstrekkelig penetrasjon under installering, om nødvendig ved bruk av sug. Noen firma krever at fundamenteringen skal sikres med bare skjørtefriksjon, andre krever penetrasjon til basekontakt. Ofte er det strenge toleransekrav til installasjon av strukturen, helt ned til $\pm 0.5^\circ$ i horisontalplanet og behov for grouting eller jekking av konstruksjonen i etterkant har vært løsningen. I noen tilfeller aksepteres et fundament som beveger seg på sjøbunnen (2-3 m horisontal forskyvning) med spørsmål: hva vil skje med tiden? Det spørsmålet inneholder de fleste aspekter ved fundamentdimensjonering: bæreevne, jordstivheter, forskyvningsberegning i bruddtilstand, effekt av syklisk belastning og samvirke analyser.



Figur 3. Template for installering på Ormen Lange

Sjøbunnstrukturer bygges i alle størrelser, fra små sleder for endepunkt til interne rørledninger til enorme templatere. Figur 3 viser bilde av en av templatene bygget og installert på Ormen Lange. Det gir en god illustrasjon av størrelsen av strukturen og på fundamentene som må til for å fundamenter konstruksjonen i den bløte Holocene leiren

avsatt etter at raset gikk på Storegga for 8000 år siden.

NGI har hatt mange oppdrag sammen med Advanced Production and Loading (APL) siden firmaet startet med base i Arendal i 1993. Hovedleveransen til APL er lastebøyer for olje og gassindustrien og vårt bidrag har vært geoteknisk design av ankerne for disse bøyene. I de aller flest prosjektene er sugeanker valgt som forankringsløsning.



Figur 4. Lasteforankring for grunt vann med Yoke (kilde APL)

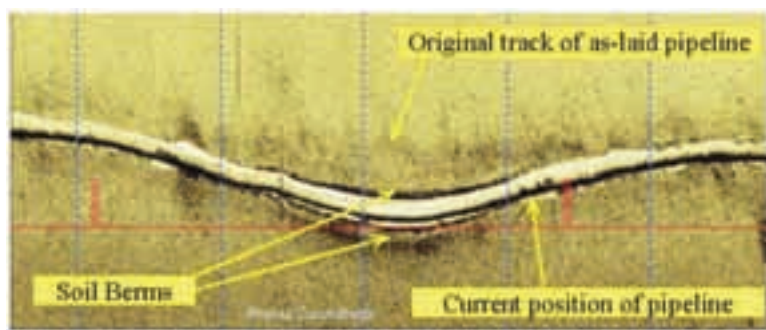
APL har også utviklet flere løsninger for grunt vann hvorav en er vist som i figur 4. Konstruksjonen består av et lastetårn med fleksibelt rør for overføring av gass/olje til en tankbåt, og en trekantet ramme ved sjøbunnen med en stor tung sylinder på ene langsiden omtalt som "yoke". Forankringen

via yoke har to funksjoner; den skal føre kreftene fra båten inn til tårnet nede ved sjøbunnen, og den tunge rørkonstruksjonen skal fungere som en demper for de dynamiske bølgelastene fra båten. Selve tårnet er fundamenter med konvensjonelle peler. Yoke-løsningen bød også på andre utfordringer idet den må ligge på sjøbunnen i bløt leire under montering og vil også bli lagt ned i forbindelse med en hurtig frakobling. Problemet var knyttet til innsynkning av den store sylindren og ikke minste det suget som ville oppstå når den skulle løftes ut av leiren ved første opphenging. Valgt løsning var å montere filtermatter i hele sylindrens lengde og i omtrent halve periferien for å drenere "bruddflaten" idet røret ble løftet opp. Løsning fungerte godt, og nødvendig kraft til løft ved første montering var som beregnet.

2.2 Rørledninger, flowlines og risere

Tidligere ble det antatt at rørledninger hadde liten eller ingen bevegelse etter legging på vann-dyp større enn der bølger kunne påvirke dem. Utstrakt bruk av rørledninger og flowlines på dypt vann og bedre metoder for overvåking samt flere tilfeller av rørbrudd viser at rørledninger til dels kan ha store bevegelser i horisontal og vertikalplanet. Bevegelsene

oppstår ved driftstans som gir trykk og temperaturendringer. Figur 5 viser sidesøkende sonar bilde av en mindre rørledning som utviser sideveis utkneking.



Figur 5. Side scan sonar bilde av rørledning, "lateral buckling". Bruton et al., 2007

For rørledninger som ligger på hellende sjøbunn, kan trykkendringer føre til aksial bevegelse, for eksempel nedover ved trykk/temp påføringer og ikke full tilbaketrekking ved driftstans. Denne bevegelsen nedover bakke omtales som "pipe walking" og kan ved gjentatte driftsstopp føre til brudd "oppstrøms". Trykk/temperatur endring i rørledninger forårsaket av driftsstans/driftsendringer vil alltid forekomme, og kan variere fra noen titalls ganger til flere tusen "sykler" over et rørs levetid. Rørledninger må derfor dimensjoneres for å kunne tåle lokale horisontale, vertikale og aksiale bevegelser. For eksempel kan horisontal bevegelse initieres på steder det er gunstig for røreledningene ved å redusere friksjon mellom sjøbunn og rør. Dette kan gjøres ved å la røreledningen løpe over "sviller" eller ved å redusere egenvekte av røret lokalt ved bruk av flytelementer.

Den omfattende bruk av alle typer rørledninger ved utbygninger på dypt vann sammen med de store kostnadene knyttet til rørbrudd på dypt vann, har ført til mye forskning og studier knyttet til design og oppførsel av rør og kabler. NGI har vært med på denne forskningen de siste 10 årene, og har blant annet bygget en egen modelltank med belastningsramme for testing av rørmødel i full diameter skala. Figur 6 viser modelltanken med del av 500 mm diameter rør klargjort for testing. Skissen ved siden av viser bruddformen ved lateral bevegelse av røret.



Figur 6. Modelltank ved NGI for testing av stor diameter rør i neddykket tilstand

En god vurdering av rørets bevegelse under operasjon er avhengig av kjennskap til hvor dypt røret synker inn ved legging. Innsynkningen er styrt av vekten av røret, selve prosessen ved legging og skjærstyrken av leieren (hovedsakelig bløt leire på dypt vann). En stor utfordring for geoteknikere er å utvikle gode metoder for nøyaktig bestemmelse av styrkeprofilen i svært

bløt leire i de øverst 20 til 30 cm av sjøbunnen. Det vises ellers til Brennodden, 2007 for flere detaljer om design, og legging og oppførsel av rørledninger på Ormen Lange.

2.3 Sugeanker



Figur 7. Modell for testing av sugepenetrasjon av skjørteelement på Gullfaks C

Etter at det ble gjort en storskala test på Gullfaksfeltet i 1985 i forbindelse med Gullfaks C utbyggingen (figur 7) har NGI gått foran for utviklingen av sugeankere som forankringsmetode. Gullfaks C testen viste at stålsylindere kunne installeres til 22 m dybde og belastningsforsøk bekreftet grunnleggende egenskaper ved et sugeanker.

Fra midt på nittitallet har bruk av sugeankere økt. Løsningen brukes i alle havområder – Nordsjøen, vest av Afrika, utenfor Australia, Sørkinahavet, utenfor Brasil og India og i Mexicogulven – på grunt og på dypt vann. Konseptet har vist seg meget robust og konkurransedyktig, men er krevende mht. dokumentasjon av grunnforhold, og ikke minst variasjon i grunnforhold for en sikker installasjon. Oss bekjent har sugeankere ikke gått til brudd i operasjon, mens andre typer ankere (drag, fluke) nok har en mer problematisk historie.

For NGI har bruk av sugeankere resultert i mange prosjekter med dimensjonering, design og levering av måleinstrumenter for installasjon, utarbeidelse av installasjonsprosedyrer, og planlegging og gjennomføring av installasjonene. Til nå har NGI dimensjonert/installert anslagsvis 600 ankere, tilsvarende ca. 60 utbygginger rundt om i verden. Figur 8 viser bilder fra installasjon av ankere offshore Afrika.



Figure 8. Ankere for installasjon på Girassol offshore Vest-Afrika (Colliat og Dendani, 2008)

2.4 Grunn gass

Med tiden har NGI fått større og større engasjementer når det gjelder spørsmål i forbindelse med gass i sedimentene. Det synes å være slik at når felt har vært i produksjon en del år, så kommer det til syne gass, og det kan være fra alvorlige "blow-outs" med plattformhavari som resultat, til ubetydelig dissipasjon. Dette har vi sett i Nordsjøen, i Malaysiske farvann, i Mexicogulfen og i det Kaspiske hav.



Figur 9. Gassutblåsning nær plattform (kilde NGI)

Gassutblåsninger kan være dramatiske og har flere ganger ført til periodevis nedstenging av plattformer, slik tilfellet var for feltet vist bildet i figur 9.

NGI er engasjert med feltmålinger av gass i sedimentene, laboratorietester for å måle effekten av gassinnhold i jord på jordparametere, effekt på installerte fundamenter og tiltak for å avhjelpe problemer som følge av gass som strømmer opp gjennom sedimentene eller forårsaker trykkøkninger.

En grunn til problemer med gass er lekkasjer fra reservoar, langs brønner til grunnere permeable lag, der gass kan ansamles og bygge opp overtrykk, før den eventuelt bryter gjennom mot overflaten.

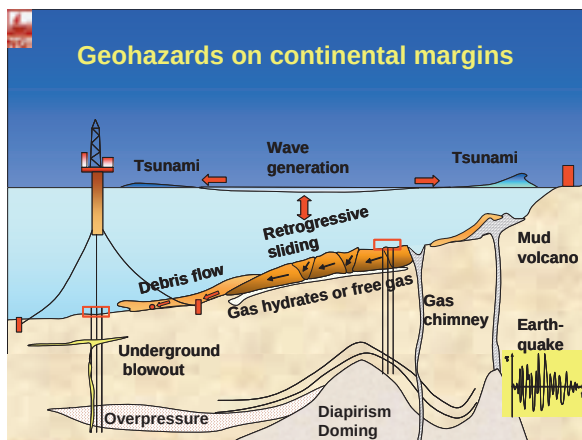
2.5 Peler

NGI ble for alvor engasjert i pelebelastningsforsøk tidlig på åtti tallet, Karlsrud et al, 1990, der pelekapasitet og effekt av syklisk last på peler i leire var de sentrale temaene. På slutten av nittitallet tok Norsk Hydro initiativet til en generell gjennomgang av beregning av pelekapasitet av rammede offshorepeler i sand og leire. Bakgrunnen var behovet for å revurdere fundamenteres bæreevne etter mange år og oppgradering av plattformer i forhold til nye designforutsetninger (økte vekter og andre bølgekrefter).

Arbeidet ble basert på en detaljert gjennomgang av anslagsvis 300 pelebelastningsforsøk. Peledata, last-deformasjonsdata og grunnforhold ble etablert og tolket. Oppsummering og statistisk behandling har resultert i anbefalte metoder for å beregne pelekapasitet i sand og leire, Clausen et al. (2005) og Karlsrud et al. (2005). Metodene er anbefalt av API (American Petroleum Institute) i forslag til nye regler for beregning av peleres bæreevne, sammen med fire andre metoder. Metodene er også i all hovedsak reflektert i den nye peleveiledningen.

3. OFFSHORE GEOHAZARDS – UNDERVANNS SKRÅNINGSSTABILITET

Moderne undervannsteknologi har ikke bare gitt muligheter for tilknytning av mindre felt til eksisterende plattformer, det har også vært nøkkelen til utvikling av felter på dypt og ultra dypt (>2000m) vann. Utviklingene på dypt vann tilsier at feltene ligger utenfor landenes kontinentalsokkel. Dette innebærer at strukturer og rørledninger ligger i skråninger eller nedenfor en skråning, og skråningsstabilitet og risiko for ras er dermed et meget relevant tema.



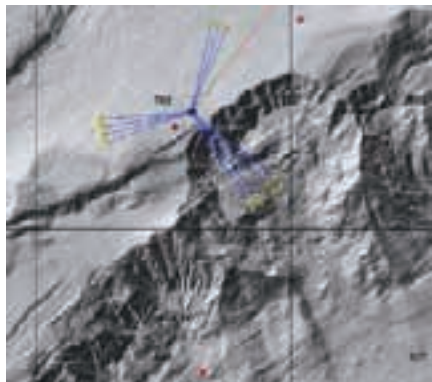
Figur 10. Geohazard i kontinental-marginer

Skissen i figur 10 (Kvalstad, 2001) viser i prinsipp hvilke faretyper som er geohazard knyttet til kontinentalmarginer, hva som kan forårsake dem og hvilke konsekvenser de kan få. Problemstillingene er oftest knyttet til skråningsstabilitet og trusselen for å utløse undersjøiske skred. Årsaken til instabilitet kan være langsomme

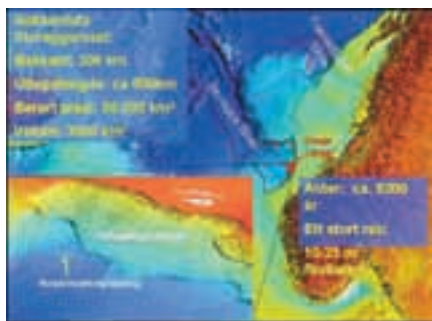
geologiske prosesser som forming av diapirer og saltdomer, gasslekkasjer (gas chimeny) og sedimentvulkaner eller i geologisk sammenheng hurtig sedimentasjon for eksempel i forbindelse med istider eller spesielle forhold nær store elveutløp. Utløsende årsak kan være jordskjelv, smelting av gasshydrater eller ganske enkelt menneskelig aktivitet i labile skråninger. Risikoen ved undersjøiske skred er skade og tap av installasjoner på sjøbunnen med mulighet for lekkasjer av olje og gass, og at de kan skape flodbølger og tsunamier som i verste fall kan være en trussel for mennesker og konstruksjoner offshore og på land.

Det fascinerende med geohazardprosjektene er deres kompleksitet, og at problemstillingen ofte er unik for hver lokalitet. De kan ikke løses med innsikt i geoteknikk eller annen spisskompetanse alene, men krever dyp innsikt i flere fagdisipliner og sammensetting av prosjektteam som er tverrfaglige i vår forstand. Kartlegging av områdene krever god dekning av høykvalitet seismikk og høy kompetanse ved tolking og solid kunnskap i lokale geologiske forhold. Vurdering av skåningsstabilitet og risiko for ras krever god geoteknisk innsikt og forståelse av hvordan geoteknisk informasjon fra en eller flere borer kan ekstrapoleres til et videre område og settes sammen med laggrenser og lagflater tolket fra seismikk.

NGI har arbeidet med offshore geohazard problemstillinger i mange år. Det har gitt oss oppgaver på de fleste kontinentalmarginer hvor det er eller planlegges utvinning av hydrokarboner, bl.a. Mexicogulven, vest Afrika, India, Malaysia, Kaspiske hav, Middelhavet og Nordsjøen. Deler av USAs kontinentalmargin i Mexicogulven omtales som "the Sigsbee Escarpment". Den har vært utsatt for mange store skred og utglidninger i nyere geologisk tid, og figur 11 viser en av disse utglidningene med et av alternativene for utbygging av Mad Dog prospektet er skissert. Dette prosjektet og den nærliggende utbyggingen av Atlantis krevde inngående integrerte geohazardstudier. En utfordring i tillegg var plassering av et av ankerclusterene nede i selve rasgroppen.



Figur 11. Mad Dog "slump 8" med et forslag til utbygging skissert (Jeanjean, 2003)



Figur 12. Storeggaraset og Ormen Lange utbygging (Guttormsen et al., 2003)

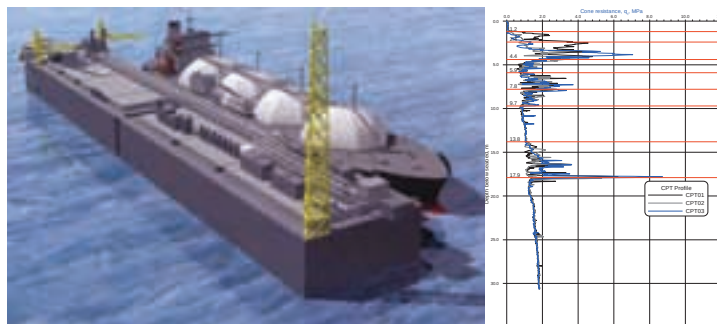
Storeggaraset og utbygging av Ormen Lange gassfeltet midt i den enorme rasgropen er omtalt i mange sammenhenger, også presentert i dette forum (Guttormsen et al., 2003). Hendelsen og utbyggingen skal derfor ikke omtales nærmere utover at omrisset av reservoaret og rasets beliggenhet med noen nøkkeldata er vist i figur 12. Spesielt for dette prosjektet var at Hydro og Statoil bestemte og fikk gjennomført in situ måling av poretrykk. Sensorer for måling av poretrykk ble installert både fra sjøbunnen og dypt nede i geotekniske borehull. Måling av poretrykk og ikke minst dokumentasjon på at det var poreovertrykk i sedimentene i tilknytning til rasgropen var en viktig parameter for å forklare mekanismene for utløsning av skredet for 8200 år siden. Dette er et godt eksempel på at norsk industri gjennom prosjekter for norsk oljeselskap har flyttet grenser for offshoreteknologi. NGI har videreutviklet både sensoren og installasjonsteknologien, og slike målinger utføres nå permanent flere steder internasjonalt.

4. GRAVITASJONSSTRUKTURER OGSÅ I DAG

4.1 Mottaksterminaler for LNG og vindmøller til havs

Transport av gass over store stekninger gjøres oftest på kjøll som nedkjølt flytende gass under trykk, Liquid Natural Gas, LNG. I tillegg til spesialfartøy krever det en fabrikk hvor gassen renses, kjøles ned og settes under trykk, slik vi har sett det satt i gang på Melkøya, men det krever også en ankomstterminal hvor LNG regassfiseres og distribueres til forbrukerne. Mot slutten av 1990 tallet var vi involvert i mange studier hvor slike LNG terminaler ble forslått bygget som store betongkonstruksjoner eller kaier med fabrikker på, slik som vist i figur 13. Særlig etter terroranslag i 2001 var det mange slike studier, og felles for alle var at de lå godt ut fra kysten (redusert trussel) og i vanndyp på 20 til 30m. Terminalene i betong var store og med sin plassering offshore har de mange likhetstrekk med betongplattformene i Nordsjøen. I

tillegg til betydelig egenvekt er de utsatt for jordskjelv, vind og bølgelaster. Store prosjekter med mye syklisk oppførsel, som vi liker, og regner oss for gode på; vi så for oss en ny æra med GBS teknologi. Antall studier kulminerte raskt fra 2005, og så langt vi kjenner til er det bare ett prosjekt som har gått videre fra studium til design og videre til bygging; ALT LNG-terminalen som bygges i Spania av AkerKværner og skal installeres i Adriaterhavet.



Figur 13 "Receiving LNG terminal". Konsept. (kilde: Chevron internett)

Vi overvurderte behovet for GBS type terminaler en periode men vi traff godt på vurdering av kompleksitet. En erfaring vi gjorde var at mange av lokasjonene hadde variable og til dels vanskelig grunnforhold. CPT profilet til høyre i figur 13 er vilkårlig (konstruert og ikke site spesifikk) men kan være et godt eksempel på de varierende grunnforholdene man kan finne på 20 til 40 m vanndyp noen kilometer utenfor en kyst. Jordprofilene var ofte sammensatt av tynne lag av fin sand, silt og leire hvor det var meget krevende å definere riktige statiske og ikke minst sykliske geotekniske egenskaper. Dette er grunnforhold typisk for grunt vann i "kystnære" strøk, og vi må forvente å finne tilsvarende på flere fremtidige områder som er pekt ut for utbygging av vindenergi eller såkalte vindmølleparker. Vi er av den oppfatning at vindmølleindustrien kan spare penger på fundamentering i slike grunnforhold ved å trekke på flere tiårs erfaring fra offshore olje- og gassinstallasjoner. Men skal fundamenteringen raffineres utover å installere store monopeler vil det kreve god kartlegging av grunnforhold og innsikt i syklisk styrke av jord.

4.2 Shah Deniz plattformen fra start til mål

Like før jul 2001 ble NGI kontaktet av Technip for å gjøre en mulighetsstudie av en oppjekkbar plattform som permanent installasjon i det Kaspiske hav. Dette resulterte i en rekke oppgaver for NGI, frem til installasjonen i april 2006.

På grunn av rammebetingelsene (innsjø, trange transportkanaler og manglende infrastruktur) var det ikke mulig med rammede peler som fundamentløsning. Spørsmålet var om tre store bøtter (en under hvert av plattformens tre ben) kunne benyttes. NGI fikk en måned på å trekke en konklusjon og anbefalte en løsning med tre bøtter, 30 m i diameter og 8 m høye stålvegger. BP, som er operatør og eier, vedtok videreføring av prosjektet, og i februar 2002 startet et forprosjekt. Detaljdimensjoneringen startet i februar 2003 og gikk frem til midten av 2004. Deretter startet forberedelser til installasjon, som ble vellykket gjennomført i siste del av april 2006. Plattformkonseptet er velprøvd, men sjelden som en permanent installasjon i forholdsvis dypt vann (ca. 100 m). Desidert nytt er fundamentløsningen.



Figur 14. Shah Deniz plattform taes ut (Alessandrini, 2006)

For NGI medførte prosjektet en rekke utfordringer; selve fundamentdesignen, som i prinsippet er et gravitasjonsfundament, design av filtersystemer for å drenere vannovertrykk og også mulig gassansamling, brønnanalyser (conductors), laboratorieforsøk, forberedelser til og deltagelse under installasjonen. Et helt nytt engasjement for NGI var at

vi designet et groutsystem og hadde ansvaret for å gjennomføre groutoperasjonen på feltet (groutoperasjon vil si at fundamentene injiseres med en cementtype (grout) etter at fundamentene er installert med skjørtevegger til 8 m dybde). Denne oppgaven ble løst ved å engasjere personer som i sin tid hadde ansvaret for tilsvarende operasjoner på Condeep-plattformene.

For NGI har dette vært et betydelig prosjekt der bruk av vår omfattende kompetanse på gravitasjonsfundamenter ble etterspurt. Det har vært mange forskjellige problemer av til dels ny karakter, og ikke minst, NGI har utvidet sin kompetanse til også å omfatte offshore groutoperasjoner.

5. OPPSUMMERING OG UTFORDRINGER I TIDEN FRAMOVER

I denne artikkelen har vi bare funnet plass til noen eksempler på prosjekttyper innenfor offshore geoteknikk, slik det er erfart fra NGI de siste 10 til 15 årene. Oppsummeringen er således subjektiv og neppe dekkende for andre firmaer innefor geoteknikk. Vi har nevnt arbeid og nyvinninger innfor modellforsøk, men vi har ikke kommet inn på utvikling og økende aktivitet i vårt geoteknikklaboratorium. Her vil det høsten 2007 installeres en fullstendig ny IT plattform for konsolidering, logging og kjøring av alle typer forsøk og vi tar i bruk moderne databaseteknologi for lagring av data. Det nye systemet vil i tillegg til å effektivisere driften, tillate kjøring av andre typer forsøk enn i dag, og systemet skal muliggjøre bestilling og oppfølging av forsøk over internett.

I de siste årene har det vært gjort betydelig forskningsinnsats knyttet til prøveforstyrrelse, styrke av bløt leire og utvikling av ny prøvetaker offshore. Dette sikter mot arbeid og geotekniske forhold på store havdyp, og arbeidet vil fortsette. Vi har stor tro på markedet inne offshore geoteknikk i tiden framover og forventer mer aktivitet blant annet inne følgende områder:

- Forskning og utvikling av nye metoder for å bestemme skjærstyrke på svært bløte leirer, særlig knyttet til sedimentene like ved havbunnen. Dette er knyttet til behovet for gode jordparametere for design av små konstruksjoner og rørledninger, kjennetegnet ved svært lave spenninger og skjærstyrker ned mot 1 kPa. Vi regner også med videre utvikling av vår teknologi og kompetanse innefor modellforsøk på rørledninger. Vi ønsker å utvide og utvikle videre vår kompetanse inne rørledninger og stigerør.

- Forskning og arbeid på andre typer jordarter enn hva vi vanligvis finner på egen sokkel, bl.a. sementert sand og leire og kalkholdige sedimenter (calcareous clay).
- Små fundamenter med skjørt installert ved hjelp av undertrykk (sug), enten som suganker eller som fundament for sjøbunnsrammer etc. har vært en stor aktivitet for NGI de siste 10 årene. Vi ser for oss fortsatt stor aktivitet her og regner med å videreutvikle våre metoder for design og installasjon.
- Vi forventer fortsatt stor etterspørsel etter tjenester knyttet til offshore geohazard på kjente marginer og i nye områder etter hvert som andre land kommer med i utvinning av hydrokarboner på dypt vann. Vi forventer også aktivitet innefor dette området i arktiske strøk.
- Utvinning i arktiske strøk vil stille krav til kunnskap om fundamentering i permafrost (stedvis), ytterligere kunnskap om belastning fra is og isfjell. Vi vil jobbe videre med forskning inne temperatureffekter på geotekniske parametere, både knyttet til oppvarming fra rør og conductor, men ikke minst i temperaturområdet -2°C til +20°C (romtemperatur).
- Vi forventer flere oppgaver i tilknytning til eksisterende plattformer i forbindelse med utvidet levetid og nye laster eller grunn gass og gass lekkasjer.
- Vi arbeider videre med studier på gasshydrater og deres effekt på oppførsel av jord når hydratene smelter.

6. REFERANSER

Picard et al., 2007. "The Dalia development challenges and achievements". OTC paper No 18538, OTC 2007.

Bruton, D., M. Carr and DJ White, 2007. "The influence of pipe-soil interaction on lateral buckling and walking of pipelines - the SAFEBUCK JIP". Proceedings SUT Offshore Site Investigation and Geotechnics 2007 pp 133 – 148.

Kvalstad, Tore, 2001. "Geohazard in continental margins". Figur brukt i mange sammenhenger for oppsummering av typer geohazard. Personlig kommunikasjon.

Guttormsen, Tom, R., Petter Bryn, Kjell Berg og Tore Kvalstad, 2003. "Ormen Lange Feltutbygging". Geoteknikkdagen 2003, artikkel nr 23. 18 s.

Jeanjean, Phillippe, Andrew Hill and Stephen Taylor, 2003. "The challenges of siting facilities along the Sigsbee Escarpment in the southern Green Canyon area of the Gulf of Mexico. Framework for integrated studies". Proceedings 2003 Offshore Technology Conference, paper No OTC 15156.

Brennodden, Harald, 2007. "Ormen Lange rørledninger – geoteknikkens plass i design prosessen". Artikkel nr 28, Geoteknikkdagen 2007.

Colliat, Jean-Louis og Hedi Dendani, 2002. "Girassol: Geotechnical design analyses and installation of the suction anchors". Proceedings SUT 2002

K. Karlsrud og F. Nadim, 1990. "Axial capacity of offshore piles in clay". OTC 6245, 1990

Clausen, C.J.F., K. Karlsrud og P.M. Aas, 2005. "Bearing Capacity of Driven Piles in Sand, the NGI Approach". ISFOG 2005.

Karlsrud, K., C.J.F. Clausen og P.M. Aas, 2005. "Bearing Capacity of Driven Piles in Clay, the NGI Approach". ISFOG 2005.

Alessandrini, V. og G. Lebois, 2007. "A case study using large skirt can for self-installing platform foundations". Offshore Technology Conference, Paper No. OTC 18688, 2007.

**OFFSHORE GEOTECHNICS – FATIGUE LIFE ASSESSMENTS OF CONDUCTORS
AND CONNECTING ANCHOR ANALYSES (DIGIN) TO MOORING ANALYSES
(DEEP C).**

Presented by Master of Science, Jan Holme, DNV

SUMMARY

This paper presents “DNV Foundations” as a section in DNV with respect to our objective, how we are organized and our geotechnical services to the offshore industry. “DNV Foundations” is responsible for design and verification of foundations interacting with soil. This paper emphasizes two important contributions from “DNV Foundations” to the offshore industry in 2007: Fatigue life assessments of conductors and connecting anchor analyses (DIGIN) to mooring analyses (DEEP C).

1 SAFEGUARDING LIFE, PROPERTY AND THE ENVIRONMENT

Det Norske Veritas (DNV) is an independent foundation with the objective of safeguarding life, property, and the environment. DNV's history goes back to 1864, when the foundation was established in Norway to inspect and evaluate the technical condition of Norwegian merchant vessels.

Since then, DNV's core competence has been to identify, assess and advise on how to manage risk. Whether DNV classifies a ship, certifies an automotive company's management system or advises on how to best maintain an aging oil platform, DNV's focus is to safely and responsibly improve business performance.

The section "DNV Foundations" is responsible for design and verification of foundations interacting with soil. "DNV Foundations" belongs to the Department "Well, Pipeline and Subsea" which again is a part of the business area DNV Energy. Organization chart DNV Energy, Nordic and Eurasia is given in Figure 1.

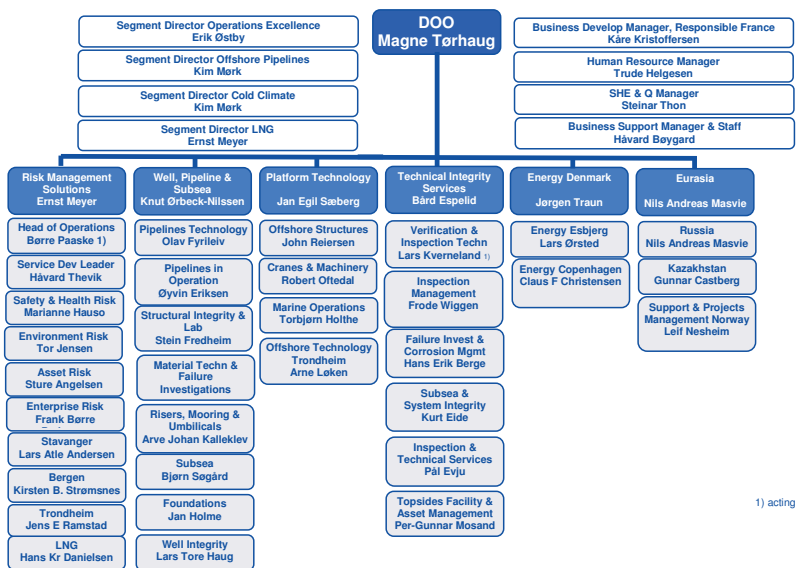


Figure 1 DNV Energy Organization, Nordic and Eurasia

1.1 Services supported by “DNV Foundations”

The main focus for the services in “DNV Foundations” is related to offshore foundations as anchors, closed caisson foundations, bucket foundations, mudmats, pipelines, conductors, piles and embankments. “DNV Foundations” also assists in onshore geotechnical projects.



Figure 2 Examples of typical offshore projects in DNV Foundations: Subsea structures, anchors, pipelines and wind turbine foundations.

Typical work tasks comprise:

- Early phase consultancy services
- Advanced analysis and specialist services
- Design assistance to key clients
- 3rd party design verification
- Integrity management services
- Research and development via Joint Industry Projects

DNV has through 30 years experience from the oil and gas industry proved to be one of the best providers of cutting-edge consultancy services. DNV at large and our section are actively involved in international R&D projects and the results from these projects are published as industrial standards, recommended practice and design guidelines.

2 FATIGUE LIFE ASSESSMENTS OF CONDUCTORS

In 2005 and 2006 Aker Kværner Subsea designed the Vilje Conductor for Norsk Hydro. The technology used had been developed through 30 years in the industry without any reported accidents. “DNV Foundations” were given the task to verify the static capacity of the 30” conductor according to NORSOK U-001. “DNV Foundations” estimated time for verification to be about 40 hours. It was a single satellite and a conductor with standard dimensions, illustrated in Figure 3.

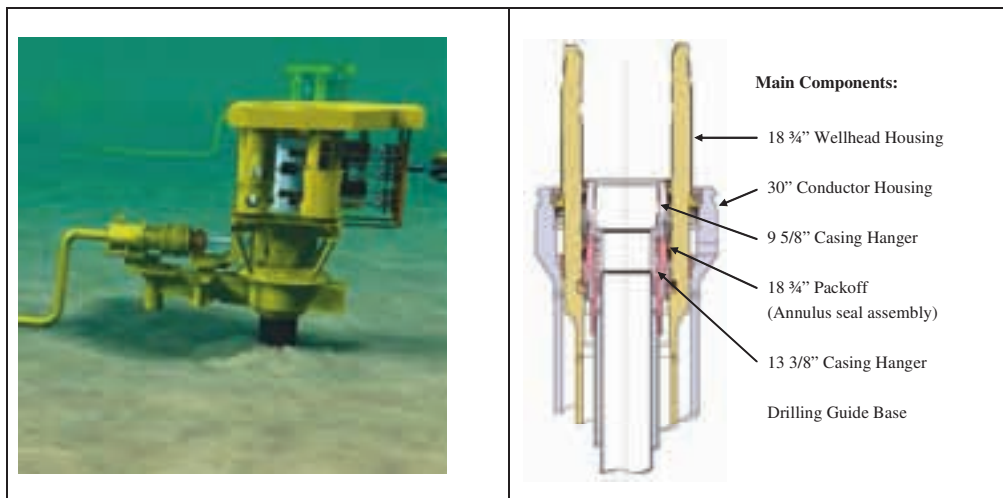


Figure 3 Example of a satellite and main conductor components

Preliminary results in the early phase of the verification indicated that the Vilje conductor just barely had enough static capacity for the stuck drill string case (NORSOK U-001), but not in combination with operational sealine loads. The interaction of soil and conductor was modeled in SPLICE.

The two most important factors to allow a higher capacity were 1) the use of higher yield stresses referring to the steel material certificate and 2) a more thorough consideration of the loads.

The most severe load case with respect to static capacity is given by the NORSOK standard defining a horizontal load for check of the Template/PGB of 200 kN at the flex joint level. The industry practice is to convert this horizontal load from this level to the wellhead datum by adding the overturning moment at top of the wellhead datum considering the height difference between the wellhead and the flex joint. The flex joint at Vilje was about 20m above mudline.

A simple sketch in Figure 4 shows that this assumption could be wrong. For the well it is more physical correct to also include the riser tension since this force is directly transferred to the well (and not the PGB/Template). The consequence of this is a slight relaxation of the overturning moment as the conductor rotates since the vertical component of the riser tension will have an offset with respect to the wellhead datum depending on the flexibility of the well. This is however partly counteracted by the 2nd order effect from the mass of the BOP that will increase the overturning moment.

So instead of transforming the static stuck drill string load-case (NORSOK) from the flex joint to a horizontal component and a moment at mudline, the wellhead, X-mas tree and BOP (Blow Out Preventor) up to the flex joint was modeled in SPLICE.

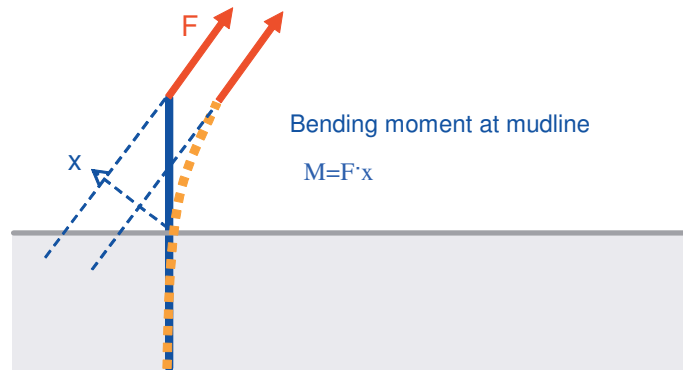


Figure 4 Bending moment as function of rotation and deformation.

By modeling the whole model in SPLICE with geometry, bending stiffness and weight of wellhead, X-mas tree, BOP and flex joint, the bending stresses in the conductor were reduced. SPLICE also clearly demonstrated that the stresses were a function of how much the conductor would rotate, which again was a function of soil properties and possible scour around the conductor.

At the same time, an incident was reported by an oil operator. Work over had been going on for more than half a year, and it was assumed that the conductor had failed due to fatigue. This was the first time such an accident was reported and it was crucial to the oil operator to both find the cause of failure, but also estimate fatigue life for all conductors installed by the oil operator with required work over time. The oil operator had to plug the well followed by high expenses and lost income.

The oil operator asked DNV to describe a method to evaluate fatigue life of wellhead, the conductor and the 20" casing. Fatigue analyses of wellheads are not unknown, but the new idea was to also include the soil and rotation of the conductor. The contribution from "DNV Foundations" with respect to static capacity was now included in the fatigue assessment. Cement shortfall between conductor and casing, scour and soil were also to be included.

The task given by the oil operator was obviously a multidisciplinary task. "DNV Foundations" had shown the importance of soil deformations and a complete model of the conductor from at least 10 meters below mudline to at least top of flex joint. "DNV Subsea" had to take care of "as build drawings", system integrity and evaluate Stress Concentration Factors. "DNV Riser, Mooring and Umbilical's" evaluated rig movement by metocean data and hydrodynamic motions of the riser. "DNV Offshore Structures" had to evaluate SN-curves for both base material and welds. The final model for fatigue life assessment was carried out with results from full global riser analysis with the non-linear time domain riser software RIFLEX. The main results from the

analysis are the time series of axial forces and bending moments at selected levels of the well for seastates from the actual weather from the days of operation.

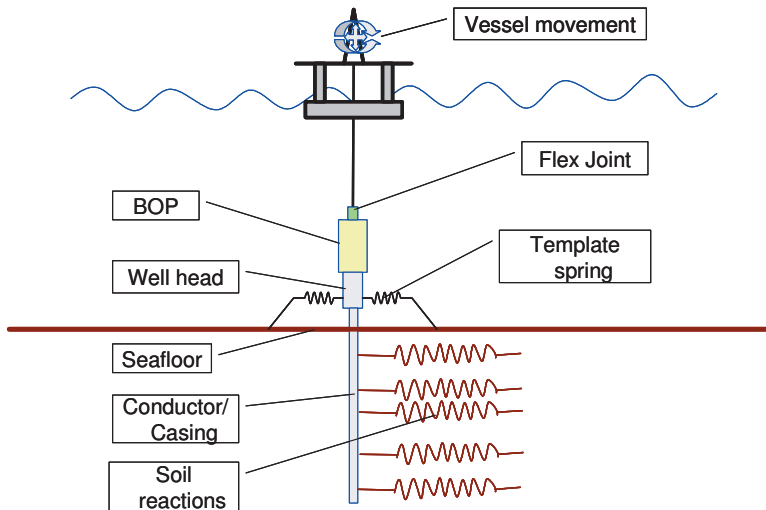


Figure 5 A complete model for calculating fatigue life of a conductor.

The Vilje project ended up with more than 600 hours for DNV. Since then, another 14 new similar projects have been carried out. Warning should be made for all satellite conductors (no templates) in shallow water depth (about 100m) and in soft soil (clay). As a result of this, the industry is now much more focused and design more rounded corners in the transition zones in the conductors and performs a very thorough grinding (two sided) of the welds. Wall thickness and diameter of the conductor have in some cases been increased.

3 CONNECTING ANCHOR ANALYSES (DIGIN) TO MOORING ANALYSES (DEEP C).

In an ongoing Joint Industry Project, “DNV Foundations” is integrating the fluke anchor analysis software DIGIN into the DeepC package for coupled global response of moored deepwater floating systems, which, within the scope of this JIP focuses on one mooring line with a fluke anchor replacing the traditional fix-point on the seabed.

The objective with this JIP is to develop the in-house DIGIN programme to become a user-friendly and efficient design tool for external users, with the focus on the DIGIN programme.

It is apparent that “giving life” to the fix-points on the seabed by using the results from the DIGIN analysis (line tension versus anchor drag-penetration performance) as a basis for updating the mooring analysis is possible and a desirable way to go in order to make the future mooring analyses more realistic. This will require that DIGIN analysis results are produced for each mooring line of a mooring system. The update of the mooring analysis will be through an iterative type of analysis with an agreed tolerance requirement to the predicted line tension and the line tension used in the DIGIN analysis, while accounting for the anchor drag or stretching of the line embedded in the seabed soil during a storm.

Today the programme database consists of eight scalable types of fluke anchors and drag-in plate anchors, all calibrated against full-scale test data.

The DIGIN programme for analysis of fluke anchors and other types of anchors, which is developed as a part of a JIP, have been in use since 1998 and through the ongoing JIP it will be made available to external users through a license agreement in 2008.

Typical questions from the user of a platform moored with fluke anchors are e.g.:

- 1) Will anchor failure (uncontrolled drag) lead to serious consequences for the environment or nearby structures, or could human lives be lost?
 - a) May the platform drift away if hit by hurricane?
 - b) May a dragging anchor damage a pipeline or other structures on its way?
- 2) Which is the minimum installation tension needed to meet the governing safety requirements?
- 3) Are there any site-specific soil data available?
 - a) Maybe only limited soil information is available?
- 4) What are the platform operational criteria?
 - a) Will the platform operate in all weather conditions (ULS, ALS)?
 - b) Limiting conditions for operation (close-down, survival mode)?
 - c) Will the platform be abandoned if “extreme weather” is expected (e.g. a hurricane)?
 - d) Will anchor drag be acceptable or not during an ULS or ALS event?

The DIGIN programme calculates the behaviour of deep embedment anchors in clay.

The anchor behaviour is investigated for a plane condition. The programme performs a stepwise penetration analysis, where the calculation of force and moment equilibrium for one step (penetration depth) is independent of the previous step. The penetration direction of the anchor at each depth increment is the basis for the penetration path. Effects of additional seabed friction, consolidation and cyclic loading can be concluded.

Figure 6 shows an example of soil profile, and Figure 7 the corresponding response with respect to drag and penetration of a 6 ton fluke anchor for two different fluke angles.



Figure 6 *Illustrating a possible soil profile as basis for DIGIN results in Figure 7.*

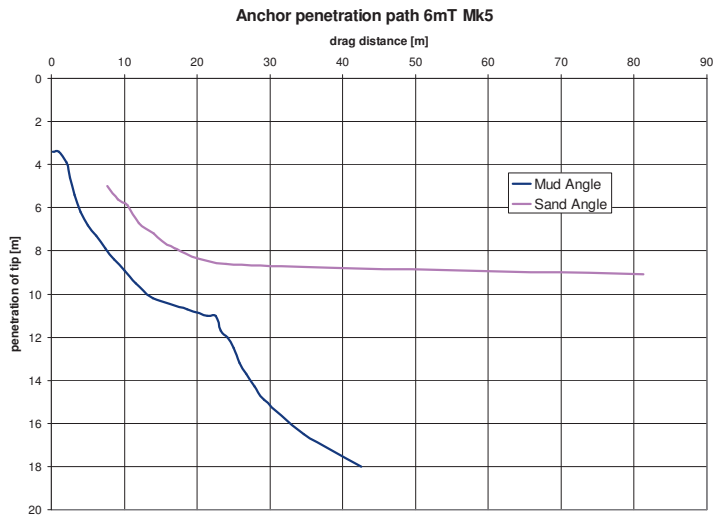


Figure 7 *Example of results from DIGIN*

As can be seen in Figure 7, there is a big difference in drag whether a small (sand angle) or wide (mud angle) fluke angle is being used. For the small angle, the anchor will not penetrate into the stiffer soil and the line tension in the mooring analyses will reach a maximum tension due to soil and chosen anchor.

ORMEN LANGE RØRLEIDNING - DØME PÅ GEOTEKNISKE PROSJEKTERINGSOPPGÅVER

Ormen Lange Pipelines – Geotechnical design tasks

Dr. ing Gudmund Eiksund GeoPartner Marin as.

SAMANDRAG

Ormen Lange er eit gassfelt som ligg 120 km vest for Midt-Noreg. Feltet er bygd ut med botnrammer og rørleidningar inn til ein landterminal. Prosjektet Ormen Lange rørleidning består av to 30" gassrør, to 6" MEG rør og to kontrollkabler som ligg frå landterminalen og ut til gassfeltet. Det er store variasjonar i grunnforhold langs rørtraseane. I tronge dalar nær land var det utfordrande å finne plass til alle røra. For dei små røra er det krav om tildekking heile vegen og dette var særskilt krevjande ned den bratte raskanten og i det kuperte området ut på djuptvatn med leire med skjærstyrke 1 kPa.

SUMMARY

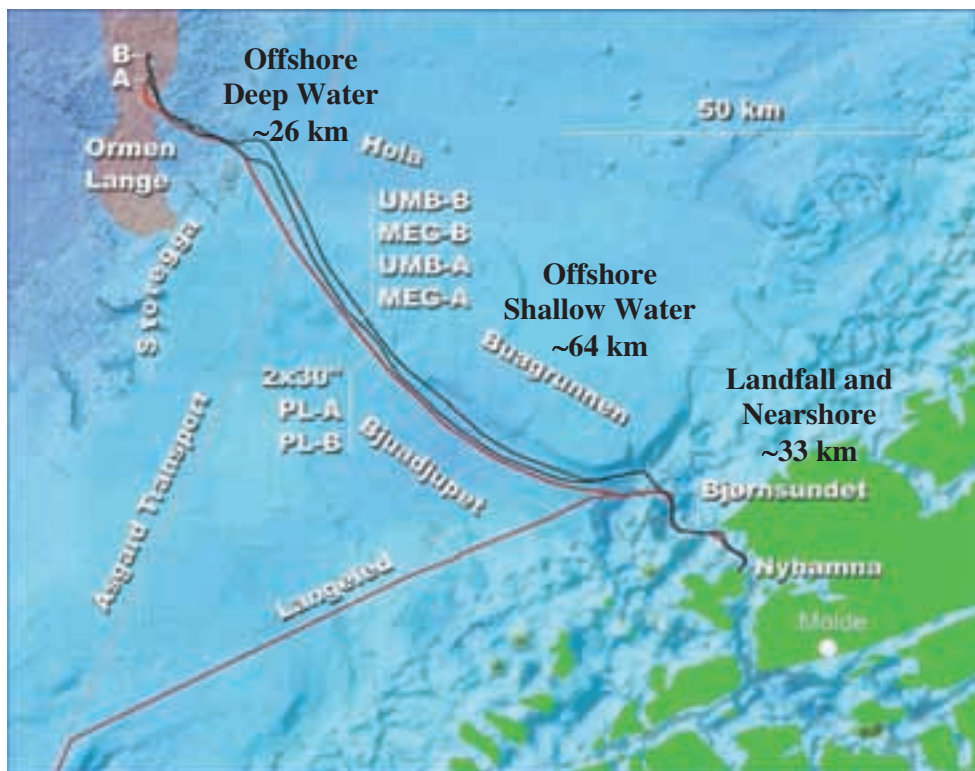
Ormen Lange is a gas field located 120 km west of Mid-Norway. The selected development scenario is a subsea tie-back to an onshore terminal located at Nyhamna. There are large variations in soil conditions along the 120 km long pipeline routes from Nyhamna to the template area. In narrow valleys in the near shore area one of the challenges was to find enough space for all the pipelines. For the small pipelines protection was required along the entire length and this turned out to be particularly challenging at the steep Storegga slope and in the rough terrain at the deep water area with shear strength of 1 kPa.

1 INNLEIING

Ormen Lange er eit gassfelt som ligg 120 km vest for Midt-Noreg som vist på Figur 1. StatoilHydro er operatør for utbyggingsfasen og Shell er operatør for. Reinertsen Engineering har hatt ansvaret for detaljprosjektering av rørleidningane med GeoPartner som underleverandør med ansvar for geoteknikken i prosjektet. Feltet er bygd ut med botnrammer og rørleidningar inn til ein landterminal på Nyhamna i Aukra kommune. Prosjektet Ormen Lange rørleidning består av to 30" gassrør, to 6" MEG rør og to kontrollkabler som ligg frå landterminalen og ut til gassfeltet. Dei første 33 km av Langeled, som er eit 40" gasseksportrør, er og ein del prosjektet. Det er bygd 961 steinfyllingar (inkluderer både fyllingar som støtter opp rør i frie spenn og tildekking av rør) og 206 støttefyllingar. Totalt gjekk det med om lag 1,4 millionar kubikkmeter knust stein.

2 GRUNNFORHOLD

Det er store variasjonar i grunnforhold langs den 120 km lange rørtraseen. Traseen kan delast i dei tre hovudområda, nær land, sokkelen ut til Storegga og djuptvatn og området frå Storegga ut til botnrammene som vist på Figur 1.



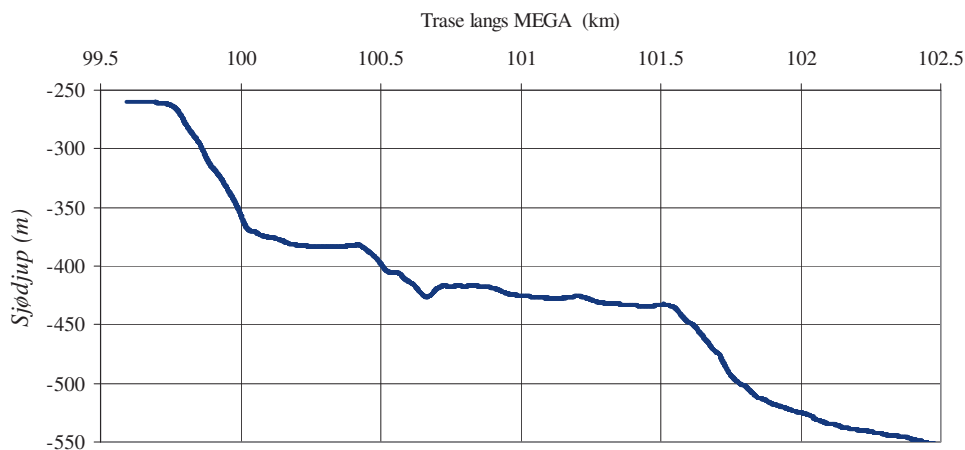
Figur 1 Rørleidningar til Ormen Lange feltet

Inne ved Nyhamna fell sjøbotnen relativt bratt den første kilometeren ned til 200 m djup med største helling på om lag 25 grader. I dette området består sjøbotnen av sand med lommer av blaut leire. Fleire supplerande grunnundersøkelser måtte til fordi lommene med blaut leire var vanskeleg å kartlegge pga eit topplag av sand. Dei store røra ligg i dette området i ei sidehelling som gav behov for ei stor felles steinfylling.

I Bjørnsundet varierer sjøbotnen mellom bart fjell og blaut leire. Rørtrasene går enkelte stader gjennom tronge dalar over høgdedrag.

I det grunne området på sokkelen ut til Storegga er det relativt flat sjøbotn med grunnforhold som varierer mellom sand og leire.

Utanfor Storegga fell sjøbotnen frå 260 m til 550 m djup over 2-3 km. Skråninga er ein raskant med opptil 30 graders helling som står igjen etter Storeggaraset. Nedover i skråninga ligg det vifter av sand over blaut leire. Figur 2 viser eit lengdeprofil langs traseen til MEG-A.



Figur 2 Trase langs MEGA ned raskanten.

I djupvassområdet vidare utover fell sjøbotnen frå 600 til 850 m djup over ei strekning på om lag 15 km. Grunnforholda varierer mellom fast leire i oppstikkande rasblokker og blaut leire mellom blokkene. Det er gjennomført lettseismikk langs alle rørtraseane som gir informasjon om kvar det er blaut og fast grunn. Men pga eit varierende topplag av grovt materiale som kan skjule blaute lag, er det mange stader usikkert kvar det er blaut eller fast. Den blaute leira er difor gjerne dimensjonerande for stabilitetsberekningane. Styrken for den blaute leira minkar utover til frå 5 kPa inne ved raskanten til om lag 1 kPa ute ved området der botnrammene står. Det blaute leirlaget kan vere opp til 20 m tjukt.

3 METODIKK FOR STABILITETSANALYSER AV STEINFYLLINGAR

3.1 Generelt

Behov og utforming av steinfyllingar blir bestemt i eit samspel mellom røranalyser og geotekniske vurderingar. Dette samspelet er viktig i eit stort og komplisert prosjekt som Ormen Lange rørleidning. For mange fyllingar var det naudsynt med røranalyser og geotekniske stabilitetsvurderingar i fleire omgongar. Arbeidsfordeninga mellom røranalyser og geotekniske vurderingar kan oppsummerast slik:

Røranalyser definerer behov for tiltak som:

- Korreksjon av frie spenn lengder (steinfylling for oppstøtting)
- Steintepper for å kontrollere sidevegs utslag pga temperaturendring
- Vern av rørleidningane mot trållaster og fallande objekt
-

Geotekniske analyser gir i neste omgang:

- Dimensjonering av tiltak definert av røranalyser
- Prosjektering av sikker geometri for fyllingar
- Forslag til endring eller flytting av fyllingar der det kan gi redusert steinforbruk

3.2 Last og materialfaktorar

Krav til last og materialfaktorar er gitt i Norsk Hydro sine retningslinjer for prosjektet *Norsk Hydro (2004)* som er i samsvar med tilråingar i *Norsok*. Relevante lasttilfeller for steinfyllingar som tildekking og oppstøtting i frise penn er definert i Tabell 1.

Tabell 1. Last og materialkoeffisientar for stabilitetsanalyse av steinfyllingar

Lasttilfelle	Last	Lastkoeffisient			Materialkoeffisient γ_m
		γ_L ULS-O	γ_L ULS-E	γ_L PLS-A	
Full fyllingshøgde, statisk stabilitet	P	1.3 / 1.0 ¹⁾	N/A	N/A	1.4
	L	1.3	N/A	NA	
Full fyllingshøgde, pseudostatisk stabilitet	P	1.3	1.0	1.0	ULS: 1.25 PLS: > 1.0
	L	0.7	1.3	1.0	
Full fyllingshøgde, post-jordskjelv statisk stabilitet	P	1.3	N/A	N/A	1.25
	L	N/A	N/A	N/A	

1) Lastkoeffisienten er 1,3 for drivande og 1.0 for stabiliserande eigenvekt

P = Permanente laster

L = Ytre laster

ULS-O = Ultimate Limit State – Ordinære lasttilfeller

ULS-E = Ultimate Limit State – Ekstreme lasttilfeller (10^{-2} jordskjelv)

PLS-A = Progressive Limit State – Ulykkes lasttilfeller (10^{-4} jordskjelv)

N/A = Ikkje aktuelt

I designbasis var det i utgangspunktet krav om 1,3 lastfaktor for eigenvekt til stein som verkar drivande og 0,7 for stabiliserande. Dette gav uheldige utslag med urimeleg store støttefyllingar for steinfyllingar ute på djupt vatn. I enkelte tilfelle førte dette kravet til at støttefyllingane måtte byggast høgre enn hovudfyllinga. Design basis vart difor endra slik at lastfaktor 1.0 kunne nyttast for den stabiliserande delen av fyllingane.

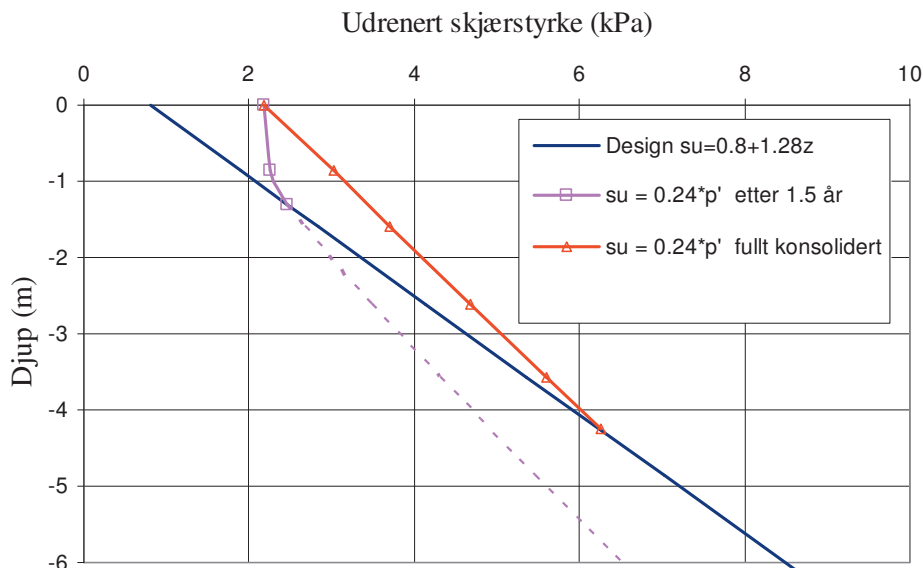
Terrengmodellar av steinfyllingane blir definert som minimumsgeometri. I tillegg er det definert installasjonstoleransar for høgda av ferdig fylling som td 0,4 m for hovudfylling og 0,6 m for støttefylling. I stabilitetsanalyser blir det rekna på minimumsgeometri for støttefylling og minimumsgeometri + $\frac{1}{2}$ installasjonstoleranse for hovudfylling.

3.3 Konsolideringseffekt

Krav til bereevne og setning kan gi motstridande krav til steinfyllingshøgde. Fyllingshøgda kan og vere bestemt av røranalyser. For å finne praktisk mogelege løysingar må ein difor i mange tilfeller ta med effekten av konsolidert styrke. Nokre fyllingar var det naudsynt å bygge opp i fleire omgonger for å utnytte styrkeauke pga konsolidering. Konsolidert styrke blir rekna som $s_u^{\text{isotrop}} = 0.24 \cdot \sigma_v'$ etter Skempton (1957). Effektiv vertikal spenning σ_v' blir rekna ut i egne konsolideringanalyser.

I Figur 3 er design styrkeprofilen for området ute ved botnrammene samanlikna med konsolidert styrke under ei 1 m høg steinfylling etter 1,5 år og fullt konsolidert. Eigenvekt er $19,1 \text{ kN/m}^3$ for stein og $14,0$ for leira. Konsolideringseffekten fører til at styrken langs ei grunn skjærflate vil auke frå under 1 kPa til over 2 kPa etter 1,5 år.

Konsolideringseffekten fører til djupare kritisk skjærflate. For ei støttefylling i ei skråning vil kritisk skjærflate like etter installasjon av stein ligge i overflata, men etter 1.5 år gå på om lag 1 m djup.



Figur 3 Utvikling av konsolidert styrke i blaut leire under 1 m steinfylling.

3.4 Ytre laster (Jordskjelv)

I tillegg til statisk last frå vekta av stein og rørleidingar blir stabiliteten til fyllingane og vurdert i høve til miljølastar som jordskjelv og hydrodynamiske krefter. Hydrodynamiske krefter kan føre til erosjon og er mest aktuelt på grunt vatn der dei gir krav til steinstørrelse.

Jordskjelvlaster vil påverke skråningsstabiliteten og kan føre til store deformasjonar og utglidningar. For fyllingar der føremålet er tildekking eller oppfylling under rør i frie spenn vil utglidningar og deformasjonar ikkje føre til skade på røra. For desse fyllingane blir ikkje stabiliteten sjekka for jordskjelvlast. Dersom dei tek skade av eit skjelv er planen å reparere fyllingane.

Men lastberande fyllingar der deformasjon kan føre til auka bøyemoment og med det fare for skade på rørleidingane blir sjekka for jordskjelvlast.

Dimensjonerande akselerasjonar (PGA) i grunnfjell er definert på bakgrunn av sonekart for seismisk aktivitet, *Norsar and NGI (1998)*. Spesifikke analyser for Ormen Lange området er utført av *NGI(2006-1-2)* for å finne forsterkingsfaktorar. Mange av steinfyllingane er store i høve til tjukkileiken av det blaute leirlaget. Steinfyllingane påverkar difor forsterkingsfaktoren. Ein parameterstudie der forsterkningsfaktor som funksjon av høgde og

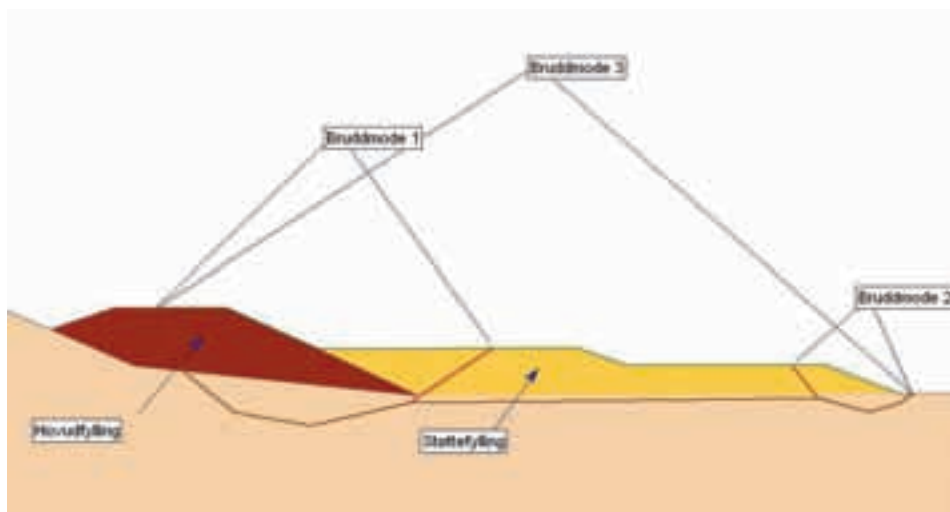
bredde av steinfylling, type og tjukkeleik av blaut leire vart difor gjennomført NGI (2006-3). I parameterstudien vart programma SHAKE(N) og PLAXIS nytta.

På den svakaste leira er kvasistatisk stabilitet ikkje ok for fyllingar høgare enn 0,5 m sjølv på flat sjøbotn. I prosjektet gjekk vi difor over til å nytte eit deformasjonskriterium (10 cm for 100-års skjelv og 100 cm for 10000-års skjelv) dersom stabiliteten ikkje var ok kvasistatisk. Eigne røranalysar vart gjennomført for å gir svar på kor store deformasjon som kunne akseptertast i steinfyllingane utan å føre til skade på røra. Deformasjon vart berekna på basis av PGA, forsterkningsfaktor for den aktuelle kombinasjon av steinfylling og blaut leir, kritisk akselerasjon og dei empiriske formlane til Wong (1982) og Richard og Elms (1979).

3.5 Stabilitetsanalysar

Stabilitet for steinfyllingane er i hovudsak analysert med 2D lamellemetodeprogram for skråningsstabilitet. Vi har god erfaring med bruk av programmet *Slide*. For nokre problemstillingar gir ikkje lamellemetoden gode resultat. Eit døme på dette er rørlast på tynne fyllingar på flat sjøbotn. For slike fyllingar er elementmetoden eit betre alternativ. I dette prosjektet har vi nytta *PLAXIS* og *Phase²* som er elementmetodeprogram for geotekniske analysar.

Design av støttefyllingar er ein iterasjonsprosess der ein må prøve seg fram for å finne optimal lengde og tjukkeleik. Stabiliteten blir sjekka for mange ulike skjærflater. Programmet *SLIDE* kan og søke etter kritisk flate. Dersom det er naudsynt med støttefylling, blir dimensjonane bestemt på basis av dei tre bruddmodane, lokal bereevne med brudd opp gjennom støttefylling, lokal stabilitet ved avslutning av støttefylling og global stabilitet av hovud og støttefylling som vist på Figur 4.



Figur 4 Bruddmodar som blir kontrollert ved stabilitetsanalyse av støttefyllingar

For fyllingar med rørlast blir last på undergrunnen berekna ved å fordele rørlasta over lengda av fyllinga og ved å anta lastspreiing 2:1 gjennom steinfyllinga. Bereevneberekning gir så svar på nødvendig lengde av fyllinga.

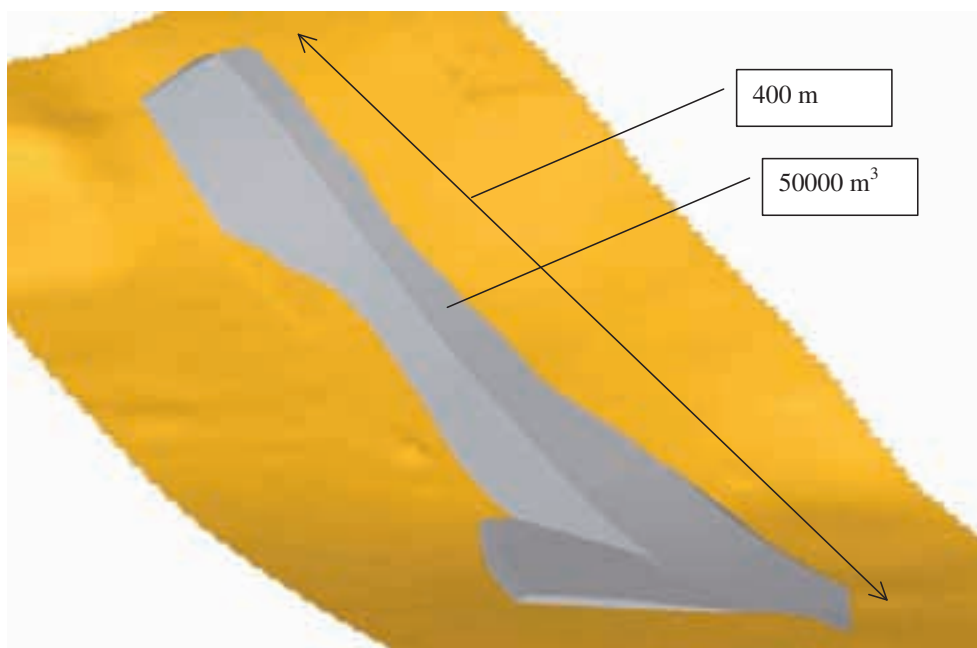
4 DØME PÅ GEOTEKNISKE OPPGÅVER

Trass i eit omfattande program for å undersøkje grunnforholda har ein ikkje fulloversikt over lokale variasjonar langs rørtraseane. Døme på tilfeller der manglar i datagrunnlaget har ført til mindre utglidningar er:

- Tilfelle med blaut leire under sand som ikkje blir fanga opp av lettseismikk.
- Områder med svakare leire enn designstyrken definert for området, gjerne lokale søkk.
- Unøyaktig kartgrunnlag pga kupert terreng som lokalt gav høge kantar på støttefyllingar.

4.1 Ved Nyhamna

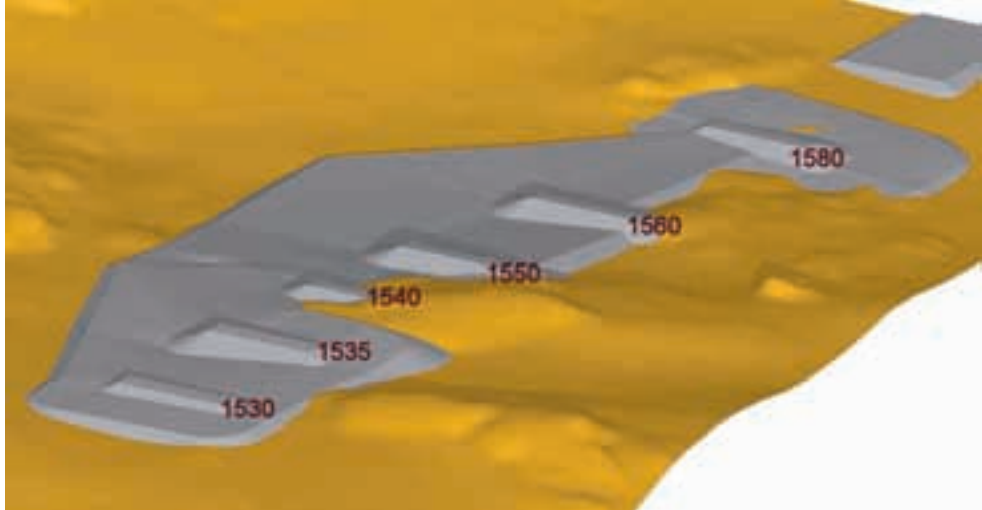
I den relativt bratte skråninga utanfor Nyhamna (Landfallet) er sand eller silt over blaut leire. I dette området er mogeleg å beskytte dei små røra ved å dekke dei med stein. I landfallskråninga er det både bratt og stor sidehelling. Det var difor naudsynt å bygge ei stor felles steinfylling på 50000 m³ og lengde 400 m for dei store røra som vist i Figur 5. Ekstra relativt omfattande program med ekstra grunnundersøkelsar måtte til for å dokumentere stabiliteten til denne fyllinga pga lommer med blaut leire.



Figur 5 Stor felles fylling for dei store røra i landfallskråninga.

4.2 Bjørnsundet

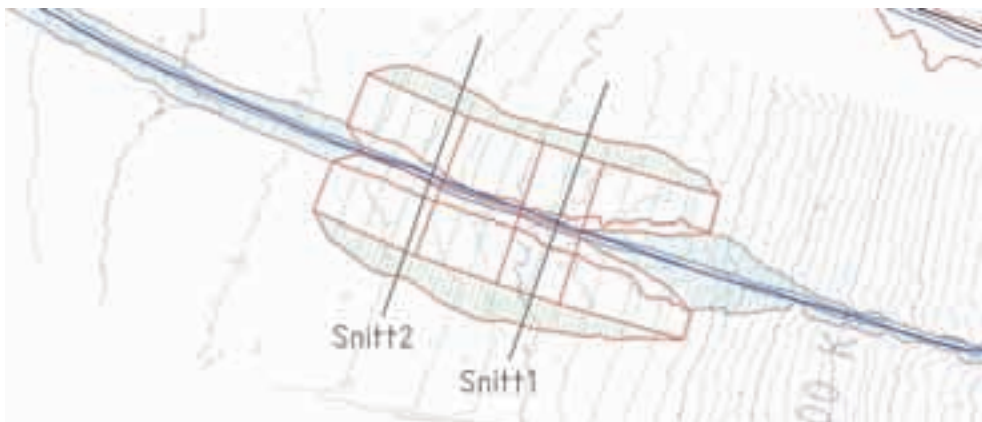
I Bjørnsundet ligg alle røra samla i ein trong dal. For å kunne oppfylle kravet om minimum leggjeavstand mellom røra var det naudsynt å heve dalbotnen. Dette gav fyllingar med komplisert geometri og støttefyllingar som går over i kvarandre. Eit døme på dette i dette er vist i Figur 6.



Figur 6. Døme på komplisert fyllingsgeometri i Bjørnsundet

4.3 Tildekking i raskant

Terrenget nedover raskanten varierer mellom bratte skråningar med opp til 30 grader helling og flatare parti. I overgangen til dei flate partia kan røra bli hengande i frie spenn slik at det er behov for relativt høge steinfyllingar. I desse områda kan det og ligge rasvifter med laus sand over blaut leire. Figur 7 syner eit døme på støttefylling som er lagt ut for å stabilisere steinfyllinga mot å gli langs røret.

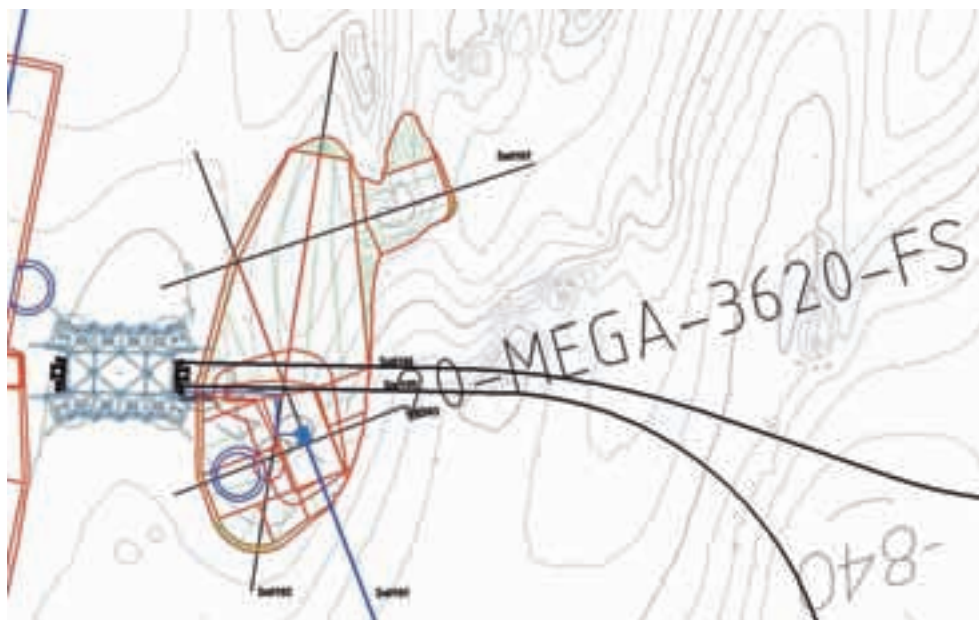


Figur 7 Døme på støttefylling langs fylling for tildekking av rør i raskanten

I andre områder er det bratt sidehelling og liten hjelp av terrenget slik at støttefylling ikkje er mogeleg. Ved steindumping etter standard prosedyre kan ein vanlegvis ikkje bygge brattare skråningar enn 1:2,5. I områder der terrenghellinga er større enn 1:2 vart det difor innført tiltak som; større stein (2- 8") som kan leggest ut opp til 1:1.8, lav dumperate, skjerpa toleransekrav og kartlegging mellom kvar dumperstreng for å kontrollere oppbygginga.

4.4 Djupvassområdet

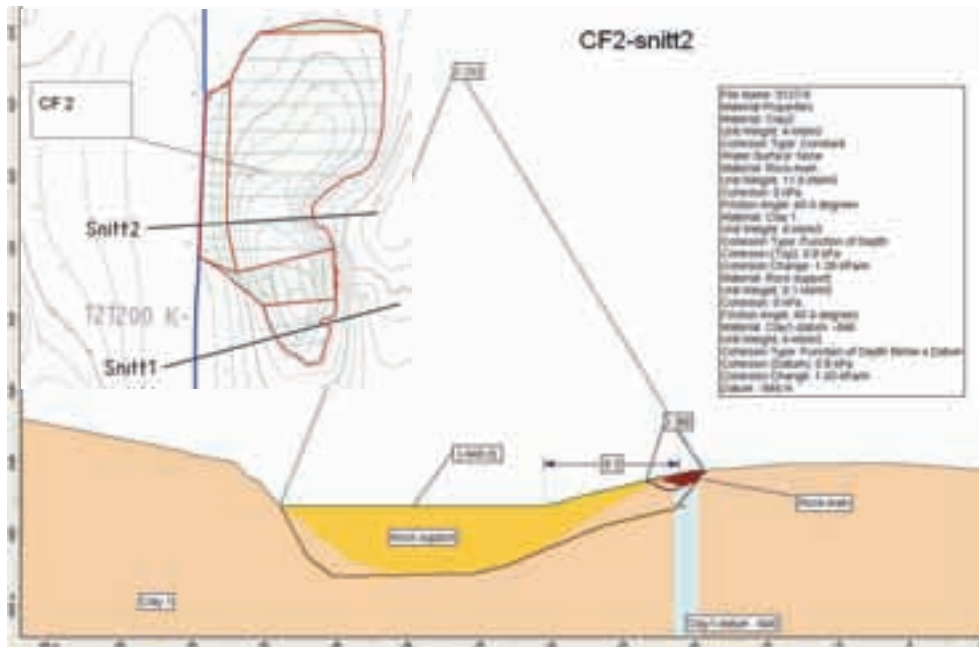
Ute på djupvassområdet fører den ekstremt lave skjærstyrken til at relativt små strukturar krev store steinfyllingar. Figur 8 syner modellen av ei steinfyllinga for ein PLET (Rørendeavslutning for MEG-rør). Sjølve PLET strukturen har ei grunnflate på 3m x 3m, men pga installasjons og dumpetoleransar er det naudsynt med eit plant steinfundament på 22 m x 14 m. Stabiliteten av steinfundamentet krev i neste omgang støttefylling slik at fundament og støttefylling totalt dekkjer eit område på 50mx100m.



Figur 8 Fundament for PLET

For å beskytte smårør mot fiskeriaktivitet, ankring ol. blir dei gravne ned med vassjetting. Etter jetting blir det gjerne ståande igjen ei open grøft som kan vere 1 m djup og 1,5 m brei som blir fylt opp med stein. Den knuste steinen som blir nytta til tildekking er om lag dobbelt så tung som den blaute leira. Ved sidehelling over 10 grader var det pga den lave skjærstyrken ikkje stabilt å fylle stein i grøftene.

Figur 10 syner eit døme på støttefylling som må til for å kunne fylle stein i grøft som ligg i skråning. Støttefyllinga kan verke urimeleg stor i høve til den steinmengda som skal fyllast i grøfta, men erfaringar har vist at desse støttefyllingane er naudsynte.



Figur 10 Støttefylling for steinfylling i grøft.

REFERANSAR

Norsk Hydro (2004): "Soil Conditions and Geotechnical Guideline. Project Specification". Doc. No. 37-00-NH-F50-00004, Rev. 02M

NORSOK, N-001 Structural Design Rev.4 Feb. 2004

Slide 5.0 – Slope Stability & Groundwater Software”. (www.rocscience.com)

PLAXIS 2D - V8 Finite element program for geotechnical applications. (www.plaxis.com)

Phase² – Finite element analysis for excavations and slopes (www.rocsceince.com)

SHAKE(N) – Computer program for analysis of earthquake response in horizontally layered sites. NGI report No. 51508-23, August 1987.

Skempton (1957): "Discussion on Grace, H. and J.K.M. Henry. The planning and design of the new Hong Kong Airport. Institution of Civil Engineers, Proceedings, Vol. 7, pp. 305-307.

NORSAR and NGI (1998): “Seismic zonation for Norway”.

NGI (2006-1): "Ormen Lange – Earthquake ODW, Seismic response of rock fill during earth quake loading". Doc. No. 20051716-1, Rev 0

NGI (2006-2): “Ormen Lange – Earthquake ODW, Seismic response during earth quake loading 10000-year”. Doc. No. 20051716-2, Rev 0

NGI (2006-3): "Ormen Lange – Earthquake ODW, Suggestion for modifies design methodology for rock supports under earthquake loading" Technical Note 1

Wong, C.P. (1982): "Seismic Analysis and Improved Seismic Design Procedure for Gravity Retaining Walls". Master's Thesis, Dep. Of Civil Eng., MIT, Mass., USA

Richards, R. Jr. and D. Elms (1979): "Seismic Behaviour of Gravity Retaining Walls". ASCE Journal Geotechnical Engineering, Vol. 105, No. GT4, pp. 449-464.

DIMENSJONERING AV DYPE BYGGEGROPER I BLØT LEIRE

Design of deep excavations in soft clays

Tekn. Dir. Kjell Karlsrud, NGI
Dr. Ing. Lars Andresen, NGI

SAMMENDRAG

Denne artikkelen er kopi av en Invited Lecture som ble presentert ved 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering i Madrid i september 2007. Den første del av artikkelen presenterer resultater av parameterstudier utført med elementmetoden. Resultatene viser en sterk korrelasjon mellom sikkerhet mot bunnoppressing, laster og deformasjoner knyttet til avstivede byggegrop i bløt leire, og illustrerer tydelig hvorledes jordtrykk påvirkes av hvelvvirkning. Elementberegningene gav også et meget godt samsvar med sikkerhet mot bunnoppressing beregnet ved konvensjonelle metoder. Forskjellige metoder for å bedre sikkerhet og redusere deformasjoner diskuteres og belyses ved praktiske eksempler. Årsaker til sammenbrudd av byggegrop diskuteres og illustreres ved noen eksempler. Det anbefales bruk av elementmetoder for praktisk dimensjonering, men anvendelsen krever god forståelse og riktig modellering av jordas egenskaper. Spesielt internasjonalt synes det som prosjektering ofte er basert på alt for dårlige og mangelfulle grunnundersøkelser, noe det er viktig at fagmiljøene tar tak i. Ved dimensjonering for ULS tilstand i henhold til Eurocode 7, kan materialfaktor anvendes på styrker ved analyse av geoteknisk stabilitet. For dimensjonering av selve støttekonstruksjonen (støttevegg og avstivning) ved bruk av elementmetoder anbefales bruk av karakteristiske styrker og stivheter i beregningene og så multiplisere laster som fremkommer med en lastfaktor, slik standarden også tillater.

ABSTRACT

The first part of the paper presents parametric FEM studies of loads on braced excavations in soft clays. The results show a strong correlation between bottom heave stability, loads and displacements. The results also confirm significant arching effects when the bottom heave safety factor is low. FEM analyses were also used to evaluate traditional bottom heave stability analyses. Various ways of improving bottom heave stability and to limit displacements are discussed and illustrated by case records. Some lessons learned from failures are highlighted and measures to avoid failures discussed. Continuum type FEM programs should be used more commonly in design, but they require a good understanding of soil models to be used in the analyses. It is observed that soil parameters for use in design are often based on rather poor and rudimentary soil investigations, an issue which it is of prime importance for the geotechnical designers to face up to. When using ULS safety principles in Eurocode 7 for design, the designer should verify geotechnical stability on basis of factored shear strengths. For design of structural support systems based on FEM analyses the use of factored strengths may lead to unreasonable design loads. FEM analyses based on slightly conservative characteristic strength and stiffness values and the application of a model or load factor on the results is considered to be a more logical and sounder approach.

Keywords: Deep excavations, cut-and cover tunnel, soft clay, design, performance

1 INTRODUCTION

Design of deep excavations in urban areas with deep soft clay deposits represents a challenging design task. There is potential for large and damaging deformations to neighbouring buildings and other structures, and stability problems can be severe. This paper focuses mainly on five aspects of the problem:

- Main factors affecting loads and excavation induced deformations established by parametric FEM studies and compared to empirical data.
- FEM studies to evaluate classic methods for assessing bottom heave stability.
- Review of methods that can be used to improve stability and limit deformations illustrated by some case records.
- Some lessons that may be learned from failures.
- Design approaches and safety principles.

There are two interesting and important aspects that it was not found room for to go into in this paper: 1) The significant potential for causing pore pressure reduction and widespread consolidation settlements in surrounding areas if an excavation in soft clay comes in contact with underlying water bearing strata such as silt/sand/gravel layers or bedrock. 2) Design of tie-back anchored walls. Tie backs anchored within soft clay is in general problematic if deformations are an issue. In Scandinavia tie-backs are often anchored into bedrock when bedrock is within 40 m or so of the ground surface. The main problem with that lies in the potential for overcutting during drilling, thereby causing settlements. The anchors also have the potential for acting as drains and causing pore pressure reduction and settlements.

It should be noted that this paper does not attempt to give any comprehensive literature review on the subjects dealt with, but rather focus on conveying the author's personal views and experiences.

2 FACTORS AFFECTING LOADS AND DEFORMATIONS

2.1 Review of some previous work

Karlsrud and Andresen (2005) reviewed past work on factors affecting loads and deformations in connection with deep excavations in soft clays. They found that deformation issues had been fairly well covered in the past, and focused therefore more on the loads, as will also be the case in the following.

Measurements of strut loads in connection with braced excavations in soft clay for the Oslo subway in the early 1960's revealed that loads could become considerably higher than those predicted by the classical Rankine earth pressure acting over the height of the wall. Flaate (1966) and Flaate and Peck (1972) compared these results to other data from excavations in clay available at the time, including the Oslo and Chicago subways. On that basis, an apparent earth pressure diagram for soft to medium clays was proposed, Fig. 1. This was also included in the 2nd edition of Soil Mechanics in Engineering Practice, (Terzaghi and Peck, 1967). The apparent earth pressure in Fig. 1 is given by:

$$p_A = K_A \gamma H, \text{ where } K_A = 1 - m \frac{4s_u}{\gamma H} \quad (1)$$

From Fig. 1 one will find that the total horizontal thrust, P_A , to be taken by all the struts is given by:

$$P_A = 0.775 H p_A = 0.775 (\gamma H^2 - m 4s_u H) \quad (2)$$

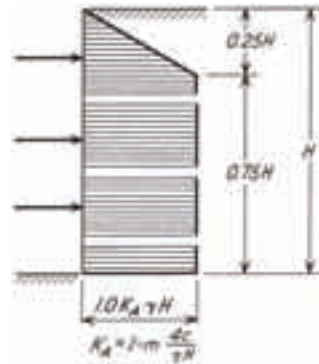


Figure 1. Apparent earth pressure diagram of Flaate and Peck (1972)

This assumes that the distance from the lowest strut to excavation bottom corresponds to 20 % of the excavation depth, and that the load on the lowest strut is computed by multiplying p_A by half the distance to the strut above plus half the distance down to the bottom of the excavation.

Regarding the magnitude of the reduction factor, m , Flaate (1966) stated "*For clays of ordinary sensitivity and stable structure, $m=1.0$. For Oslo clay, provided $N=\gamma H/s_u$ exceeds about 4 and the depth of the plastic zone is not limited by a firm base, m may be taken as 0.4*". Thus Flaate (1966) implicitly related the unusually high strut loads to both poor bottom stability (high N -value and deep soft layer below base), and to possible strain softening effects (e.g. loss in undrained strength when yielding and large deformations occur). In Terzaghi and Peck (1967) much the same explanation for the m value is given.

According to a classic Rankine active pressure distribution for a smooth wall the total active thrust over the excavation depth is, for comparison, given by:

$$P_{\text{Rankine}} = 0.5 (\gamma H^2 - 4\bar{s}_u H) \quad (3)$$

$\bar{s}_u$ in equations (1) to (3) is the average undrained shear strength value over the height, H , of the wall.

Apart from the m -value effect, the total thrust from equation (2) is a factor of $0.775/0.5=1.55$ larger than the Rankine value from equation (3). The reason is that equation (2) represents the maximum strut load at any step of the excavation, whereas equation (3) would represent the sum of strut loads only at the final excavation stage and assuming that there is no unbalanced earth pressure below the base.

In the 1950's and 60's, the undrained strength was commonly determined by in-situ vane borings, or based on UC or UU tests on samples we today would probably consider to be of rather poor quality. These types of undrained strengths are probably a factor of 1.2 to 1.5 lower than the true in-situ "active" undrained shear strength, s_{uA} , as can be determined by anisotropically consolidated undrained triaxial compression tests on good quality samples.

Other researchers (e.g. Kjærnsli, 1970; Moore and Ervin, 1975) found it more convenient to compare the total apparent earth pressure to the sum of the vertical overburden pressure against the wall through the expression

$$P_A = K_{\text{total}}(0.5 \gamma H^2) \quad (4)$$

For the extreme cases from the Oslo subway with poor bottom stability conditions the factor K_{total} was found to be as high as 1.2-1.3 (Kjærnsli, 1970).

In the 3rd edition of Soil Mechanics in Engineering Practice (Terzaghi, Peck and Mesri, 1995), the expression for p_A in equation (1) was replaced by:

$$p_A = (1-4\bar{s}_u/\gamma H + \Delta K) \gamma H \quad (5)$$

The factor ΔK was related to bottom heave stability as proposed by Henkel (1971) and given by the expression:

$$\Delta K = 2B/H(1-5.14s_{ub}/\gamma H) \quad (6)$$

Here s_{ub} is the representative undrained shear strength for the clay in the zone below the base involved in the bottom heave failure mechanism. This strength should ideally be represented by the average of the "active" undrained triaxial compression strength, s_{uA} , the "passive" undrained triaxial extension strength, s_{uP} , and the "horizontal" direct simple shear strength, s_{uD} .

The apparent earth pressure coefficient K_A in equation (1) must not be confused with the local horizontal limiting active undrained earth pressure coefficient k_a defined as:

$$\sigma_{ha} = \sigma_v - k_a s_{uA} \quad (7)$$

where σ_v is the vertical overburden pressure and s_{uA} the "active" undrained shear strength as may be determined by anisotropically consolidated triaxial compression tests.

For the embedded part of the wall underneath the bottom of the excavation the limiting passive pressure is correspondingly given by:

$$\sigma_{hp} = \sigma_v - k_p s_{uP} \quad (8)$$

The earth pressure coefficients k_a and k_p depend on the direction and relative magnitude of clay/wall interface shear stress defined by the ratio $r = \tau_w/s_{u_i}$, and the assumed shape of the failure surface, see for instance Janbu (1972). For a positive $r = 0.5$, k_a and k_p are approximately equal to $2(1+2/3r)^{0.5} = 2.31$.

Aas (1984) and Karlsrud and Aas (1995) proposed that the net earth pressure below excavation level should also account for non-planar failure surfaces and 2- and 3D effects in a similar fashion as the bottom heave stability number. This reasoning leads to a net earth limiting pressure below the bottom of the excavation of:

$$\sigma_{\text{net}} = \sigma_{\text{ha}} - \sigma_{\text{hp}} = \sigma_v + q - fN_c s_{u_i} \quad (9)$$

Here N_c is the bottom heave stability number according to Bjerrum and Eide (1956) discussed further in Section 3 of this paper.

Equation (9) implies that the limiting active and passive earth pressure coefficients are equal to $k_a = k_p = 0.5fN_c$. The factor f accounts for the magnitude and direction of clay-wall interface shear stress. For positive $r = 0.5$ the factor f has been estimated to be about $f = 0.9$ (Aas, 1984).

As discussed in a fairly comprehensive review by Bjerrum et al. (1972), arching effects have, since the 1930's, been recognized to influence the earth pressure and bending moments in sheet pile walls or other flexible earth retaining structures. Bjerrum et al. (1972) also partly contributed the high strut loads observed for some of the Oslo subway excavations to such arching effects, as was also evident from earth pressure measurements made at the Vaterland 1 excavation in Oslo (e.g. Norwegian Geotechnical Institute (NGI), 1962). They also demonstrated arching effects by FEM analyses. On this basis Bjerrum et al. (1972) strongly advocated that using continuum finite element methods was the only way one could realistically predict the complex state of deformations around a braced excavation and give a realistic picture of the earth pressures, strut loads and bending moments. There is every reason to wonder why it seems to have taken 25-30 years after this statement was made before use of

such programs have come into common practice.

As mentioned above it was a weakness of the earliest case records that the undrained shear strengths were determined from what we today consider rudimentary strength testing (UU, UCT, fallcone) on rather poor quality samples or based on in-situ vane borings. Bjerrum et al. (1972) therefore reinterpreted results from earlier instrumented excavations in soft clay by establishing their best estimates of the true in-situ s_{uA} and s_{uP} values. They further calculated from equation (7) and (8) the net total resultant earth pressure acting down to a depth where measured lateral displacements were close to zero, assuming no interface friction (e.g. $k_a = k_p = 2$), and found that this total resultant pressure generally agreed well with the total sum of strut loads measured at a given stage of excavation.

Through the 1970's and 80's FEM programs were primarily used as a research tool, but gradually also became applied in design (e.g. Karlsrud, 1980). Under the direction of Wayne Clough, then at Stanford University, a comprehensive set of parametric studies were carried out to improve the understanding of deformations caused by deep excavations in soft clay (e.g. Clough et al. 1979; Mana and Clough, 1981; Clough et al., 1989). This work confirmed the significant importance of the bottom heave safety factor and the depth of soft clay below the excavation on the deformations that occurred, and which was found to be in very good agreement with measurements. The semi empirical procedure for predicting displacements proposed by Clough et al (1989) and Clough and O'Rourke (1990) also accounts for the effect of stiffness of the support system and the soil. In relation to observed displacements Long (2001) has also made a valuable summary of 240 case records grouped into different ground conditions and wall embedment conditions.

The referenced FEM studies by Clough and co-workers also showed some examples of calculated earth pressures against the walls analyzed and the existence of arching effects, but they did not systemize their results.

Hashash and Whittle (2002) presented some FEM studies, using the non-linear anisotropic MIT-E3 effective stress model for clays to analyze an internally strutted diaphragm wall. Their results confirmed the potentially very significant effect of arching on the earth pressure distribution. Karlsrud (1997) showed, by a FEM study of the earth pressures against a wall pre-strutted prior to any excavation, an even more extreme case of arching effects, where the earth pressures against the lower supported part of the wall actually approached a passive condition. The effect of arching was also clearly demonstrated by Mortensen & Andresen (2003).

2.2 Parametric finite element studies

Fig. 2 shows the geometry and the main material parameters considered in the parametric study by Karlsrud and Andresen (2005). The soil profile comprises a layer of fill and dry crust down to 5 m depth, and soft clay below that. Initial pore pressures were taken as hydrostatic below a groundwater table at 2 m depth. The excavation width was 16 m and maximum depth 10 m. The sheet pile wall (SPW) is braced internally with four strut levels at depths 1 m, 3.5 m, 6 m and 8 m. The excavation was performed sequentially in five steps to depths 0.5 m below the struts with successive installation of the struts.

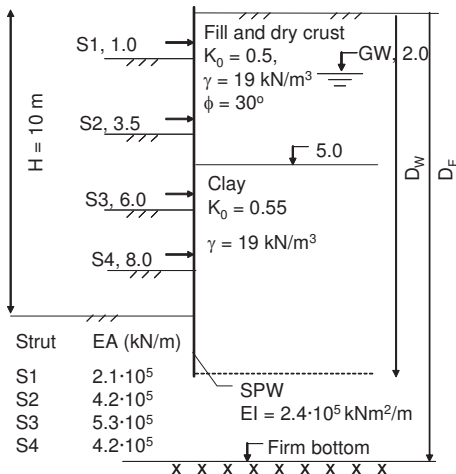


Figure 2. Illustration of parametric FEM study (from Karlsrud and Andresen, 2005)

Table 1 summarise all cases analysed. The depth of the sheet pile wall D_W , depth to firm layer D_F , and the undrained shear strength s_u , of the soft clay were varied. In addition one case (D1) considered the effect of pre-stressing the struts. The analyses were performed with the PLAXIS 8.2 (PLAXIS, 2004) FEM program.

The fill and dry crust were modelled as a drained linear elastic - perfectly plastic material using the PLAXIS Mohr-Coulomb model with friction angle $\phi = 30^\circ$, Poisson's ratio $\nu = 0.3$ and with shear modulus $G = 10$ MPa. Full friction was assumed between the SPW and the soil.

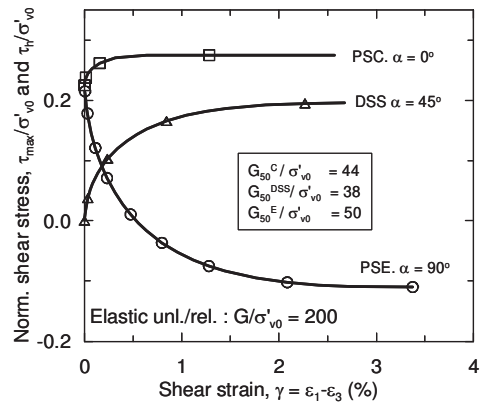


Figure 3. ANISOFT stress – strain relationship for the base case clay (from Karlsrud and Andresen, 2005)

The soft clay from 5 m depth was for all cases modelled using the ANISOFT constitutive model (Andresen and Jostad, 2002) implemented as a user defined model in PLAXIS. The ANISOFT model accounts for the non-linear and anisotropic stress-strain relationship of clays using a framework of incremental hardening elastoplasticity and an anisotropic Tresca yield criterion. Unloading/reloading is modelled as being elastic with stiffness given by G_0 .

The undrained shear strength of the clay was assumed proportional to the in-situ vertical effective stress. The shear strength for a horizontal shear plane was taken as a typical simple shear strength for normally consolidated clays, and corresponding to DSS strength $s_{uD}/\sigma'_{v0} = 0.2$ for all cases except A2 and A3, where this strength ratio was taken

as 0.24 and 0.28. The “active” compression and “passive” extension shear strengths were taken as a factor of respectively 1.43 and 0.57 times the simple shear strength. Fig. 3 illustrates the normalised stress strain relations used for the base case. (Note that in Fig. 3 PSC stands for plane strain compression and PSE plane strain extension). The failure strains were taken as $\gamma_f^C = 0.75\%$, $\gamma_f^{DSS} = 3\%$ and $\gamma_f^E = 3.5\%$ and the initial tangent and loading/unloading modulus was taken as $G_0/\sigma'_{v0} = 200$ for all cases. The assumed $K_0 = 0.55$.

Interface elements with a shear strength corresponding to that of the natural ground were used to model the thin shearing zone between the SPW and the soil. The struts were only allowed to carry a compressive force.

Fig. 4 presents calculated bending moments and horizontal displacements for the final stage of excavation for most cases. It is apparent that the moments and displacements for the 12 m deep SPW (Cases A, C and D) are dominated by cantilever movement, with a maximum positive moment occurring at strut level 3.

For cases B with a deeper sheet pile wall, there is a net unbalanced earth pressure to some depth below the bottom, and a net supporting earth pressure at larger depth. For these cases the maximum bending moment occurs at a level close to the bottom of the excavation.

Fig. 5 presents earth pressure distributions at the final stage of excavation for most cases analyzed. They are, as a reference, compared to classical Rankine earth pressures for a smooth wall, and the in-situ total lateral horizontal stress, σ_{h0} . These pressure distributions show a pronounced “arching effect”. Along the top 4 to 6 m the earth pressures are almost twice the Rankine pressure, and well above the in-situ vertical total stress. Below final excavation level the earth pressures are significantly lower than the classical Rankine pressure for a smooth wall ($k_a = k_p = 2.0$). The minimum values are close to what was calculated by the Aas (1984) approach, equation (7), which for this case gives $k_a = k_p =$ decreasing from 3.38 at the bottom of the excavation to 2.82 at 30 m depth.

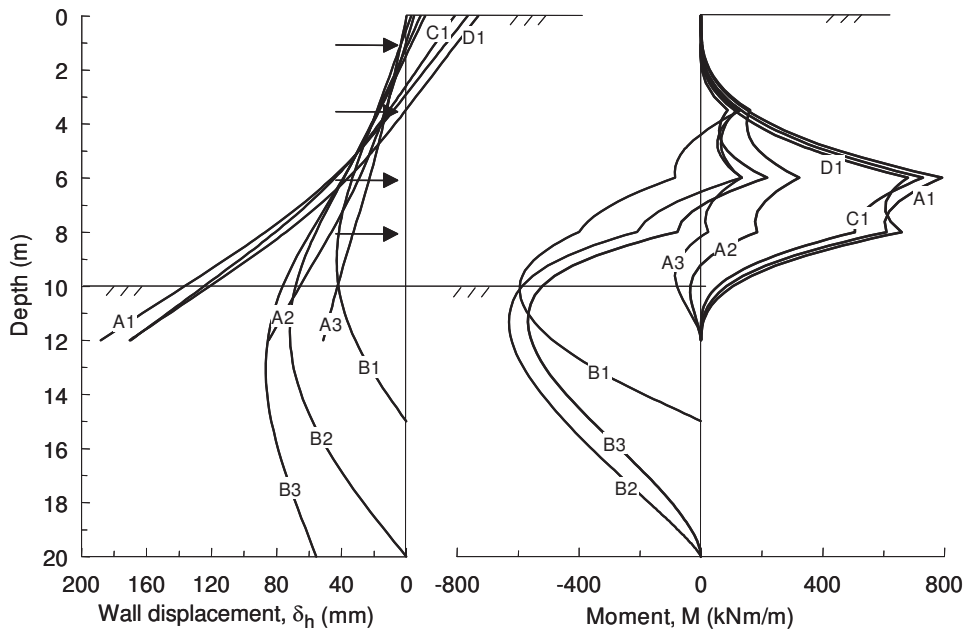


Figure 4. Calculated wall displacements and bending moments (from Karlsrud and Andresen, 2005)

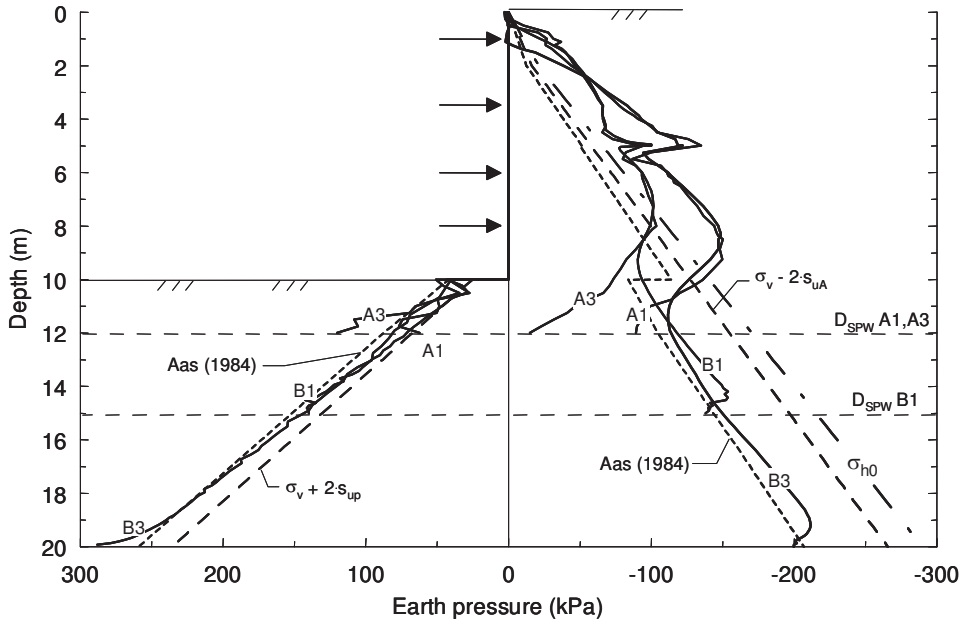


Figure 5. Total horizontal earth pressures for selected cases (from Karlsrud and Andresen, 2005)

Table 1 summarizes the main results of the different cases including normalised maximum strut loads, bending moments and horizontal displacements.

Table 1- Overview parametric FEM study

	A1	A2	A3	B1	B2	B3	C1	C2	D1
S_{uD}/σ_{v0}'	0.20	0.24	0.28	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
D_W , m	12	12	12	15	20	20	12	12	12
D_F , m	20	20	20	15	20	30	15	30	20
K_{total}	1.60	0.97	0.76	1.03	1.21	1.28	1.46	1.60	1.77
M_{max} , kNm/m	793	323	133	594	631	568	729	807	681
δ_{hmax}/H (%)	1.88	0.85	0.51	0.49	0.79	0.94	1.70	1.89	1.73

To develop a better and more general understanding of the results in Table 1, the authors have as part of this paper gone back and studied the results from all excavation stages apart from the first excavation stage to the top strut. The results for all these stages have been correlated to an “apparent” bottom heave stability safety factor, F_{ba} , at the given stages of excavation, and is defined by:

$$F_{ba} = N_c S_{ub} / (\gamma H) \quad (10)$$

Note that the effects of the embedded part of the sheet pile wall and the moment capacity of the sheet pile wall on the stability are neglected. Therefore F_{ba} does not represent the true safety factor for the excavation, and should only be considered as a correlation parameter having a major impact on loads and deformations as shown in the following. The bottom heave stability number N_c in equation (10) was taken from the diagram by Janbu et al (1966) which is a slightly modified version of Bjerrum and Eide’s (1956) diagram. N_c was determined for the actual depth (varying for the different excavation stages) and the actual width of $B=16$ m of the excavation. In accordance with Janbu et al (1966) the undrained strength s_{ub} was taken as the average over a depth corresponding to $2B/3$ below the excavation. The average of s_{uA} , s_{uD} and s_{uP} was used as basis.

Figs. 6, 7 and 8 show that the apparent bottom heave safety factor, F_{ba} , has a large effect on the maximum wall displacement, bending moment and strut loads. Some key observations can be made from these Figs:

- Wall displacements and bending moments increase very strongly when F_{ba} drops below 1.4-1.5.
- Wall displacements increase from about 0.25 % to about 2 % of the height H , or about 8 times, when F_{ba} decreases from 2.0 to 1.0. This is in close agreement with the results reported by Mana and Clough (1981). The B-cases where the wall is particularly deep or is fixed at bedrock level naturally give the smallest displacements and less effect of F_{ba} .
- The maximum bending moment in the wall increases also about 8 times when the safety factor F_{ba} decrease from 2.0 to 1.0, but the B-cases fall in this case more in line with the rest.
- The apparent total strut load coefficient K_{total} increases from about 0.7 to 1.60, or by a factor of 2.1 when F_{ba} decrease from 2.0 to 1.0.
- For all results it can be observed that loads and displacements increase with the depth to firm bottom, but when the depth to firm bottom exceeds about twice the excavation depth there is little or no further effect.

The largest calculated K_{total} of 1.88 in Fig. 8 is even larger than the largest measured value of about 1.3 derived from strut load measured in the Oslo subway referred to earlier (e.g. Kjærnsli, 1970). The smallest calculated K_{total} value of 0.49 is more in line with the lowest measured values from cases with relatively good stability conditions and/or limited depth to firm bottom.

Fig. 9 compares K_{total} calculated by the FEM analyses against the K_{total} values based on the empirical procedures of Flaate (1966), equation (2), and Terzaghi, Peck and Mesri (1995), equations (5) and (6). For the Flaate (1966) method $m=1.0$ was assumed relevant for Case A3 with the highest strength and for Case B1 with the wall fixed to bedrock at 15 m depth. For all other cases $m=0.4$ was assumed. The s_{uD} strength at 5 m depth was used as basis. It appears that the Flaate method tends to underpredict the cases with largest K_{total} from the FEM analyses (A1, C2 and D1), and overpredict the others.

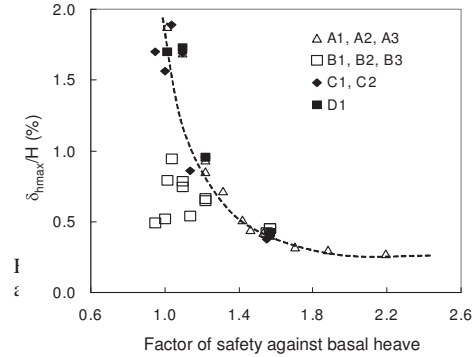


Figure 6. Normalised maximum wall displacement, $\delta h_{max}/H$, versus apparent bottom heave safely factor, F_{ba}

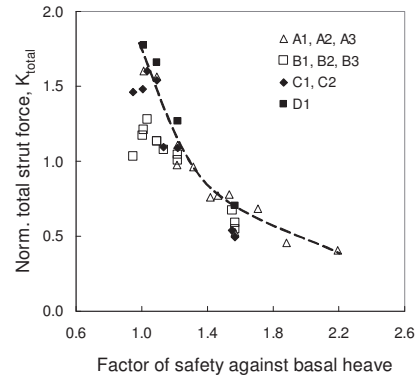


Figure 7. Maximum bending moment, M_{max} , versus apparent bottom heave safely factor F_{ba}

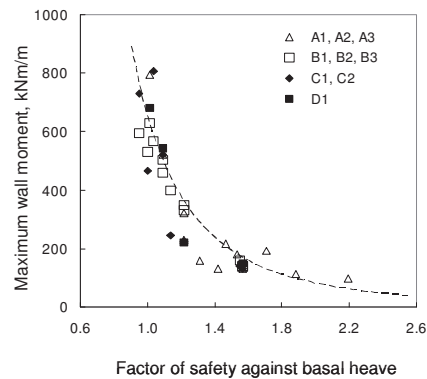


Figure 8. Normalised maximum strut load coefficient, K_{total} , versus apparent bottom leave safely feaster, F_{ba}

The Terzaghi, Peck and Mesri (1995) method seems on the conservative side for all cases. The FEM analyses by Hashash and Whittle (2002) also showed that the apparent strut loads could become significantly higher than that given by equation (2) with $m=0.4$.

The effect of penetration depth of the SPW can be seen by comparing cases A1, B1, B2 and B3, but these cases to some extent also reflect the effect of taking the SPW down to a firm base. Case B1, with $D_F = D_W = 15$ m, naturally gives the smallest bending moments and strut loads, corresponding to a factor of 1.33 and 1.55 lower moments and strut loads than for case A1.

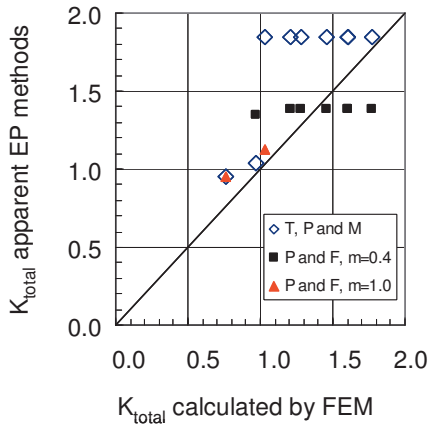


Figure 9. Comparison between K_{total} values from FEM and empirical methods

Case D1 is the same as Case A1 with the exception that the struts were prestressed to a level corresponding to about 75% of the maximum loads. As expected, this increased the strut loads, but only by 10%. The maximum bending moment and displacement reduce only slightly. This relatively minor effect of prestressing is believed to be due to the critical stability condition for cases A1 and D1, and that the forces for these cases are mostly driven by the deep-seated soil movements. For walls extending to bedrock, for better bottom heave stability conditions and for stiffer walls, pre stressing of struts or tie-back anchors can give a much larger relative increase of bending moments and strut loads, and more importantly, significantly reduce displacements.

2.3 Effect of soil model

Karlsrud and Andresen (2005) also analysed Cases A1 to A3 with the isotropic linearly elastic – perfectly plastic MC model available in the PLAXIS program. To adopt the MC model to the anisotropic and non-linear undrained shear strength parameters used with the ANISOFT model, some approximations were made: the undrained shear strength was taken equal to the s_{ud} strength, and the MC constant shear modulus was taken to be half the value of the initial tangent stiffness of the ANISOFT model, e.g. $G/\sigma'_{v0} = 100$.

The rather interesting and somewhat surprising result that came out for these cases was that bending moments and strut loads calculated with this MC-approximation were within 10% of what was calculated with the ANISOFT model. The explanation is that for poor stability conditions the progressive development of yield zones below the excavation bottom impacts the stresses more than the detailed stress-strain relation of the clay. For cases with better stability conditions the effect of soil model will in the authors' experience be more significant.

2.4 Comparison to beam-on-spring approach

Many practicing engineers use beam-on-spring type finite element models for the design of braced or anchored excavations, rather than continuum FEM models as used above.

To study possible errors involved with the use of a simpler beam-on-spring approach, Karlsrud and Andresen (2005) also analysed cases A1 and B2 using the finite element program SPUNT-A3 (Kavli et al, 1999). The program models the soil spring reactions on the front and back of the wall by a set of different springs. Each spring is non-linear according to a hyperbolic formulation up to yield level. The yield level can be specified such that it corresponds to the limiting active or passive earth pressure at any stage of excavation.

In the analyses the spring stiffnesses were selected so that 50% mobilization would correspond to the approximate formulation proposed by Karlsrud (1999).

Compared to the PLAXIS-ANISOFT results, the strut loads from SPUNT-A3 were on average smaller by a factor 1.3 for Case A1 and 1.20 for Case B2. In terms of maximum bending moments, the SPUNT-A3 results were a factor of 1.54 to 2.16 lower than the PLAXIS-ANISOFT results. The maximum displacements differed even more by factors of about 3. On this basis Karlsrud and Andresen (2005) concluded that beam-on spring models are not well suited for analysing deep excavations in soft clays with large depths to firm bottom and/or poor bottom stability conditions

3 DETERMINATION OF BOTTOM HEAVE STABILITY

The two most frequently quoted methods for analysing bottom heave stability has traditionally been the limit equilibrium approach based on Terzaghi (1943), and Bjerrum and Eide (1956). The latter actually stems from Skempton (1951) and is based on the similarity between a bottom heave failure and the bearing capacity of a deeply embedded footing. The Bjerrum and Eide (1956) approach was calibrated against observed bottom heave failures. Fig. 10 defines the assumed failure surfaces implied by the two approaches and the geometric dimensions used in the formulas as described in the following.

Equation (11) is based on Terzaghi (1943), but the shear strength term is rearranged so that they are all in the numerator. Thereby the safety factor is defined as the material safety factor as in Ultimate Limit State (ULS) design principles. The second term in the numerator accounts for the resistance along the vertical failure surface over the height. The third term accounts for the effect of toe penetration of a rigid wall to a depth T below the excavation bottom. In his text Terzaghi (1943) stated that this effect should be accounted for, but it was not included in his original formulae. Terzaghi (1943) also stated that if there is limited depth to firm strata, the width B of the excavation shall be replaced by the dimension $\sqrt{2}(D_F - D_W)$.

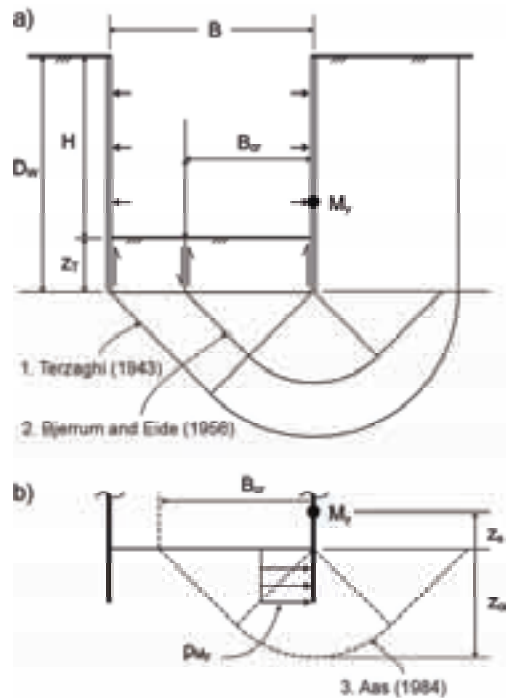


Figure 10. Illustration of different bottom heave failure mechanisms

$$F = (5.7s_{ub} + \sqrt{2}s_{uDw}D_W/B + 2suZ_T/B)/(\gamma H + q) \quad (11)$$

s_{ub} = average strength in bottom heave failure zone below the tip of the wall

s_{uDw} = average strength over height D_W of the wall

s_{uT} = average strength over toe depth Z_T of the assumed rigid wall, and accounting for possible strength reduction at wall/ clay interface.

The original Terzaghi (1943) equation was based on a uniform strength profile. For a non-uniform strength profile it would be reasonable to assume that it is appropriate to use the average strength representative for the different failure zones, and as defined in equation (11).

Equation (12a) present a modified version of the original Bjerrum and Eide relation, as it has been practiced at NGI over the past 20 years. The chart representing N_c in relation to depth, width, and length of an excavation given in Bjerrum and Eide (1956) were slightly modified by Janbu et al (1966). The form of the bottom heave failure surface shown in Fig. 10 was not shown in the origi-

nal paper, but has in NGI's practice been assumed to correspond to the classical Prandtl failure surface for a smooth strip footing. The effect of rigid wall penetration is similar to the second strength term in equation (11) and follows the concept in Eide et al (1972). The last term in the denominator in equation (12b) accounts for the yield moment capacity, M_y , of a flexible wall similar to the suggestion by Aas (1989). Aas (1984) and Karlsrud (1986, 1997) have further pointed out that the full width B of the excavation does not necessarily represent the critical width of the failure surface inside the excavation. In general it is necessary to search for a critical width, B_{cr} as will be illustrated later. For a shear strength which is constant with depth, the full width B is the critical one.

$$F = (N_{cSub} + 2s_{uT} z_T / B_{cr}) / (\gamma H + q) \quad (12a)$$

$$F = 0.94 N_{cSub} / (\gamma H + q - p_{My}(z_T / z_{cr})) \quad (12b)$$

$$p_{My} = (2M_y - \sigma_{ha} z_S^2) / (z_T^2 + 2z_S z_T)$$

σ_{ha} = average horizontal earth pressure on supported side from lowest strut to bottom of excavation.

Several studies have in the past addressed the merits of the two approaches. Chang (2000) introduced the effect of length of the excavation on the Terzaghi (1943) approach and carried out some comparative case studies for a uniform shear strength profile. Compared to the Bjerrum and Eide (1966) approach he found for B/L ranging from 0 to 1.0 that the Terzaghi (1943) method gave safety factors that were about 30 to 40 % larger than for the Bjerrum and Eide (1956) approach. Chang (2000) also developed some further modifications to Terzaghi's approach and also some new failure models that fit better to the Bjerrum and Eide approach.

Ukritchon and Whittle (2003) also compare the two methods and discuss various modifications over the years. For an infinite long case with uniform shear strength and a wall with $z_T=0$ they found that the Terzaghi approach gave 11 % higher safety factor than the Bjerrum and Eide approach for a

very narrow excavation, increasing to 35 % for a very wide excavation.

FEM analyses should give a more precise answer to bottom heave stability. Some new parametric FEM studies have therefore been carried out with the PLAXIS (2004) program to determine the bottom heave safety factor. The results have been compared to the Terzaghi (1943) and Bjerrum and Eide (1956) approaches. For the selected cases it was assumed an isotropic shear strength profile corresponding to normally consolidated clay with $s_{ud}/\sigma'_{v0}=0.24$ as for Case A2 in Table 1. The excavation depth was for all cases taken as $H=10$ m, with 4 strutting levels as defined in Fig. 2. As shown in Table 2 the width of the excavation, B , toe depth of the wall, D_w , and depth to firm bottom, D_F , were varied. For cases 1 to 6 the sheet pile wall has infinite moment capacity, and for cases 7 and 8 it is assumed to have plastic moment capacity, M_y , of respectively 600 and 900 kNm/m.

Table 2- Parametric study of bottom heave

Case	B (m)	D _w (m)	D _F (m)	PLAX F	Bj.-Eide F	Terz. F
1	4	10	30	1.14	1.11	1.17
2	16	10	30	1.12	1.11	1.23 (1.12)
3	4	14	30	1.92	1.81	1.99
4	16	14	30	1.63	1.63	1.63 (1.61)
5	16	10	16	1.12	1.11	1.12
6	16	14	16	2.28	2.17	2.32
7 ¹⁾	16	14	30	1.26	1.23	-
8 ²⁾	16	14	30	1.32	1.30	-

1) For $M_y = 600$ kNm/m

2) For $M_y = 900$ kNm/m

The results show that equations (12a) and (12b) based on the Bjerrum and Eide approach give safety factors that in general are slightly on the low side (0 to 6 %) of the PLAXIS results. Fig. 11 shows the relationship between the assumed width of the failure surface inside the excavation and the safety factor for some selected Bjerrum and Eide cases. The critical width is small for Cases 1 and 2 with the sheet pile just extending to the bottom of the excavation ($D_w = 10$ m), which is why these cases show identical safety factors. The PLAXIS analyses nicely confirm these results. For case 4 the critical width is about 10 m, and larger than $B=4$ m as for Case 3. That is why Case 3 gives higher safety factor than Case 4. It is espe-

cially comforting to see the close agreement with PLAXIS for the rather extreme geometry of Case 6, with only 2 m clay below the tip of the wall.

For cases 1 to 6 the original Terzaghi approach gives safety factors from 0 to 10 % on the high side of the PLAXIS results. If for the Terzaghi cases it is also searched for a critical width, the minimum safety factors become as given in parenthesis in Table 2. This reduces the overshoot with the Terzaghi approach to 0 to 5.5 %. Shirlaw (2005) stated that FEM analyses tend to confirm that the Terzaghi (1943) approach gives reasonable results, but did not give any documentation.

The results for Cases 7 and 8 show that equation (12b) gives a reasonable representation of the effect of moment capacity of the wall. It can be mentioned that O'Rourke (1993) has proposed a different approach for accounting for the moment capacity of the wall based on the elastic strain energy of a bending wall.

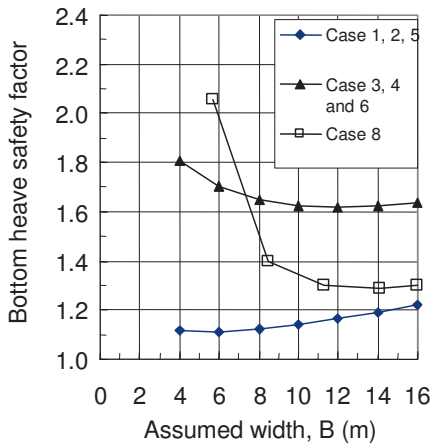


Figure 11. Influence of assumed failure width, B, on bottom heave safety factor

4 MEASURES TO IMPROVE STABILITY AND LIMIT DISPLACEMENTS

The following presents various schemes that have been applied to improve stability and limit displacements of deep excavations in soft clays in urban areas.

4.1 Underwater excavation and base slab construction

With this concept excavation and strutting is normally carried out in the dry to the maximum depth allowed from a bottom stability point of view. Then excavation under water is carried out to the desired depth and a base slab tremie concreted under water. The base slab must after emptying transfer the expected vertical uplift forces required to give sufficient bottom heave stability. Depending on the specific case this may require that the slab is anchored into the walls and/or that the slab is loaded down or tied down by anchors or piles into deeper firm strata before dewatering. It is in this connection also necessary to verify that there is sufficient stability against lifting of the entire structure. If there are permeable layers within close proximity of the excavation bottom, hydraulic stability as well as classical undrained bottom heave stability must be ensured. The underwater slab also provides lateral support for the wall, and due to its early construction it can contribute significantly to limit displacements.

One of the larger applications of this principle was for construction of the Marina Bay station and adjoining tunnels for the Singapore Metro as described by Denman al (1987) and Shirlaw et al (2005). The excavation was 1100 m long and 18-20 m deep. The ground conditions were recent fill over the soft normally consolidated Singapore marine clay which at the site extended up to 45 m depth. The bottom slab was in this case tied down by bored piles extending into deeper firm layers. The design was reported to function as intended.

Another more recent example was for a locally deep excavation needed to construct part of the basement structure for the new Oslo Opera, located at the waterfront in Oslo harbour. The deep part of the excavation shall house the stage machinery and lifting systems for the Opera. The excavation was designed by NGI under direction of the first author, and included some new elements as described in the following. The excavation was designed as a 38 m diameter cylindrical shaft using AZ18 type sheet piles to create the perimeter wall. Half of the excavation stretched into the harbour, where land had to

be reclaimed as part of the works. Fig. 12 shows a typical cross section from the harbour and onto land. The water depth was typically 8 m. By means of an outer perimeter cut-off sheet pile wall around the entire Opera construction site, the infilling level was limited to Elev. -2.2, and land on the inside was also excavated to this level prior to the construction of the cylindrical excavation pit. The bottom of the centre of the excavation lies at Elev. -16. The sheet pile wall was designed to extend to Elev. -22. The unreinforced bottom slab was given a conical shape to optimise its capacity to take and transfer uplift forces to the sheet pile walls.

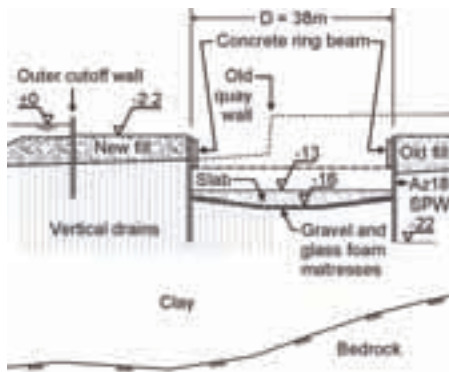


Figure 12. Cross section through cylindrical excavation for Oslo Opera

The silty clay in the area has water content in the range 35 to 45 % and plasticity index, I_p , of 15-20 %. Vertical drains were installed prior to filling in the sea in order to achieve sufficient stability during filling as well as during the subsequent excavation. The undrained shear strength of the sea side clay after filling and consolidation was determined from direct simple shear tests and correspond to $s_{uD}/\sigma'_{ac} = 0.24$, where σ'_{ac} is the axial consolidation stress applied in the test. Fig. 13 shows that the clay under the old fill on the land side is significantly stronger than under the new fill because it has consolidated under a larger vertical effective stress. Undrained triaxial compression and extension strengths were estimated from the empirical correlations shown in Karlsrud et al (2005) to be a factor 1.3 and 0.7 times the DSS strengths, respectively.

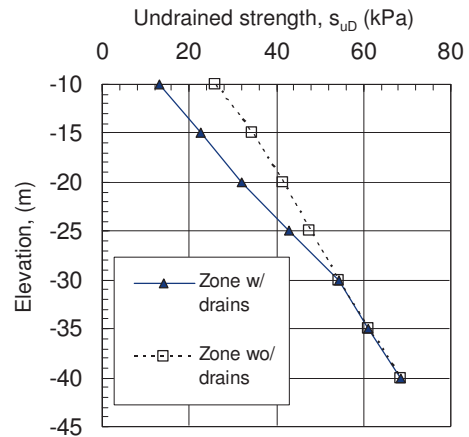


Figure 13. Characteristic undrained shear strength profiles at Oslo Opera site

Excavation inside the cellular cofferdam was first carried out stepwise in the dry to Elev. -8 m, with 3 concrete ring beams cast sequentially to support the wall against the lateral earth pressures, Fig. 11. Then excavation under water to Elev. -16 was undertaken. Divers were used to clean the sheet pile walls in the contact zone between the sheet pile wall and the slab. Prior to concreting of the bottom slab, a 30 cm thick gravel drainage layer was first placed at the excavated bottom and then a 20 cm thick compressible layer of glass foam mattresses. The purpose of the glass foam mattresses was to allow some vertical deformations in the clay below the slab and thus, to limit the bottom heave uplift pressures acting on the bottom slab. All load transfer was based on interface friction between the wall and the slab. Without such a compressible layer, the slab would initially be subjected to a pressure almost corresponding to the full water pressure of 140 kPa, which would have required a heavily reinforced slab with shear connectors to the perimeter wall and/or that the slab was anchored down into the underlying bedrock.

The design analyses were carried out with an equivalent plane strain FEM model that could capture the difference in soil properties on the sea and land sides, respectively. To account for 3D effects the undrained strengths below the base were increased by a factor of 1.2 corresponding to the difference in bottom heave stability number for an axi-

symmetric and a plane strain condition. The calculated net bottom heave uplift pressure on to the slab after emptying the water was on average 22 kPa (including a load factor of 1.6), giving an interface shear force at the sheet pile wall of 322 kN/m. The calculated characteristic lateral load from the sheet pile wall to be transferred to the bottom slab was at this stage 1360 kN/m (based on the FEM analyses), giving a design interface friction coefficient of 0.26, which was considered fully acceptable.

Sampling and CPTU cone penetration tests had shown that the clay at this site was homogenous almost all the way to bedrock at around Elev. -35 to -45, and with no sand or silt layers apart from a few very thin seams (less than a centimetre or so). Therefore hydraulic stability was not an issue. The base slab was designed to be permanently drained to avoid the permanent uplift water pressures of about 170 kPa. The drainage layer under the base functions as a storage reservoir in the permanent situation. The amount of water coming into the drainage layer and which needs to be permanently pumped has been measured to about 1 l/min, which means that the storage capacity of the drainage layer will last for about 2 months in the case of pump failure.

Construction of the cofferdam was successfully completed in 2005. During the final dewatering stage there were no measurable vertical movements of the bottom slab. Inclinator measurements showed a maximum horizontal displacement at end of construction of 12.3 cm on the harbour side and 7.8 cm on the land side. For comparison the FEM design analyses predicted a maximum displacement of 11.2 and 8.4 cm respectively.

4.2 Excavation under air pressure

Excavation under an excess air pressure was commonly used in soft ground tunnelling up until say the late 1970's. In relation to deep excavations in soft clays it was used on a relatively large scale in connection with the construction of 770 m length of the Oslo subway in the early 1960's (Bjerrum et al, 1966). It was combined with top-down construction, in which excavation was first carried out for a roof plate at about 5 m depth,

with backfilling on the roof before excavation under an excess air pressure of typically 1 atmosphere.

The method is considered rather slow due to the need for sluicing all equipment and excavated material in and out. Health issues and strong limitations on allowable working time and needs for decompression and rest periods, have also contributed to set a practical stop for this method.

4.3 Deeply embedded high capacity wall

Today it is possible to establish walls with very high moment capacity. The heaviest double HZ section available on the market in Europe has for instance a design moment capacity of the order 3000 kNm/m, which is about the same as for a 1.4 m thick diaphragm wall. It is also possible to make T-shaped diaphragm wall panels with even larger capacity, but there are some practical limitations due to problems with lifting and installing long and heavy reinforcement cages.

Even for deep excavations with soft normally consolidated clays extending to very large depth, there will normally be a depth at which there is a net resultant earth pressure. Fig. 14 shows, as an example, the net earth pressure distribution for a case of an 18 m deep excavation in normally consolidated clay with unit weight of 18.5 kN/m³ and shear strength as shown in a later Fig. 25. The earth pressures below the base were computed in accordance with equation (9), using a material factor on the undrained strength of both $\gamma_M = 1.0$ and 1.35. Based on equilibrium analyses the required toe depth and the maximum bending moment in the wall below excavation level are for these two cases as given in Table 3.

Table 3 Example of calculated required toe depth and bending moment for 18 m deep excavation in NC Oslo clay

Material factor	Required toe depth (m)	Maximum moment (kNm/m)
1.0	25	2360
1.35	47.8	4700

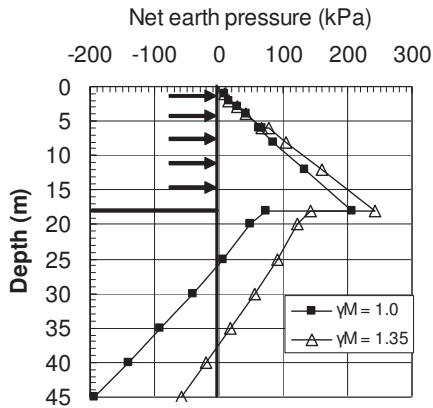


Figure 14. Example of net apparent earth pressure distribution for $H = 18$ m (shear strength as in Fig. 25)

Note that in the equilibrium analyses the lowest strut was assumed located 3 m above the base (Fig. 14) and the SPW was given a moment capacity of $M_y = 3000$ kNm/m. The results show very large impact of the material factor on the earth pressures, required toe depth and maximum bending moment. The significance of that aspect will be discussed in Section 6 of this paper.

If there is firm bottom at a higher level, the toe resistance must be ensured by penetration of the wall into the firm strata. If the firm stratum is bedrock, rock dowels will be needed.

For the case as considered in Fig. 14 there is probably a practical upper limit to the excavation depth around 18 m (that is, without any other measures to improve stability). The disadvantage of using a deeply embedded wall as the only measure to achieve stability is the potentially relatively large displacements. Even a high capacity wall will deform significantly if it shall carry an unbalanced pressure down to 10 - 20 m below the excavation bottom, especially when the toe is only supported in soft clay.

4.4 Diaphragm cross-wall concept

Eide et al (1972) developed a concept for improving bottom heave stability and limit displacements in deep excavations based on using diaphragm walls to act as cross-walls below the base level (hereafter referred to as DCW-concept). The following describes

some experiences with the design and performance of the concept in connection with four different projects in Scandinavia.

Rail and subway way tunnel Oslo 1973-75

The DCW-concept was first developed for constructing a 240 m long section of a double decked subway and railway tunnel through Studenterlunden in central Oslo, Norway. The ground conditions consisted of some fill and weathered clay crust followed by soft normally consolidated Oslo clay with water content 35-45 % and plasticity index I_p from 10 to 30 %. Fig. 15 shows undrained shear strength profiles from triaxial and DSS tests.

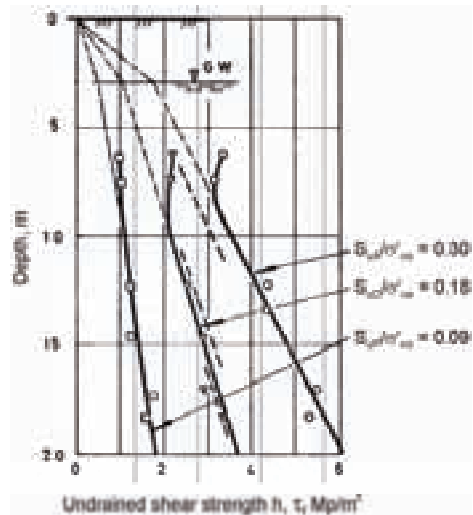


Figure 15. Undrained shear strengths Studenterlunden

Fig. 16 shows a cross section of the adopted solution. The actually selected dimensions were $H=15.5$ m, $B=10.5$ m, $h= 4.5$ m and $T= 1.0$ m. The cross-walls have the dual benefit of improving bottom heave stability and acting as a pre-installed bottom strut, which in itself has a significant impact on minimising lateral displacements during excavation. The main construction steps for this tunnel were as follows:

1. Installation of the 1 m thick and 4.5 m wide longitudinal diaphragm wall panels to 21 m depth, 5.5 m below the base of the excavation. In this case the

- longitudinal diaphragm walls also formed the permanent tunnel walls.
2. Installation of the cross-wall diaphragm wall panels to 4.5 m depth below the base. These cross-walls were placed at mid point of each longitudinal wall panel, e.g. at spacing of 4.5 m. The cross-wall panels were only cast with full grade concrete to form a bottom support below the excavation and a temporary support just beneath the middle deck in the tunnel. The rest of the panels were backfilled with very low-grade concrete or crushed rock as described in more detail by Karlsrud (1975).
 3. Excavation and construction of the roof deck just below the ground surface and backfilling over the roof plate, but keeping a construction opening through the roof deck at one end of the tunnel
 4. Excavation for the upper tunnel and construction of the middle deck. The middle deck was tied into the longitudinal tunnel walls by bending out reinforcement bars that were part of the reinforcement cage for the longitudinal wall panels, but protected on the outside by 100 mm Styrofoam.
 5. Excavation of the lower tunnel and construction of the bottom deck.

With reference to Fig. 16, Eide et al (1972) developed the following modified bottom heave stability expression for a long excavation which account for both the effects of side friction and tip resistance against the cross walls:

$$F = (N_{csub} + N_{sfuw} + N_{tsut}) / (\gamma H + q), \text{ with (13)}$$

$N_{sf} = 2(B+l)z_T / (B(1+t))$, side friction component

$N_t = 7.5TB / (1+t)$, tip resistance component

s_{ub} = average undrained strength within depth $2/3B$ below the tip of the walls

s_{uw} = average wall/clay interface strength over the height, h , of the cross walls

s_{ut} = undrained strength at the tip of the cross walls

With the undrained shear strength parameters from Fig. 15 and the adopted geometry the safety factor becomes 1.55.

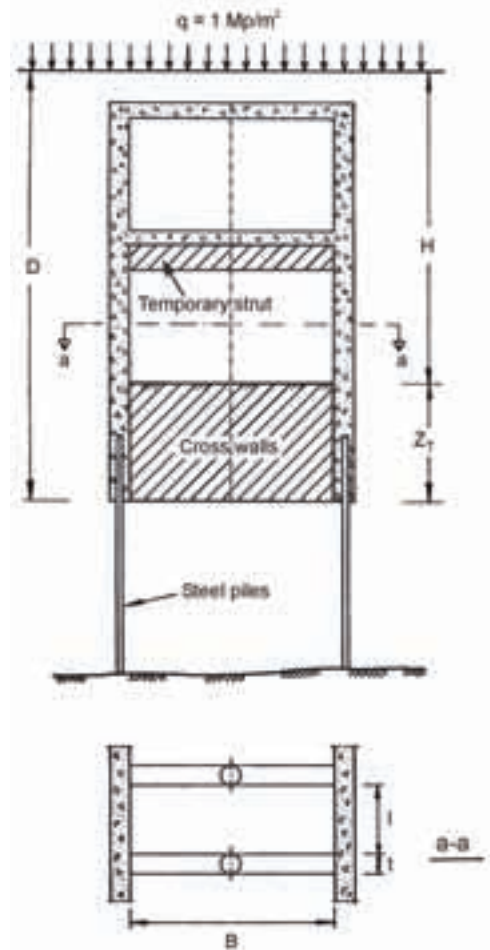


Figure 16. Illustration of DCW concept as used in Studenterlunden

The actual tunnel was successfully constructed between 1973 and 1975 as documented by Karlsrud (1975 and 1981). Fig. 17 shows that the maximum lateral displacement of only 43 mm occurred just below the bottom of the cross-walls. The displacement corresponds to only 0.3 % of the excavation depth, which at the time was quite remarkable for such a deep excavation in soft NC clay. The displacement of 32 mm at the level of the cross-walls is larger than the 0.3 mm or so that was expected to arise

from ideal compression of the concrete in the cross-walls. The reason lies in imperfect cleaning of the interface between the longitudinal walls and the cross walls and possibly, some imperfections in the panel joints. The ground settlements were about twice the lateral displacements, which was due to pore pressure reduction at bedrock level causing some consolidation settlements in the lower part of the clay deposit. The pore pressure reduction was caused by drainage effects originating where the tunnel base reached into permeable bottom moraine overlying bedrock at each end of the tunnel.

Rail tunnel Oslo 1973-75

The DCW concept was similarly and successfully used to construct the Jernbanetorget part of the Oslo city rail tunnel (Karlsrud, 1981). In that case the distance between the tunnel walls was larger than in Studenterlunden, from 12 to 20 m, but the excavation depth was smaller, from 8 to 12 m. The maximum lateral displacement of the tunnel wall was here limited to 20 mm.

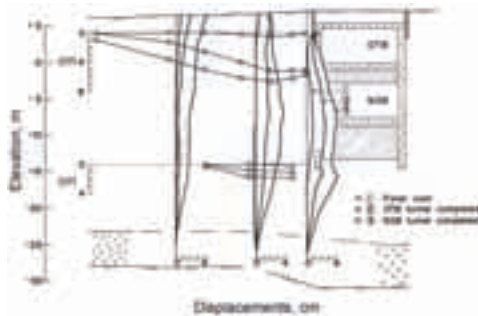


Figure 17. Measure of displacements, Studenterlunden (after Karlsrud, 1981)

Road tunnel Gothenburg 2001-2004

To the authors knowledge the next application of the DCW concept was to construct a 230 m long part of the 6 lane Lilla Bommen road tunnel in Gothenburg during the period 2002-2005. Karlsrud et al (2005) have described the design and performance of the temporary excavation support in detail, but some main issues and observations will be repeated and discussed herein. The maximum excavation depth was 17 m below present ground surface at the western end where the tunnel leaves bedrock, and gradually

came up to 8 m depth at the eastern end, where the tunnel changes to an open culvert, Fig. 18. The required permanent tunnel box structure had dimensions of 35-40 m in width and 8-9 m in height.

The ground conditions consist of old fill material to a depth of about 6 m followed by a homogenous normally consolidated soft plastic clay deposit extending practically all the way to bedrock. The depth to bedrock increases progressively eastwards (Fig. 18), and is about 60 m at the mid point. The soft marine clay below the fill has a water content of 60 to 80 % and liquid limit of 45 to 67 %.

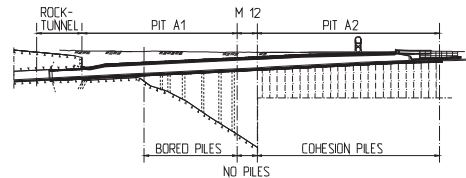


Figure 18. Longitudinal profile Lilla Bommen tunnel, Gothenburg (after Karlsrud et al, 2005)

A main reason for selecting the DCW concept for this project was in addition to the poor stability conditions the closeness to existing buildings and critical infrastructure like tramlines. The owner therefore required that lateral wall displacements and settlements outside the excavation should be limited to 20 mm in the most sensitive areas.

Fig. 19 compares the isotropic undrained strength profile the owner had required that this design and build contract should be based upon, to the "best estimate" of the in-situ undrained strength originally proposed by the first author based on the various strength data made available at tender by the owner. This "best estimate" represents an average strength profile (average of triaxial compression, extension and DSS strength). The "best estimate" is 30-40 % larger than that given by the owner for use in design. This implies that there could be a corresponding additional inherent safety factor when the owner's undrained strength profile was used for design. The owner otherwise required that a minimum material or safety factor of 1.5 should be applied in the design.

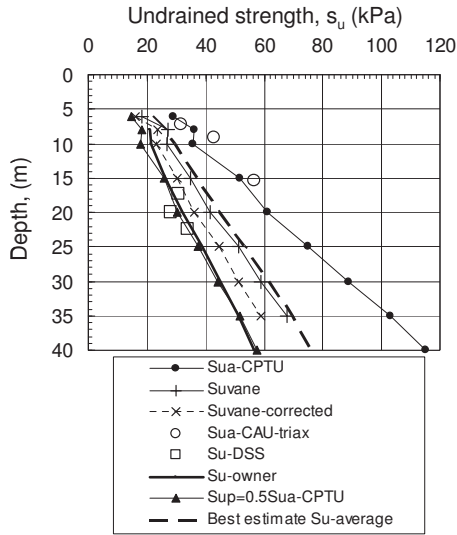


Figure 19. Undrained shear strength profiles Lilla Bommen tunnel (after Karlsrud et al, 2005)

The internal bottom heave stability was analysed on basis of equation (13). To satisfy a safety factor of 1.5 a cross-wall spacing of 4.5 m was selected, which required that the longitudinal walls and the cross-walls had to extend up to 7 m below the base of the excavation where the tunnel depth was 16 m and the depth to bedrock about 30m. At the shallowest end, a cross-wall depth of 3.0 m was required. The support system otherwise consisted of a concrete capping beam on top of the longitudinal walls and a single level of pipe struts near ground surface, Fig. 20. With the large width of the excavation and a shear strength increasing with depth it was necessary to search for the critical depth or width of the bottom heave failure surface as described in Section 3. For this case the critical width inside the excavation was typically 8-10 m.

In addition to analysing the potential for bottom heave inside the excavation, it was necessary to check the possibility of the entire support structure being pushed up. For an infinite long excavation case this case turned out to be critical. An acceptable safety factor was achieved by excavating the deepest 3 m for construction of the bottom slab in 12m long sections.

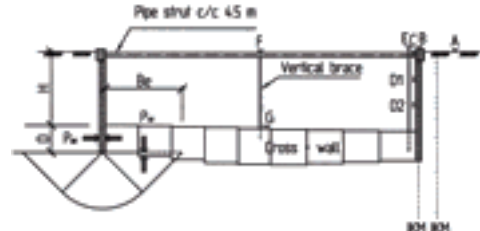


Fig. 20 Typical cross section Lilla Bommen tunnel (after Karlsrud et al, 2005)

As described by Karlsrud et al (2005) design earth pressures and support loads for the longitudinal walls were primarily calculated by a beam-on-spring type FEM program. The design moments and forces were according to the owners requirements taken from the worst of two cases: 1) Without any material factors applied to the soil strength, but the calculated moments and other support forces that came out of the analyses were multiplied by a load factor of 1.2. 2) A safety factor of 1.5 was applied to the strengths, but no load factor was applied to these results. Due to the large stiffness of the support system, the analyses showed that the horizontal displacements of the walls were so small that the earth pressures were close to the assumed in-situ at-rest conditions. In such a context the use of case 2) makes little sense, as will be discussed further in Section 6 of this paper.

An important design element, considering the rather slender un-reinforced cross walls, was to verify that the cross-walls could withstand the combination of axial (horizontal) loads and vertical loads they would be subjected to. Because the shear force between the cross-walls and the longitudinal walls that were to be taken purely as friction concrete to concrete, it was necessary to get a reasonable upper and lower bound to the ratio between total uplift force and horizontal load acting on the cross walls.

To get an upper bound to the design forces, different safety factors or load factors had to be considered for different parts of the analyses. For instance, assumptions that could give the lowest horizontal force in combination with the largest vertical uplift load would give the worst condition in terms of mobilised interface friction, and possibly also the worst stress conditions at the mid

span of the cross-walls. In terms of contact stresses and the potential for local over-stressing of the cross walls, the potentially largest horizontal force and bending moment at the connection was of prime interest.

The uplift force on the cross walls was determined by calculating what vertical pressure, p_v , had to be applied at the base of the cross-walls to provide a certain safety against bottom heave. Fig. 21 shows that the total uplift force on a cross-wall depends strongly on the safety factor or the degree to which the undrained strength is assumed mobilised, but it is limited upwards to a value corresponding to full mobilisation of tip and side shear resistance. The design value of the uplift force was selected for a value of $F=1.5$. This gave a force corresponding to 44% of the theoretical maximum value. The owner required that the friction at the interface between cross-walls and longitudinal walls should not exceed 0.49. That requirement was always fulfilled with the method described above to determine the uplift force.

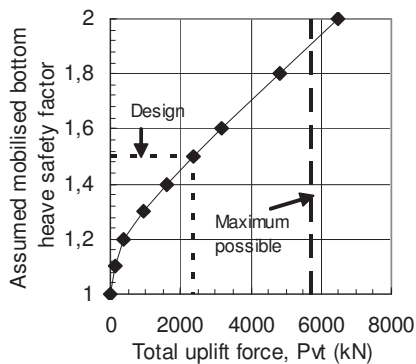


Figure 21. Relationship between net uplift force on cross-wall and applied "safety factor", Lilla Bommen tunnel (after Karlsrud et al, 2005)

During the design process there was seen a need to verify the fairly simple design analyses outlined above by continuum finite element analyses that could better capture the interaction between structure and soil. The computer program PLAXIS (2001) was used for that purpose. One challenge in this modelling was how to simulate the effects of the cross walls in an equivalent 2-dimensional model. Fig. 22 shows the

equivalent 2-D PLAXIS model used to analyse a typical cross section. In this model the cross walls were replaced by equivalent internal longitudinal walls that have the same height, thickness and spacing as the actual cross-walls.

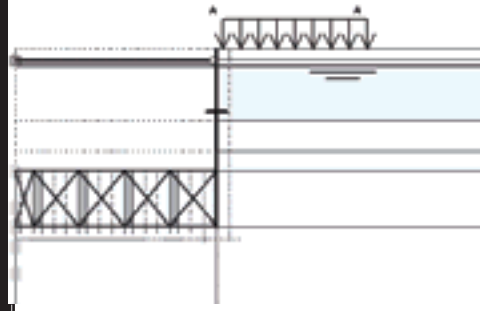


Figure 22. PLAXIS model used, Lilla Bommen tunnel (after Karlsrud et al, 2005)

The equivalent cross-walls were connected to the outer walls through an imaginary steel truss with the same axial and bending stiffness across the excavation as the actual cross-walls. Thus, it could capture all potential deformations of the structural system. The model was further used in combination with the "best estimate" of the undrained strength (Fig. 19), and using the anisotropic non-linear stress-strain model ANISOFT, Andresen and Jostad (2002). Fig. 23 shows the normalised stress-strain curves selected for use. The curves were partly established from the undrained triaxial compression tests from the site.

For the longitudinal walls two restraint conditions were considered in the analyses: 1) Free vertical movement throughout all excavation stages 2) Vertical movements were locked when 3 m of excavation remained to simulate the sectional excavation effects. Table 4 compares key results for these two cases. The restraint condition had largest impact on the uplift force on the cross-walls. The uplift forces correspond to respectively 25 % and 17 % of the theoretical maximum value, and a mobilised interface friction against the longitudinal walls which is well below that calculated using the bottom heave approach. The mobilised friction was also well below the acceptance level of 0.49.

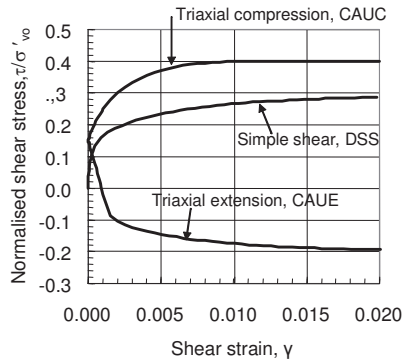


Figure 23. Normalised stress-strain model used in PLAXIS-anesoft analysis (after Karlsrud et al, 2005)

Table 4. Summary of PLAXIS results at km 2.770 (from Karlsrud et al, 2005)

		Case 1)	Case 2)
Max. support moment	(kNm/m)	1010	1280
Max. field moment	(kNm/m)	915	795
Horizontal load cross-wall (kN)	(kN)	8470	8290
Vertical interface shear force	(kN)	2080	2980
Vertical disp. LW (mm)	(mm)	19	14
Vertical disp. Mid span CW	(mm)	25	23
Max. horizontal disp. LW	(mm)	6.8	7.3

The maximum bending moments calculated with the PLAXIS model were quite similar to what came out of the simpler beam-on-spring model used for design, but the horizontal load in the cross-walls was about 30 % larger. The explanation lies in the relatively high earth pressures predicted with PLAXIS against the lowest part of the wall. This was due to the tendency for soil to move underneath the walls and up into the excavation in combination with small lateral wall displacements at the toe. This is an arching effect which, as discussed earlier, can not be predicted with beam-on-spring type models.

As described by Karlsrud et al (2005), during excavation for the M12 cofferdam (Fig. 18) it was discovered that there remained up to 20 cm of clay in the joint between the longitudinal wall and the cross walls at some locations. Up until then the

joint had been mechanically cleaned before casting of the cross wall panel in contact with the longitudinal wall. The contractor had to remedy these imperfections by core drilling and grouting. He later changed his procedure and attached a double steel plate to the reinforcement cage at the joint location. The outer steel plate was pulled off when the adjoining cross wall panel was excavated. In this way the cross-wall panel was cast against a clean steel plate. This solution gave essentially perfect contact.

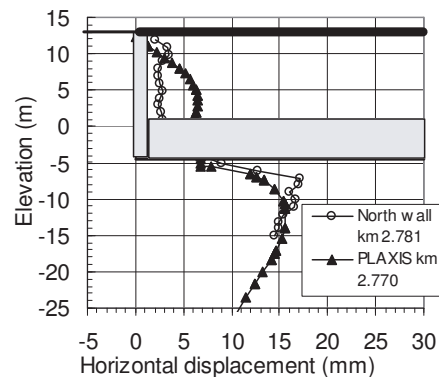


Figure 24. Predicted and measured horizontal displacement, Lilla Bommen tunnel (after Karlsrud et al, 2005)

Fig. 24 shows very close agreement between predicted and measured horizontal displacement of the longitudinal walls. The maximum measured horizontal displacements at the end of excavation ranged from only 15 to 30 mm, and occurred at a level a few meters below the base of the walls. It may be noted that the analyses were carried out well in advance of the excavation works. Thus in accordance with the definitions of Lambe (1973) this can be considered a “Class A” prediction. These observations otherwise suggest that the “best estimate” of the clay strength and stiffness were close to reality.

When the final excavation level was reached, the points B and G in Fig. 20 showed heave in the range of 20 to 40 mm. This was on the high side of the PLAXIS calculations (Table 4), which may be explained by some swelling of the clay due to the excavation, which was not accounted for

in the PLAXIS analysis. The relative vertical movement between cross-walls and the longitudinal walls (heave of point C minus point E in Fig. 20) nowhere exceeded 5 mm, which confirms that there was good contact between the longitudinal walls and the cross walls, and that friction in the joint could be taken up as intended. The relative upward movement between the mid point F of the cross-walls and point B on the longitudinal wall was up to 15 mm. This is about twice that predicted with the PLAXIS, Table 4, which could be due to some local overstressing or slight imperfections in the joints between cross-wall panels.

Road tunnel Oslo, 2006-2007

A new submerged 6 lane road tunnel is presently under construction in the Oslo harbour. It requires a 400 m long cut-and-cover tunnel over land at Sørenga to connect further into an existing rock tunnel. A 228 m long part of this cut-and-cover tunnel was designed with the DCW concept. The design was developed by the Norwegian Geotechnical Institute (NGI) in cooperation with Aas Jakobsen AS as structural engineers. The client is the Oslo Road Administration. The main contractor is the AF Group, Norway. Zueblin, Germany was sub-contracted to undertake the diaphragm wall installation.

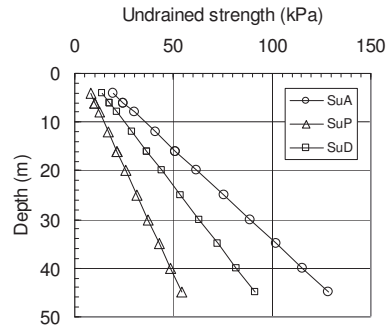


Figure 25. Characteristic undrained shear strength profiles at Sørenga, Oslo

The ground conditions at the site consist typically of 2-4 m of fill and clayey, sandy silts, followed by normally consolidated clay. The soft clay extends to bedrock at a depth of 35 to 50 m below present ground. It has a water content of 35-45 % and plasticity index of 15-25 %. Fig. 25 shows the undrained shear strength profiles used which were partly established from triaxial tests and partly from CPTU type cone penetration tests using cone factors as recommended by Karlsrud et al (2005).

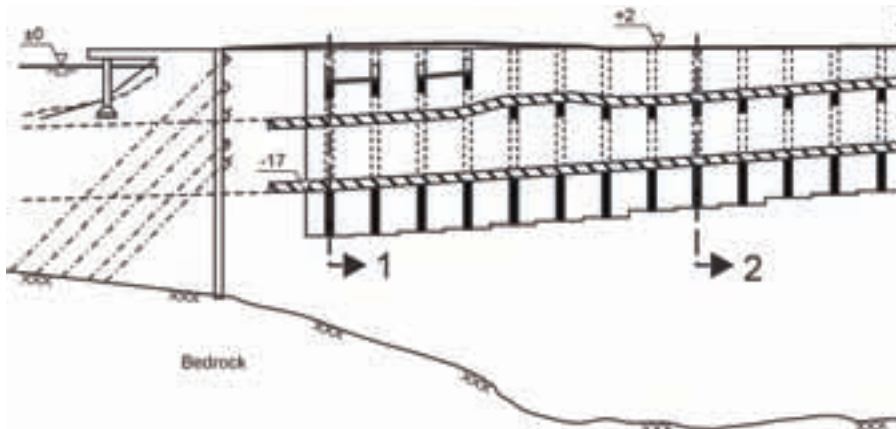


Figure 26. Longitudinal profile along deepest part of Sørenga tunnel

The tunnel depth ranges from 19 m to 10 m. The required width of the tunnel increases from 29 m at the deepest end to 38 m at the shallow end. Fig. 26 shows a longitudinal profile of the western end of the tunnel, and Fig. 27 shows two typical cross sections.

Efforts were made to optimise further the DCW concept that was used in Gothenburg by making the length of diaphragm wall panels and distance between the cross-walls as large as possible. This optimisation required assessment of three main issues:

1. Stability during excavation for the diaphragm wall panels
2. Bottom heave stability
3. Loads imposed on the cross-walls and the longitudinal walls

These assessments led to a length of 6 m of the longitudinal wall panels, and a corresponding distance between the cross walls.

The trenches for the diaphragm wall panels had in reality a length up of about 6.5 m to give room for the stop end plate or tube in between panels during concreting. To avoid stability problems during excavation for the panels, it was necessary to use slurry with unit weight 11.5 kN/m^3 . This requirement was established based on experiences with test trenches deliberately brought to failure in Oslo in the early 1970's and the method of analyses developed on that basis by Aas (1976). The contractor, who in this case had to take full responsibility for the stability of the trenches, also carried out a test trench at the site and undertook some 3D-FEM analyses as reported by Cudmani and Sedlacek (2006). These analyses confirmed that for 6.5 m long trenches it was indeed necessary to use slurry with a unit weight of 11.5 kN/m^3 . It can be mentioned that the weight of the excavator (700kN) had a significant impact on the trench stability which was also confirmed by deformation measurements during trenching. It was therefore essential to the stability of the trenches to restrict the time the excavator and other heavy equipment like concreting trucks and cranes for equipment was allowed to stay close to a trench after excavation for a panel was completed. Larger unit weights and longer panel

lengths might have been applied, but the contractor took clear reservations about the potential negative impact of heavier slurry on the quality of the concrete, which the owner accepted. In this context it can be mentioned that slurries with unit weight up to 13.0 kN/m^3 were successfully used in Oslo in the 1970's to achieve acceptable stability for some longitudinal wall panels next to a raft-founded 5 storey buildings (Karlsrud, 1975 and 1981). This did not cause problems with achieving good flow and high quality of the concrete.

The design basis agreed with the owner was to have a minimum material factor of 1.35 on the undrained strength when considering bottom heave stability. To satisfy that the cross-walls would only need to be 1.5 to 3.0 m tall. The toe depth was however governed by the concrete design of the cross walls under the combined horizontal loads and vertical uplift forces, and had to be 6 m at the deepest end and 3 m at the shallow end.

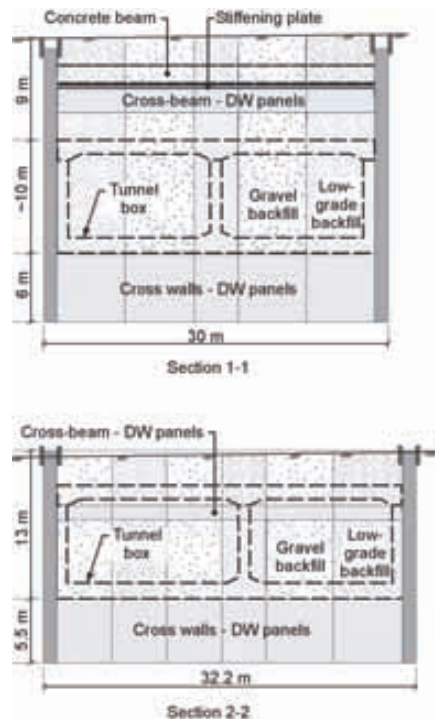


Figure 27. Typical cross sections Sørrenga tunnel

At the deepest end, the cross wall panels were also cast with concrete to form a 2 m high temporary concrete strut at a level corresponding to 2.5 to 4.5 m above the tunnel roof, Fig. 27. This temporary concrete cross-wall strut was replaced by a new cast-in-place reinforced concrete beam with a thin slab in between to prevent buckling when the excavation had reached that level. During subsequent excavation to the bottom of the roof plate, the temporary cross-wall strut was demolished. Excavation to and casting of the roof slab was undertaken in an open pit excavation, without any further support of the walls. The remaining excavation to the bottom floor slab then took place from underneath the roof plate. Section 2 in Figs. 26 and 27 shows that for the shallower part, the temporary cross-wall strut was cast just below the permanent roof slab. This means that the longitudinal walls were allowed to cantilever down to a depth of up to 8 m below ground surface without any other support.

Fig. 27 also shows that a 3 m wide part of the cross-wall panels were cast with full grade concrete up to the level of the roof plate to act as temporary vertical support for the roof plate. This will be replaced by a cast-in-place partition wall after the bottom slab and the permanent tunnel walls are cast.

To ensure a good joint connection, the contractor in this case chose to place a corrugated stop end plate at the joint when concreting the longitudinal wall panel. This stop end plate was removed early in the curing process like the normal stop-end tubes or plates used between panels. Core drilling and later inspections during excavation has confirmed that this gave a generally nice and clean joint.

The design analyses of the support system were in this case completely based on FEM analyses using the PLAXIS (2004) program, and using the non-linear and anisotropic ANISOFT soil model. The cross walls were simulated in the same way as presented for the Lilla Bommen tunnel. The excavation to final grade was just completed when this paper is written. It has performed exceedingly well. Fig. 28 shows a typical example of measured and calculated horizontal displacements.

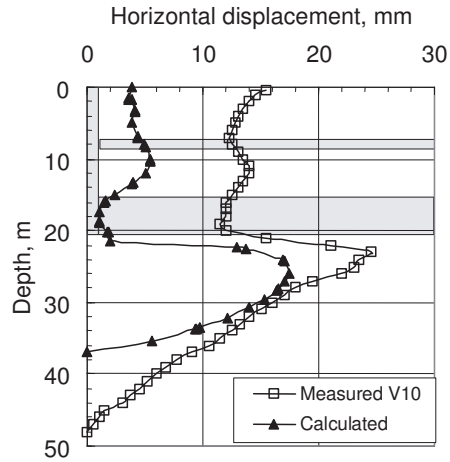


Figure 28. Predicted and measured displacements for typical cross section at Sørønga

The maximum measured displacement of only 25 mm occurred below the toe of the walls, and is in very close agreement with the PLAXIS analysis. As for the Lilla Bommen tunnel the measured displacement at the level of the cross-walls is larger than calculated, probably due to slight imperfections in the panel joints. Measured interface displacement between cross-wall panels and the longitudinal walls have been hardly measurable, less than 5 mm.

4.5 Ground improvement by deep mixing methods

Deep mixing methods (DMM) applicable to soft clays include the mechanical dry- and wet mixing methods. Terashi (2003 and 2005) and Holm (2005) have given a comprehensive overview of the methods and their use for improving soils in general. The dry mixing method started in Sweden and Japan in the 1960's using only slaked lime as binder, then it gradually changed to a mixture of lime and cement in Scandinavia and mostly to pure cement in Japan. Other binders like fly ash and granulated blast furnace slag have more recently been combined with cement and lime, e.g. Holm (2005) and Åhnberg (2006).

The wet mixing methods first developed in Japan started off with using pure cement slurry as binder in the early 1970's, but also in this case other binders like gypsum and

fly ash have been included to engineer strength and stiffness properties that are desirable for specific projects, e.g. Terashi (2003, 2005).

The strength and stiffness properties that can be obtained depends on a large number of factors such as: Soil type, type and amount of binders used, the type of mixing tool, input mixing energy, curing time and curing conditions. The amount of binders used with the relatively light weight Scandinavian dry mixing equipment typically range from about 80-120 kg/m³. On ideally mixed laboratory specimens of low organic clays the unconfined compression strength using 100 kg/m³ of binder with 50-50% lime and cement, typically lie in the range q_{uc} = 200 to 1000 kPa, e.g. Holm (2005) and Åhnberg (2006). With the heavier double shaft equipment developed in Japan more binder is commonly used, with the dry method, typically 200-500 kg/m³. With pure cement q_{uc} values on laboratory prepared specimens are reported by Terashi (2005) to mostly lie in the range 200 to 2000 kPa. With the wet method using only cement Terashi (2005) reports unconfined compression strengths in the range q_{uc} = 1 to 6 MPa.

Terashi (2005) presents correlations between strengths obtained on samples taken in-situ of the mixed and cured columns, against strength on laboratory prepared specimens. The field taken specimens lies in general on the low side of the laboratory prepared specimens and show in general also more scatter. This agrees with NGI's experiences from Norway and data presented from Sweden (e.g. Åhnberg, 2006). The design strength is therefore commonly selected a factor of 2 or so lower than the laboratory strength, but local experiences and verifications are important elements in selecting design values for a specific site.

Lime-cement columns installed by the dry mixing method have been used as stabilising measure on about 30 soft clay excavation projects in Norway since the late 1970's. The columns have most commonly been set in overlapping patterns to form ribs or walls of stabilised clay as illustrated in Fig. 29 (after Karlsrud, 1999).

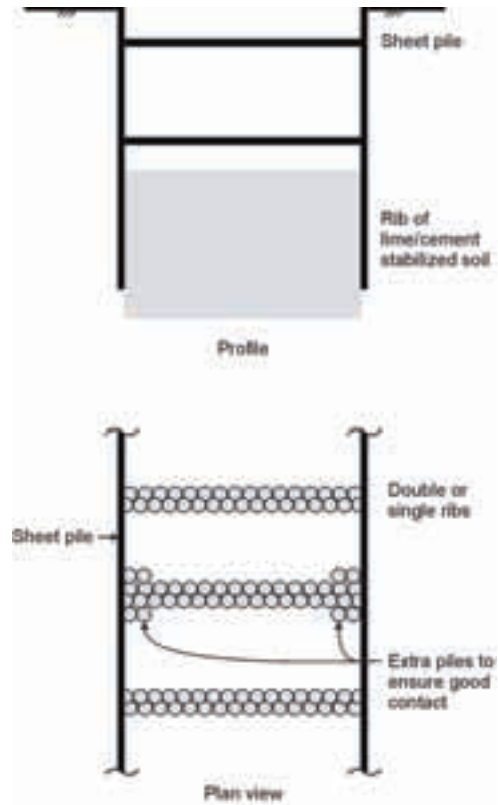


Figure 29. Typical layout of Lime-cement stabilised ribs in excavations (after Karlsrud, 1999)

The columns have always been set after sheet pile wall installation, because driving sheet pile walls into stabilised ground may be difficult. This means that it is not possible to achieve perfect contact between the stabilised clay and the wall. To compensate for that, extra columns are sometimes set in the contact area, Fig. 29. The wet mixing method has also been successfully applied on many deep excavation projects using rib type improvement in much the same way as for the dry method, see for instance Terashi (2003). Applications also include block type and cellular type improvement.

The ribs of stabilised soil provide both extra lateral support of the walls and contribute to improve bottom heave stability. Bottom heave stability can be computed by the traditional approach described in Section 3, and accounting for the internal shear resis-

tance along the vertical shear planes inside the excavation. The effect of the stabilised ribs on the interface wall-clay strength is in NGI's practice disregarded. As long as the ribs can provide sufficient lateral support, their effect on bottom heave stability for a normally consolidated clay profile comes largely from the effect of the increased depth of the bottom heave failure surface and thereby an increased strength s_{ub} in equation 12a) compared to a case with no improvement. Achieving good rib to wall contact is therefore mostly a deformation issue.

An important part of the design is to consider and account for the potential negative impact the in-situ mixing tool will have as it is pushed/rotated in and out of ground that is not planned to be treated with binder. Such soil can be severely disturbed by the mixing tool. It is therefore common practice to treat also at least a portion of the columns all the way up to the ground surface. Another aspect for design is to consider the potential negative impact the in-mixing can have on the strength of the clay underneath the treated zone and in between ribs and column. In this relation the volume expansion implied by the materials added in the ground can also set up large horizontal earth pressures and pore pressures in the ground. This may cause stability problems if the improvement is carried out close to existing slopes.

4.6 *Jet-grouted slabs or ribs*

Jet-grouted columns can be used to form stabilised soil bodies of nearly any shape in the ground. In that respect it has a clear advantage as it at least in principle can form a better contact against sheet pile walls, diaphragm walls or other structures than what can be achieved with dry or wet mixing methods. Jet grouting has been fairly widely used as "below-bottom support" since the early 1990's, and most notably in Singapore soft clays. Shirlaw (2003) and Shirlaw et al. (2005) summarise some of these experiences. In the examples from Singapore, jet-grouting has most commonly been carried out to create 2-3 m thick massive slabs of treated clay below the base of the excavation, with the primary intention to reduce displacements. The jet-grouted slabs are as

underwater slabs often combined with piles or anchors to take up some of the uplift pressures that may act on the slab (bottom heave, swelling or hydraulic). For 17-18 m deep excavations in the Singapore Marine clay Shirlaw (2005) reports that use of jet-grouted slabs in combination with 80 cm thick diaphragm walls and internal strutting has limited maximum lateral wall displacements to 30 to 70 mm. Shirlaw et al (2005) also describe two major failures when this system has been used (see Section 6 of this paper). It may be questioned if not taller jet-grouted ribs is preferable to thinner more massive jet-grouted slabs, both from a cost and technical perspective. The use of ribs may also do away with the needs for anchoring.

In soft normally consolidated clays, the normally used double or triple jetting system has been shown to produce treated ground with unconfined compression strength of $q_u = 1-3$ MPa (e.g. Shibazaki, 2003), much in the same range as can be reached with the wet deep mixing method. With proper workmanship jet-grouting in soft clays has the potential for creating a somewhat more homogenous material than can be achieved with the dry or wet mixing method. On the other hand, the radius of the jet grouted cylinder depends a lot on the jetting equipment and jetting procedures applied. The actual diameter of the jet grouted cylinder and overlap between jet grouted columns is also difficult and fairly costly to verify. Thus, much depends on past experiences from excavated areas under similar ground conditions and with the use of comparable jetting systems. Shibazaki (2003) describes how theoretical considerations can be used to guide selection of jetting pressure and nozzles to give an expected diameter for given ground conditions. Due to the small drill rods generally used, it may be difficult to control the position at large depths, and thus, to ensure overlap between columns which is generally required for stabilising purposes and also to limit displacements as far as possible.

Jetgrunn AS in Norway has developed the jetting technology a bit further. Rather than mixing/jetting the soil with cement slurry they just use the air and water jetting to cre-

ate a cylindrical hole and replace all material jetted out by full grade concrete in a continuous operation. The method has been named "Jetcrete" method. Jetgrunn AS has instrumented the drill string with sonic sensors which can detect the diameter of the jetted cylinder during construction. Continuous monitoring of the jetted and concreted volumes is also used to verify the produced diameter. Examples of applications can be found in Hoksud (2000) and Simonsen and Bye (1999). With this jet-concrete method one can in principle achieve concrete cross-walls or struts in the same way as with the DCW concept, and thus, limit displacements even further than with the ordinary jet grouting method.

5 LESSONS LEARNED FROM FAILURES

5.1 General

A number of failures or incipient failures causing unexpected and large ground movements in connection with deep excavations have been published over the years. A recent paper that contains many elements of general interest is that by Shirlaw et al (2005) reviewing failures or near failures in connection with deep excavations in Singapore. Failures are discussed in relation to their common main causes, and how such causes may be avoided in the future. However, first a quick review will be made of the large and dramatic Nicoll Highway collapse in Singapore in April 2004.

5.2 The Nicoll Hw collapse

Fig. 30 shows a typical cross section of the excavation. It was 33.7 m deep and about 14 to 21 m wide. Underneath a reclaimed fill layer there was soft marine clay extending to near the bottom of the excavation. Below the marine clay there is an Old Alluvium (OA) consisting of layered firm clayey silts and silty sand strata. The wall was braced at 10 levels and had two levels of jet-grouted slabs, the lowest one just beneath the bottom slab. The wall toed 5 to 10 m into the OA. The failure occurred after excavation below the 9th strut level and the beginning of re-

moval of the upper jet-grouted slab. The complete and dramatic failure developed rapidly and involved a 220 m length of the excavation. The failure has been broadly investigated and assessed by various expert groups. Most factual data can be found in reports by Arup (2004) and Davies (2004) made for the Singapore Authorities. It is not the intention herein to present an independent opinion on the main cause(s) of the collapse, but rather to point to some factors that most investigators seem to agree have played some role in causing this major and complete collapse.

It seems to be an established fact that the design analyses were made using the FEM program PLAXIS (2001). In the analyses the designers chose to use the undrained effective stress Mohr-Coulomb (MC) model available in PLAXIS to model the soft normally consolidated marine clay layer. The effective friction angle for the marine clay was taken as $\phi' = 22^\circ$ and $c' = 0$. The undrained MC effective stress model does not account for the contractive undrained failure mechanism of soft NC clays. The pore pressure change at failure just corresponds to the change in mean octahedral stress. Therefore the actual undrained strength when using this model will be isotropic and correspond to a normalised undrained strength of $s_u/\sigma_{v'o}' = 0.41$. This is about 60 % larger than what would be expected to be the typical average undrained shear strength of this marine clay.

The author's have experienced that the same mistake, in terms of using the effective stress based undrained MC soil model in PLAXIS, has been made on other projects. These observations therefore suggest a possible general lack of understanding of fundamental soft clay behaviour in parts of the profession. It also points to a need for better tutorials/manuals which discuss in more common terms the applicability of the alternative soil models that go into commercial FEM programs now on the market.

The MRT excavation in Singapore was closely monitored during the works. Already a month before the failure, when excavation to and installation of the 8th strut level was completed, the measured wall displacements were in the range 20-25 cm at the level of

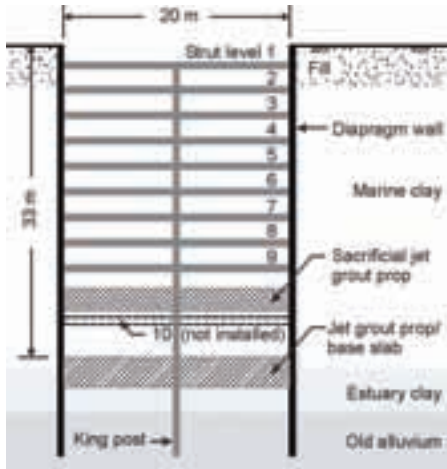


Figure 30. Typical cross section of MRT excavation near Nicoll highway in Singapore which collapsed (based on New Civil Eng., 2004)

the two jet-grouted slabs. This is a factor of about 2-3 larger than the maximum displacement reported by Shirlaw (2003) from previous excavations in Singapore where jet-grouted slabs were used. Jet grouted clay is a rather brittle material almost like weak concrete. A displacement of 20-25 cm gives a mean lateral strain of about 2-2.5 %, which is about 3 to 4 times larger than the typical axial strain at failure in UC tests on jet-grouted clays (e.g. Shibazaki, 2003). Thus, the jet-grouted slab may well have been at the verge of collapse after excavation to the 8th strut level. As a further observation, it may be questioned if or to what extent there was a proper understanding of possible failure mechanisms and what would be critical displacement levels when the works were undertaken. This is an aspect of general importance and one that in the authors experience is often given insufficient attention when planning and implementing monitoring programs (e.g. Karlsrud, 1986).

Questions have also been raised about possible lack of proper overlap between jet-grouted columns in the two slabs. This points to a possible lack of good procedures for documenting and controlling the results of jet-grouting, as mentioned in Section 4.4 above.

Some investigators have suggested that failure was induced by hydraulic uplift of

the excavation due to high pore pressures in the more permeable OA layer. There does not seem to be sufficient pore pressure data to fully verify if this could be correct. In any case it serves as a reminder to have proper control on the pore pressures in permeable water bearing strata below an excavation in low permeable clays.

Several investigators have pointed to the possible under design of the strut-waler-wall connection, and that this was under-designed by as much as 50 %. It has also been suggested that prior to the failure there were indications of vertical upward deformations in at least some parts of the excavation, including the king-posts (possibly due to tendencies for hydraulic uplift?). Vertical movement of the king posts will cause eccentric loading and can reduce the bearing capacity of the struts significantly. A comment in this respect is that structural details should be designed by professional structural engineers, and not left to the geotechnical specialists. Whether or not this was done in the current case is not known.

The struts seem to have been rather rigidly connected to the walers and further to the diaphragm wall. If there are significant wall rotation at support levels, as it partly was in this case, this will introduce moments at the strut connection which will also reduce its capacity to carry lateral loads. The first author had a rather unpleasant experience with such forced strut bending in connection with large wall displacements in the early stages of the Lilla Bommen M2 cofferdam excavation due to the improper cleaning of the joint between cross-walls and longitudinal described earlier. That situation was however, observed and remedied before it came out of control. A way to avoid such forced bending is to make a central "pinned type" massive steel connection between struts and walers or walls.

5.3 Other common failure causes

General causes of failures are in the following briefly discussed and grouped into three categories:

1. Direct construction errors like poor workmanship, over excavation, and unintended stockpiling, have caused a

number of failures. Avoiding such mistakes requires a proper construction follow-up program involving all parties involved, e.g. the owner's representative, the original designer, sub-and main contractors. A start-up seminar with all parties involved to go through and identify construction aspects of most importance to the safety of the works is a good starting point. Establishment of a program for inspection, control and documentation that all parties shall adhere to is also essential. The first author has over the years seen a tendency for more focus at construction sites on costs and claims for extra work, rather than on implementing good control and inspection routines, but there are recent signs of improvement in this respect.

2. Lack of proper site investigations to reveal, capture and correctly account for the complexity and variability of ground conditions is often a direct or indirect cause of failures. It is a challenge to the geotechnical profession to show the clients the benefit of a thorough and high quality job in these respects. Setting site investigations out on tender and accepting the lowest price is not the way to go. As indicated earlier, the geotechnical profession in general must take advantage of the possibilities that lie in modern and improved site investigation techniques.
3. Use of design methods that are inappropriate, or overlooking important detailed design aspects. The Nicoll Hw. collapse seems to include several such factors. Shirlaw (2005) showed another example in relation to internal strutting of corners, in which the need for transferring the forces from the corner struts into the waler and further longitudinally into the wall was overlooked.

6 DESIGN APPROACHES AND SAFETY PRINCIPLES

The analyses in Section 2 show that to obtain reasonable design loads in the support structure and limit displacements in connection with deep excavations in soft clays in urban areas, it is vital to have a **real** safety

margin in relation to bottom heave instability.

During the review of some published case records over the past 5-10 years it was surprising to find that many major and important projects were still designed on the basis of rather rudimentary site investigations and laboratory testing, and without accounting for strength anisotropy and the non-linear behaviour of soft clays. This is so even if it is more than 30 years since this understanding of soft clay behaviour was well established, e.g. Bjerrum (1973) and Ladd et al (1977).

With modern site and laboratory investigations it is in general possible to determine the true undrained shear strength characteristics of soft clays within about 10-15 % of the true in-situ values. For soft normally consolidated clays it is also important to recognise when choosing design strengths that there is a lower limit to the undrained shear strength. That lower limit depends on plasticity index and the time under which the clay deposit has been subjected to the present state of effective stress (e.g. how much volumetric creep it has undergone). For clays that have undergone little creep or ageing, the average undrained shear strength ratio (average of triaxial compression, extension and direct simple shear) typically increases from $s_u/\sigma'_{v0} = 0.20$ for low-plastic clays to about 0.30 for very high plastic clays, e.g. Bjerrum (1973).

Bauduin et al (2000) discuss use of FEM in Ultimate Limit State (ULS) design. They discuss both the factored strength approach (Case C in Eurocode 7, En 1997-1, European Standard, (2004)), and the model factor approach (Method B in Eurocode 7) in which characteristic strength and stiffness parameters are used in the FEM analysis and the resulting actions (loads) in structural members at the end are multiplied by a load or model factor (1.35 is generally recommended value). They end up with recommending a bit of both, and that one actually goes through quite an elaborate stage-wise process where characteristic and design strengths are used through all main construction steps.

In terms of the geotechnical (bottom heave) stability it is reasonable to use the

factored strength approach as for other geotechnical stability problems. For a partly embedded wall it is considered appropriate to use the yield moment capacity of the wall in the analysis (e.g. in equation 12b). For deep embedment, plastic hinges may be allowed to develop in the wall in such stability analyses.

For the determination of toe depth of cantilever or single propped walls it may be reasonable to make use of a factored design strength approach in the equilibrium analyses, as suggested by Simpson and Powrie (2002), but not necessarily for calculating bending moments and reaction forces. Determination of design loads and moments for multi-propped or anchored walls are as discussed in the following even less suited for a factored strength approach.

Factoring strength to ensure structural safety and to account for possible modelling or construction errors is not considered logical for three main reasons:

1. There is a dramatic non-linear relationship between the strength reduction factor and resulting actions or loads. (e.g. Figs. 7 and 8). The potential modelling and construction uncertainties can hardly be expected to have such dramatic effects.
2. In cases where the bottom heave safety factor is large (because the wall penetrates into firm layers at small depth or special stabilising measures have been applied to improve stability or limit displacements), the use of a material factor on the strength may have little or no impact on the loads. In such cases the choice of soil stiffness, possible modelling errors or deviations in the construction process will have a larger impact on the loads than the use of a factored strength.
3. Factoring strength can imply a state of failure in the ground even before any excavation is carried out. As an example consider a case of a medium plastic soft clay profile with "active" strength corresponding typically to $s_{uA}/\sigma_{v0}' = 0.32$. With a typical $K_0 = 0.5$ the initial shear stress on a 45° plane corresponds to $\tau/\sigma_{v0}' = 0.25$. If the undrained compres-

sion strength is reduced with a material factor of 1.4, as typically recommended in Eurocode 7, EN 1997-1, this means that the active design strength corresponds to $s_{uAd}/\sigma_{v0}' = 0.22$, which is lower than the shear stress already acting under the $K_0 = 0.5$ condition. Depending on the soil model used, that condition can lead to completely unrealistic displacements and actions.

To have a consistent approach it is therefore considered most appropriate to use characteristic strength and stiffness values in the FEM design analyses, assuming that these in a reasonable manner account for uncertainties. In other words one should use characteristic values on the slightly conservative side.

Factors related to uncertainties in how the actual construction process is undertaken, for instance in terms of over-excavation or stockpiling, can be accounted for directly in the analyses if so wished. When it comes to the structural support system, the design practice in Norway has been to consider loss of an anchor or internal strut as an accidental loading case. Loads in neighbouring struts or anchors are then typically increased by 20 %, but with no further load factor applied to the characteristic values coming out of the FEM analyses, and with a material factor of unity on the strength of structural members.

It is of concern that codes like Eurocode 7, EN 1997-1 (European Standard, 2004) tend to develop in a direction where it goes into very much detail on some specific issues without fully considering the consequences for all types of structures and soil conditions. The code also tends to become rather overwhelming in its definitions, including the large number of factors with mysterious subscripts a poor designer has to deal with. It is suggested that the codes should rather move in a direction of simplicity, allow for more flexibility in choice of material and load factors, and give benefit to use of realistic design models and soil models that best capture reality. The code should also to a larger extent encourage and open for that many uncertainties in design are best dealt with by parametric or sensitivity studies.

7 SUMMARY AND CONCLUSIONS

The parametric studies presented in this paper confirm general observations from actual measurements that bottom stability and arching effects have a very pronounced effect on earth pressures, strut loads and bending moments for excavations in soft clays. The presented normalised charts for strut loads and maximum bending moments may be used to make first estimates of design loads. The FEM study also supports earlier findings regarding the significant impact of bottom stability conditions and depth of clay layer on displacements.

For very low safety factors against bottom instability the strut loads can be even larger than predicted on the basis of the empirical apparent earth pressure diagram for soft clay by Flaate (1966), whereas the method in Terzaghi, Peck and Messri (1995) tend to be on the conservative side.

The choice of soil model (e.g. isotropic and bi-linear versus anisotropic and fully non-linear) has an impact on the predicted loads and displacements, but the effect depend on the specific case. As long as the average strength is reasonably well represented, the impact on loads and displacements is relatively speaking small when the bottom heave safety factor is low.

Comparative analyses between continuum FEM and with "beam-on-spring" type FEM analyses has not surprisingly revealed that the "beam-on-spring" approach can lead to severe underprediction of loads and displacements when the soft clay layer extends well beyond the base of the excavation, and/or the wall does not toe into a firm layer at shallow depth.

As regards analyses of bottom heave stability new parametric FEM studies show that modified approaches based on Bjerrum and Eide (1956) give very reliable results slightly on the conservative side (0 to 5 %). In this respect it is important to search for the critical width of the failure surface, and not automatically take that as the full width of the excavation. If such a search for critical width is also done when using the Terzaghi (1943) approach, that will also give reasonably correct answers for normally consolidated clay profiles, but slightly on the

un-conservative side (0 to 5 %). Other studies have suggested that the Terzaghi (1943) approach could be more un-conservative for overconsolidated clay profiles with an undrained shear strength more constant with depth.

Various schemes have over the years been used to improve the bottom heave stability and limit deformations in connection with deep excavations in soft clays. Underwater excavation and tremie concreting of a bottom slab may today not be an optimal solution, but combined with a drainage and compressible layer under the slab, as used for the Oslo Opera excavation, it may still have its place. The diaphragm-cross-wall concept used on 4 major projects in Scandinavia has so far proved to be best design when it comes to limiting displacements. Dry deep mixing methods is for stability purposes very competitive, but has limitations in terms of strength and stiffness that can be reached. With wet cement deep mixing methods and jet-grouting one may reach strength and stiffness of the treated ground of the same magnitude, and about 2 to 5 times larger than with the dry method. The newer Jetcrete method in which jetted soil is fully replaced by ordinary concrete has the potential for reducing displacements to the same level as the DCW concept.

The authors question the often used 2-3 m thick "slab" jet-grouting principle, and suggest that taller jet-grouted ribs represent a more optimal and safer concept. Jet-grouting is otherwise a very flexible approach and there are many impressive applications to be found in the literature.

Published failures in connection with some excavations suggest that many in the profession lack proper understanding of the soil models that go into FEM programs. It also seems that the potential impact of displacements of walls and king posts on the capacity of struts and walers are often not fully appreciated in the structural design of internal bracing systems.

During the review of some published case records over the past 5-10 years it was surprising to find that many major and important projects were designed on basis of rather rudimentary site investigations and laboratory testing, and without accounting

for strength anisotropy and the very non-linear behaviour of soft clays. The profession should encourage clients and designers to use proper procedures and equipment for determination of such soil parameters. The potential cost saving and reduced risk can be very substantial.

In terms of safety concepts and the use of ULS design principles, it is recommended that geotechnical (bottom heave) stability should be analysed with a factored strength approach whether or not it is based on FEM analyses or limit equilibrium methods. For design of the structural system, assuming the analyses are carried out with advanced continuum FEM models, it is considered most appropriate to carry out the analyses with characteristic strengths slightly on the conservative side and by multiplying computed actions with a load factor of 1.35 as Case B in Eurocode 7, ENV 1997-1 opens up for.

8 ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to thank Kaare Høeg for reviewing the paper and Kristoffer Skau for assisting with some of the parametric bottom heave finite element analyses.

9 REFERENCES

- Aas, G. (1976). "Stability of slurry trench excavations in soft clay". 6th ECSMFE, Vienna 1976, Proc. Vol.1.1 pp.103-110. Also published Norwegian Geotechnical Institute Publ. 111.
- Aas, G. (1984). "Stability problems in a deep excavation in clay." Proc. Int. Conf. on Case Histories in Geotechn. Engineering, St. Louis, Mo. 1984, Vol.1, pp. 315-323.
- Aas, G. (1989). Design of excavations in clay (in Norwegian). Intern Veiledning nr. 01. Norwegian Geotechnical Institute Report 52030-01.
- Andresen L. and Jostad H.P. (2002). "A constitutive model for anisotropic and strain-softening clay." Proc. Num. Mod. in Geomech. – NUMOG VIII, Rome, Italy, pp. 79-84
- Arup.O and Partners (2004). Circle Line, Contract 824. Collapse of cut & cover tunnel excavation adjacent to Nicoll Hw on 20 April 2004. Expert Report for the Ministry of Manpower Committee Inquiry, Singapore, 23 July 2004.
- Bauduin, C., De Vos, M. and Simpson. B (2000). "Some Considerations on the Use of Finite Element Methods in Ultimate Limit State Design". Proc. LSD 2000.: Int. Workshop on Limit State Design In Geotech. Eng.. Melbourne 2000.
- Bjerrum, L. (1973). "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clay". Proc. 8th ICSMFE, Moscow, Vol.3, pp. 111-159.
- Bjerrum, L.,Eide, O. and Kjærnsli.B. (1966). "Geotechnical problems in connection with construction of Oslo subway from Jernbanetorget to Tøyen". Norwegian Geotechnical Institute Publ. No. 70.
- Bjerrum, L. and Eide, O. (1956). "Stability of strutted excavations in clay." Geotechnique, Vol. 6, No. 1. pp. 32-47.
- Bjerrum, L., Clausen, C.J.F. and Duncan, J.M. (1972). "Earth pressures on flexible structures; state-of-the-art report." Proc. 5th. Eur. Conf. on Soil Mech. Found. Eng. Madrid 1972, Vol. 2, pp.169-196.
- Chang, M-F. (2000). "basal stability analysis of braced cuts in clay". ASCE Journ. Geotech. and Geonv. Eng.. March 2000.
- Clough, G.W., Hansen, L.A., and Mana, A.I. (1979). "Prediction of behavior of supported excavations under marginal stability conditions." Proc. 3rd. Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen 1979. Vol. 4, pp. 1485-1502.
- Clough, G.W., Smith, E.M., and Sweeney, B.P. (1989). "Movement control of excavation support system by iterative design". Proc., ASCE Found Engng.: Current Principles and Pract., Vol.2, ASCE, New York,pp. 869-884.
- Clough, G.W. and O'Rourke, T.D. (1990). "Construction induced movements of in-situ walls. Proc. Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE Spec. Conf., Itacha, N.Y., pp 439-470.
- Cudmani, R. and Sedlacek, G. (2006). Analytische und muerische Standsicherheitsanalyse der Schlitzwandherstellung in einem weichen Ton in Oslo, Norwegen. Geotechnik 29, 2006, Nr.3.
- Davies, R. (2004). Circle Line Stage 1, Contract 824. Report on Braced Excavation Failure on 20th April 2004. Prepared for the Land Transport Authority, Singapore.
- Denman,D, Berry, G.L. Foo.F and Clark, P.J. (1987). "Marina Bay Station and Tunnels. Deep Cut and Cover Construction in Soft Marina Clay". Singapore Mass Rapid Transit Conf., April 1987.
- Eide, O., Aas, G., and Jøsang, T. (1972). "Special Application of Cast-in-Place Slurry Trench Walls for Tunnel in Soft Clay in Oslo. Proc. 5 ECSMFE, Madrid 1972, Vol1, pp 485-498.
- European Standard (2004). "Eurocode 7- geotechnical design". EN1977-1. Nov. 2004.
- Evans.M.D and Griffiths.D.V (2005). 3D finite element analysis of bearing capacity failure in clay
- Esrig, M.I. , MacKenna, P.E. and Forte, E.P. (2003). "Ground Stabisation in the United States by the Scandinavian Lime Cement Dry Mix Process. Proc. 3rd Int. Conf. Grouting and Ground Treatment. Vol.1, pp. 501-514. ASCE Special Publ. No.120.
- Flaate, K. (1966). "Stresses and movements in connection with braced cuts in sand and clay." Ph.D.Thesis. University of Illinois, Urbana, Ill. 264p.

- Flaate, K. and Peck, R.B. (1972). "Braced cuts in sand and clay." Road Research Laboratory, Oslo. Meddelelse, 41. Also. publ. in: Norwegian Geotechnical Institute, Oslo. Publ., 96.
- Hashash, Y.M.A. and Whittle, A.J. (2002). "Mechanism of load transfer and arching for brand excavations in clay." J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128, 3, 187-197.
- Hoksrud, L. (2000). "High strength Jetcrete piles at the National Theatre Oslo". Information from Jetgrunn AS.
- Janbu, N., Bjerrum, L. and Kjærnsli, B. (1966). "Veiledning ved løsning av fundamenteringssopp-gaver. Norwegian Geotechnical Institute Publication Nr. 16
- Janbu, N. (1972). "Earth pressure computations in theory and practice." Proc. 5th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Madrid 1972. Vol. 1, pp.47-54.
- Karlsrud, K. (1975). "Practical Experiences from the Excavation of Slurry Trenches in Oslo Clay". Proc. Nordic Geotechnical Meeting, Copenhagen 1975. Also publ. in Norwegian Geotechnical Institute Publ. No. 110.
- Karlsrud, K. (1981). "Performance and design of slurry walls in soft clay." American Society of Civil Engineers. Spring Convention, New York, N.Y. 1981. ASCE preprint, 81-047. 14p.
- Karlsrud, K. (1986). "Performance monitoring of deep supported excavations in soft clay". Proc. Int. Geot. Sem., 4. pp. 187-202, Nanyang Institute of Technology, Singapore, 1986.
- Karlsrud, K., DiBiagio, E. and Aas, G. (1980). "Experience with slurry walls in soft clay." Symposium on Design and Construction on Slurry Walls as Part of Permanent Structures. Cambridge, Mass. 1979. Proc. U.S. Dept of Transp. Federal Highw. Adm, Wash.D.C. Report, TS-80-221, pp. 383-393.
- Karlsrud, K., Engelstad, Ø., Wunsch, R., Svård, D. (2005). Diaphragm walls with cross-walls used to prevent bottom heave. Proc. 5th Int. Symp. TC28-Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Amsterdam 2005, pp. 39-48
- Karlsrud, K. and Andresen, L. (2005). "Loads on braced excavations in soft clay." ASCE Int. Journal of Geomechanics. Volume 5 No.2, pp 107-114. ISSN 1532-3641.
- Karlsrud, K. and Aas, G. (1995). "Norwegian practice related to design of braced excavations." Proc. Int. Symp. on Underground Construction in Soft Ground. New Delhi 1994. Pp. 49-52.
- Karlsrud, K. (1997). "Some aspects of design and construction of deep supported excavation.; Discussion leader's contribution." Proc. 14th. Int. Conf. on Soil Mech. Found. Eng. Hamburg 1997. Vol. 4, pp. 2315-2320.
- Karlsrud, K. (1999). "General aspects of transportation infrastructure". Key lecture. 12th ECSMFGE, Geotechnical Eng. for Transportation Infrastructure, Amsterdam. Vol.1, pp.17-30. Balkema
- Karlsrud, K., Lunne, T., Kort, D.A. and Strandvik, S. (2005). "CPTU Correlations for Calys". Proc. 16th ICSMGE, Vol.2 pp.693-703.
- Kavli, A., Moen, A., Christensen, S. and Selset, I. (1999). "SPUNT-A3. A program for analyzing sheet pile and diaphragm walls. Documentation and manual – Windows version" (In Norwegian). SINTEF report STF22 F99605.
- Kjærnsli, B. (1970). "Empirisk regel for bestemmelse av avstivningskrefter i utgravninger i Oslo-leire. (Empirical rule for estimating strut loads in excavations in Oslo-clay.)" (In Norwegian) Norwegian Geotechnical Institute, Oslo. Publ. No. 83, pp. 1-10.
- Ladd, C.C. , Foot, R., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulos, H.G. (1977). "Stres-Deformation and Strength Characteristics". SOA Report, 9th ICSMFE, Proc. Vol. 2 , pp. 421-494. Tokyo, 1977.
- Lambe, T. W. (1973). "Prediction in soil engineering". 13th Rankine Lecture.Géotechnique, Vol. 23, No. 2, pp. 149-202.
- Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1969). "Soil mechanics." N.Y. Wiley. 553p.
- Long, M. (2001). "Database for Retaining Wall and Ground Movement due to Deep Excavations. ASCE, JGGE, March 2001, pp. 203-224.
- Mana, A.I. and Clough, G.W. (1981). "Prediction of movements for braced cuts in clay." ASCE. JGED Proc. 107, GT6, 759-777.
- Moore, P.J. and Erwin, M.C. (1975). "Strut loads and in a brace excavation in soft clay." Proc. 2nd. Australian-New Zealand Conf. in Geomech., Sydney 1975, pp. 94-98.
- Mortensen N. and Andresen L. (2003). "Analysis of undrained excavation in anisotropic clay." Proc. Int. Work. Geotechnics of Soft Soils Theory and Practise – SCMEP, Noordwijkerhout, The Netherlands, pp. 245-250.
- Norwegian Geotechnical Institute, Oslo (1962). "Measurements at a strutted excavation, Oslo Subway, Vaterland 1, km 1,373. NGI Techn. Rep. No. 6. 86p.
- Norwegian Geotechnical Institute, Oslo (1962). "Measurements at a strutted excavation, Oslo Subway, Grønland 1, km 1,557. NGI Techn. Rep. No. 1.
- O'Rourke, T.D. (1993). "base stability and ground movement prediction for excavations in soft clay". Retaining Structures, pp.131-139. Thomas Telford, London
- Peck, R.B. (1969). "Deep excavations and tunnelling in soft ground." Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Mexico City 1969. State of the Art Volume, pp. 225-290.
- PLAXIS (2001). PLAXIS v. 8.2 Prof. version – update pack 4 – build 133, www.plaxis.nl
- PLAXIS (2004). PLAXIS v. 8.2 Prof. version – update pack 4 – build 133, www.plaxis.nl
- SINTEF (2001). "SPUNT -A3 – A program for analysis of sheet-pile and diaphragm walls." (In Norwegian) Documentation and manual, version 1.1.
- Shibazaki, M. (2003). "State of Practice of Jet Grouting". Proc. 3rd Int. Conf. Grouting and Ground Treatment. Vol.1, pp. 198-217. ASCE Special Publ. No.120.

- Shirlaw, J.N. (2003). "Jet Grouting Soft Clays for Tunneling and Deep Excavations- Design and Construction Issues". Proc. 3rd Int. Conf. Grouting and Ground Treatment. Vol.1, pp. 257-268. ASCE Special Publ. No.120.
- Shirlaw, J.N., Tan, T.S. and Wong, K.S. (2005). "Deep Excavations in Singapore marine clay".Proc. 5th Int. Symp. Geotech. Aspects of Underground Construction in Soft Ground. pp. 1-16. Amsterdam 2005.
- Simonsen, A. and Bye , A. (1999). "New National Theatre station- railway tunnel in soft clay". 12th ECSMFGE, geotechnical Eng. for Transportation Infrastructure, Amsterdam. Vol.3, pp.2139-2145. Balkema
- Simpson, B. and Powrie, W. (2002) "Embedded retaining walls: theory, practice and understanding". Proc. 12th ICSMFGE Vol. 4, pp. 2505-2524. Istanbul 2001.
- Skempton, A.W. (1951). "The bearing capacity of clays" Proc. Building Research Congress, London 1951, pp. 180-189.
- Terashi,M.(2003). "The State of Practice in Deep Mixing Methods". Proc. 3rd Int. Conf. Grouting and Ground Treatment. Vol.1, pp. 25-49. ASCE Special Publ. No.120,
- Terzaghi, K. (1943). "Theoretical Soil Mechanics". Wiley
- Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1967). "Soil mechanics in engineering practice. 2nd ed." N.Y. Wiley.
- Terzaghi, K., Peck, R.B. and Mesri, G. (1996). "Soil Mechanics in Engineering Practice". Third Edition. Wiley .
- Åhenberg, H. (2006). Strength of Stabilised Soils. A Laboratory Study on Clays and Organic Soils Stabilised with Different Type of Binders.

**ERFARINGER OG UTFORDRINGER VED GEOTEKNISKE
GRUNNUNDERSØKELSER PÅ SVALBARD****Experiences and challenges related to geotechnical soil investigations at Svalbard**

Forsker Maj Gøril Bæverfjord, SINTEF Byggforsk / NTNU Geoteknikk
Forsker Marleen de Vries, SINTEF Byggforsk

SAMMENDRAG

Det er et stadig økende fokus på olje- og gassutvinning i Arktis. Utvikling av nye olje- og gassfelt i Barentshavet vil lede til etterspørsel etter bærekraftige og miljøvennlige konstruksjonsmetoder som er tilpasset de tøffe klimapåkjenningene i Arktis.

Som et svar på disse utfordringene har SINTEF Byggforsk, Norges Teknisk-Naturvitenskaplige Universitet og Universitetssenteret på Svalbard, UNIS, satt i gang en rekke forskningsprosjekter på Svalbard som involverer både innovative konstruksjonsløsninger og arktiske grunnundersøkelser.

SUMMARY

There is an increasing focus for new oil and gas adventures in the Arctic region. Development of new oil and gas fields in the Barents Sea will inevitably lead to a demand for sustainable and environmental friendly construction methods which will be durable in the harsh Arctic conditions.

As a response to these challenges, SINTEF Building and Infrastructure, The Norwegian University of Technology and Science and the University Centre at Svalbard has initiated several research projects at Svalbard, involving construction methods and arctic soil investigations.

1. BAKGRUNN

Byggeaktiviteten i nordområdene og andre kalde regioner er stadig økende og med tanke på bygging av veier, kaier, ilandføringsterminaler og rørledninger er det mange utfordringer som venter oljebransjen og andre aktører, blant annet på grunn av klimapåkjenningene, mangelen på gode naturlige byggematerialer og høye krav til miljø sikkerhet, siden man opererer i svært sårbare områder.



Figur 1 Vei og rørledning på permafrost (Canada). Veien har fått store skader, mens permafrosten under rørledningen holdes stabil ved hjelp av kondensatorer

Som et svar på disse utfordringene har SINTEF Byggforsk, Norges Teknisk-Naturvitenskaplige Universitet og Universitetssenteret på Svalbard, UNIS, satt i gang en rekke forskningsprosjekter på Svalbard som involverer både innovative konstruksjonsløsninger og arktiske grunnundersøkelser;

- Erosjonssikring i Arktis – GISSAC
- Geoteknisk borerigg på Svalbard
- Kartlegging av permafrost

2. EROSJONSSIKRING I ARKTIS - GISSAC

GISSAC står for *Geosynthetics for Innovative Sustainable Solutions in Arctic Climate*. Dette er et pågående internasjonalt prosjekt på Svalbard som undersøker potensialet til geosynteter som erosjonsbeskyttelse i arktiske strøk. Prosjektet involverer SINTEF, Store Norske Spitsbergen Kullkompani (SNSK), NTNU, UNIS, den internasjonale geosyntetprodusenten TenCate Geosynthetics og StatoilHydro, og den norske aktiviteten er primært finansiert av SNSK, Norges Forskningsråd og StatoilHydro.

Siden Svalbard ligger omtrent halvveis mellom Norge og Nordpolen, mellom 76° og 81° nord er øygruppen rimelig representativ for forholdene langs de nordiske og russiske strandlinjene mot Barentshavet. De fleste steder i nordområdene er tilgjengeligheten på høy-kvalitets byggemateriale som grus og sprengstein sterkt begrenset på grunn av den lokale geologien. For byggeaktivitet på Svalbard, må ofte sprengstein importeres fra fastlandet, noe som er kostbart og heller ikke ønskelig fra et miljøperspektiv. Geobager, geokontainere og geotuber (som er geosynteter av ulik størrelse fylt med geologisk materiale) kan likevel gjøre det teknisk mulig å benytte lokalt tilgjengelig materiale i bygging.



Figur 2 Testfyllingen i Svea etter første vintersesongen

Derfor har SINTEF, i samarbeid med ovennevnte aktører bygget et forsøksfelt som ligger i gruvesamfunnet Svea. Forsøksfeltet består av geosyntetbager av ulike materialer som er fylt med lokalt materiale og lagt ut som erosjonssikring på fronten av en fylling ut i Braganzavågen, med store islaster og sterke tidevannsstrømmer. Arbeidet gjennomføres blant annet som en del av en doktorgrad ved UNIS/NTNU. Erfaringen fra fyllingen så langt har vært veldig bra, og resultatene fra prosjektet skal publiseres i 2008.

Den samme teknologien benyttes også i et nettopp oppstartet forskningsprosjekt på godskaia til SNSK i Svea, hvor det hvert år eroderes bort flere meter av kaiområdet, se Figur 3. De lokale massene alene egner seg ikke til plastring, og lokal masse er derfor fylt i geotekstilsekker som er stablet langs kaifronten. Prosjektet gjennomføres av SINTEF og TenCate og den innovative plastringen er instrumentert som en del av en Masteroppgave ved NTNU/UNIS.



Figur 3 Erosjon ved kaianlegget på Kapp Amsterdam, Svea

3. GEOTEKNISK BORERIGG PÅ SVALBARD

I GISSAC-prosjektet ble det identifisert et behov for å vite mer om grunnforholdene i og rundt den eksisterende testfyllingen, samt utføre høy-kvalitets grunnundersøkelser for en framtidig utvidelse av fyllingen.

SINTEF Byggforsk kjøpte derfor like rundt årsskiftet en brukt geoteknisk borerigg av typen Geotech 604. Rigger ble kjøpt inn som en del av det overforstående beskrevne GISSAC-prosjektet og er fullfinansiert av StatoilHydro.

Rigger er oppgradert for å fungere under tøffe forhold, og er utstyr for totalsondering og uforstyrret prøvetaking, blant annet med en spesialutviklet kjerneprøvetaker fra NTNU for å ta opp prøver med høy kvalitet i permafrost.



Figur 4 Boreriggen på plass i Svea

I et større perspektiv ser vi at en geoteknisk forskningsrigg på Svalbard lar oss bygge opp en viktig kompetanse og erfaringsbase innen arktisk geoteknikk og byggeteknologi, som også kan anvendes andre steder i nordområdene og andre kalde regioner. Norsk spisskompetanse innen olje- og gassutvinning i utfordrende omgivelser krever stor forskningsaktivitet, og SINTEF og NTNU ser det naturlig å ta ansvar på dette området.

Feltarbeid på Svalbard har helt klart en del tilleggsutfordringer i forhold til det vi er vant til på fastlandet. Situasjonen fra Svea i Figur 4 ser nok relativt solfylt og idyllisk ut på bildet, men i virkeligheten var det ned mot $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ og skarp vind. Som man sikkert kan forestille seg, skaper ødelagte hydraulikkslanger og manglende skruer også en ekstra utfordring når man befinner seg i et gruvesamfunn på 78°N og nærmeste Clas Olson er 170 mil unna. Dessuten trenger man svært sjelden å være utstyrt med rifle og bjørnevakt for feltarbeid på fastlandet.



Figur 5 Boreriggen på flåte på vei ut på Adventsfjorden på oppdrag for Opticonsult AS

Boreriggen er som tidligere nevnt tenkt benyttet primært til forskning, men kan selvfølgelig også leies inn til eksterne oppdrag tilknyttet prosjektering og bygging på Svalbard. Bildet til venstre viser riggen på flåte i ferd med å bli slept ut på Adventsfjorden, på et oppdrag for Opticonsult. Det ukeslange oppdraget, knyttet til kartlegging av grunnforhold for prosjektering av ny kai, involverte totalsondering og prøvetaking fra flåte.



Figur 6 Boreriggen på forskningsoppdrag for Statoil i Adventsdalen høsten 2007

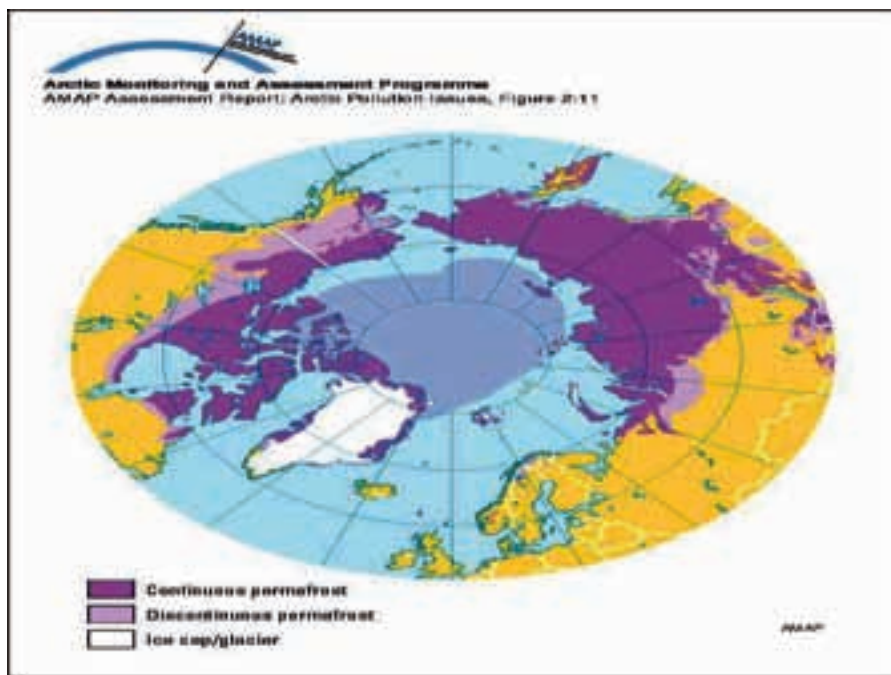
Boreoperatør er ingeniør Jomar Finseth hos SINTEF Byggeforsk, som har mange års erfaring innen geoteknisk felt- og laboratoriearbeid hos NTNU Geoteknikk. I tillegg er vi så heldige at vi kan leie inn feltmannskap med høy kompetanse og mye erfaring fra NTNU Geoteknikk.

Boreriggen eies av SINTEF Byggeforsk, men driftes i et samarbeid mellom SINTEF og UNIS. UNIS disponerer boreriggen i sin forskningsaktivitet, og anvender den direkte i feltundervisning, i mastergrader og i doktorgrader ved UNIS, både ved gruppene "Arktisk geologi" og "Arktisk teknologi". Dette samarbeidet er veldig nyttig for begge parter, UNIS får tilgang til feltutstyr de tidligere ikke disponerte, og SINTEF drar nytte av UNIS sin unike feltkompetanse i arktiske strøk. Dette gode samarbeidet kommer som en følge av lange, gode samarbeidstradisjoner mellom UNIS og NTNU, der mange NTNU-ansatte, slik som NTNU-professor i geoteknikk, Lars Grande, også har stillinger ved UNIS.

4. KARTLEGGING AV PERMAFROST – ESIMP

Rundt 20 % av jordens overflate er dekket av permafrost (Hauck, 2001). For bygging på permafrost er det avgjørende at man har kartlagt dybden til, eventuelt mektigheten av og lagdelingen i permafrosten, samt har kartlagt den aktive sonen og kjenner de mekaniske

egenskapene til isen og den frose jorda. I tillegg er det viktig å lokalisere rene isstrukturer i bakken, slik som iskiler og pingoer, siden slike strukturer kan føre til ustabilitet og store setninger dersom de skulle smelte helt eller delvis.



Figur 7 Utbredelse av permafrost (AMAP)

Prøvetaking er en svært velegnet metode for å bestemme styrkeegenskaper til det opptatte materialet, og vil selvfølgelig også kunne avsløre og lokalisere isstrukturer i bakken. Metoden begrenses derimot sterkt av at det er relativt tidskrevende og dyrt, samt at man bare oppnår kunnskap om materialet i selve borepunktet, og ikke får noen sikker informasjon om omgivelsene. Metoden er derfor ikke optimal for kartlegging av grunnforhold og permafrost for f.eks. bygging av rørledninger.

Derfor har SINTEF i samarbeid med UNIS og NTNU startet et forskningsprosjekt for å identifisere mer effektive undersøkelsesmetoder for kartlegging av både permafrost og rene isstrukturer. Dette prosjektet (ESIMP; *Efficient Soil Investigative Methods on Permafrost*) er fullfinansiert av StatoilHydro og kunnskapen som tilegnes skal i sin tur kunne brukes til å møte kritiske situasjoner som kan oppstå for infrastruktur og olje- og gassledninger når permafrosten tiner, enten som følge av sesongvariasjoner i temperatur eller som en følge av varige klimaendringer.

Prosjektet startet i 2007 og så langt er det utført en feltstudie i Adventsdalen ved Longyearbyen, og det skal utføres flere studier blant annet senere i høst og i våren 2008. Så langt er det benyttet målinger med georadar (*Ground Penetrating Radar, GPR*), som verifiseres med geoteknisk prøvetaking og resistivitetsmålinger (se Figur 8).

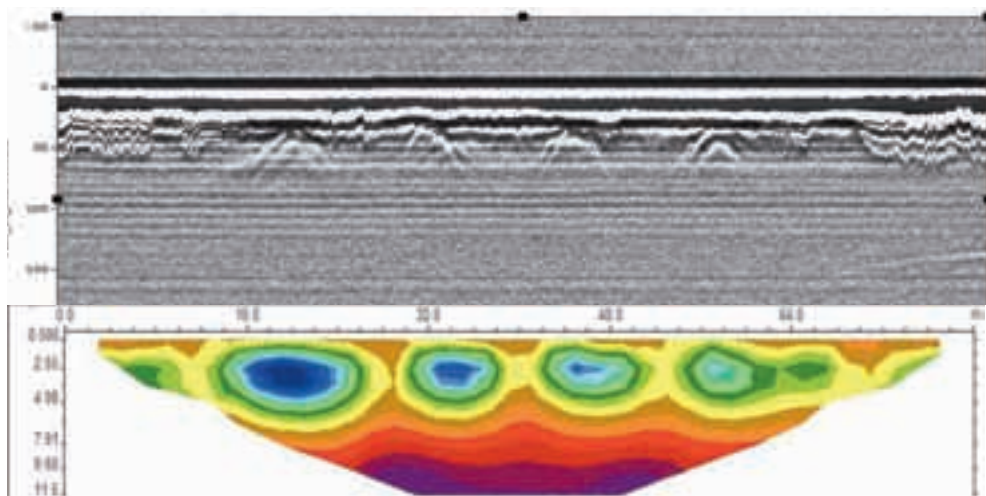


Figur 8 Målinger med GPR (venstre) og resistivitetsstyr (høyre)

Resistivitetsmålinger er basert på jordas elektriske ledningsevne. I utgangspunktet er det innholdet av fritt vann som måles, men siden is har en mye høyere elektrisk motstand enn vann er det mulig å bruke denne metoden til å kartlegge permafrost. For mange jordarter øker resistiviteten eksponentielt helt til mesteparten av porevannet er frosset. I salt porevann vil resistiviteten være lavere, siden salt senker frysepunktet og mengden ufrosset vann ved temperaturer under $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ vil være større (Hauck. 2001).

Georadar er en elektromagnetisk målemetode som kan benyttes til undersøkelse av lagdeling og strukturer i grunnen. Elektromagnetiske bølgepulser sendes ned i jorda og en del av bølgeenergien blir reflektert tilbake til overflaten når bølgepulsen treffer en grense som representerer en endring i mediets dielektriske egenskaper. Resten av energien vil fortsette nedover og man kan få reflekterte signaler fra en rekke grenseflater.

Resultatene fra det første surveyet tidlig på høsten 2007 viser lovende resultater. Resistivitetsmålinger og resultater fra georadar-undersøkelser langs et profil finner isstrukturer på de samme posisjonene (se Figur 9). Prøver tatt opp med boreriggen dokumenterer at det virkelig dreier seg om is, se Figur 10.



Figur 9 Resultater fra kartlegging av isstrukturer i Adventsdalen høsten 2007 med GPR (øverst) og resistivitet (nederst)



Figur 10 Ren is tatt opp med boreriggen

Referanser

Hauck, C. (2001): "Geophysical methods for detecting permafrost in high mountains", pp 45-46, *Laboratory for Hydraulics, Hydrology and Glaciology Zürich*

Takk til: SINTEF Byggforsk vil gjerne takke doktorgradsstudent Fabrice Caline, stud.tech Magne Wold og stud.tech Dag Theodor Andreassen, UNIS/NTNU, Professor Lars Grande, NTNU og Jomar Finseth for innsatsen på prosjektene som beskrives i artikkelen og til Gisle Håland i StatoilHydro for finansiering av forskningsriggen.

JERNBANEVERKETS BEREDSKAP MOT SKRED OG FLOM

The preparedness system for debris slides and flooding at Norwegian National Rail Administration

Steinar Myrabø Hydrolog Jernbaneverket
Kjell Arne Skoglund Dr.ing. Jernbaneverket
Roar Nålsund Ingeniørgeolog Jernbaneverket

SAMMENDRAG

Det ble i 2002 etablert et beredskapssystem der Jernbaneverket skal kunne minimere risikoen for uønskede hendelser relatert til ugunstige vær-situasjoner. Denne trinnvise beredskapen er innført på bakgrunn av erfaringer med at det skal komme en minimum mengde regn + smeltevann (kalt terskelverdi) før utløsning av jordskred kan skje. Beredskapsbehov og -tiltak ved de ulike nivåene skal vurderes for å sikre jernbanespor og togtrafikk mot uønskede hendelser. En søker å handle ut fra informasjon om været (meldt og observert) og informasjon om de problemer som kan oppstå ved ugunstig vær. Beredskapssystemet skal videreutvikles til å omfatte flere vær- og hydrologiske parametere, sikrere varsling og bedre datainnsamling, samt å varsle flest mulig typer uønskede hendelser. I tillegg er det viktig å utvikle en god beredskap mot fremtidig klima/klimaendringer.

SUMMARY

In 2002 Norwegian National Rail Administration established a preparedness system which aims at minimising the risk for hazardous events related to unfavourable weather. This stepwise preparedness is based on the experience that a minimum amount of rain + melt water, called the threshold value, is needed before a landslide is initiated. The needs for mitigating preparedness measures at the specific preparedness level must be considered in order to secure the railway line and the rolling stock. Action is taken on the basis of information about the weather (forecasted and observed) and the known risks at unfavourable weather. The preparedness system is to be further developed, comprising more weather related parameters as well as hydrological parameters. Also, more types of unwanted weather related events are to be included. Preparedness for future climate and climate change is also an important issue.

31.1 INNLEDNING

Jernbaneverket (JBV) eier og forvalter infrastrukturen (jernbanenettet) i Norge. JBV er ansvarlig for utbygging av nye strekninger og for drift og vedlikehold av jernbanenettet. JBV skal videre arbeide for at jernbanetransport er en sikker og konkurransedyktig transportform, integrert med det øvrige transportnettet. Hovedfokusområdene for JBV er sikkerhet, punktlighet og informasjon, konkurransekraft og samfunnsnytte, produktivitet og prosesskvalitet, samt mennesker og organisasjon.

I 2006 ble det opprettet et Rasforum i JBV, der en nå bl.a. videreutvikler en trinnvis beredskap mot "ekstremvær" og kartlegger strekninger som er utsatt for skred. Dette for å kunne prioritere hvor en skal gjøre tiltak/utbedringer, vurdere bygging av nye

rasvarslingsanlegg og få oversikt over "vær varsom" steder i beredskapssammenheng. Regn, snømengde, snøsmelting, temperatur, vind, grunnvannstand og vannføring er viktige utløsende faktorer mht skred og flom, så derfor har vi etablert et nært forhold til værvarslinga på met.no (Meteorologisk Institutt) og flomvarslingstjenesten på NVE. Å ta hensyn til klimaendringene er sterkt fokusert, og JBV samarbeider tett med andre aktører som Statens Vegvesen, spesielt i deres etatsprosjekt "Klima og transport".

31.2 RISIKO VED EKSTREMVÆR

Risikoen ved en hendelse er at sporet er ute av funksjon, slik at det blir togstans. Verste hendelser er hvis et tog kjører inn i et skred og får bråstopp eller avsporing. Definisjon av risiko er konsekvens x sannsynlighet.

For å redusere risikoen må en derfor vurdere begge disse parametrene og redusere både sannsynlighet for hendelse og konsekvenser av hendelse. Konsekvenser reduseres bl.a. ved hjelp av beredskap som tar hensyn til vær, spor og omkringliggende terreng for å unngå skader på personer og materiell. Sannsynligheten reduseres ved å gjøre sporet mer robust ved hjelp av fysiske tiltak, både langs sporet og i sideterrenget, slik at det gir færre hendelser.

Hvor er det så mest å hente for å redusere risikoen og få økt sikkerhet?

-Fysiske tiltak har størst potensial til å redusere risiko, men har store økonomiske kostnader.

Det er et stykke igjen til JBV er i mål her!

-Beredskap gir et viktig bidrag og har relativt små kostnader. Beredskap gir således stor gevinst pr. brukt krone! Vi er nokså nært målet her med innføring av trinnvis beredskap!

Uansett er det viktig å gjøre begge deler!

31.3 FOREBYGGENDE TILTAK

Den daglige driften og vedlikeholdet er et svært viktig grunnlag for å ha en så robust bane som mulig. Det gjelder visitasjoner for å vurdere sikkerheten, så vel som å utføre bl.a. fjellrensk og ulike sikringstiltak mot skred. Jevnlig kontroll og ev. utbedringer av stikkrenner og grøfter er spesielt viktig mht flom og flomskred. JBV vurderer nå mulighetene for alternative flomveier og fordrøynings-/sedimentasjons dammer i utsatte områder. JBV er for tiden også i gang med en omfattende kartlegging av fareområder for skred langs alle banestrekningene i landet, samt en kartlegging av stikkrenner mht dimensjonering og potensiale for flomskred.

31.4 TRINNVIS BEREDSKAP

Det ble i 2002 etablert et beredskapssystem der JBV skal kunne minimere risikoen for uønskede hendelser relatert til ugunstige vær-situasjoner. Denne trinnvise beredskapen er innført på bakgrunn av erfaringer med at det skal komme en minimum mengde regn + smeltevann, en terskelverdi, før utløsning av jordskred kan skje (Sandersen et al.).

Terskelverdien for et område beregnes som 5 % av årsnormalen for en 12 timers periode og 8 % for en 24 timers periode. Dermed blir det tatt hensyn til klimatiske forskjeller. Tiltakene under regnværet bestemmes av størrelsen av målt/beregnet og forventet/varslet mengde nedbør:

Grønn beredskap: mellom 50% og 75% av terskelverdi

Gul beredskap: mellom 75% og 95% av terskelverdi

Rød beredskap: mer enn 95% av terskelverdi

Beredskapsbehov og beredskapstiltak ved de ulike nivåene skal vurderes for å sikre spor og trafikk mot uønskede hendelser. En søker å handle ut fra informasjon om været og informasjon om de problemer som kan oppstå ved ugunstig vær.

Et nøkkelbegrep er risikobasert sikkerhetstenkning. Under ekstremvær skal sikkerheten ivaretas ved risikobaserte aksjoner før det skjer skader på banen, også kalt proaktiv sikkerhetstenkning. Proaktive aksjoner for å hindre at ras fører til fare for togtrafikken er:

- kontroll/åpning av stikkrenner
- enkel visuell kontroll av sideterreng og vassdrag
- ekstra visitasjoner / inspeksjoner
- ved behov melde fra til togledelsen
- kontakte målestasjoner hyppig, samt meteorologisk institutt (met.no) og NVE hvis gul/rød beredskap er sannsynlig
- vurdere tiltak som innføring av saktekjøring eller stenging av banen
- styring av beredskapen med døgnkontinuerlig vaktordning på de enkelte banestrekningene
- avslutning / når oppheve tiltak?

Hensikten er i første rekke å øke sikkerheten ved å hindre skade på tog og personer, men å hindre baneskader kan være en positiv bieffekt! Beredskapen krever ikke mer ressurser i form av økt personell, men fører til bedre operative tiltak og mer målrettet bruk av mannskaper.

Beredskapssystemet skal videreutvikles til å omfatte flere vær- og hydrologiske parametere, sikrere værsling og bedre datainnsamling, samt å varsle flest mulig typer uønskede hendelser som erosjon, skred, flom, solslyng, snøfonndannelse og vindfelte trær over spor. Værdata fås fra met.no, Bioforsk (Planteforsk), o.a., mens hydrologiske data og flomvarsel fås fra NVE. Beredskap mot fremtidig klima/klimaendringer er svært viktig i denne sammenheng.

31.5 BEHOV FOR OG TILRETTELEGGING AV VANN- OG VÆRDATA

Meteorologisk Institutt (met.no) er det statlige organ som har ansvar for innsamling av værdata og værvarsling i Norge. De har et stort antall eksperter som jobber med både historiske data, å få inn og kvalitetssikre sanntidsdata, samt utarbeide prognoser. Via et samarbeid som nå er i gang, bl.a. mellom Statens Vegvesen (SVV), Bioforsk, JBV og met.no, så forsøkes det å få samlet mest mulig data fra tilgjengelige og nye værstasjoner (med gode nok data) fra alle parter hos met.no. Dette øker observasjonsnettet hos met.no, spesielt for automatiske stasjoner, betraktelig.

Etter de statlige avtalene som alle samarbeidspartnerne har gjort med met.no, får vi nå etter hvert tilnærmet gratis data og prognoser direkte via "Kilden" hos Kjernetjenesten, samt at vi kan kontakte vakthavende meteorolog direkte. Det er således naturlig at dette danner grunnlag for den trinnvise beredskapen. JBV har derfor valgt at alle værstasjoner som de bygger (15 - 20 stk. de nærmeste åra) skal etableres og driftes i samarbeid med met.no, og inngå i met.no sitt stasjonsnett. SVV ønsker å bygge og drifte sine egne stasjoner, men vil prøve å tilpasse en del av nye/planlagte stasjoner til å kunne brukes bl.a. i forbindelse med trinnvis beredskap og at dataene kan overføres til met.no.

NVE er det statlige organ som har ansvar for innsamling av data og overvåking av våre vassdrag, samt flomvarsling. De har en egen "avdeling" som jobber med flomvarsling og minst en person har beredskap hele døgnet. De ansatte på "Flomvarslinga" får inn data og varsler fra met.no som sammen med bl.a. satellittdata over snødekket, snøputedata, osv. går

inn i de hydrologiske modellene for vassdrag over hele landet. Modellene kjøres spesielt hyppig når det er fare for flom. Vakhavende hydrolog sender ut flomvarsel ved behov, også direkte til oss via e-mail, og kan kontaktes via telefon for nærmere opplysninger.

Det er viktig med timesoppløsning eller bedre på dataene og spesielt når det varsles beredskap at dataene/informasjonen oppdateres minimum hver time. For de som har ansvar for beredskapen ute i de forskjellige områdene er det viktig med lett tilgjengelig og enkel visualisering av informasjonen. Det har vært diskutert å ha et klikkbart Norgeskart som startside (ev. med beredskapsfarger som viser hvor observert/prognosert regn/snøsmelting når terskelverdiene) hvorfra en kan zoom seg inn på områder og enkeltlokalteter for nærmere informasjon. I et samarbeid som JBV og SVV har med SeNorge.no, er vi kommet langt på vei mot dette målet, men har fremdeles igjen noen utfordringer før vi er i helt mål.

Værdata som er viktige for den trinnvise beredskapen er:

- Nedbør og nedbørtype (mengde og intensitet)
- Vind (styrke/vindkast og retning)
- Temperatur
- "Kombinerte data" → snødekke, snødybde, snøoppthopning/fonner og snøsmelting

Aktuell tilrettelegging av værdata er:

Observasjonsdata (historiske og sanntidsdata):

- Tabeller
- Hydrogram
- Radarbilder/-kart med nedbørtype (øyeblikksbilde og forhåpentligvis akkumulerte verdier)

Prognoser (kort-og langtid):

- Tabeller
- Hydrogram
- Prognosekart (akkumulert 12-timers nedbør for hver tredje time) eller tilsvarende med "trafikklys"/fargekoder for ulike terskelverdier

Kombinert oversikt:

- F.eks. meteogram som viser observasjoner de tre siste døgn og prognose for tre/fem døgn

Andre variable som er interessante mht flom, erosjon og skredfare er grunnvannstand, vannstand/vannføring og teledyp/jordtemperatur.

31.6 VIDERE ARBEID

Momenter for videre arbeid er:

- Videreutvikling av eksisterende beredskap og nye prosedyrer
- Bedre tilgang til eksisterende observasjoner (vær- og avrenningsdata)
- Ønsker oppdateringer innen én time
- Bedre tilgang til eksisterende korttidsdata (bl.a. timesverdier for vær- og avrenningsdata)
- Tilgang på alle typer prognoser og varsler (bl.a. fra met.no og NVE)
- Utvikling av internettbasert værtjeneste og flomvarsling (bl.a. SeNorge)
- Etablering av nye vær- og avrenningsstasjoner og nye parametere/variable
- Kartlegging av potensielle fareområder langs alle banestrekningene (bl.a. "aktsomhetskartlegging")
- Utvikle/teste ut ulike varslingssystem for ras
- Mer samarbeid med andre, spesielt met.no, SVV, Bioforsk og NVE

I samarbeid med andre er det store fordeler å bruke et felles kartleggingssystem (GIS), bl.a. for visualisering av all eksisterende informasjon fra alle samarbeidende institusjoner og resultater av kartanalyser/beregninger/modelleringer. En oppnår da ett felles system for oppdatering av all aktuell informasjon og det blir lettere (og billigere) å løse problemstillinger ved felles og tverrfaglig samarbeid. Via en felles metodikk, standarder og ordbruk kan en da enkelt velge ut den informasjonen en ønsker i valgfri målestokk (hele landet → en enkel lokalitet).

Spesielt nyttige fordeler ved bruk av GIS for Jernbaneverkets Rasforum er:

- I kartlegging av hvor det bør utføres nærmere terrengbefaring
- Verktøy til hjelp for å prioritere hvor det skal gjøres tiltak/sikringsarbeid
- Lettere å identifisere lokaliteter for varslingsanlegg, som geofoner og gjerder, samt hvor det er gjort tiltak
- I beredskapssammenheng kan en få et verktøy hvor en lett får oversikt over hvilke strekninger/lokaliteter en bør følge nøye med på i spesielle vær- og avrenningssituasjoner

Andre eksempler på mulighetene ved GIS analyser og DTM-modelleringer er å kunne identifisere potensielle rasområder og skredbaner for ulike typer skred, og om de utgjør noen fare. Ellers er det muligheter for å gjøre "grovdimensjonering" av stikkrenner (ved hjelp av den rasjonelle formel). En kan også benytte GIS for å prøve å finne/teste ut ulike terrengparametre og utløsningsmekanismer for forskjellige typer skred (bl.a. ved å sammenligne med hvor og når tidligere hendelser har skjedd). Kanskje en til og med klarer å identifisere potensielle områder for flomskred?

Å ta hensyn til klimaendringene er sterkt fokusert i alt arbeidet som JBV gjør i forbindelse med å få mest mulig robuste baner og videreutviklingen av beredskapen mot skred og flom. Generelt er det forventet et verre klima med flere hendelser totalt sett for hele samferdselssektoren, som resulterer i økt hyppighet av beredskap og et økt antall hendelser som beredskapen ikke fanger opp! Endringene blir kanskje så store at terskelverdiene må justeres når normalene justeres (Nåværende normal: 1960 – 1990. Neste normal: 1990 – 2020).

Skalaproblematikk er spesielt viktig å fokusere på mht hvordan en skal prøve å tilpasse seg klimaendringene. Uansett om årsnedbøren øker eller ikke for et område, så er den antatte økningen av nedbørmengden og hyppighetene av de mest intense nedbørepisodene som kanskje har mest betydning i de fleste tilfellene. Dette gjelder særlig for JBV, der nedbørfeltene til stikkrennene og kulvertene er så små at det hovedsaklig er den mest intense nedbøren i løpet av en time som er det avgjørende om en får flomproblemer og eller flomskred (se figur 31.1). At det er de mest intense episodene (under fuktige forhold) som er den viktigste utløsningsfaktoren gjelder kanskje også mange av de andre formene for skred. JBV er derfor nå i samarbeid med bl.a. SVV, met.no og NVE i gang med å skaffe til veie et bedre datagrunnlag for å bedre metodikken til beregninger og dimensjoneringer av dagens situasjon. Dette er et helt avgjørende grunnlag for å vurdere konsekvensene av klimaendringene og hvordan JBV skal kunne tilpasse seg.



Fig. 31.1 Eksempel på flomskred (Langhelle 14. nov. 2005; foto Bjørn Skauge)
med store konsekvenser for både jernbane og vei.

Referanser:

Sandersen et al (1996). The influence of meteorological factors on the initiation of debris flows, rockfalls, rockslides and rockmass stability, Proceedings of the 7th International Symposium on Landslides, 17-21 June 1996 Trondheim, Norway, Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 8185.

Sivilingeniør Ole-André Helgaas
Statens vegvesen Region Nord

**Rassikring og geoteknikk, erfaringer fra krevende vegprosjekter
i Troms siste 5 år**

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Tekn. Dr. Roger Olsson, NGI
Leder av Norsk Bergmekanikkgruppe

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

DESIGN OG OVERVÅKNING AV BERGSIKRING OG BERG I SVEA NORD**Design and monitoring of rock support and rock stability in Svea Nord**

Bergingeniør Tom Frode Hansen. Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS
Bergingeniør Eivind Hegbom. Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS
Siv. ing. student David Hovland. Institutt for Geologi og Bergteknikk, NTNU.

SAMMENDRAG

Svea Nord er en av Europas største kullgruver og opereres av Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS. Gruva er lokalisert til 78°N i den sentrale vestlige delen av Spitsbergen. Gruva utnytter longwall driftsmetode og har en årlig produksjon på ca. 3 millioner tonn kull. I Svea Nord kan driften deles inn i 3 hoveddriftsområder; hovedstoll, oppfaring og strosedrift. Strosedriften driver et strosesepanel på 3000 meter ganger 250 meter på ett år. På denne tiden må stoller for neste panel være ferdig oppfart slik at strosesemaskineriet kan flyttes direkte fra et utdrevet panel til neste klargjorte stollsystem. Inndriften på oppfaringen er pr. i dag begrensende faktor for produksjonen. Hvert år drives ca. 10000 meter av disse oppfaringstollene, med en størrelse på 6 m bredde og 4 m høyde.

Arbeidsoperasjonene på oppfaring kan deles inn i kutting av kull, kulltransport og bergsikring. Utfordrende geologiske forhold medfører at begrensende faktor for inndrift på oppfaring er bergsikringen. Høy horisontal bergspenning og svake lagdelte sedimentære bergarter krever et omfattende sikringsmønster. En endring til mer komplekse geologiske og bergmekaniske forhold de siste 2 årene stiller sterkere krav til sikringssystemet. SNSG er gjenstand for betydelig oppmerksomhet fra media og myndigheter og sikkerhetskravene medfører nulltoleranse for blokkfall, ras og ustabile forhold. Krav til kvalitetssikring og dokumentert sikkerhet er stadig økende.

De to siste årene har gruveselskapet, i samarbeid med norske og internasjonale rådgivere og leverandører, utviklet et system for bergsikring og overvåkning for å tilfredsstille de økende kravene. I betydelig større grad en tidligere har en rekke bergmekaniske måleinstrumenter blitt benyttet i designen av sikringssystemet. Vi ser en utvikling hvor bergsikring i økende grad kan designes og overvåkes med utgangspunkt i vitenskapelige metoder i motsetning til kun erfaringsbaserte metoder. Utstrakt bruk av instrumenterte bolter, ekstensometere, spenningsmåling og risikovurderinger har løftet dagens sikrings- og kontrollsystem opp på et nivå som tilfredsstiller kravene fra et moderne samfunn.

SUMMARY

Svea Nord is one of the largest European coal mines and is operated by Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS. The mine is located to 78°N in the central western part of Spitsbergen. The mine utilizes the longwall mining method and has an annual production of approx. 3 million tons of clean coal. In Svea Nord the operation can be divided in 3 main

production areas; main entries, development and longwall. At the longwall operation, a panel of 3000 meter length and 250 width is mined every year. During that time, the development for the next panel must be completed such that the longwall machinery can be transferred directly from one mined panel to the next prepared roadway system. The speed of the development is today the limiting factor for the production. 10000 meter of these development roadways are mined annually, with a width of 6 meter and a height of 4 meter.

Operations on development can be divided in cutting of coal, coal transport and rock support. Challenging geologic conditions lead to rock support as the limiting factor for production in the development area. High horizontal stress component and weak layered sedimentary rocks demands an extensive rock support system. A change to more complex geologic and rock mechanical conditions the last 2 years set stronger demand for the rock support system. SNSG is an object of extensive attention from Media and public authorities and the safety demands lead to zero tolerance for rock falls, cave ins and unstable conditions. Demands for quality assurance and documented safety are steadily increasing.

The last two years the mining company have, in cooperation with Norwegian and international advisers and suppliers, developed a system for rock support and monitoring to satisfy the increasing demands. A range of rock mechanical measurement devices has been used in the design of the rock support system, to a considerably larger degree than in the past. We see a development where rock support to an increasing degree can be designed and monitored with the basis of scientific methods in contrast to entirely experience based methods. A comprehensive use of instrumented bolts, extensometers, stress measurements and risk assessments have raised today's support- and control system up to a level that satisfies the demands from a modern community.

1 INTRODUKSJON

Svea Nord er en av Europas største kullgruver og opereres av Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS. Gruva er lokalisert til 78°N i den sentrale vestlige delen av Spitsbergen. Gruva utnytter longwall driftsmetode og har en årlig produksjon på ca. 3 millioner tonn kull. I Svea Nord kan driften deles inn i 3 hoveddriftsområder; hovedstoll, oppfaring og strossedrift. Strossedriften driver et strossepanel på 3000 meter ganger 250 meter på ett år. På denne tiden må stoller for neste panel være ferdig oppfart slik at strossemaskineriet kan flyttes direkte fra et utdrevet panel til neste klargjorte stollsystem. Inndriften på oppfaringen er pr. i dag begrensende faktor for produksjonen. Hvert år drives ca. 10000 meter av oppfaringstollene, med en størrelse på 6 m bredde og 4 m høyde.

Arbeidsoperasjonene på oppfaring kan deles inn i kutting av kull, kulltransport og bergsikring. Utfordrende geologiske forhold medfører at begrensende faktor for inndrift på oppfaring er bergsikringen. Høy horisontal bergspenning og svake lagdelte sedimentære bergarter krever et omfattende sikringsmønster. En endring til mer komplekse geologiske og bergmekaniske forhold de siste 2 årene stiller sterkere krav til sikringssystemet. SNSG er gjenstand for betydelig oppmerksomhet fra media og myndigheter og sikkerhetskravene medfører nulltoleranse for blokkfall, ras og ustabile forhold. Krav til kvalitetssikring og dokumentert sikkerhet er stadig økende.

Et uventet ras i en av transportstollene 1. april i 2006 medførte 14 dagers stopp i produksjonen, usikkerhet blant operatørene og etterforskning av myndigheter. I forkant av raset hadde SNSG relativt god forståelse av typisk bruddutvikling, samt hvilke faresignaler som var viktig å detektere. Stollen i rasområdet var drevet ut for ett år siden og det var ingen

tegn på bruddutvikling i området før rett i forkant av raset. Ut i fra tidligere teori og erfaring knyttet til retning av horisontale bergspenninger og typisk henggeologi var det svært lite sannsynlig med rasutvikling i området. Kjerneboring i hengen i området etter raset oppdaget imidlertid en sandsteinskanal i de omkringliggende leirsteinene rett over hengnivå. Kanalen var umulig å oppdage fra nedsiden uten kjerneboring. Sandsteinskanalen bidro sannsynligvis til at horisontalspenningen endret retning i det angitt området til mer på tvers av stollen (minst gunstige for stabilitet) og bidro sammen med den utypiske geologien til den uventede rasutviklingen.

Mer kompliserte geologiske og bergmekaniske forhold i den indre delen av feltet, samt raset i 2006, ført til oppstarten av et prosjekt med hovedmålene: 1. å optimalisere bergsikringsmetodene til å fungere bedre under de kompliserte forholdene, 2. forstå bruddmekanismer og bruddutvikling slik at riktig form for bergsikring benyttes og slik at alle faresignaler detekteres, 3. overvåke, kontrollere og dokumentere stabile forhold i sikrede rom. De to siste årene har derfor gruveselskapet, i samarbeid med norske og internasjonale rådgivere og leverandører, utviklet et system for design av bergsikring og overvåkning for å tilfredsstille de økende kravene fra SNSG internt, myndigheter og samfunnet. I betydelig større grad en tidligere har en rekke bergmekaniske måleinstrumenter blitt benyttet i designen av sikringssystemet.

I første del behandles bakgrunnsdata for geologiske og bergmekaniske forhold etterfulgt av bergsikring som ble benyttet før 2005, med de klare svakhetene dette innebar. Videre gjennomgås hvordan arbeidet med identifisering av bruddforløp og sikringsbelastninger har foregått. Kapittelet behandler også en metode for design av bergsikring ved hjelp av målinger, observasjon og teori. Neste del tar for seg hvilke revisjoner som ble gjennomført i sikringssystemet med bakgrunn i analyser fra forrige del, samt hvilken fremgangsmåte som ble benyttet for å revidere bergsikringen. I siste hoveddel redegjøres for et system for overvåkning og kontroll av utdrevne bergrom.

2 GEOLOGISKE OG BERGMEKANISKE FORHOLD

I den første delen av feltet er henggeologien relativt statisk (høyre del av bildet til venstre i Figur 1) med en leirstein/siltstein i de første 2-3 meterne, overlatt av en oppgrovende sandstein. Leirsteinen har enakset trykkfasthet i størrelsesorden 60-100 MPa, E-modul 30 GPa og Poissons forhold omkring 0,25. Sandsteinen i størrelsesorden 90-160 MPa, E-modul 30 GPa og Poissons forhold omkring 0,15. 12-13 m over sandsteinen finnes et 20-50 cm tykt kullag, sammen med et 10-30 cm bentonittlag, som varierer fra bløt leire til konsolidert leirstein. Kull har enakset trykkfasthet i størrelsesorden 10-20 MPa, E-modul på 5 GPa og Poissons forhold omkring 0,4. Bentonittlaget viser liten grad av svelling men oppløses svært raskt ved tilgang på vann. Henggeologien medførte at de bergtekniske forholdene var relativt gode, uten store overraskelser. Dette muliggjorde et relativt lett sikringsmønster. Unntaket var i kryssende forkastnings- og foldesystemer som skjærer driftsområdene i kjente lokaliteter med jevne mellomrom.

I slutten av 2004 ble det drevet inn i det markerte området i venstre del av venstre bilde i Figur 1. Lagpakken med kull og bentonittleire beveget seg ned mot hengen, og er i dag fra 1-3 m over hengflaten. Ved en rekke lokaliteter har kullaget delt seg i flere mindre kullag, slik at en 5 meter tykk lagpakke i hengen består av opp til 3 kullag og bentonittleire. Alle slike lag er klare svakhetsplan i lagpakken. Geologiske analyser viser for øvrig at forholdene vil fortsette i resten av feltet.

Omlagring av bergspenning ved utdriving av bergrommene, viser at spenninger har en tendens til å konsentreres under kullaget i hengen. Dette kommer av at kull er en betydelig svakere bergart enn de omkringliggende bergartene, og i liten grad er i stand til å overføre spenning. Så selv om in-situ bergspenning sannsynligvis er relativ lik i feltet, fører den endrede geologien til en oppkonsentrering av spenning i hengen (Dahle, 2004). Bruddeffekter fra høy horisontal spenning som bergslag, brutte bolter og skjærbrudd er mer omfattende i denne indre delen av feltet.

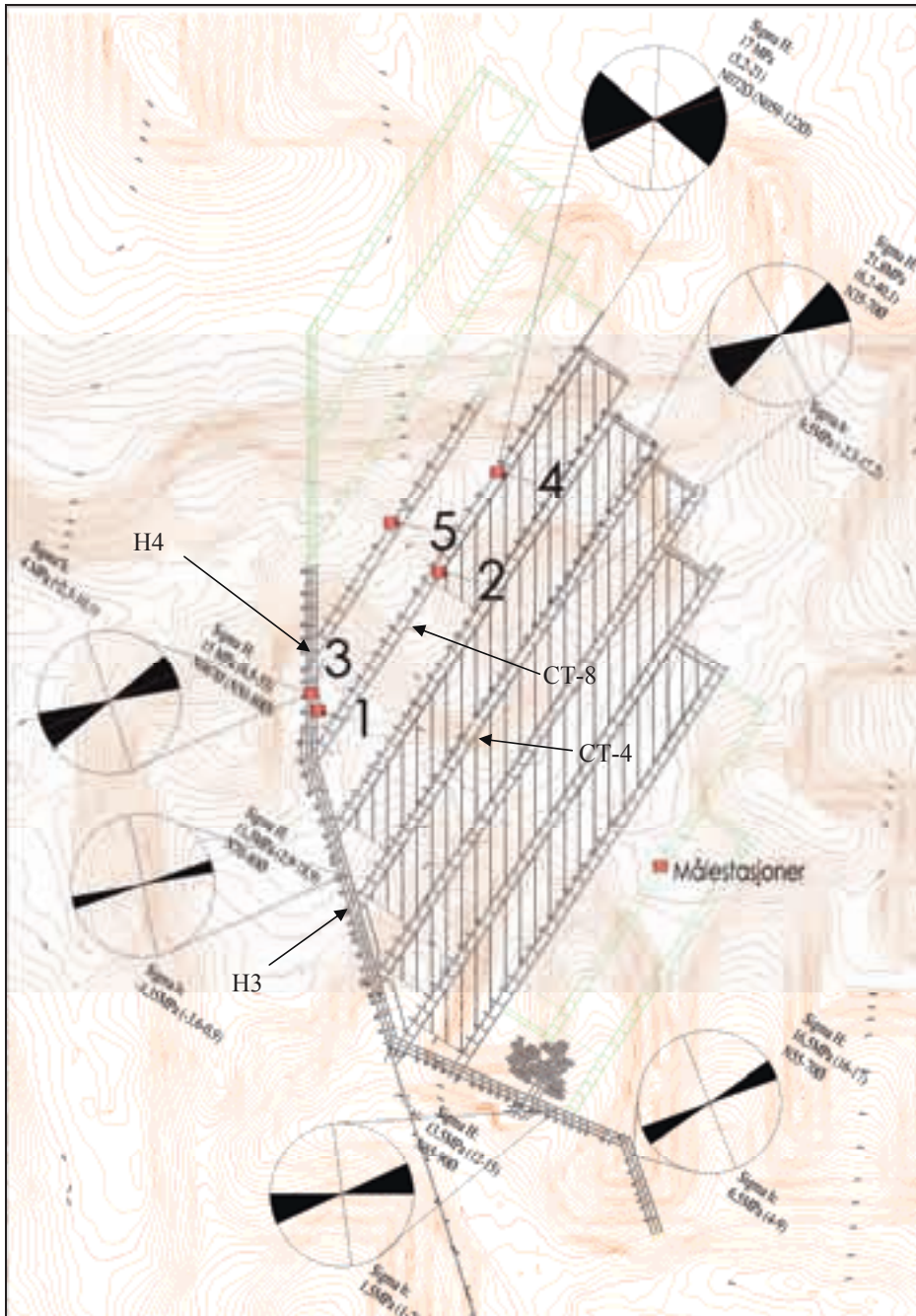


Figur 1. Bildet til venstre viser henggeologi for 3-stollsystemet H3. Bildet til høyre viser henggeologi for 2-stollssystemet CT-4 (gul: sandstein, orange: leirstein/siltstein, svart:kull, grå: bentonitt). Overgangssoner i henggeologi er uthevet.

Observerte bruddannelser og ekstensometermålinger har tydeliggjort at det er spesielt dårlige forhold i overgangssonene hvor geologien endrer seg raskt. I disse sonene er det vanlig med mye nedfall straks etter kutting, og en generell økning i ustabile forhold. De ustabile overgangssonene skyldes sannsynligvis differensiell kompaksjon av den sedimentære lagpakken (Molinda, 2003). Slike soner er uthevet i Figur 1. I overgangssonen i venstre bilde i Figur 1, er det dannet et høyparti etter store utfall fra hengen under kutting av kulla under. I høyre bilde av Figur 1 skjedde det et ras i enden av strossedriftsområdet i denne sonen. I kapittel 1 er sandsteinskanaler omtalt. Slike fenomener er vanskelige å detektere ved vanlig inspeksjon. Det gjennomføres derfor nå systematisk boring av kjerner fra gruva for å kartlegge henggeologien i nødvendig detaljgrad.

Bergspenning er målt av Sintef Bergteknikk ved totalt 6 lokaliteter i gruva (innteget i Figur 2). Av disse seks målingene er 5 gjort med doorstopper i flere punkter langs et 6-7 meter langt borehull. En måling er og gjort med 3D-celle. Alle målingene viser største horisontale spenning i størrelsesorden 12-40 MPa. Vertikal spenning samsvarer med et rent gravitativt spenningsfelt. Med en overdekning varierende fra 100-400 meter, ligger vertikalspenning i en størrelsesorden på 3-10 MPa. I 5 av lokalitetene er retningen for største horisontale bergspenning sammenfallende.

Bruddannelse i gruva har vist seg å være særlig påvirket av retning på største horisontale spenning. Dannelsen av brudd har nesten utelukkende i stoller drevet normalt eller nær normalt på denne retningen (Hansen, 2007). I målepunktet lengst inn i feltet er spenningsretningen endret til mer på tvers av tostollsystemet. Topografien over denne spenningen viser en dal erodert ut i overdekningen. Dalen ser ut til å ha rettet største horisontale spenning mer på tvers av dalføret (se Figur 2). Dette stemmer godt overens med observasjoner i gruva, hvor brudd i bunnen av dalen gjerne forekommer i andre lokaliteter enn tidligere. Gruva er etter disse godt spredde målingene godt kartlagt med hensyn til spenningsretning og størrelse. De relativt høye spenningene har vist seg å ha betydelig innvirkning på bruddmønstre, og dataene er nødvendige for å designe et optimalt bergsikringssystem.



Figur 2. Driftslayout Svea Nord. Lokalteter for spenningsmåling og målestasjoner er inntegnet. Skravert område angir utdrevne strosseområder. Konturkurver angir topografi over gruva med breen fjernet. Grønn farge angir planlagte, ikke drevne områder.

3 BERGSIKRING I SVEA NORD I FØRSTE DEL AV FELTET

Stoller i Svea Nord blir sikret systematisk med bolter og stålnett i heng og vegger. I første delen av feltet ble stollene sikret med raster av 4 stk. 19-22 mm hellimte 1,8 m lange kamstålbolter for hver meter. I veggene ble det sikret med 2-3 stk. 1,5 m lange 19-22 mm kamstålbolter for hver meter. I tillegg ble det i økende grad innover i feltet sikret med 4-6 m lange wirebolter.

De gamle kamstålboltene har etter leverandørs spesifikasjoner en flytegrense på 150 kN, bruddgrense på 230 kN, skjærstyrke på 140 kN og bruddforlengelse på 9 %. Wireboltene har etter leverandørs spesifikasjoner en flytegrense på 430 kN, bruddgrense på 500 kN og skjærstyrke på 360 kN.

I første del av feltet fungerte sikringssystemet relativt bra med overveiende stabile forhold og lite tydelig observerte svakheter med systemet. Da geologien endret seg ble de bergtekniske forholdene mer utfordrende og mange svakhetsstegn viste seg ved boltesystemet. Et eksempel på dette er ved tverrslag 16 i tostollsystemet i CT 6. Her gikk en serie med bolter til skjærbrudd og falt ned i tverrslaget. For svært mange bolter ble enten boltehodene revet av eller bolteplaten revet over boltehodet. Knust berg og åpne brudd ble vanlig, noe som gjorde det nødvendig med omfattende ettersikring i store områder.

Enda tydeligere ble svakheterne i 2005 da jevnlig montering av enkle ekstensometere ble innført (se nærmere omtale i kapittel 6). Betydelig segresjon langt opp i bergmassen forekom i mange områder etter kort tid, noe som indikerte brudd i bolter lenger opp i bergmassen. For å opprettholde et stabilt system ble store mengder wirebolter benyttet i tillegg til kamstålboltene, først med 2 wirebolter for hver 5 m, men etter hvert 4 wirebolter for hver 2. meter. Et slikt sikringsystem tar lang tid å installere og utgjør store kostnader i rene forbruksprodukter. Sikringsprosessen ble etter hvert en betydelig begrensning for inndrift på oppfaring og det var nødvendig å optimalisere sikringssystemet for de endrede bergmessige forhold.

4 IDENTIFISERING AV BRUDDFORLØP OG SIKRINGSBELASTNING

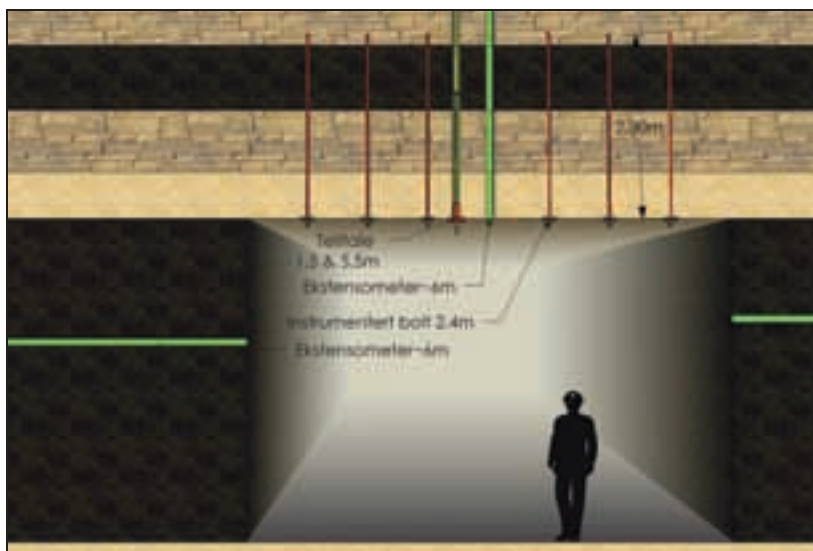
For å optimalisere design av bergsikring er det nødvendig å forstå hvordan berget og boltene påvirkes av krefter og hvordan en eventuell bruddutvikling foregår. Det er mulig å samle mye informasjon gjennom observasjoner, erfaringer og kartlegging. Inne i berget foregår omlagring av krefter som er vanskelig å observere, eksempelvis; hvor og hvordan belastes bergsikringen, hvor og hvordan sprekker berget opp? I arbeidet med design av bergsikring i Svea Nord er det valgt å understøtte de mer subjektive observasjonene og erfaringsdata med omfattende bergmekaniske målesystemer. Instrumenteringen frembrakte objektive, dokumenterte data.

4.1 Montering av målestasjoner

Det viktigste elementet i systemet er montering av målestasjoner i ulike lokaliteter i gruva. SNSG har samarbeidet med det britiske konsultentselskapet Rock Mechanics Technology i montering av stasjoner og analyse av data. Fra november 2006 til august 2007 ble 5 målestasjoner installert. Alle målestasjonene inneholder instrumenteringen som er varianter av tverrsnittet vist i Figur 3. Plasseringen av målestasjonene er inntegnet i Figur 2, hver stasjon med sitt eget nummer. Hver målestasjon inneholder en eller flere av følgende komponenter: instrumenterte bolter, sonisk ekstensometer, mekanisk ekstensometer.

Geologien ble logget for samtlige lokaliteter ved boring av 6-7 m lange kjerneborhull. Det brede utvalget i måledata for hver enkel målestasjon gjorde det mulig å sammenstille flere datasett i tolkningen av bruddforløp og sikringsbelastning. 5 målestasjoner gjorde det mulig å sammenligne ulike regioner av gruva for eventuelle regionale mønstre.

De instrumenterte boltene er hellimte 22 mm KT-bolter. Boltene har etter leverandørs spesifikasjoner en flytegrense på 260 kN, bruddgrense på 320 kN, skjærstyrke på 250 kN og bruddforlengelse på 18 %. På hver side av bolten er det slisset ut et 3,5 mm dypt spor. I sporet er det installert parvise strekkklapper for hver 25. cm langs bolten, til sammen 9 motstående par fra 0,2 m til 2,3 m langs den 2,4 m lange bolten. Siden bolteenden stikker ca. 10 cm ut fra berget er derved strekkklappene lokalisert fra 20 cm til 220 cm opp i berget. Boltene ble montert med slissene parallelt med forventet retning av største horisontale spenning i området. Dette for å få gode avlesninger av maks bøyemoment langs boltene. Tøyningene ble lagret i en datalogger og tolket i et eget analyseprogram. Boltene ble anskaffet ferdig instrumentert. Samtlige stasjoner har 6 instrumenterte bolter, nummerert som bolt 1-6 fra venstre mot høyre sett innover i gruva.



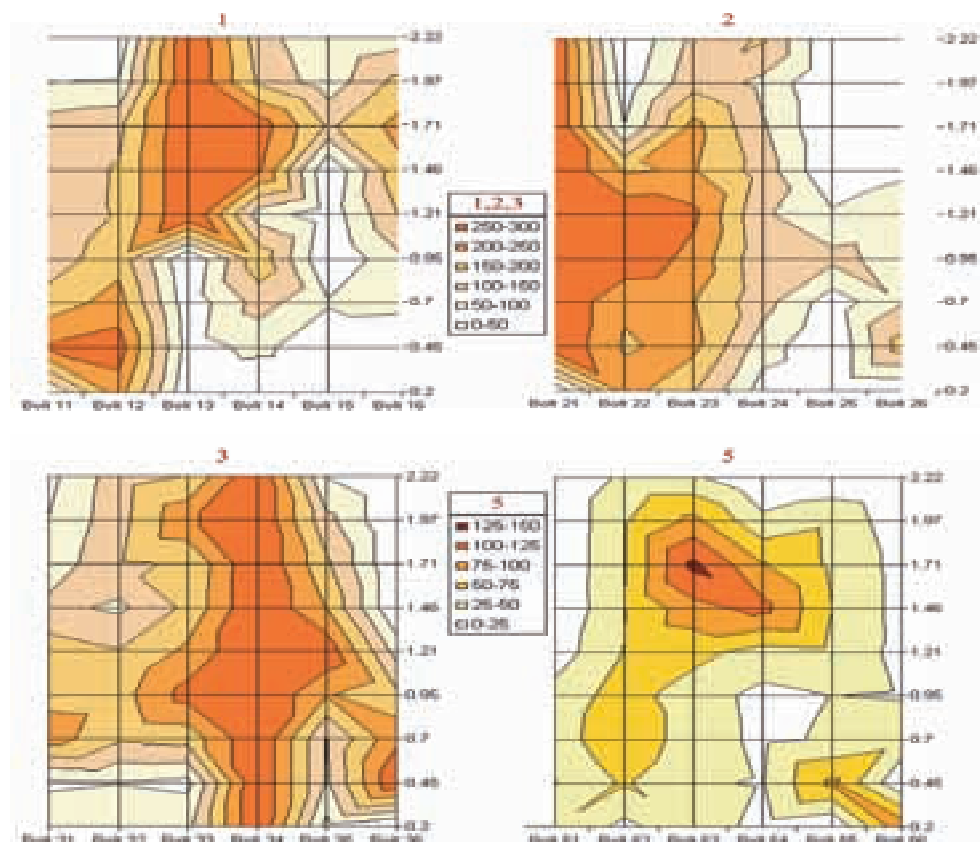
Figur 3. Tverrsnittprofil målestasjon med instrumenterte bolter og ekstensometere

I målestasjon 1 - 4 er det montert et sonisk ekstensometer sentrert i hengen opp til høyder fra 4-7,5 m, avhengig av hva som var mulig i den enkelte lokalitet (se prinsippsskisse i Figur 4). For hvert av ekstensometerne er det montert 15-20 ankere fordelt over hullengden, hver med en reell målenøyaktighet på ca. 1 mm. Ankerne er påmontert en magnet og beveger seg fritt over en plastslange. Ved hver måling tres en målesonde inn i plastslangen, en puls sendes og en respons sendes fra hvert enkelt anker. Avstanden til hvert anker blir sammenlignet med referanseverdier avlest ved montering. I målestasjon 1 og 2 er det også montert ekstensometere i veggene.

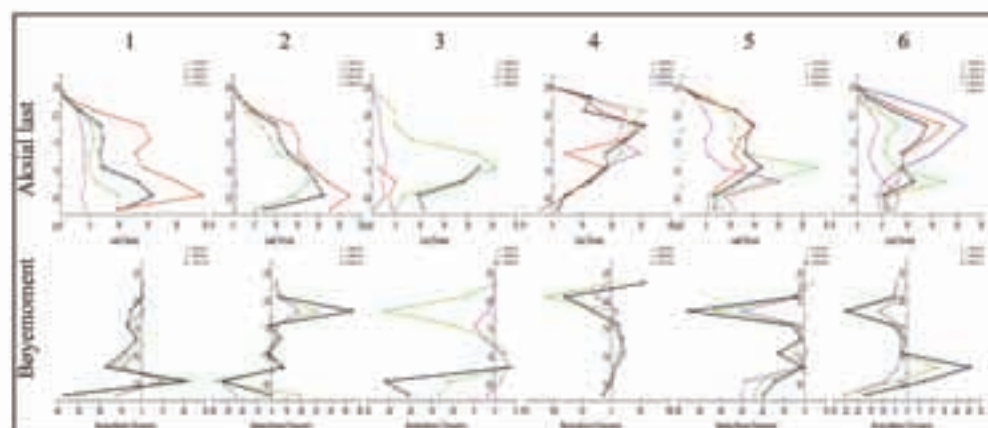
Målestasjon 1 og 3 er montert i 3-stollssystemet H4. Det er skilt mellom stoll B og C for å undersøke eventuelle ulikheter mellom stollene. Målestasjon 2, 4 og 5 ble installert i 2-stollssystemene CT-8 og DT-2 langs strossepanelene. 2-stollssystemet skiller seg fra 3-stollssystemet ved at det i tillegg til å påvirkes av selve drivingen av stollene også påvirkes 2

I Figur 5 vises generell bruddutvikling omkring et rektangulært bergrom i en kullgruve. Vertikal spenning belaster kullveggene. Hvis bergtrykket overstiger styrken til kullet, brytes det opp og beveger seg inn i rommet. Horisontal spenning belaster heng og ligg. Overstiger horisontal spenning styrken til heng og liggbergarter går de til brudd, noe som kan medføre bergslag, blokkfall og ras fra hengen eller liggheving og bergslag i ligggen.

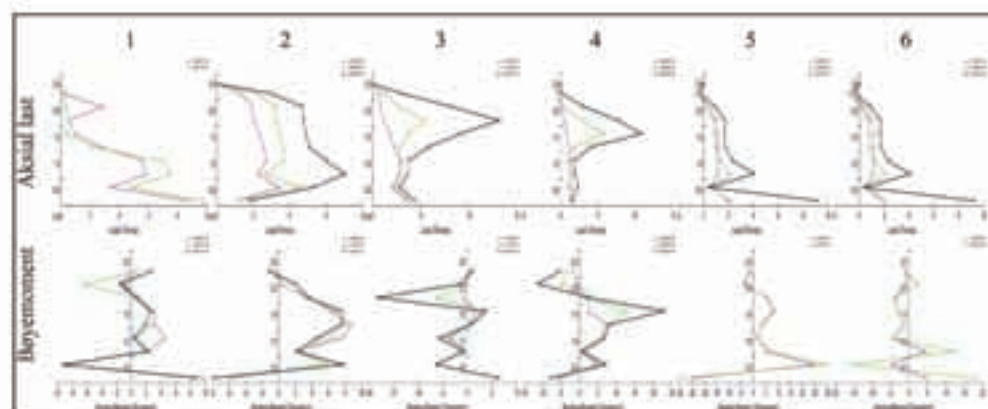
Målestasjon 1-4 er installert i områder med gamle 1,8 m lange hengbolter med fast hode, mens målestasjon 5 er installert i et område med nye 2,4 m lange forspente KT-bolter. I Figur 6 illustreres aksiallast for de fungerende målestasjoner gjennom konturdiagrammer. Data fra målestasjon 1 og 5 gir gode bilder på generell bruddutvikling og boltebelastning med gammelt og nytt system. I Figur 7 og Figur 8 vises detaljerte utviklingsdata for disse stasjonene. Hovedfokus i analyse av bruddutvikling og boltebelastning er lagt til stasjon 1 og 5, men eksempler fra de andre stasjonene trekkes inn for å belyse enkeltmomenter. Boltene i stasjonene har etter leverandørs spesifikasjoner en flytelast på 260 kN og bruddlast på 320 kN. Utslissing for strekkklapper reduserer styrken til boltene med ca. 10 %, som er korrigert for i figurene.



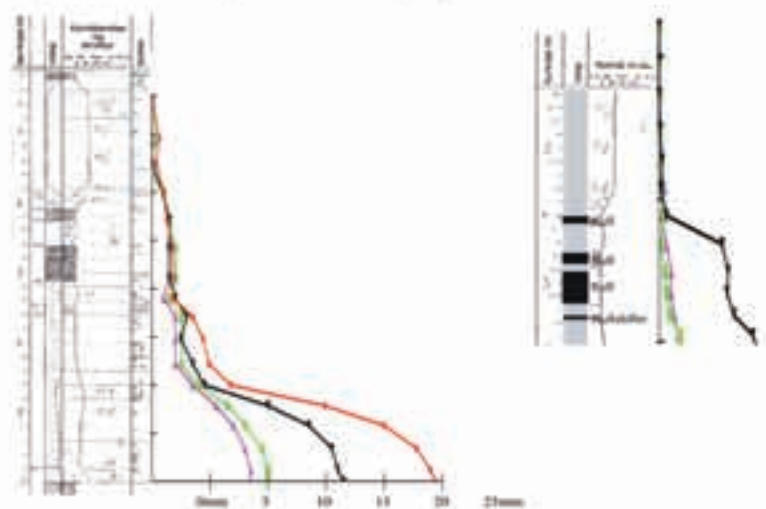
Figur 6. Konturdiagram over aksiallast i kN for målestasjon 1,2,3,5. Verdiene som vises er for stabile stasjoner ved avlesning i oktober 2007, verdiene kan derved ha vært høyere underveis i bruddutviklingen. Bolter som har gått til brudd er oppført med 300 kN over bruddsted.



Figur 7. Tidsutvikling for aksiallast og bøyemoment for instrumenterte bolter i målestasjon 1

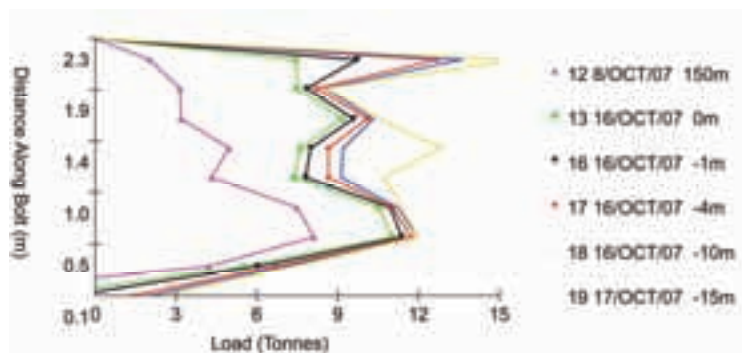


Figur 8. Tidsutvikling for aksiallast og bøyemoment for instrumenterte bolter i målestasjon 5



Alle boltene i målestasjon 1 ble kraftig belastet til over 260 kN i flere nivåer, kun 4-6 timer etter videre kullbrytning, men ingen tegn kunne observeres i hengen. Bolt nr. 3 gikk mest sannsynlig til brudd i dette tidsrommet på rundt 1 m. Ved avlesning dagen etter montering var det kun kontakt med strekkklapper opp til 0,8 m og senere avlesninger viste at bolten ble avlastet i den nedre del av bolten. Også i målestasjon 2 har mest sannsynlig bolt nr. 1 gått til brudd, men her oppsto bruddet lang tid etter driving. Målestasjonen ble installert 22. november 2006. Mellom mai og august ble kontakten brutt med strekkklappene over 0,4 m. Stasjonen ble installert kun 5-10 meter fra en skyveforkastning med sprang 1,5 m. Bolt 1 er nærmest forkastningen og også bolt nr. 2 og 3 viser høy last opp i 200-230 kN. Bolt 4,5 og 6 viser imidlertid lavere laster (100-150 kN). Målestasjon 3 ble installert 23. januar 2007. 28. mars var det ikke lenger mulig å oppnå kontakt med strekkklappene i bolt nr. 4 og den gikk sannsynligvis til brudd mellom 8. februar og 28. mars. Både bolt nr. 3 og 5 hadde på dette tidspunktet laster opp i 250-300 kN.

I målestasjon 1 overstiges flytegrensen (260 kN) for alle boltene i ett av nivåene 0,4 til 1,8 m. Også i målestasjon 3 overstiges flytegrensen for bolt 3, 4 og 5 i ett av nivåene 0,8/1,2/1,8 m. Boltene i målestasjon 1-4 har derved generelt lav restkapasitet. Boltene i 2-stollsområdene gjennomgår 3 belastningssykluser, med første trinn når stollen drives, andre trinn når strossedriften passerer på den ene siden av systemet og tredje trinn når strossedriften passerer på den andre siden. I disse områdene må det derved være en restkapasitet igjen i sikringssystemet for å motstå den økte kraftpåvirkningen i fremtiden. Data fra målestasjon 2 viser lastutvikling for boltene i tversslag 14 når strossedriften passerte (Se karakteristisk bolt i Figur 10). Da driften hadde passert med 10 meter hadde lasten på boltene økt med 50-150 kN. Lastøkningen forekom i hele boltens lengde opp til 2,3 m. Siden bolt 2-6 hadde restkapasitet innenfor lastøkningen gikk imidlertid ingen nye bolter til brudd i målestasjonen. Lignende lastutvikling for målestasjon 1 og 3 ville medført brudd i flere bolter i ett eller flere punkter. Praksisen med omfattende wirebolting viser seg dermed å være nødvendig med det gamle sikringssystemet.

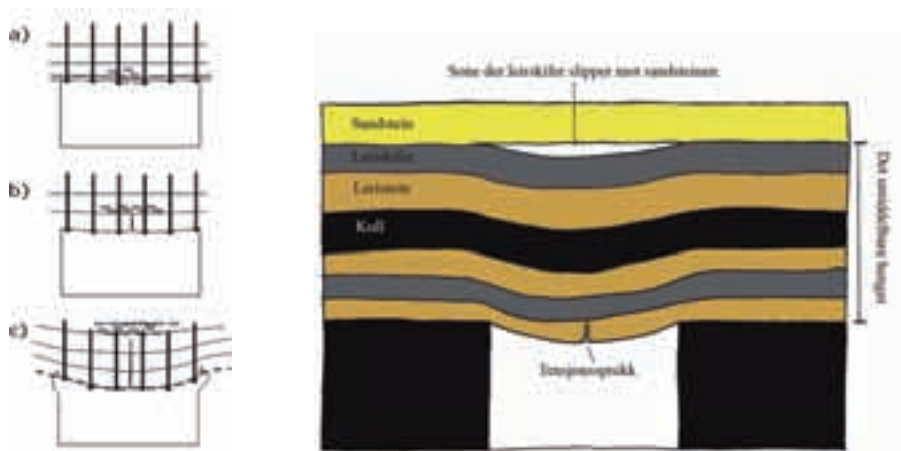


Figur 10. Aksiallast i bolt nr. 5 i målestasjon 2. Merk endring i last fra strossedriften står 150 m fra målestasjonen den 8. oktober til driften sto ved målestasjonen den 16. oktober.

Måledata fra stasjon 1 viser tidlig oppbygging av høyt bøyemoment. Dette skyldes lav skjærstyrke i enkelte laggrenser og høye horisontalspenninger. Fenomenet kan ofte observeres som overskyvning i borehull og ses som stort bøyemoment i grafer i Figur 7 og Figur 8. Tynne bergslagsfragmenter på hengnettet kan typisk forekomme i denne fasen. Samme bruddmønster ses i første fase for alle stasjoner. Høy last er gjerne fulgt av høyt bøyemoment.

Dette antyder at skjærbevegelse på grunn av høye horisontalspenninger er en av de viktigste bruddårsakene. Viktige lagpakker med betydelig skjærpåkjenning, samlet for målestasjonene, er 0,2-0,8 m, 1,4-1,6 m og 2,2 m. I mange tilfeller går berget først til skjærbrudd før så boltene i større grad lastes aksielt. Skjærbruddene starter gjerne nederst i lagpakken og forplanter seg oppover til en likevektstilstand oppnås. Lav innspenning av umiddelbar heng kan føre til tensjonsbrudd som forplanter seg oppover i bergmassen (se prinsippskisse i Figur 11). Lignende tensjonsbrudd er observert flere steder i gruva, i hovedsak i 2-stollsystemene etter at stossedriften har passert.

En slik gradvis bruddutvikling støttes av data fra ekstensometerne i målestasjon 1 og 3 (se Figur 9). Ekstensometeret i målestasjon 1 viser 30 mm bevegelse i nivå 1,1 m etter 2-3 dager. Først en uke senere utvikles lagseparasjon videre. Mellom 28. november og 12. desember, 11-25 dager etter installering, forplantet imidlertid lagseparasjonen opp til nivå 2,1 m og 3,7 m. Ettersikring i februar med 5 m lange wirebolter stabiliserte målestasjonen på totalt 15 mm bevegelse i nivå 3,7 m, 8 mm bevegelse i nivå 2,1 m og 40 mm bevegelse i nivå 1,4 m, totalt over 60 mm bevegelse. Nivåene sammenfaller med et glidespeilslag i 1,4 m og et kullag i nivå 3,7 m, begge er laggrenser med lav holdfasthet. Ekstensometeret for målestasjon 3 viser 20 mm bevegelse i nivå 1,2 m med forplantning til nivå 2,5 m etter ca. 3 måneder. Geologi viser tydelige glidespeilslag på 2,5 m.



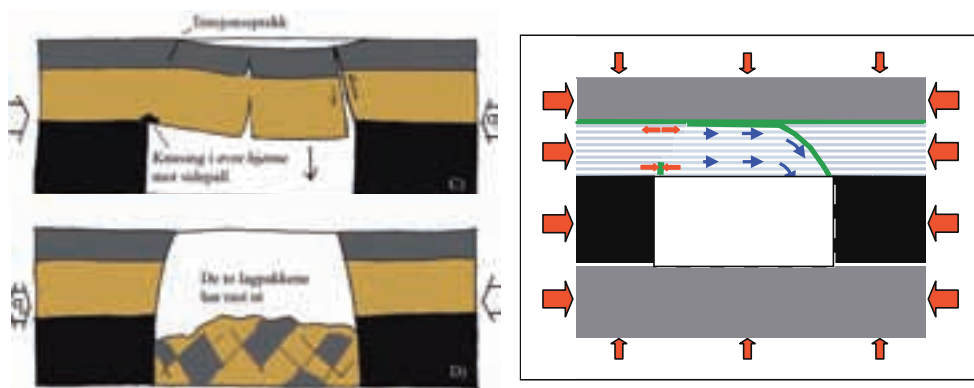
Figur 11. Forplantning av bruddutvikling ved omlagring av bergspenning høyere opp i bergmassen. Merk tensjonsoppsprekning fra hengflate og oppover.

Etter den første raske lastpåvirkningen viste målestasjon 1 en karakteristisk videre bruddutvikling. Boltene i senter av hengen (i hovedsak bolt 3 og 4, men også til en viss grad bolt 2 og 5) belastes generelt kraftigst og lasten er gjerne høyest langt opp i boltene. Dette har sannsynligvis sammenheng med at når berget går til brudd lenger ned i lagpakken omlagres spenning høyere opp i bergmassen. Med tiden oppnås likevekt. Boltene mot vederlagene (i hovedsak bolt 1 og 6) har gjerne størst last lavere ned på boltene. Mens skjærbruddene forplanter seg oppover i senter av stollen er det sjelden at boltene mot vederlagene har særlig skjærpåvirkning høyere opp enn 0,6 m. Skjærdeformasjonen mot vederlagene er til gjengjeld betydelig.

I området ved målestasjon 1 og 3 var det nødvendig med ettersikring i området der målestasjonen er montert. Selv med omfattende ettersikring i februar og mai var ikke måledata i målestasjon 1-4 stabile før i mai, 5-6 måneder etter installering.

I målestasjon 1 forekommer bevegelse og kraftoppbygging langs et glidespeilslag på skrå i hengen (se Figur 6). Glidespeilsplanet vises tydelig på 1,4 m i en borkjerne boret i senter av hengen. Glidespeilsplan er et vanlig fenomen i gruva og var sannsynligvis en viktig faktor for raset i CT-6 som ble kommentert innledningsvis. Hovednivået for bevegelse i ekstensometeret sammenfaller med glideplanet på ca. 1,4 m. Glidespeilsplanet opptrer som en svakhet i berget og medfører at høy horisontal spenning fører til bevegelse langs planet, som illustrert i Figur 12.

Den generelle bruddutvikling over tid i målestasjon 5 er i prinsippet lik som i målestasjon 1-4, med størst belastning for senterboltene (bolt 3 og 4) i nivået 1,4-1,6 m og vederlagsboltene (1,2 og 5,6) i nivået 0,2-0,6. Skjærdeformasjonen er likeledes størst nederst i vederlagsboltene og i senterboltene høyt oppe. Den store forskjellen finnes i lastutviklingen. I motsetning til for målestasjon 1-4 har samtlige bolter lav lastutvikling med maks 100 kN etter 2 uker. Selv etter over 2 måneder er maks last 130 kN. Boltene hadde derved nådd relativt stabil tilstand allerede etter 2 uker og boltene har tilstrekkelig kapasitet igjen til andre og tredje belastningstrinn når strossedriften passerer. Ekstensometerdata viser kun 7 mm total bevegelse opp til 7,5 m. Resultatene fra målestasjonen bekrefter at overgangen til et nytt system for hengbolting har vært vellykket.



Figur 12. Illustrasjonene til venstre: bruddfenomenet "cutter roof" med videre bruddutvikling. Illustrasjonen til høyre: bruddutvikling ved svakhet i berget og høy horisontal spenning

I målestasjon 5 opptrer imidlertid et kjent bruddfenomen fra observasjoner i mange lokaliteter i gruva. Tegn til bruddet ses som plutselig økning i aksiallast og skjærdeformasjon på om lag 0,4 m. Bruddtypen er kjent som "cutter roof" i internasjonale kullgruver (Peng, 1986) og vises som åpne bruddplan fra vederlaget, skrånende over mot midten av hengen. Med tiden kan et slikt bruddfenomen forplante seg oppover til en svak laggrense. Selv om det ikke vises tegn til bruddtypen ved målestasjonen, er det 20 m foran målestasjonen ettersikret for tydelige "cutter roof" fenomen. Prinsippskisse av potensiell bruddutvikling er gjengitt i Figur 12.

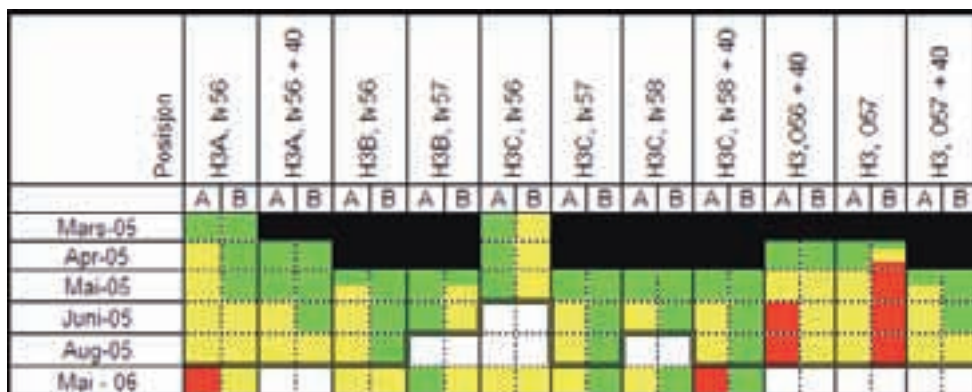
4.3 Regionalt bruddmønster

Målestasjoner viser belastning og bruddutvikling i relativt lokale soner. Stasjonenes plassering er valgt ut for å dekke flest mulig ulike områder og totalt 5 stasjoner gir trolig et godt bilde av generell utvikling. Det var imidlertid ønskelig å undersøke nærmere eventuelle regionale bruddmønstre, samt å underbygge punktresultatene fra målestasjonene.

For minimum hver 20. meter i alle stoller monteres telltales i stoffområdet. Telltales er enkle 2 punkts ekstensometere som viser bevegelse/separasjon i lagpakkene 0-1,5 m (telltale A) og 1,5-5,5 m (telltale B). Telltales for overvåkning omtales nærmere i kapittel 6. Dataene viser om brudd starter i området boltet med 1,8 m kamstålbolter eller over kamstålboltene og hvordan videre bruddutvikling foregår. Innsamlede data fra telltales utgjør derfor store datamengder som viser grov bruddutvikling over store områder og eventuelle regionale ulikheter.

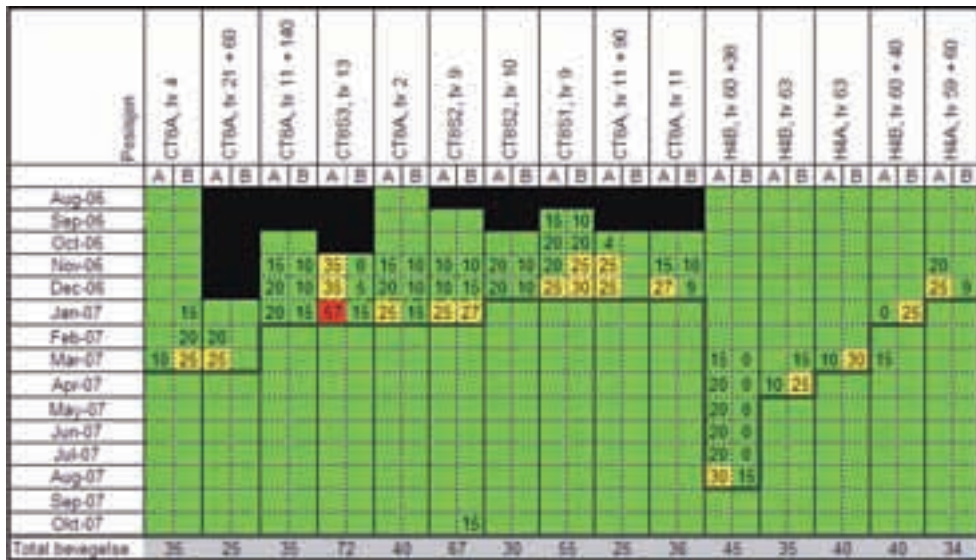
I Figur 13 og Figur 14 vises telltales med bevegelse over 25 mm i stollsystemene H3/H4 og CT-8 (se kartskisse i Figur 2). Bruddutviklingen fra telltalene samsvarer med generell bruddutvikling i målestasjonene. Lagseparasjon/bruddutvikling startet for majoriteten av telltalene med utslag i den nederste lagpakken (telltale A). Der hvor nødvendige ettersikringstiltak ikke ble gjennomført raskt, forplantet gjerne bruddutviklingen seg opp til lagpakken over. Utviklingen antyder at bruddutvikling ikke vil forplante seg høyere opp i bergmassen hvis den første lagpakken er tilstrekkelig sikret.

I de lokalitetene hvor bevegelsen først oppsto i den øvre lagpakken (utslag på B-telltalene) viste analysene at telltalen utelukkende var montert i kryssområder hvor spennet var større enn der andre telltales var montert. Mønsteret har teoretisk forankring da større spenn betyr lavere innspenning i umiddelbar heng, og en stabil likevektssituasjon vil normalt etableres høyere opp i berget. Bruddfenomenet viser viktigheten av lengre bolter i områder med større spenn. Telltales med betydelige måleutslag viste generelt et ulikt mønster mellom kryssområder og vanlige stollområder. Dette viser nødvendigheten av ulike sikringsmønstre i kryss og stoller. Ingen regionale mønstre med hensyn til de ulike stollsystemene ble oppdaget.



Figur 13. Telltales med utslag over 25 mm i H3. For hver enkelt telltale angis bruddutvikling med fargeutvikling (gul angir over 25 mm bevegelse og rød angir over 50 mm bevegelse).

Dobbel linje angir et lengre opphold i avlesningene forårsaket av brannen i Svea Nord i august 2005. Svart skravert område angir tidsrommet før telltalen ble installert. Telltales med id + x meter angir at telltalen er lokalisert i en stoll og ikke i et kryss. Årsaken til gule og røde telltales over et lengre tidsrom skyldes at tiltaksrutiner ikke var etablert i denne første testfase



Figur 14. Telltales med utslag over 25 mm i CT-8 og H4. For hver enkelt telltale angis bruddutvikling med fargeutvikling (gul angir over 25 mm bevegelse og rød angir over 50 mm bevegelse). For den enkelte telltale er også data nedtegnet i millimeter. Dobbel linje angir tidspunkt for ettersikring og nullstilling av telltale. Områder med gule telltales over tid har blitt sperret av.

5 REVISJON AV HENGSIKRING

Data fra måleinstrumenter og observasjoner tydeliggjorde svakhetene ved det gamle hengsikringssystemet og kravene til et nytt sikringssystem.

Mye bevegelse og belastning over 1,8 m påviste behovet for lengre bolter. 2,4 m så ut til å være tilstrekkelig lengde for de fleste forhold. Måledata viste imidlertid at det forekom bevegelse opp til 4 m og det er derved behov for 5 wirebolter i tillegg, særlig i kryssområder med store spenn. Mange bolter i målestasjoner gikk til brudd eller var nær bruddgrensen i flere nivåer. I målestasjon 1 oppsto brudd i bolt 3 svært raskt. Belastningsutviklingen demonstrerte at det er et behov for sterkere bolter med lengre bruddforlengelse.

Skjærdeformasjoner utvikles ofte fra umiddelbar heng og oppover i lagpakken. Ved å innføre forspente bolter med høyere styrke vil det i større grad være mulig å motvirke skjærdeformasjonen på et tidlig stadium og i større grad forhindre videre bruddutvikling oppover i bergmassen. Hovedfilosofien for sikringsformen er å låse sammen svake sedimentære lag til en sterkere laminert bjelke som motstår større grad av skjærspenning. I kryssområder og dårlige soner er ikke alltid lagpakken sterk nok og den henges opp med wirebolter i sterkere bergarter lenger opp i bergmassen.

Vederlagsboltene viste typisk høy aksiallast og skjærspenning lavt ned. Bruddfenomenet ”cutter roof” ble bevist gjennom plutselig lastøkning i bolt 6 i målestasjon 5. Slike bruddfenomen antyder at det hadde vært fordelaktig med skrå vederlagsbolter, som heller utover og forankres i mer inntakt berg over pilarene.

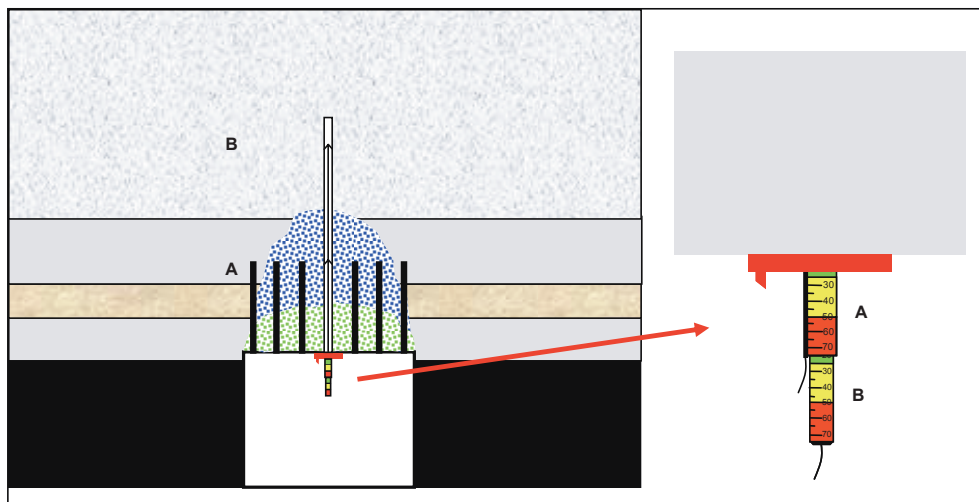
Flere ulike bolttyper ble testet ut og ulike limtyper ble testet med den enkelte bolt for å bestemme et optimalt sikringssystem. Systemet bolt og lim ble blant annet trekketestet, for et større antall bolter, for å sikre god forankring av limet ved ulike bergmessige forhold, ulike borehulldiametere og ulik rotasjonstid og matertrykk. Bolter ble overboret for å undersøke tilstrekkelig limmiksing, innstøpningslengde og eventuelt limtap. I motsetning til de gamle boltene med fast hode, ble det valgt en gjenget kamstålbolt. Mutterhodet er festet til bolten med en splint som brytes ved momentet 200Nm. Bolt og mutter henger sammen mens bolten roteres gjennom limet. Etter herding av limet, etterstrammes mutteren og splinten ryker. Brytesplint og lim måtte tilpasses for å fungere under de lave temperatuene i Svea Nord..

I juni 2007 ble nye hengbolter innført med en lengde på 2,4 m, bruddstyrke på 32 tonn og bruddforlengelse på 18 %. Selv med noe mer kompleksitet i systemet og lengre bolter, er status for oktober 2007 at omfanget av ettersikring har sunket betydelig, de bergmessige forhold er generelt mer stabile, behovet for wirebolter har gått ned og inndriften har økt.

6 OVERVÅKNING OG KONTROLLSYSTEM FOR STABILE BERGFORHOLD

Systemet for overvåkning og kontroll av gruvegangene består av enkle måleinstrumenter og faste inspeksjoner.

Det viktigste måleinstrumentet i overvåkningen av stabilitet er såkalte telltales. Telltales er enkle 2 punkts ekstensometere som monteres for minimum hver 20. meter i alle stoller (se prinsippskisse i Figur 15). Telltales benyttes som standard måleinstrument for overvåkning i kullgruver flere steder i verden og er eksempelvis lovpålagt for overvåkning i alle britiske kullgruver. Fjærankere tilknyttet wire installeres i 35 mm borehull på 2 m (30 cm under topp KT-bolt) og 6 m opp i berget (1 m over 5 m wirebolter). Hver av wirene er tilkoblet en visuell måleskala som tydelig viser bevegelse i berget i lagpakkene 0-2 m (telltale A) og 2 – 6 m (telltale B). Hvert av fargebåndene utgjør 25 mm bevegelse. Det er også mulig å lese av bevegelsen i millimeter, men fargebåndene gjør det enkelt og raskt få en oversikt over stabiliteten i et område.



Figur 15. Prinsippskisse av virkemåte for telltales

Boltesystemet i gruva er med bakgrunn i resultater fra måleinstrumenter delt inn i 4 ulike mønstre, avhengig av de bergmessige forhold: for gode forhold, dårlige forhold, forkastningspassering/svært dårlige forhold og for kryssområder. Intervallet for oppsett av telltales er for de samme mønstrene 20 m, 10 m og 5 m. Endring av boltesystemet vurderes i utgangspunktet av formenn i stoffområdet. Alle som arbeider under jord gjennomgår jevnlig kurs i geologi og bergmekanikk og har derved den nødvendige bakgrunn for å bidra til raske endringer i sikringsmønstre og deteksjon av ustabile bergtekniske forhold.

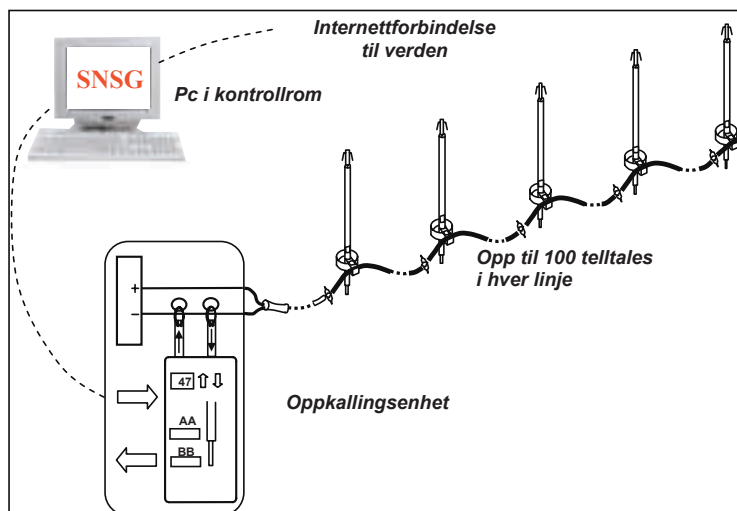
En suksessfaktor i systemet er den enkle oppbyggingen av ekstensometeret. Telltalen er billig og robust og settes opp av operatører av bolterigger så nærme stoffområdet som mulig, slik at mest mulig av bevegelsehistorien fanges opp. Siden telltales ble introdusert i Svea Nord i 2005 har det blitt installert over 500 stykker og hver uke settes ca. 10 nye opp. I tillegg til den rene tekniske overvåkningen av stabile forhold har telltalen en viktig psykologisk funksjon for alle som oppholder seg under jord. Ved å kaste et blick opp mot nærmeste telltale i hengen er det raskt mulig å få oversikt over stabiliteten i området.

Det er utarbeidet en egen håndbok for installering, avlesning og avbøtende tiltak basert på måledata fra telltales. Ved utslag over 25 mm på enten telltale A eller B (ref. Figur 15) skal området inspiseres av gruveledelse sammen med stoffoperatører, og nødvendige tiltak iverksettes. Bevegelsesindikatoren vil da være på gult og det er lett synlig at tiltak må gjennomføres. Tiltaksgrensen på 25 mm er valgt etter erfart bruddutvikling. Ved utslag over 50 mm, og derved rødt utslag, skal området sperres av umiddelbart og inspeksjon gjennomføres av kyndig personell for iverksetting av tiltak. Siden typisk bruddutvikling og brudd-/belastningstegn etter hvert er godt kjent, velges standardiserte ettersikringstiltak basert på telltalesdata og observasjoner av berg og sikringsbelastning i området. Måledataene utgjør derved utgangspunktet for en standardisert objektiv måte å iverksette tiltak på. Videre avlesning etter at ettersikringstiltak er gjennomført, dokumenterer at stabile forhold er oppnådd med de iverksatte tiltakene. Fortsetter bevegelsen kan det være nødvendig med ytterligere tiltak.

Erfaringen med bruk av telltales er at de gir et varsel om majoriteten av ustabile forhold. For å fange opp ustabile forhold mellom telltalene og ellers andre brudd- og belastningsfenomen som ikke detekteres gjennom separasjon i hengen, inspiseres gruvestollene jevnlig av sikkerhetsinspektører. Intervallene for inspeksjon avgjøres av aktivitet i et område og grad av stabilitet i telltales data. I tillegg logges geologi på stoff og informasjonen inntegnes i geologiske kart. I områder hvor telltalesdata har vist stabil tilstand over flere måneder reduseres hyppigheten av inspeksjonene til avlesning hver uke eller måned. I selve driftsområdene avleses telltalene av formenn på stoff en gang hvert skift. Som en ekstra kontroll avleses de samme telltalene av sikkerhetsinspektører. Alle avlesningsdata nedtegnes, lagres for dokumentasjon av utvikling i et gitt område og analyseres videre for regionale bruddmønstre som omtalt i kapittel 4.3.

Høsten 2007 testes ut en videreutvikling av telltalesystemet (se Figur 16). I dette systemet er elektroniske telltales og 4-punkts ekstensometere seriekoblet i linjer av opp til 100 målepunkter. Hver av linjene er koblet mot en oppkallingsenhet som videre er tilkoblet SNSG's intranett utenfor gruva. En skjerm på kontrollrommet vil gi en online oversikt over alle tilkoblede telltales og utslag på telltales vil automatisk gi momentan alarm ved bevegelse. Alarmgrenser vil settes til 25 mm bevegelse, men også ved endringsrater som overstiger et visst antall millimeter pr. tid. Typisk vil også alarmer komme opp på pc til bergingeniører. Systemet vil dessuten gjøre det mulig å inspisere den enkelte telltale, fra en pc tilkoblet

internett hvor som helst i verden. Med et slikt system vil begynnende bruddutvikling raskere fanges opp, samt at kontinuerlig avlesning av data gir unike muligheter for analyse av bruddutvikling i berget.



Figur 16. System for fjernavlesning av telltales

I gruvestollene ser telltalene ut som vanlige telltales, men alle er tilkoblet en enkel signalkabel. Målsetningen er at telltalene, som før, skal monteres av operatører i stoffområdet, eneste forskjell fra før er tilkobling av kabelen. Selv om den enkelte telltale utgjør større kostnad enn før, er målsetningen at det i fremtiden vil være mindre behov for manuelle avlesninger av data, med de feilkilder som en slik avlesningsform har. Systemet vil evalueres vinteren 2008.

7 KONKLUSJON

Identifisering av bruddforløp og sikringsbelastning fra instrumentering i målestasjoner demonstrerte svakheter ved det gamle sikringssystemet. Høy belastning i bolter og lav restkapasitet påviste at styrken til boltene var for lav. Høye laster over boltelengden på 1,8 m viste behov for lengre bolter. Sommeren 2007 ble en ny type hengbolter innført i Svea Nord. Data fra målestasjon 5, i et område sikret med nye bolter, viser at det nye boltsystemet håndterer mange av svakhetene i det gamle systemet. Ettersikring gjennomføres i betydelig mindre grad enn før og inndriften på oppfaring har økt.

Måledata ga gode objektive data som sammen med erfaringskunnskap og observasjon bidro til å belyse hvordan bruddbelastning og sikringsbelastning foregår i berget. Slike data er nødvendige for å velge optimal bergsikring ved endrede bergforhold og har vært viktige for optimalisering av sikringssystemet for de mer utfordrende geologiske forholdene i den indre delen av Svea Nord gruva. I fremtiden vil nye målestasjoner installeres hvis de geologiske forholdene endrer seg i betydelig grad.

Montering av enkle 2 punkts ekstensometere for overvåkning av berget, såkalte telltales, er et viktig hjelpemiddel for å dokumentere stabile forhold i stollene og gir objektive datasett som grunnlag for iverksetting av standardiserte ettersikringstiltak. Data fra telltales sammen med

observasjoner fra sikringsinspektører og operatører med kunnskap om bruddutvikling i berget, har medført rask deteksjon av ustabile forhold og at optimale tiltak iverksettes. En naturlig utvikling av systemet for fremtiden vil være kontinuerlig logging av seriekoblede måleinstrumenter med alarmvarsling til kontrollrom og fagpersonell.

Gjennom prosjektet er det tydeliggjort hvordan bergsikring i økende grad kan designes og stabiliteten til berget overvåkes med utgangspunkt i vitenskapelige metoder, i motsetning til kun erfaringsbaserte metoder og inspeksjoner. Et system med utstrakt bruk av instrumenterte bolter, ekstensometere, samt geologisk kartlegging og inspeksjon har løftet dagens sikrings- og kontrollsystem opp på et nivå som tilfredsstiller kravene fra et moderne samfunn.

8 KILDELISTE

Dahle, H. 2004. "Numerisk analyse av bergmekaniske forhold ved tverrsnitt 54 i H3, Svea, Store Norske Spitsbergen Grubekompani", SINTEF Bergteknikk – upublisert rapport.

Hansen, T. F. 2007. "The importance of stresses in Arctic coal mining", Proceedings of 11th Congress of International Society of Rock Mechanics, Lisboa 2007, side 1065-1069.

Molinda, M. M. 2003. "Geologic hazards and roof stability in coal mines", Publication no. 2003-152 National Institute for Occupational Safety and Health, side 10-11.

Peng, S. 1986. "Coal mine ground control, second edition", John Wiley & Sons Inc, side 56-66.

OBSERVATIONS AND MODELLING OF FALLOUTS OF HARD ROCK MASSES

Tech. Lic. Catrin Edelbro, Luleå University of Technology, Sweden

SUMMARY

The objective of this paper is to apply field data, without modification, for a number of case studies in different numerical models to find the best non-calibrated approach. The purpose of the comparison is to identify which of a number of well-known and frequently used approaches to failure prediction, that gives the best agreement with the observed fallouts with respect to location, depth, shape, and extent. Four case studies are presented which all are situated in hard rock masses that are massive or sparsely fractured, at depths of 630-965 m below surface. The observed fallouts are compared with the results from five numerical models in *Examine*^{2D} and *Phase*^{2D} by studying (i) strength factors (*SF*) and yielded elements and (ii) volumetric and (iii) maximum shear strains. This study demonstrates that when the rock mass strength parameters are defined by either the Hoek-Brown or the Mohr-Coulomb criterion the predicted fallout depth by the *SF* and yielded elements resulted in a reasonable agreement with the observed fallout depth. Still the extent on the boundary and shape is incorrect. As a preliminary result, the volumetric strain is not found to be a good indicator of fallouts of hard (high strength) rock masses. Also, due to the high rock mass strength, no shear bands were formed when evaluating the maximum shear strain, except when using instantaneous softening of friction and/or cohesion. However the instantaneous softening approaches significantly overestimated the predicted fallouts. Despite the fact that none of the approaches in this study showed perfect agreement with the actual fallouts, a 2D stress analysis program can be used for guidance of where, on the boundary, the actual compressive fallout will occur.

1 INTRODUCTION

Increases in mining depths lead to higher stresses and thus an increased risk of instability. The prediction of failure due to high compressive stresses around deep underground openings is thereby of great importance. Different kinds of methods, such as failure criteria, numerical models and analytical models have been developed to predict rock mass failure with different degrees of success, primarily due to the difficulty in reproducing the field-scale behaviour and failure mechanisms of rock masses.

Observations from four case studies of induced compressive brittle fallouts are compared with different numerical modelling approaches, to determine the best non-calibrated approach. The objective is to identify which of the five numerical modelling approaches that gives the best agreement with respect to location, depth, shape, and extent of the observed fallouts. Observed fallouts are compared with the predicted fallouts from numerical models in the stress analysis programs *Examine*^{2D} (Rocscience Inc., 2007) and *Phase*^{2D} (Rocscience Inc., 2005). These programs were chosen since they are easy to use and widely available within the mining and geo-engineering fields. For elastic analysis, the stability of the excavation was evaluated through the Strength Factor (*SF*), thus assuming that a region will fall out if $SF < 1$. For plastic analysis, the failed region can be identified by yielded elements. According to Saiang and Nordlund (2007), the volumetric strain and the maximum shear strain seems to be

reliable indicators of failure for brittle rock. In this paper the preliminary results of the volumetric strain and maximum shear strain are presented and discussed.

The cases presented here comprise two road tunnels in Norway, one vertical raise in the Garpenberg mine, and an exploration drift in the Zinkgruvan mine (both mines located in Sweden). Detailed descriptions of the fallouts, geology and stress data are presented for each case.

2 DESCRIPTION OF DAMAGE, FAILURE AND FALLOUT

As a result of mining or underground constructing in rock, the virgin rock mass condition is disturbed. The disturbance can be in the form of redistribution of stresses, closure or opening of pre-existing fractures and/or creation of new fractures. In this paper stress induced compressive fallouts are of interest as for civil- and mining constructions in hard rock masses, the fallout constitutes the actual problem for the use of an underground opening.

Different stages can be identified in the failure process, see Figure 1. The first indication that the rock mass strength has been exceeded is by visible cracks on the boundary of the excavation. In mines, the stress field changes in response to mining extraction. Increases in stress at this point lead to crack accumulation and growth. Further increases in stress result in joint interaction, causing fallouts to occur. For constructions in a constant stress field, such as tunnels, one, two or all of the stages in Figure 1 may develop. If the joints do not interact, the boundary is "only" damaged. All of these stages, from damage initiation to fallout are often collectively referred to as failure or damage. In this paper, only the final stage, i.e. fallouts in hard rock masses, is being studied. Often the first documented observation, concerning instability, is when fallout occurs, as the first stages either occur directly prior to fallout, are difficult to observe or are not perceived to be of enough interest to affect the stability.

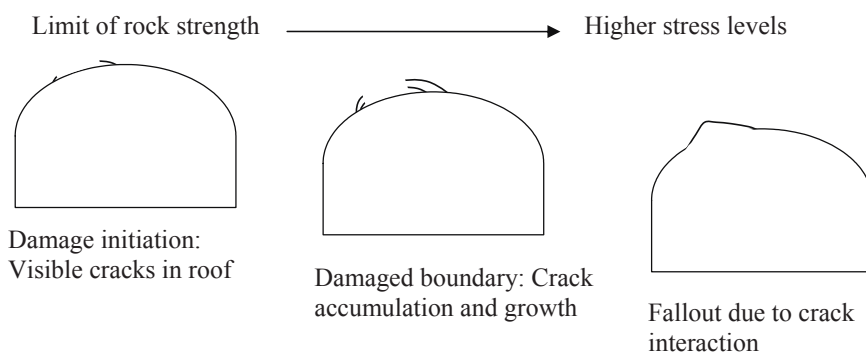


Figure 1 Schematic pictures of different stages of the failure process

3 STRENGTH AND MODELLING OF BRITTLE HARD ROCK MASSES

Rock stresses can be measured, albeit indirectly through e.g., measurements of strain for a stress-relieved rock volume, or normal stress on a pressurized fracture. Also, the strength of intact rock and the shear strength of joints can be measured through standardised laboratory testing. However, the strength of a rock mass is difficult to measure as the scale for a typical design situation underground precludes physical testing, other than in very special, and isolated, circumstances. Moreover, the interaction between the intact rock and the discontinuities within the rock mass is often complex, and less well understood (compared to

the behaviour of the individual units), thus making it difficult to predict the rock mass strength solely from strength data on intact rock and small-scale discontinuities. Back-analysis of fallouts is perhaps the most accurate method for rock mass strength determination, however, it requires data of the fallout, a reasonable failure model, and similar rock conditions for forward prediction. There has been little work in the literature that deals with field scale behaviour and described fallouts of the rock. One case that has been used to calibrate numerical models for brittle failure is the Underground Research Laboratory (URL) in Canada that is situated in non-fractured massive granite (e.g. Martin, 1997; Diederichs, 1999; Hajiabdolmajid et al., 2002). It is necessary to analyse a larger number of case histories concerning fallouts to increase the understanding of the fallout characteristics and the failure process.

The most widely referred and used criteria for rock mass strength determination, are the Hoek-Brown and Mohr-Coulomb failure criteria. The probable reasons why the Mohr-Coulomb linear criterion is so commonly used in geotechnical engineering is that it is described by a simple mathematical expression, is easily understood and simple to use. The Mohr-Coulomb criterion can be expressed, based on triaxial data and in principal stresses, as

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} + \sigma_3 \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}, \quad (1)$$

where c is the cohesion and ϕ the friction angle. The generalised non-linear definition of the Hoek-Brown criterion (Hoek et al., 2002) is described by

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a, \quad (2)$$

where σ_1 and σ_3 are used instead of σ_1' and σ_3' as no water pressure is considered. The s , m_b and a are constants which depends upon the rock mass characteristics and are defined as

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right), \quad (3)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right), \quad (4)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right), \quad (5)$$

where D is a factor that depends on the degree of disturbance, m_i is a constant for the intact rock and GSI is the geological strength index. When determining the intact rock strength, m_i is used instead of m_b and $s = 1$ and $a = 0.5$. The rock mass jointing is described by rock structure and joint surface condition in the GSI system. For massive rock masses the GSI value is generally very high (often >70) and m_b , s and a approaches the intact rock values. As pointed out by Marinos et al. (2005) the application of the GSI system is no longer regarded as meaningful in hard rock at great depths with tight interlocks. Regardless, the back calculated strength for fallout in massive brittle rock is often as low as 50% of the laboratory strength of the intact rock (e.g. Myrvang, 1991; Diederichs et al., 2004).

As suggested by Hoek et al. (1995), an elastic-brittle material model, with low residual values of cohesion and friction angle, should be best suited to represent brittle failure. In 1990 at URL in Canada, research on the observed brittle failure, was performed using back-analysis and numerical modelling. It was observed that failure occurs in the region of maximum

tangential stress around the boundary and that stress-induced fracturing around the tunnel initiated at approximately 0.3 – 0.5 the intact uniaxial compressive strength (σ_c) (e.g. Martin et al., 1997; Diederichs et al., 2007). Based on the URL case, The typical V-shaped notches caused by the fallouts were reported (Martin et al., 1997) together with different proposed methods on modelling brittle rock failure (e.g. Martin, 1998, Hajiabdolmajid et al., 2002). As the proposed methods to model brittle failure of rock have been developed for one certain geological environment, these are assumed applicable for similar rock conditions elsewhere. Some of the models were calibrated so that the results, in terms of strength factor and yielded elements, would suit the depth, extent and shape of the failures which is defined in this paper as equivalent to fallout. The application of the strength parameters in Hoek–Brown criterion (Martin et al., 1999) resulted in a suggestion that the location and depth of failure (but not the shape and extent) could be well estimated when using a values of m_b close or equal to zero and $s = 0.112$ in an elastic analysis (which represents failure initiation at $0.3 \cdot \sigma_c$). Similar findings of low confinement dependency were presented by Diederichs et al. (2004), who summarised research of back-analyses of brittle failure on damage initiation.

To determine whether it is meaningful to use *GSI* system with values >70 , when simulating a fallout in a brittle hard rock mass, both an approach where the strength parameters are defined by the intact rock and one where the *GSI* system was used, to estimate the "down-scaled" rock mass strength (outlined in Sections 4.2.1 and 4.2.2). In addition, three different elastic-brittle plastic material approaches were used: (i) $m = 0$, (Section 4.2.3); (ii) a cohesion and friction instantaneous softening approach as suggested by Hoek et al. (1995), (Section 4.2.4) and (iii) a cohesion instantaneous softening approach (Section 4.2.5).

4 NUMERICAL MODELLING OF FALLOUTS

4.1 Numerical codes

The observed/actual fallout were compared with the results from numerical models in the stress analysis programs *Examine*^{2D} (Rocscience Inc., 2007) and *Phase*^{2D} (Rocscience Inc., 2005). *Phase*^{2D} is an elasto-plastic finite element stress analysis program, in which the material can yield and exhibit non-linear stress-strain behaviour if treated as plastic. If the peak strength is exceeded, residual strength values can be applied by treating the material as either elastic-perfectly plastic or as elastic-brittle plastic (Figure 2). *Examine*^{2D} is an indirect boundary element program, which models the rock as a linear elastic material. Both of these programs are used for calculation of stresses and displacements around underground and surface excavations in rock. Since the material cannot yield in *Examine*^{2D}, this program has been used only to verify and compare the results from the *Phase*^{2D} elastic analysis. For elastic analysis, the stability of the excavation is evaluated through the Strength Factor (*SF*), assuming fallout occurs if $SF < 1$. In the plastic analysis, the fallout can be identified by yielded elements near the boundary of excavation. As a complement to the *SF* and yielded elements, the preliminary results from the volumetric and maximum shear strain are also presented as they indicate where deformations and volume changes occur within the material. When evaluating the results of the maximum shear strain, first of all the developed shear bands are studied. Fallout, caused by shear, is assumed to occur when two shear bands are crossed. If the shear bands are connected with the excavation boundary, the area in between is assumed to fall out (in e.g. Sjöberg, 1999 and Sandström, 2003). Also in general the shape and extent of the maximum shear strain is compared to the observed fallout. In the same way, the results of the volumetric strain are evaluated.

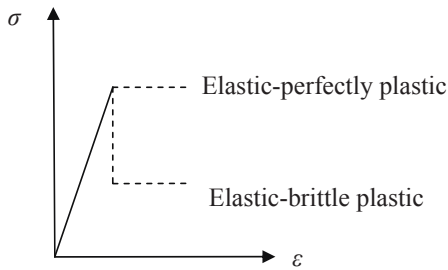


Figure 2 Schematic picture of material models used in Phase^{2D}

Based on the *URL* case, it has been shown that outside the notch region, e.g. outside the fallout, the rock mass is more or less undamaged (Hajiabdolmajid et al., 2002). Therefore in this paper, it is assumed that an area of 100 % yielded elements or *SF* less than one represents fallout.

4.2 Methodology

For each case, data from rock stress measurements, rock mass characterisation and laboratory testing have been compiled and used to identify the stress conditions, the geological strength index, *GSI* (Hoek and Karzulovic, 2001), the uniaxial compressive strength, Young's modulus and Poisson's ratio of the intact rock. The peak strength parameters of the rock mass are based on the generalised Hoek-Brown (Hoek et al., 2002) criterion and equivalent Mohr-Coulomb parameters. To get input data, in terms of cohesion (*c*) and friction angle (*φ*), a Mohr-Coulomb failure envelope has been matched to the Hoek-Brown failure envelope using the program *RocLab* (Rocscience Inc., 2006). This linear regression is made for a minor principal stress range of σ_{tm} through σ_{3max} , where σ_{tm} is the tensile strength of the rock mass and σ_{3max} is the upper limit of confining stress over which the relationship between the Hoek-Brown and the Mohr-Coulomb criteria is considered. The value of σ_{3max} was selected as the σ_3 value at a distance of one tunnel width beyond the boundary based on an elastic analysis. The dilation angle was set to zero in all models as all cases can be considered as constrained. This is considered conservative as a higher dilation angle should produce a higher failure load (Vermeer and Borst, 1984). The disturbance factor (*D*) is set to zero for all cases as controlled blasting or raising has been used.

Three different material models have been used: (i) elastic, (ii) elastic-perfectly plastic, and (iii) elastic-brittle plastic. One of the simplest ways of estimating the depth, shape and extent of the fallout is by the use of an elastic model. However, an elastic model cannot "fail", so a strength factor value less than one is considered to represent failure within the material. In an elastic-perfectly plastic model a material weakening is not simulated but includes the effect of plastic straining. The failure process in elastic-brittle plastic models is simulated by instantaneous softening of the rock mass strength parameters. The evaluation of each case study and approach used was carried out by:

- Defining the input data from field studies and/or documented information of the cases.
- Run an elastic model, based on the defined input data, to determine the σ_{3max} -value.
- Use the selected approaches and criteria presented in Table 1 and Sections 4.2.1 through 4.2.5, to determine stresses, strains, strength factors and yielded elements.
- Evaluate the outcome and compare the simulated fallout zone with the observed fallout. The predicted fallout depth, extent and shape is determined by adding an iso-

line with a constant value of $SF=1$ and 100% yielded elements for the elastic and plastic analyses, respectively. The shape and extent of the volumetric strain and maximum shear strain is also studied.

Table 1 Applied criteria to determine the strength parameters in the used approaches

Approach Material model	(A) "Rock mass strength"	(B) "Intact rock strength"	(C) " $m=0$ "	(D) "Cohesion and friction softening"	(E) "Cohesion softening"
Elastic	a) M-C* b) H-B**	a) M-C b) H-B	H-B: $m=0$ and $s=0.112$	-	-
Elastic-perfectly plastic	a) M-C b) H-B	a) M-C b) H-B	-	-	-
Elastic-brittle plastic	-	-	H-B: Res. values : $m=0$ and $s=0.112$	M-C: Res. values: $c_{res} = 0.2 \cdot c_{peak}$ θ_{res} is basic frict. angle	M-C: Res. values: $c_{res} = 0.3 \cdot c_{peak}$ $\theta_{res} = \theta_{peak}$

* M-C = Mohr-Coulomb criterion

** H-B = Hoek-Brown criterion

4.2.1 Approach (A)

The strength parameters of the rock mass, when using approach (A) in Table 1, are estimated based on characterisation by using GSI . The peak strength parameters of the rock mass are based on the generalised Hoek-Brown (Hoek et al., 2002) criterion and equivalent Mohr-Coulomb parameters. Both elastic and elastic-perfectly plastic material types are applied.

4.2.2 Approach (B)

In approach (B) the intact rock properties were used (e.g. $GSI=100$, $m_b=m_i$, $s=1$, $a=0.5$) and adopted in Mohr-Coulomb and Hoek-Brown criteria to determine the strength parameters. The peak strength parameters of the intact rock are also, similar to approach (A), based on the generalised Hoek-Brown (Hoek et al., 2002) criterion together and equivalent Mohr-Coulomb parameters. Both elastic and elastic-perfectly plastic material types are applied.

4.2.3 Approach (C)

In approach (C) an elastic model with $m=0$ and $s=0.112$ (Martin, 1997) was adopted in addition to an elastic-brittle-plastic where the residual value were set as $m=0$ and $s=0.112$. In the plastic model, the peak strength value was estimated based on classification by using GSI and by adopting Hoek-Brown criterion, as in approach (A).

4.2.4 Approach (D)

Approach (D) was based on the suggestion by Hoek et al. (1995) that a rapid loss in cohesion of the rock mass to about 20 % of the peak value and a reduction in friction to the rock basic friction angle could be used as residual values in a plastic analysis. The peak strength value was estimated using GSI and by adopting the equivalent parameters using Mohr-Coulomb criterion, as in approach (A).

4.2.5 Approach (E)

Strain dependent models, for instance the cohesion weakening and friction strengthening model (Hajiaabdolmajid et al., 2002), require non-simultaneous changes of the friction and cohesion and cannot be studied by the use of simple stress analysis programs utilised in this study. Also for this kind of strain softening model, the input parameters is difficult to obtain. Here an instantaneous softening approach (E) was used based on a reduction in cohesion ($c_{res}=0.3 \cdot c_{peak}$ and $\phi_{res}=\phi_{peak}$). The peak strength value was estimated using *GSI* and by adopting the equivalent parameters using Mohr-Coulomb criterion, as in approach (A).

5 APPLICATION TO CASE STUDIES

Four cases with observed fallouts are presented, each resulting from compressive stress induced spalling where the rock mass can be treated as a continuum. All cases have typical tunnel dimensions (approximately 2 m - 10 m) and are situated at depths of 630 to 965 m below ground surface. All are situated in hard rock masses, with high uniaxial compressive strengths of the intact rock (above 70 MPa). All cases are also undisturbed by adjacent drifting or mining. Two of the cases, Kobbaskaret and Heggura, are road tunnels in Norway, one is a vertical raise in the Garpenberg mine, and one is an exploration drift in the Zinkgruvan mine (both mines located in Sweden). Description of the fallouts, together with geological- and measured stress data are presented for each case. Of the four cases, the author has visited the sites of the Garpenberg mine and the Kobbaskaret tunnel to get more information and better knowledge of how the failure occurred. Information is also based on discussion and communication with the mining/tunnel or underground facility staff. The exploration drift in the Zinkgruvan mine and the Heggura tunnel cases are based solely on documented information. Table 2 presents the derived and used input parameters for each case. In each case, the rock mass has been approximated as an isotropic and continuous material and the stress conditions represented by plane strain conditions. In the Zinkgruvan, Kobbaskaret and Heggura cases, the in-situ stresses are not perfectly parallel to the x, y and z co-ordinate direction axes of the tunnel. Therefore all stresses have been rotated into the tunnel axis co-ordinate system. The out-of-plane strain was thus neglected. More detailed information of all of these cases can be found in Edlbro (2006).

Table 2 Input data for each case used in the numerical modelling

Input data	Garpenberg	Zinkgruvan	Kobbaskaret	Heggura
Stress data,				
σ_H [MPa]	45	54.5	24.1 (*)	24.6 (*)
σ_h [MPa]	20	54.5	17.1	8.5
σ_v [MPa]	24	28	12.0	7.6
<i>GSI</i>	80	70	70	80
σ_{ci} [MPa]	73	300	109.5	210
Young's Modulus, <i>E</i> [GPa]	55	71	19	43
Poisson's ratio, <i>v</i>	0.17	0.33	0.12	0.28
σ_{3max} [MPa]	23	10	12	10
Material constant, m_i	15	20	28	30

* σ_H , σ_h and σ_v represents the transformed principal stresses in the tunnel axis co-ordinate system.

5.1 The Garpenberg raise

In the Garpenberg mine, owned by Boliden Mineral AB, ore is extracted containing zinc, silver, lead, copper and gold. The unsupported vertical raise with a diameter of 2.13 m is situated at a depth of 830 to 880 m below surface and is not influenced by local mining. The raise has been developed in limestone and is directly above an area where stress measurements have been performed by using 3D overcoring (Nilssen, 2004). The initial spalling on the surface of the raise started immediately after raising in the direction perpendicular to the maximum measured stress which confirms the major principal stress direction. The fallouts were small with a maximum depth of 50 mm, see Figure 3.

Based on the results from the numerical analysis, the best agreement with the actual depth of the fallout was observed when using the intact rock approach (B). However the shape and extent of the yielded region did not agree with the observed fallout, see Figure 3. The " $m=0$ " approach (C) using the elastic model resulted in a large overestimation of the size of the fallout. None of the results from the brittle plastic models (C, D and E) did correspond with the actual failure, as the predicted region of fallout was overestimated in extent and by a factor of 7.5 to 14 in depth (Figure 4).

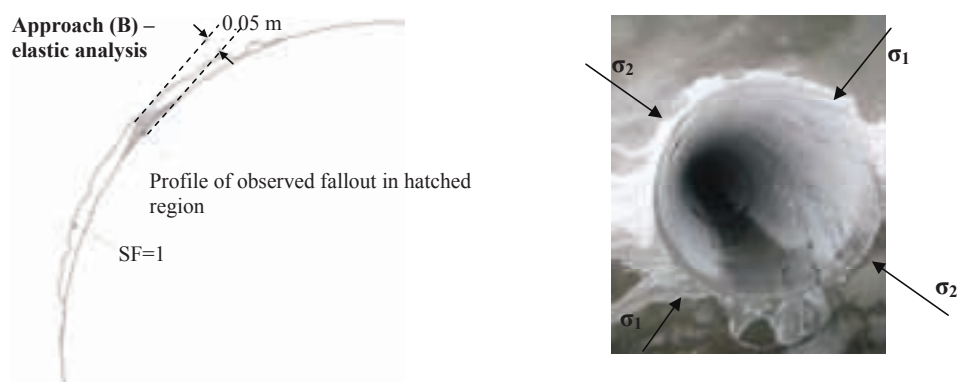


Figure 3 The fallout area for the Garpenberg raise (1) predicted using an elastic analysis and Hoek-Brown strength parameters for the intact rock [approach (B)] in *Phase^{2D}* together with a photo of the raise at level 880 m (Photo: courtesy of Boliden Mineral AB)

Predicted fallout depth [m] by:

Approach (D) "cohesion and friction softening" = 0.7 m

Approach (C) " $m=0$ " = 0.6

Approach (E) "cohesion softening" = 0.38

Approach (A) "rock mass" = 0.19

Approach (B) "intact rock" = 0.07

Observed fallout depth

0.05

Figure 4 The predicted fallout depth, represented by 100% yielded elements, by the different plastic approaches using *Phase^{2D}* versus the observed fallout

Figure 5 shows the result of the volumetric strain for approaches (B) and (D). The shape and extent of the observed fallout could not be interpreted when studying the volumetric strain.

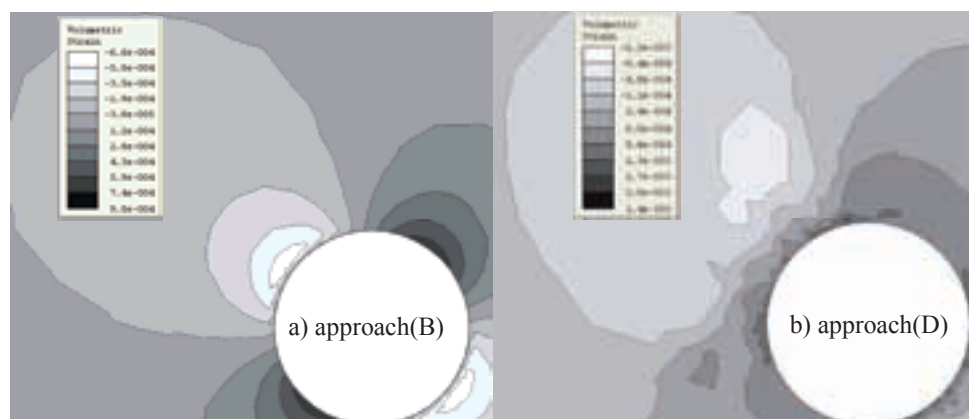


Figure 5 The volumetric strain in *Phase^{2D}* when using a plastic analysis and a) approach (B) and b) approach (D)

The results from the maximum shear strain from the different approaches did not show any tendency of developing shear bands. The shear bands are probably not developed due to the high rock mass strength for the Garpenberg case. However the results of maximum shear strain values greater than zero, show more or less the same shape and extent on the boundary (however greater in size) as the *SF* or yielded element for every approach, see for example Figure 6. Still the maximum shear strain was not a good indicator of fallout for this case.

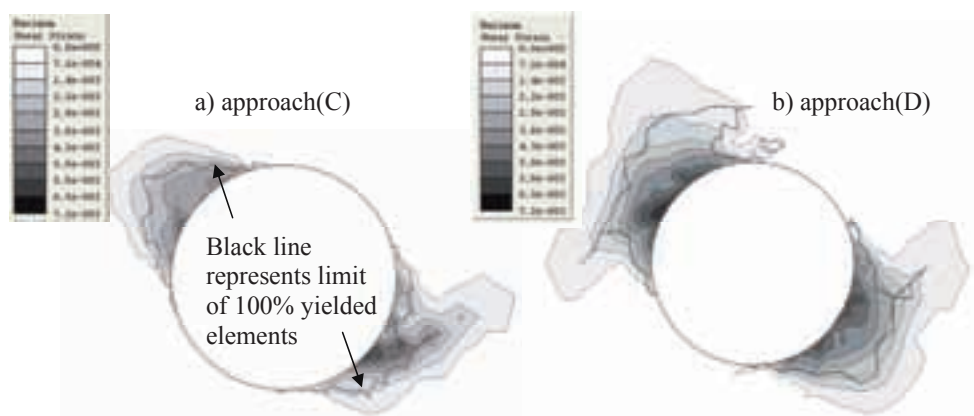


Figure 6 The maximum shear strain in *Phase^{2D}* when using a plastic analysis and a) approach (C) and b) approach (D)

5.2 The exploration drift in Zinkgruvan mine

The Zinkgruvan mine, owned by Lundin Mining, is located in the south-central part of Sweden. Fallouts caused by spalling were observed in an exploration drift, as shown in Figure 7. The failure surfaces were fresh, indicating intact rock mass failure, not influenced by geological structures. The fallout depth was limited to 0.1 to 0.2 m in the roof of the drive. The exploration drift is undisturbed by adjacent mining and the dominating rock type is a brittle, quartz-feldspar leptite. Failure was not observed when the drift was parallel to the

major horizontal stress and began to occur when the drive changed direction, to being oblique to the maximum stress (Figure 7).

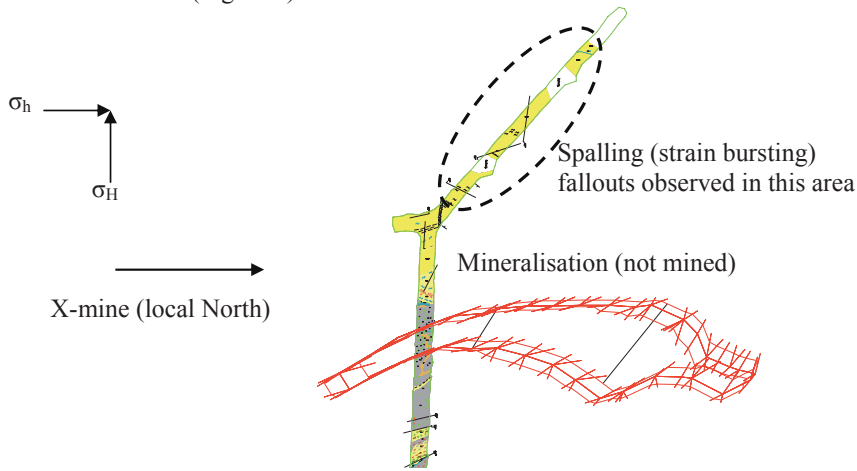


Figure 7 Horizontal view showing the exploration drift at the 965 m level, with mapped geology and the copper orebody shown in red, and area of observed spalling failure marked (from Sjöberg, 2005)

Stress measurements have been performed by 3D overcoring in the nearby area at 960 m depth. As for all other cases, a plane strain condition was assumed, with stresses transformed to the two-dimensional analyses plane (perpendicular to the drift). However, in this particular case it would be more correct to assume complete plane strain condition or a 3D simulation, to be able to consider the true stresses. This was, however, outside the scope of the present work.

The results from the intact rock approach (B) indicated no fallout, when evaluating SF or yielded elements. The best agreement with the actual depth of the fallout was observed when using the rock mass strength parameters defined by the GSI system and the Hoek-Brown criterion (0.09 m), approach (A), and the plastic model (0.06 m) using the " $m=0$ " approach (C). The results from the approaches (D) (0.65 m) and (E) (1.69 m) showed large overestimation of the depth and extent, see Figure 8.

The results of the volumetric strain for the different approaches used for the Zinkgruvan case showed no good agreement with the observed fallout. When evaluating the maximum shear strain, the tendency of shear bands could only be seen in the results from the approaches (D) and (E), see Figure 9 c) and d). This could be explained by that shear band development increases with lower residual strength (in e.g. Sandström, 2003). When using the other approaches, the shear bands were not developed, due to the high rock strength, see Figure 9 a) and b). However, a good agreement with the observed fallout depth and the result of the maximum shear strain values greater than zero was found for the " $m=0$ " approach, see Figure 9 b).

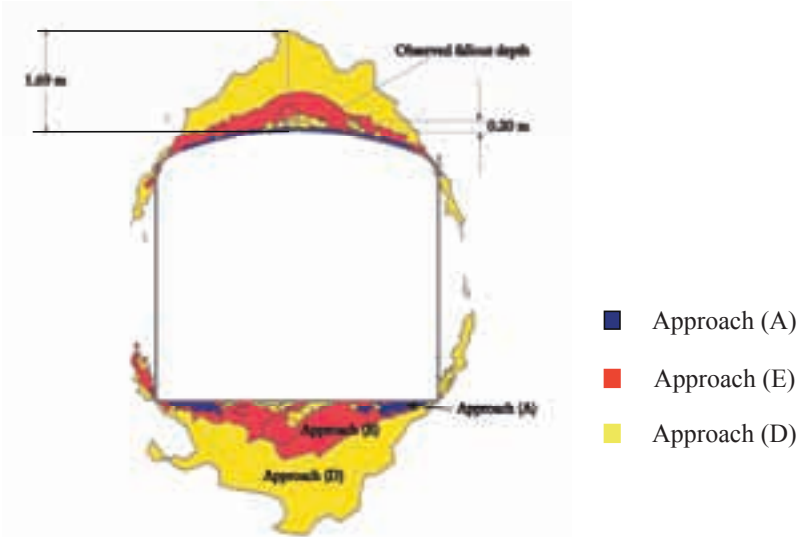


Figure 8 The predicted fallout area (100% yielded elements) for the exploration drift in the Zinkgruvan mine when using a plastic analysis and approach (A), approach (D) and approach (E) in *Phase^{2D}*

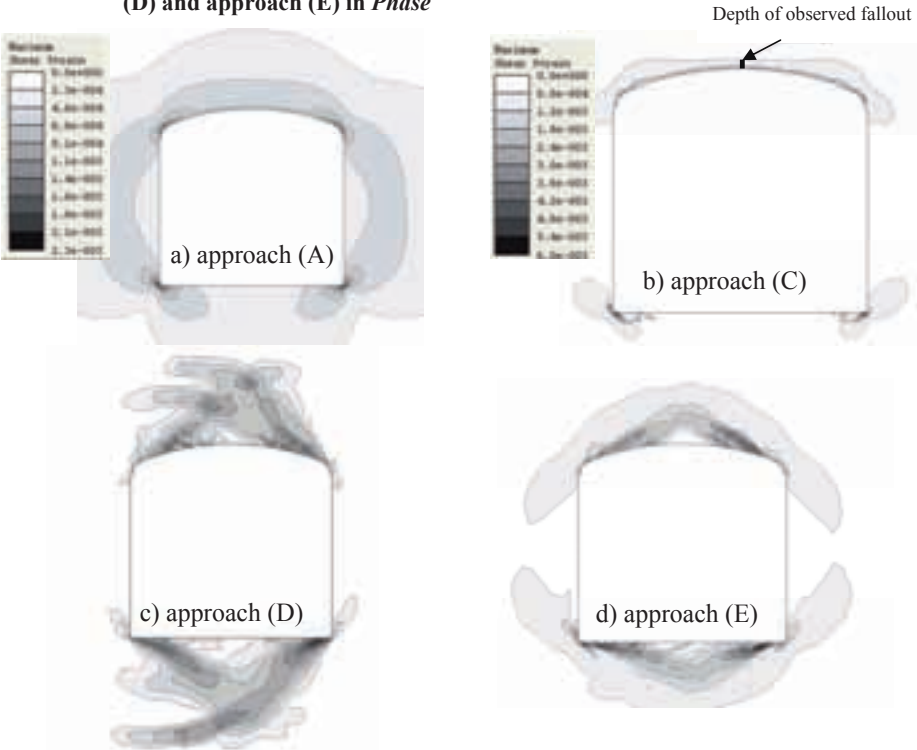


Figure 9 The maximum shear strain in *Phase^{2D}* for the exploration drift in the Zinkgruvan mine when using a plastic analysis and a) approach (A), b) approach (C), c) approach (D) and d) approach (E)

5.3 The Kobbskaret tunnel

The Kobbskaret road tunnel, situated in northern Norway, was officially opened in 1986. The 4457 m long tunnel has a typical tunnel area of about 45 to 50 m² and was excavated by conventional drill and blast tunnelling from both ends. The region is characterised by extensive foliation, spalling and buckling of slabs at the rock ground surface, indicating high, horizontal tectonic stresses. Along the entire tunnel length, the rock mass is composed of Precambrian coarse grained, gneissic granite (Kildemo, 1985). The mountains in the area have heights of about 1000 m above sea level (Figure 10).



Figure 10 Photo of the entrance to the Kobbskaret tunnel

Due to the high rock stresses, heavy spalling occurred in the tunnel roof, both during excavation and after completion of the tunnel, see Figure 11. Stress measurements have been performed by 3D overcoring at 630 m depth (Kildemo, 1985). Five fallouts have been documented from 1997 to 2004 with a depth of 0.05 to 0.3 m (Statens vegvesen, Kildemo, 1985 and Myrvang et al., 1997).

The intact rock approach (B) indicated no fallout. For this case, the best agreement with the actual depth of the fallout was observed, for the *SF* and yielded elements, when using strength parameters defined by Mohr-Coulomb criterion and the *GSI* system in approach (A). A depth of 0.15 to 0.3 m was noted, in the roof of the tunnel, which is comparable to the observed depth. The second best choice was the "*m*=0" approach (C), as shown in Figure 12, where the fallout depth was predicted as 0.4 m. None of the results from the elastic-brittle plastic models [approaches (D) and (E)] did correspond with the actual fallout, see Figure 12.

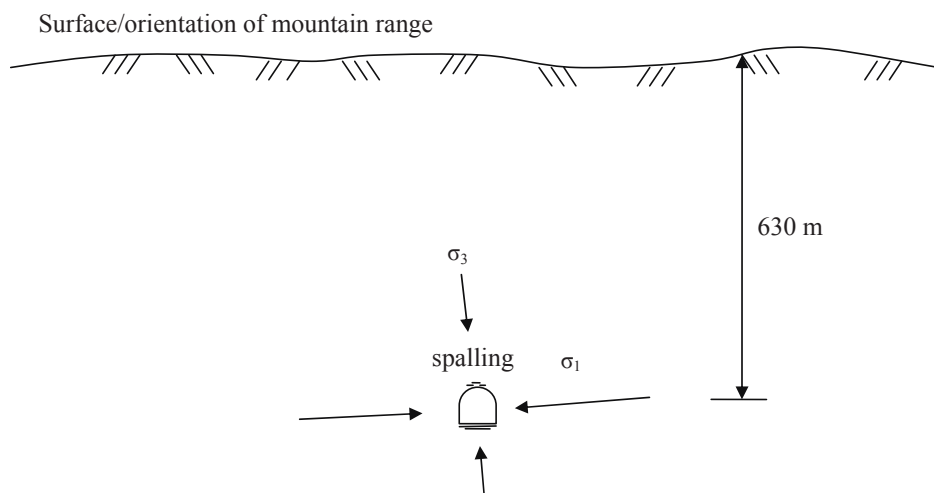


Figure 11 Schematic cross section through analysed portion of the Kobbskaret tunnel [not to scale]

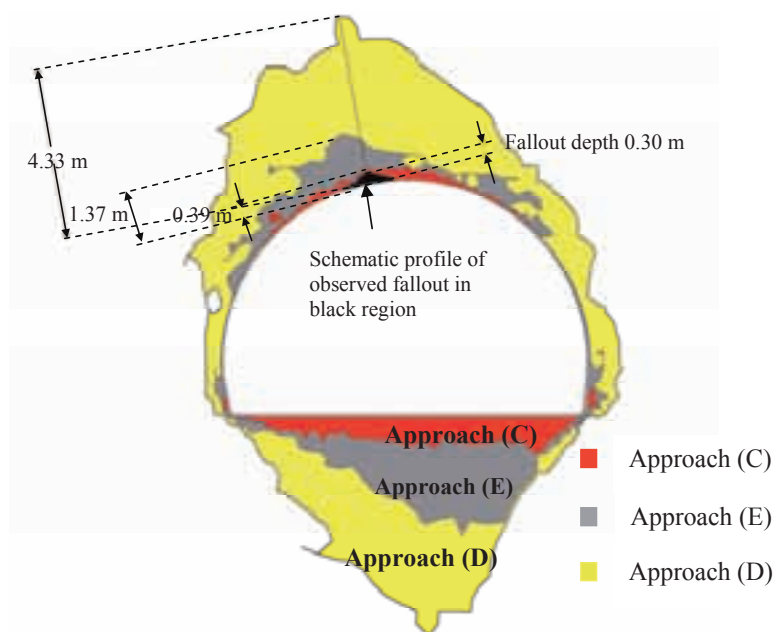


Figure 12 The predicted fallout area, represented by a 100% yielded element zone, for the Kobbskaret tunnel using an plastic analysis and a) approach (A), b) approach (C), c) approach (D) and d) approach (E) in *Phase^{2D}*

Also for this case, the results of the volumetric strain for the different approaches showed no good agreement with the observed fallout, see example in Figure 13.

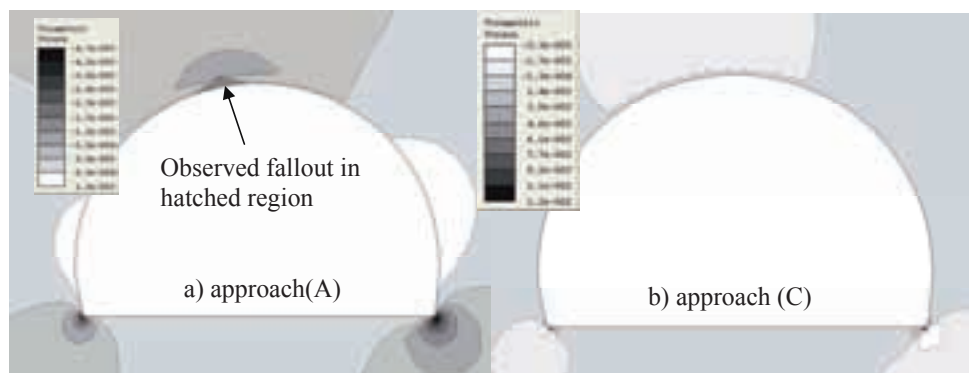


Figure 13 The volumetric strain in *Phase^{2D}* for the Kobbskaret tunnel when using a plastic analysis and approach (A) and approach (C)

For the Kobbskaret tunnel, the tendency of shear bands could only be seen in the results from the approaches (D) and (E), see Figure 14 a) and b). When using the other approaches, the shear bands were not developed, due to the high rock strength, see Figure 14 c) and d). However, a good agreement with the observed fallout depth and the result of the maximum shear strain values greater than zero was found for the " $m=0$ " approach, see Figure 14 b).

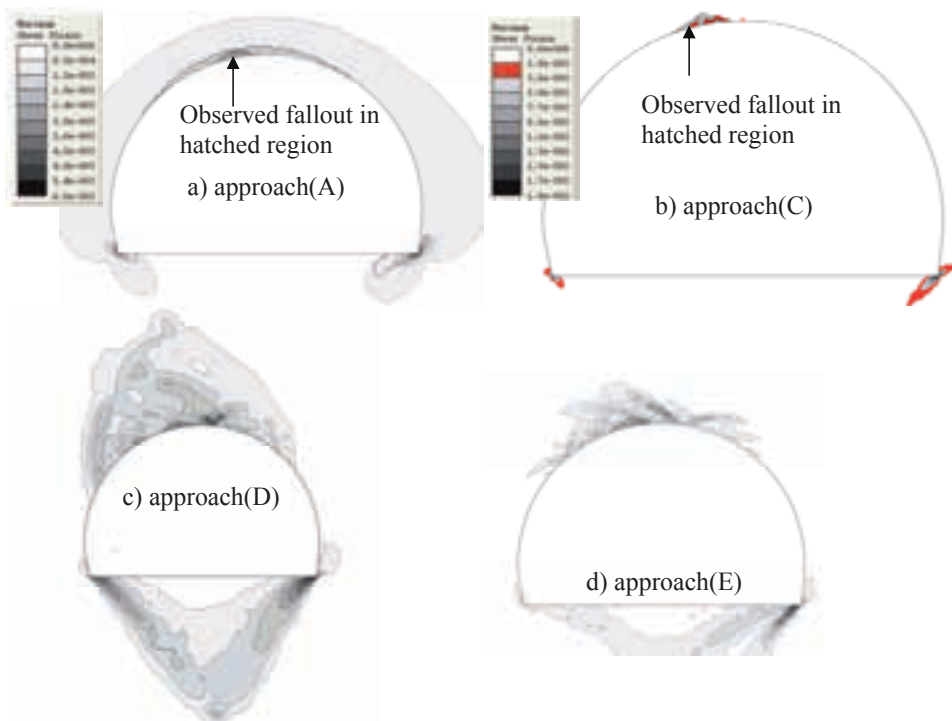


Figure 14 The maximum shear strain in *Phase^{2D}* for the Kobbskaret tunnel when using a plastic analysis and a) approach (A), b) approach (C), c) approach (D) and d) approach (E)

5.4 The Heggura tunnel

The Heggura road tunnel, situated in western Norway, was constructed in 1981 through 1982 and it was the first tunnel in Norway to use steel fibre reinforced shotcrete. The tunnel is only a few meters above sea level, as shown in Figure 15. The fallouts due to spalling were observed in the upper right corner and partly in the lower left corner as shown in Figure 15 (Myrvang et al., 1997). In the region where the 3D overcoring stress measurements have been performed, the fallouts were limited to just a few centimeters (Sørheim, 1981). Here, the determined rock mass properties from the stress measurement area are used and not the general/mean values for the whole tunnel.

Surface/orientation of mountain range

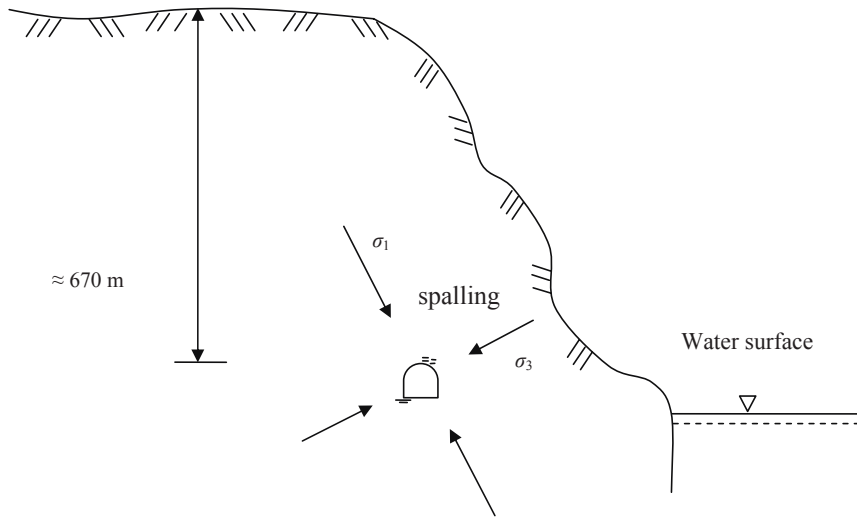


Figure 15 Schematic cross section through the Heggura tunnel [Not to scale]

The compressive fallout region was only predicted (evaluating SF and Yielded elements) to occur in the upper right corner of the roof when using the elastic model in approach (A) with strength parameters determined by Mohr-Coulomb criterion and the brittle-plastic model in approach (D), see Figure 16. In Figure 16 also the maximum shear strain is shown for approach (A). Most of the used approaches (except approach (B) and approach (C) when using the elastic model) indicated tensile failure in the upper left corner and in the lower right wall/floor. This was not observed in field and a full analysis is outside the scope of this paper. The compressive fallout in the lower left corner was observed in the results from all approaches. Still it is important to note that this is the only case where the location of the actual fallout could not be predicted by all of the used approaches when evaluating SF and Yielded elements. The results of the maximum shear strain indicated deformations to occur in the right wall, see Figure 17. The tendency of shear bands could only be seen in the results from the approaches (D) and (E), see Figure 17 c) and d). Interestingly, also for this case, a relatively good agreement with the observed fallout depth and the maximum shear strain was found when using the " $m=0$ " approach, see Figure 17 b).

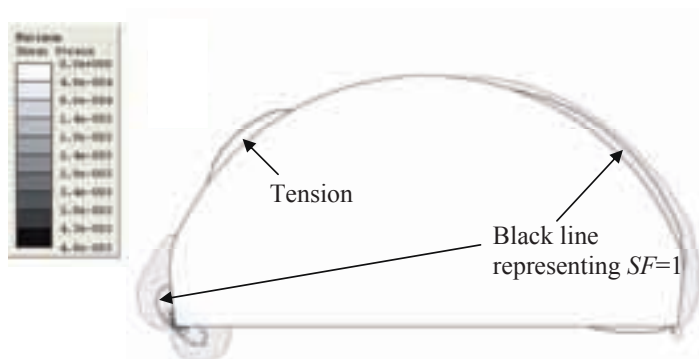


Figure 16 The maximum shear strain and $SF=1$ in $Phase^{2D}$ for the Heggura tunnel when using an elastic approach (A)

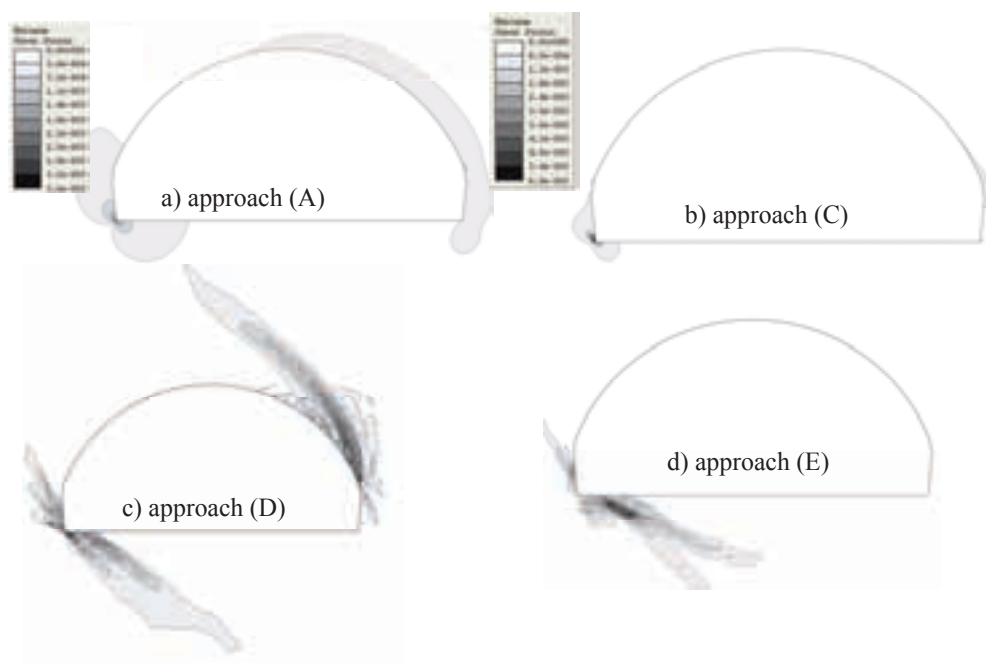


Figure 17 The maximum shear strain and in $Phase^{2D}$ for the Heggura tunnel when using plastic model and a) approach (A), b) approach (C), c) approach (D) and d) approach (E)

6 DISCUSSION AND CONCLUSIONS

The present study is an evaluation of existing widely known and familiar approaches to simulate and estimate possible brittle fallouts by simple stress analysis programs. As the aim was to find the best non-calibrated approach, only raw data have been used by the author, without modifications.

1. When evaluating the agreement between observed fallouts and the predicted fallout by SF or yielded elements, in general

- approach (A), where the rock mass strength parameters are defined by the *GSI* system, showed the best agreement with observed fallouts when evaluating the *SF* or Yielded elements. However the extent of the fallout zone was overestimated for all cases and the shape was predicted to be arched-formed as opposed to the true v-notch shape.
 - approach (B), where the intact rock strength parameters were used, showed a very good correlation with actual fallout depth when applied in the Garpenberg raise cases. In all other cases, no fallouts were predicted.
 - for the $m=0$ approach (C), the plastic analysis resulted in better agreement with actual fallout compared to the elastic analysis. The elastic model differs significantly from the real fallout and often the depth and extent of the fallout is overestimated with an incorrect shape.
 - The brittle plastic models with instantaneous softening of cohesion and friction, approach (D), or cohesion weakening, approach (E), did not agree with the actual fallout as the results showed a large overestimation of the fallout zone.
2. The preliminary results of the evaluation of the agreement between observed fallouts and the maximum shear strain, showed that
 - shear bands were not formed due to the high rock mass strength (except when using approaches D and E for the Kobbskaret, Heggura and Zinkgruvan cases).
 - interestingly the depth of the maximum shear strain zone with values greater than zero when using the " $m=0$ " approach (for the Kobbskaret, Heggura and Zinkgruvan cases) resulted in good agreement with the observed fallout depth.
 3. The volumetric strain was not found to be a good indicator for fallouts for the cases presented in this paper. The probable explanation for this is due to the high rock strength.

For those approaches where the elastic model can be compared with an plastic model, the perfectly plastic model results in a slightly deeper fallout zone when using approach (A). This was also shown by Hajiabdolmajid et al. (2002). When using the intact rock strength by approach (B) the result was the opposite. Hence, for very high strength rock masses (intact rock), the *SF* results in a larger predicted fallout zone compared to the yielded elements for the same condition. When comparing the elastic analysis by using both *Examine*^{2D} and *Phase*^{2D} the result is the same.

The identified possible sources of errors, wherefore the used approaches do not reproduce the observed fallout, might be due to that incorrect (i) approaches, (ii) material models, (iii) failure criteria, (iv) input data in the form of e.g. stress conditions and characterisation system are used. Within each approach, failure strength criteria and material models are incorporated. Concerning the criteria, there were slight differences in result when the strength parameters were defined by the Hoek-Brown criterion compared to the Mohr-Coulomb criterion. Therefore, none of these criteria can be selected as preferable (or unfavourable) in this study.

Another way of simulating the failure process is by successive removal of failed elements (e.g Martin, 1997). This was mainly performed for the URL case when the elastic and elastic-brittle plastic models did result in an under prediction of the fallout depth. The depth of the failed zone was overestimated by a factor of 2 to 3 when using this kind of method. Therefore this application has not been used in this paper, as approach (A) already over predicts the

depth. However the approach (B), using the intact rock strength, showed an underestimation of the fallout and would perhaps be better suited for such simulation.

The input data used in this paper are summarized from field studies, reports and papers. It is possible that some important information has been left out and also that the used input data do not respond the actual rock mass behaviour and fallout mechanisms. Also the measured stresses for each case could be more correctly used by a complete plane strain approach (in 2D) or a full 3D-analysis.

In this paper it was assumed that an area of 100% yielded elements, SF less than one and crossing shear bands zero represents fallout, but this may represent damaged rock, as in Figure 1. The question is then how to simulate a fallout zone and how can the damaged rock beyond that zone be simulated. Despite the fact that none of the approaches in this study showed perfect agreement with the actual fallouts, a 2D stress analysis program can be used for guidance of where, on the boundary, the actual compressive fallout will occur. It is recommended that further work in this area is focused on trying to achieve more precise approaches, for reproduction of the different failure processes.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author acknowledge the financial support by LKAB, the Research Council of Norrbotten, the LKAB Foundation, the consortium "Väg Bro Tunnel" (Road Bridge Tunnel), Trelleborgsstiftelsen, and the Luleå University of Technology. I want to thank Arne Sivertsen at Statens Vegvesen in Norway, Anders Nyström at Boliden Mineral AB for their help in finding required field data in my cases. Special thanks go to my supervisor, Adjunct Professor Jonny Sjöberg, at Vattenfall Power Consultant, for recommendation of input data for the Zinkgruvan case, and also invaluable discussions and good advices.

REFERENCES

- Diederichs, M. (1999) Instability of hard rock masses: the role of tensile damage and relaxation. Ph.D. thesis, Department of Civil Engineering, University of Waterloo, Waterloo, Canada, 566 p.
- Diederichs, M., Kaiser, P.K. and Eberhardt, E. (2004) Damage initiation and propagation in hard rock tunnelling and the influence of near-face stress rotation, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 41, pp. 785-812.
- Diederichs, M.S., Carvalho, J.L. and Carter, T.G. (2007) A modified approach for prediction of strength and post yield behaviour for high GSI rock masses in strong, brittle ground, *Proceedings of the 1st Canada-US Rock Mechanic symposium*, Vancouver, Canada, 27-31 May, ISBN 978-0-415-44401-9.
- Edelbro, C. (2006) Strength of hard rock masses: a case study, Technical report, Division of Mining and Geotechnical Engineering, Luleå University of Technology, available online: epubl.luth.se/1402-1536/2006/13.
- Hajiabdolmajid, V., Kaiser, P.K. and Martin, C.D. (2002) Modelling brittle failure of rock, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 39, 731-741.
- Hoek, E., Kaiser, P.K., Bawden, W.F. (1995) Support of underground excavations in hard rock, A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield.
- Hoek, E. and Karzulovic, A. (2001) Rock mass properties for surface mines, *Slope stability in surface mining*, Hustrulid, Carter, Van Zyl (eds), Society for Mining, Metallurgy, and Exploration Inc. (SME), chapter 6.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B. (2002) Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition, *Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunnelling Association of Canada Conference: NARMS-TAC 2002*, July 7-10, University of Toronto, pp. 267-271.
- Kildemo, G.A. (1985) En bergmekanisk undersökelse av Kobbskaret Vegtunnel, (in English: A rock mechanics investigation in the Kobbskaret tunnel), M.Sc. thesis, Norwegian Institute of Technology, Trondheim. [In Norwegian.]
- Marinos, V., Marinos, P. and Hoek, E. (2005) The geological strength index: applications and limitations, *Bull Eng Geol Environ*, 64, pp. 55-65.
- Martin, C.D. (1997) Seventeenth Canadian Geotechnical Colloquium: The effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength, *Can. Geotech. J.* 34, pp. 698-725.

- Martin, C.D., Read, R.S. and Martino, J.B. (1997) Observations of brittle failure around a circular test tunnel, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 34 (7), pp. 1065-1073.
- Martin, C.D. (1998) Estimating ground support for underground openings in hard rock, *Bergmekanikdagen, SveBeFo*, Stockholm.
- Martin, C.D., Kaiser, P.K. and McCreath, D.R. (1999) Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. *Canada Geotech. J.* 36 (1), pp. 136-151.
- Myrvang, A.M. (1991) Estimation of in situ compressive strength of rocks from in situ stress measurements in highly stressed rock structures, *Proceedings, 7th ISRM Congress on rock mechanics*, Aachen, Edited by W. Wittke. A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 573-575.
- Myrvang, A.M., Alnaes, L., Hansen, S.E. and Davik, K.I. (1997) Heavy spalling problems in road tunnels in Norway – Long time stability and performance of sprayed concrete as rock support, *International symposium on rock support: applied solutions for underground structures*, Lillehammer, 22-25 June 1997, Norwegian Society of Chartered Engineers, Oslo. ISBN 82-91341-18-4.
- Nilssen, P. (2004) *Bergspenningsmålinger i Garpenberg Norra gruve, SINTEF bygg og miljø – Berg og geoteknikk*. STF22 F04110.
- Rocscience Inc. (2005) Phase Version 6.020 - Finite Element Analysis for Excavations and Slopes. www.rocscience.com, Toronto, Ontario, Canada.
- Rocscience Inc. (2006) RocLab Version 1.021 – Rock mass strength analysis using the Hoek-Brown failure criterion. www.rocscience.com, Toronto, Ontario, Canada.
- Rocscience Inc. (2007) Examine Version 7.004 - 2D Stress Analysis for Underground Excavations. www.rocscience.com, Toronto, Ontario, Canada.
- Saiang, D. and Nordlund, E. (2007) Failure mechanisms around shallow tunnels in rock, *11th Congress of the International Society for Rock Mechanics: The Second Half Century of Rock Mechanics*, Portugal, vol.2, pp. 883-890.
- Sandström, D. (2003) Analysis of the virgin state of stress at the Kiirunavaara mine, Licentiate thesis, Division of Rock Mechanics, Luleå University of Technology, 2003:02, ISSN:1402-1757.
- Sjöberg, J. (1999) Analysis of large scale rock slopes, Doctoral thesis, Division of Rock Mechanics, Luleå University of Technology, 1999:01, ISSN:1402-1544.
- Sjöberg, J. (2005) Rock mechanics analysis of the copper orebody, *SwedPower Report 2050700-01* (confidential).
- Statens vegvesen (Norwegian Public Roads Administration) region north, personal communication during 2004-2005.
- Sörheim, S. (1981) *Bergtrykksvariasjoner og sikring i Heggura vegtunnel* (in English: Rock stress changes and support in the Heggura tunnel), M.Sc. thesis, Norwegian Institute of Technology, Trondheim. [In Norwegian.]
- Vermeer P.A. and Borst R. de. (1984) Non-associated plasticity for soils, concrete and rock, *Heron*, vol. 29, no.3.

Thermal over-closure of joints and rock masses and implications for HLW repositories

N. Barton
Nick Barton & Associates, Oslo, Norway

ABSTRACT: Rough joints can be *over-closed*, and remain over-closed by a previous application of a higher normal stress. This is an exaggerated form of hysteresis. Rough joints in igneous and metamorphic rocks can *over-close* even due to temperature increase alone, due to better fit, which is something beyond hysteresis. The *rock mass* deformation moduli, thermal expansion coefficients, hydraulic apertures, and seismic velocities may each be affected. Well-controlled laboratory HTM tests, *in situ* HTM block tests, and large-scale heated rock mass tests, lasting several years at Stripa, Climax and Yucca Mountain, have produced evidence for this *extra* fully-coupled response. *Over-closed* laboratory direct shear tests give elevated strength envelopes in the case of tension fractures and joint replicas. Heating alone also increases the shear strength of natural joints. The coupled *thermal-OC* effect in HTM numerical modelling will require, as a minimum, thermal expansion coefficients that *include* rather than *exclude* relevant joint sets, if these have marked roughness and if they originated at elevated temperature. Subsequently elevated deformation moduli that attract higher stress must be expected.

1 INTRODUCTION

Hydro-thermo-mechanical HTM modelling of high level nuclear waste disposal scenarios has been actively sought in the last 30 years. In simplified form, the HTM (and chemical) effects of excavation, heating and cooling (with eventual seismic loading from major earthquakes in the very long term), have each to be simulated. The effects of heating and cooling on rock joints likely to exist in the 'geological containment' will be the focus of this paper.

A phenomenon revealed almost 40 years ago, that has proved to have relevance for both HTM field experiments and HTM modelling, concerns *over-closure* of joints. Under ambient conditions we may refer simply to hysteresis effects, but when heat is added, *thermal over-closure* appears to accentuate closure effects in the rock mass. This sounds 'positive' for waste isolation: in fact it may be adverse, due to the subsequent cooling that requires shrinkage in a rock mass that may have *over-closed* rough joint sets that remain closed despite cooling.

Difficulties in obtaining excavation-induced failure of artificial rock slope models, each consisting of 40,000 blocks, reported in Barton, 1971 and 1972, has proved to have an unexpected link to the above concerns. Steep, gravity- and horizontally-stressed slopes with adversely-dipping sets of tension fractures 'would not fail', in relation to slope stability calculations based on strengths obtained from conventional 1:1 direct shear tests.

When loading to 4 or 8 times *higher* normal stress, *prior to unloading and shearing*, successively steeper shear strength envelopes were obtained, as illustrated in Figure 1. The excessively stable slopes (Figure 2) were actually caused by *over-closure* of the rough tension fractures. As observed sometimes in real slope failures, there was evidence in slope-failure debris, of 'over-closed' masses of blocks, which might be interpreted as 'discontinuous jointing' or evidence of 'cohesive strength' in field observations.

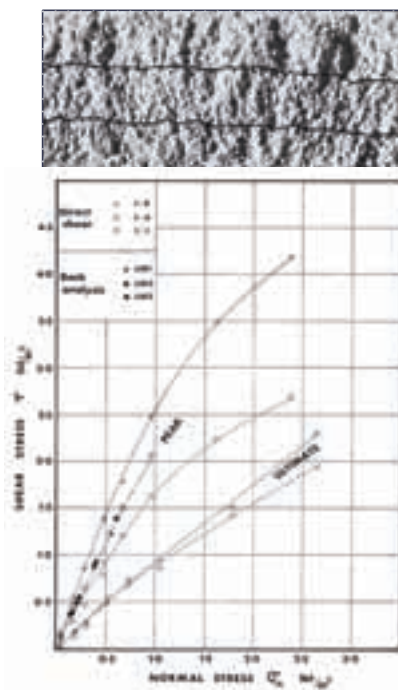


Figure 1. Over-closure (OC) ratios of 8:1, 4:1 and 1:1 (conventional) prior to direct shear testing of rough tension fractures. Barton, 1972. An example of the model tension fractures, and their surface roughness is also shown. 'Back-analysis' refers to the model slope failures.



Figure 2. Example of extreme stability (left) and post-failure masses (right) caused by unloading from a higher normal stress when excavating the slopes. Barton, 1971.

These elevated strengths explained the slope-failure difficulties seen in Figure 2, since when excavating a rock slope or open-pit, (as also in these experiments), a reduction in normal stress is usually caused. Many important slope-failures occur in the open-cast mining industry, despite the usual neglect of previously higher loading, when estimating available shear strength. The continued failures might be due to errors in stress-transformation from σ_1 and σ_2 to τ and σ_n on joint surfaces that dilate (Barton, 2006), or for other reasons of structural control including elevated joint water pressure.

Rougher joints seem to have greater closure-related 'benefit', both from ambient and thermo-mechanical loading than smoother, more planar joints. During subsequent cooling, with rougher joints possibly *over-closed*, it is likely to be the more continuous, smoother joints that open to compensate for those that are closed. Reduced shear strength and increased permeability are the possible results, which are clearly effects that should be considered when deciding on the detailed lay-out / location, of high-level nuclear waste disposal.

2 AN AMBIENT TEMPERATURE EXAMPLE

Figure 3 shows how *hysteresis* affected the sequential development of deformation when excavating parallel caverns in physical models, using both exaggerated pillar slenderness, and the same *exaggeratedly rough* sets of tension fractures as shown in Figures 1 and 2. The cavern models were excavated in a stressed 'rock mass' consisting of some 20,000 blocks, in the sequence shown. Note how the pillar deformations did not reverse with subsequent excavation, as they would have done, if there had been less severe effects of hysteresis.

3 TEST EVIDENCE FOR THERMAL OVER-CLOSURE

- Conducting aperture decreases in Terra Tek / CSM HTM block test (for ONWI).
- Joint closures in HTM coupled stress flow tests (CSFT) (for AECL/URL).
- Conducting aperture reductions from HTM block test in G-Tunnel (for Sandia National Laboratory).
- Reduced thermal expansion coefficients at NSTF Hanford (for Rockwell-Hanford).
- Reduced V_p and V_s after long-term heated/cooled borehole test at Stripa (for SKB). Poor model prediction due to thermal joint over-closure and changed moduli.
- Increased cohesive and frictional strength of joints in welded tuff that have been heated. (Sandia N.L.).

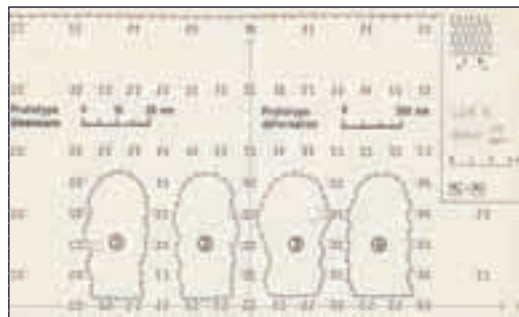


Figure 3. A demonstration of obviously exaggerated hysteresis, due to unloading of *over-closed* tension fractures. Barton and Hansteen, 1979. Deformation vectors were derived from photogrammetric analysis.

- Heated mine-by (Spent Fuel Test) at Climax (for Lawrence Livermore). Poor model prediction due to higher final moduli, lower thermal expansion coefficients, due to thermal over-closure of joints.
- Heated and ambient sides of plate load test at Yucca Mountain (for DoE). Widely different moduli in the ambient and heated sides of the same drift.

A selection from the above experiments will be given during the remainder of this paper, to illustrate the different facets of thermal over-closure.

3.1 Joint aperture decreases due to heating

Figures 4 and 5 illustrate the loading principles and some key HTM results, from the TerraTek heated block test that was conducted for ONWI in 1980 and 1981. The rock was quartz monzonite, and the rough diagonal joint that was the subject of this particular set of HTM data, had $JRC_0 = 13$, and $JCS_0 = 90$ MPa. Hydraulic apertures were back-calculated both before and after flatjack-slot drilling, and during the loading, unloading, heating and cooling sequences shown in Figure 5.

The inset tabulation of hydraulic apertures in Figure 5, indicates that ambient loading to 7 MPa (approx.) reduced the hydraulic aperture from about 50 to 30 μm . From this point, thermal loading to 75°C at *constant normal stress* (achieved by bleeding expanding oil from the flatjacks), caused the hydraulic aperture to reduce successively to 9 μm . During subsequent cooling and partial unloading: *a typical nuclear waste scenario*, the aperture had increased to only 16 μm , in other words the joint was *thermally over-closed*.

Somewhere between a normal stress of 3.5 MPa and full unloading, the hydraulic aperture 'jumped open' to 42 μm . A lesson to be learned is that continuum modelling will be inadequate to trace such phenomena, and therefore will tend to miss the most critical events regarding potential 'hydro-geologic' waste isolation.

A feel for the roughness of the diagonal test joint that was the subject of the above heated block permeability tests, is given by the 'reconstructed' tilt tests, and by the photograph

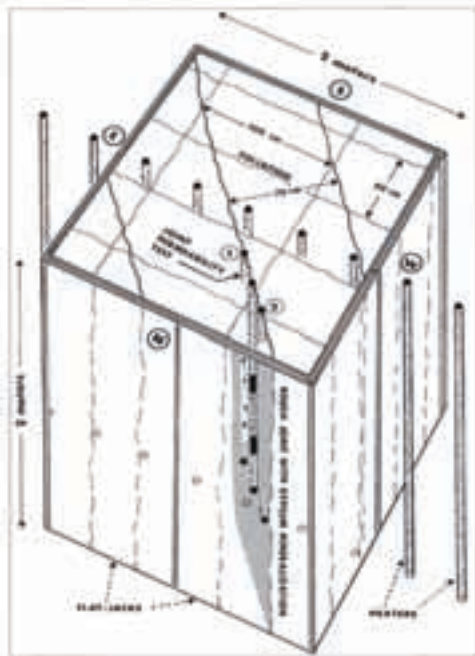


Figure 4. Biaxially-loaded 2x2x2 m heated block test, with HTM measurements along the diagonal (shaded) joint. Hardin et al, 1981. Average joint spacings are indicated in this 3D schematic.

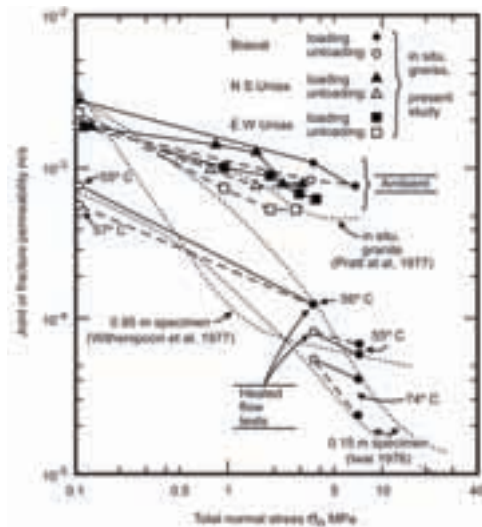


Figure 6. Contrasting stress-permeability behaviour caused by the addition of heat. ('Present study' refers to Hardin et al. 1981 heated block test referred to initially as gneiss, but as quartz monzonite in subsequent publications). Note comparison to some University of Berkeley tests on tension fractures from Iwai, 1976. Barton, 1982.

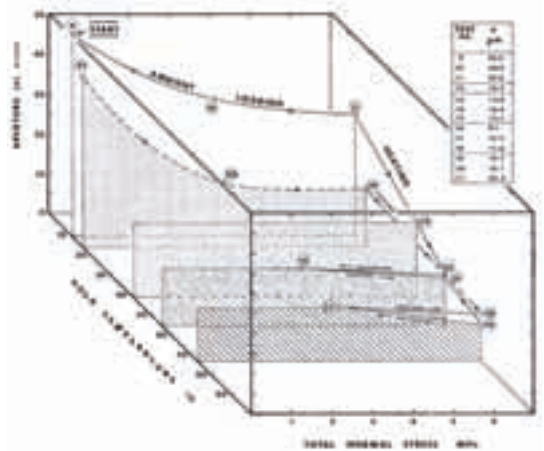


Figure 5. Hydro-thermo-mechanical (HTM) hydraulic aperture, temperature, normal stress behaviour, as back-calculated from the heated block test. Barton, 1982.

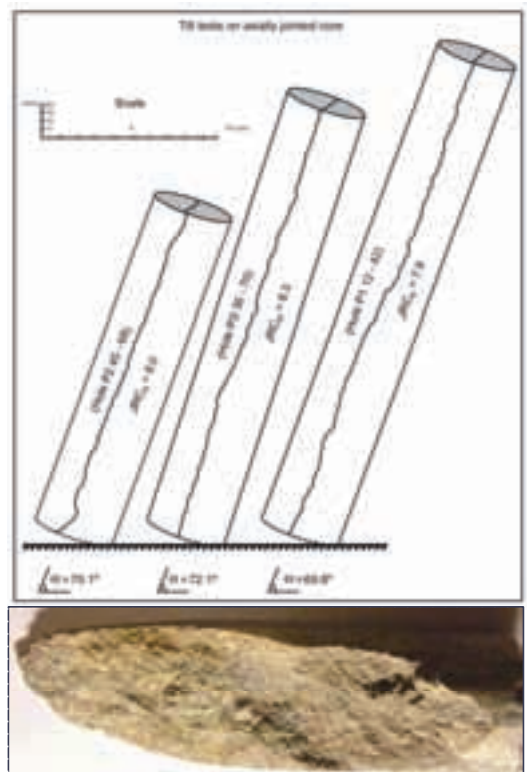


Figure 7. Tilt tests conducted on selected lengths of core drilled in-plane with respect to the diagonal test joint. The extended lengths of core gave JRC_n values from 7.9 to 8.3, while JRC₀ (with 100 mm reference length) averaged 13.

shown in Figure 7. The JRC_n values obtained from tilt tests of these longer samples are smaller than the nominal 100 mm standard, where JRC_0 was 13.

3.2 Coupled stress flow CSFT laboratory tests

CSFT test methods described by Makurat et al. 1990, using the apparatus depicted in Figure 8, showed *physical aperture reductions* when heating joints (Figure 9), that were in excess of those expected due to application of higher normal stress. Three tests on joints in granite from URL in Canada, were loaded up to 14, 19 and 26 MPa, and on the 4th load cycle of each test, suffered joint closures (ΔE) at the respective test temperatures of 20°C, 60°C and 80°C of 24 μ m, 54 μ m and 151 μ m, that were out of all proportion in relation to the moderate stress increases. These reductions of physical aperture (ΔE) lead of course to smaller reductions of conducting aperture (Δe), due to roughness effects, from $e \approx E^2/JRC^{2.5}$. (Barton et al. 1985). An increase of 40°C was shown to decrease Δe by 39% in Test 2. The highest temperature cracked Test 3 sample, so Δe was unreliable.



Figure 8. The CSFT apparatus used for MHT coupled-process joint tests in NGI's nuclear waste related projects for the Stripa SCV/SKB, Sellafield/UK Nirex Ltd, and URL/AECL studies. Makurat et al. 1990.

3.3 Heated block test in G-Tunnel, Nevada

A second heated block test in the USA was conducted in G-Tunnel at the Nevada Test Site, by SAIC engineers, for Sandia National Laboratories. This is shown in diagrammatic form in Figure 10, and the detailed jointing and permeability test joint are shown in Figure 11.

This 2x2x2m block test was also instrumented extensively, in order that deformation moduli, mass 'Poisson's ratio' (that reached 0.6), thermal expansion coefficients and joint permeability could be monitored through a range of load cycles (0 to 10.6 MPa) and temperature cycles (48°, 69°, 94°C at block centre).

Hydraulic apertures reduced from approximately 60 to 35 μ m along the diagonal test joint, due to the effect of this heating. (Zimmerman et al. 1985). The measured joint roughness JRC_0 for the NW-SE joint set that was showing this thermal over-closure averaged 9.0 (TerraTek, 1983)

with a range from 6 to 11. Joint profiling was conducted in the drift walls in the immediate proximity of the block test.

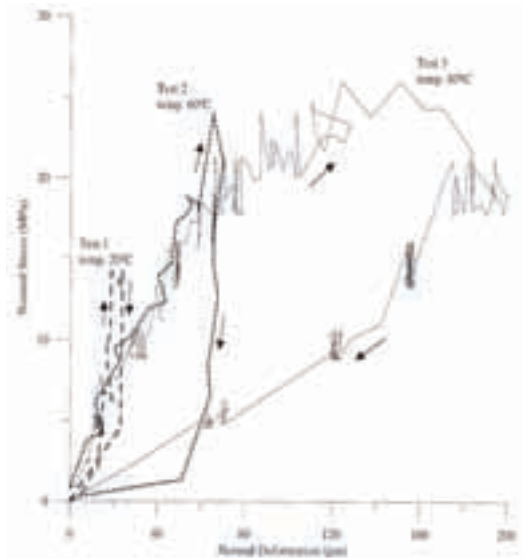


Figure 9. CSFT tests on URL granite joints, showing the effect of increased temperature on the 4th cycle of loading of Tests 1, 2 and 3. For methodology, see Makurat et al. 1990.

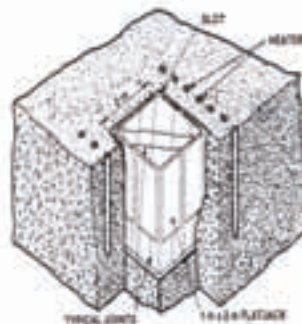


Figure 10. HMT block test performed by SAIC, for Sandia in welded tuff, in G-tunnel (Nevada Test Site). Zimmermann et al. 1985.

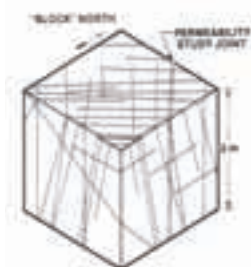


Figure 11. Details of jointing in the G-Tunnel test block. Zimmermann et al. 1985.

3.4 Plate Jacking tests at Yucca Mountain ESF

Sandia National Laboratories conducted plate jacking tests across a small drift at the Yucca Mountain ESF (Exploratory Studies Facility). The jointed, welded tuff yielded two different values of deformation modulus, depending upon whether the walls of the drift were heated due to proximity to a large scale heater experiment. One side of the plate-loaded drift was heated to $\geq 100^\circ\text{C}$, the other side was at near ambient temperature.

The authors, George et al. 1999 calculated ambient and thermal rock mass deformation moduli of 11.4 GPa and 24.5 GPa respectively, based on the widely different load-deformation responses shown in Figure 12. They surmised that the rock mass quality might be more heterogeneous than previously thought, but were unable to conclude that the heated side had higher quality (i.e. higher RMR or Q-values). Observation by this author confirms this opinion.

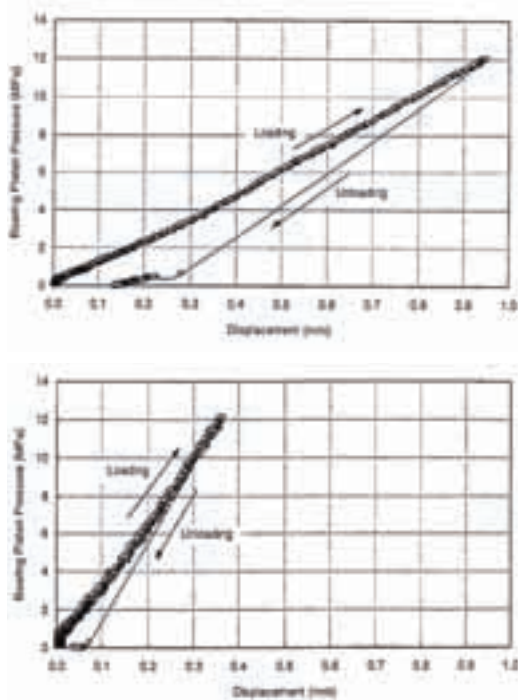


Figure 12 a, b. Yucca Mountain plate-load test performed in an adit with one side heated. E_{mass} (ambient) = 11.4 GPa, E_{mass} (heated) = 24.5 GPa. George et al., 1999.

3.5 Near-Surface Test Facility in Hanford basalt

At the Near-Surface Test Facility, at Hanford, another well-instrumented 2.3 x 2.3 m block was flat-jack loaded and heated in the wall of a drift in the Colombia River basalt formation. Although this heated block test did not give *direct* measurement of thermally induced joint closure (or over-closure), there was enough circumstantial evidence to suggest that such was occurring. Cramer and Kim, 1986.

The thermal expansion coefficient of the rock mass in three dimensions, showed a maximum reduction from $6.34 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ (over the range 18° to 60°C) to $2.59 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ (over the range 60° to 100°C).

At 100°C , Cramer and Kim (1986) reported a related 30% increase in deformation modulus, while at 200°C there was a 135 to 190% increase. All in situ moduli, even those at elevated temperature, were of course significantly lower than the intact rock value that averaged 86 GPa.

The increased temperature testing of the heated block of columnar basalt reportedly reduced the degree of inelastic and *continuously yielding* deformational behaviour. Translation and rotational movements of the columnar structures inferred from numerical modelling, were assumed to have been reduced by the thermally induced "lock-up" of interacting rock block structures. This case of course had joints formed at very high temperature when the basalt was sufficiently brittle.

3.6 The Spent Fuel Test (SFT) at Climax Mine

A large scale mine-by and spent fuel heater test was conducted by Lawrence Livermore National Laboratory in the early eighties. A cross-section showing the extensive instrumentation is shown in Figure 13. The three parallel drifts of about 10 and 15 m span, were excavated at 430 m depth in jointed quartz monzonite. The test location was about 150 m above the water table, i.e. it was unsaturated but not dry. Joint frequencies were about 0.9 to 2.2 per meter in the test area, and there were reportedly four dominant joint sets. (Yow and Wilder, 1993).

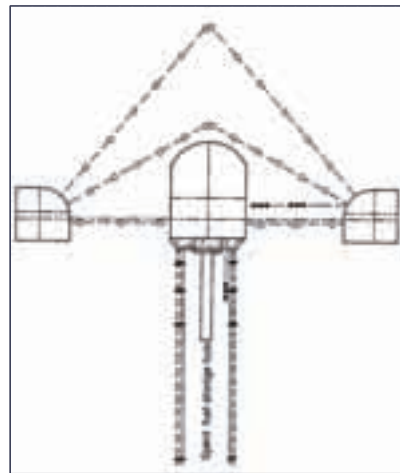


Figure 13. A heated mine-by experiment in the Climax Mine, in quartz monzonite. Spent Fuel Test, Yow and Wilder, 1993.

The extensive instrumentation was designed to measure the bulk response of a jointed rock mass, to excavation of the central tunnel (the mine-by), followed by a 3-year period of heating, and 6 months of cooling. Unfortunately monitoring beyond this 6 months was not reported, presumably due to project termination.

Extensive finite element (ADINA) calculations were performed to compare predicted performance with measured performance. In this code, isotropic thermoelastic behaviour was assumed, with temperature dependent thermal expansion coefficients (Butkovich and Patrick, 1986). Numerous scales of deformation moduli were tested. As in the case of the smaller scale Stripa heater tests discussed next, there was significant discrepancy between measured thermally induced displacements in the canister drift, which were about $\frac{1}{4}$ to $\frac{1}{2}$ of those calculated, both in the horizontal and vertical directions. Instrument error was first suspected, but was eliminated by thermal calibration.

Yow and Wilder (1993) interpreted these discrepancies as evidence for a *thermally increased rock mass modulus*, citing possible thermal closure of joints as described by Barton et al., 1985, as the reason for increased rock mass stiffness.

At the end of the monitored 6 months of cooling, joints that had closed during heating had not yet unloaded enough for one to determine whether or not all of the heating-phase deformation would be recovered (Yow and Wilder, 1993). Obviously *non-recoverable*, thermally induced shear displacements were also reported.

Thermally induced hysteresis, and deformation moduli and expansion coefficients different from what was expected seem to be a general pattern of behaviour for these heater experiments. Constitutive modeling needs to allow for these *extra fully-coupled phenomena*, i.e. thermal over-closure.

3.7 Stripa borehole heater effects on velocities

The Stripa heater experiment has been described by numerous authors. The full duration of the test was eventually 750 days, with 398 days of heating. The simple basic layout of the test is shown in Figure 14. The long period of cooling generally returned seismic velocities to values *lower* than before the heating, suggesting permanent changes, such as local excessive joint opening as hypothesised elsewhere in this paper.

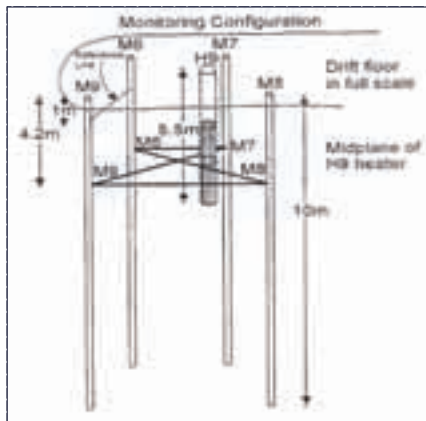


Figure 14. The Stripa borehole heater experiment. Paulsson et al. 1985.

The non-linear, thermally induced strains were about half those expected from linear thermo-elastic analyses, using laboratory tests of $\alpha^{\circ}\text{C}^{-1}$ on intact samples. These important

effects were discussed by Cook (1983). The discrepancy, as at Climax, was due to thermally-induced joint closure and hysteresis, what we now call *thermal over-closure*. A significant quantity of water expelled during the heating signified the general closing of the joints. Temperatures were over 100°C in only a small region around the heater, and water was expelled also from distant boreholes where perhaps the low initial permeability was less reduced.

The *initial increase* in velocity with temperature was linear and varied from 2 to 4 $\text{m/s}/^{\circ}\text{C}$. The average joint frequency in the test area, analysed from 224 m of core, was 8.3/m. The largest velocity changes caused by the heating, amounting to 0.2-0.3 km/s, were interpreted as occurring in the direction of the minimum horizontal stress, which is logical since the *calculated* thermal stress was as much as 55 MPa in, presumably, the direction of maximum horizontal stress.

An elastic continuum analysis conducted prior to the test had indicated larger stresses and local displacements than were actually measured presumably due to the *thermal compliance* of all these joints. The full record of P-wave and S-wave velocities over the 750 days duration of the test is shown in Figure 15.

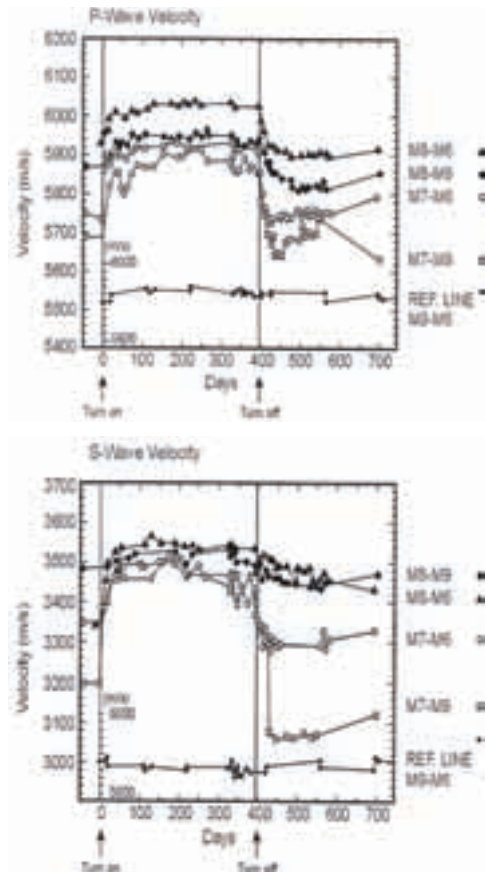


Figure 15 a and b. Stripa borehole heater test, and the effects of prolonged heating and cooling on V_P and V_S . Paulsson et al. 1985.

4 DISCUSSION

The explanation for the phenomenon of *thermal over-closure* is assumed to be quite simple (Barton, 1982, Barton, 2006). Namely that the joints in question, and perhaps the huge majority of joints developed in the crust, were formed at variously elevated temperatures compared to 'ambient'. They were thereby given a primeval 'finger-print' of 3D-roughness that reflected the warmer conditions at their birth. The details of this 'finger-print' would clearly be influenced by the diverse properties of all the minerals (or grains) forming the joint walls, and their mechanical resistance to joint formation, whether in tension or shear or by cooling,

Today's rock joints as sampled at the surface or near surface (1 km is also 'near-surface') have probably cooled by many tens if not several hundreds of degrees, in relation to their formation, often nearer the brittle-ductile transition, or when deeply buried in a typical geothermal gradient. When cooled, the 3D roughness *finger-print*, though very recognizable in relation to the original, would be subtly altered in its finer details.

If (or because) the constituent minerals have unequal thermal expansion coefficients (for example a log normal distribution of values from 1 to $20 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$, giving a mean (measured) value for the whole rock of say $10 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$, then it is reasonable to expect a degree of micro-mismatch across the joint walls, assuming that several different minerals usually form the joint walls. (At the heated block test described by Hardin et al. 1981, the thermal expansion coefficient was $\frac{1}{2}$ to $\frac{1}{3}$ parallel to foliation, compared to perpendicular to foliation).

The variable quantities of constituent minerals in igneous rocks, and in addition the important *differences in α $^{\circ}\text{C}^{-1}$ when heating or cooling*, quoted from Skinner (Section 6 of Clark, 1966), suggest that micro-mismatch is inevitable when joints are tested colder than at their formation. This is surely one reason for the variously hyperbolic shape of (ambient) normal closure tests, as described in great numbers by Bandis et al. 1983, for a wide range of JRC_o and JCS_o values.

The *mechanical over-closure* and the *thermal over-closure* referred to in this brief review of test data, suggests that it is time to perform a more comprehensive series of tests on rock joints in rock mechanics laboratories. For example, we do not usually (ever?) load rock joints to normal stress levels appropriate to existing stress levels, *followed by* unloading to the post-excavation stress levels, *prior to shearing* in direct shear testing. The addition of heating is seldom considered.

Concerning 'geologic' disposal of nuclear waste with subsequent thermal loading and unloading, it is clearly necessary to perform permeability tests on rock joints in the heated state. Specifically, the effect of increasing temperature *combined* with increased normal stress needs to be investigated, and most importantly the effect of reducing temperature and reducing stress, all as a function of roughness JRC_o. Just the measurement of shear strength changes as a result of heating, for a range of JRC_o, would also be informative.

Under ambient conditions, maximum joint closure was aided by lower JCS_o and lower JRC_o for the medium to hard

jointed rocks tested by Bandis. However, when *thermally over-closed*, joints will display higher stiffness and higher strength, as though both JCS_o and JRC_o have been increased by the process of intimate interlock. This is the dilemma that we face in constitutive modelling, and unloading may or may not reverse the above process.

Consider the jointed pavement (in a prominent dolomite bed) at Kimmeridge Bay in southern England, which is depicted in Figure 16. The rougher, less continuous joints that occur between the two (or three) major sets, contribute to an initially reduced deformation modulus through the reduced RQD and reduced Q-value. The 'ambient' deformation modulus would depend on Q and Q_c ($= Q \times \sigma_c / 100$) and on the depth or stress level (Barton, 2002, 2006).



Figure 16. Dolomite pavement which can be used to illustrate some important aspects of HTM modeling.

If this rock mass became heated, it would be these short, rough joints that closed most efficiently, causing an increased deformation modulus at higher temperature. Upon cooling these same joints would tend to remain with small aperture, thereby requiring opening of the more continuous joints. It is these more continuous joints that would usually be discretely modeled in a numerical model such as UDEC-BB or 3DEC-MC.

An adjustment to the input data for such a model would be the requirement of thermal expansion coefficients that *included* the thermally compliant rough jointing. Some of the thermal expansion would thereby be absorbed, but the negative factor might be that the reduced apertures would remain 'closed' during subsequent cooling, thereby potentially activating the major joints.



Figure 17. Two contrasting joints with JRC_o values of about 1 and 16 according to back-analysed direct shear tests.

The rougher of the two joints shown in Figure 17, must be expected to suffer thermal over-closure, while the planar discontinuity, possibly a minor fault, might be opened during cooling, if in the same neighbourhood, to compensate for this closure. The fourth component of coupled behaviour; the chemical changes incorporated in HTMC modeling, would logically include the increased likelihood of chemical deposition in the low-permeability *thermally over-closed* joints, as actually appears to have occurred already.

5 CONCLUSIONS

1. Numerous HTM *in situ* experiments, some of them heated block tests, others consisting of larger scale heating of the rock mass, have demonstrated a consistent phenomenon of changed properties caused by joint closure during heating. This is something *additional* to the expectation of higher thermally-induced stresses causing joint closure.
2. During the heating of jointed rock in the immediate surroundings of an HLW repository, the thermal over-closure mechanism that appears to affect non-planar joints, will tend to cause a marked reduction in joint permeability, an increase in seismic velocity, and a final increase in deformation moduli, due to the transient reduction of the thermal expansion coefficients. The latter is due to transient 'softening' of joint normal stiffnesses with heating, due to *thermal compliance* causing *thermal over-closure*.
3. During the subsequent cooling phase of an HLW repository, one may experience rougher joints that have been thermally over-closed, and that may not open during cooling. These joints have increased cohesive and frictional strength and reduced aperture. They may also be preferentially involved in chemical deposition and sealing.
4. Smoother, planar, and probably more continuous features will tend to open to compensate for those that may remain closed during the cooling, thereby potentially losing strength and gaining permeability. This should alert designers to avoid the continuous features in e.g. their disposal canister deployments.
5. Thermal over-closure phenomena seem to have been almost ignored in more recent rock mechanics testing and engineering design work. The numerical modelling of over-closure in repository scenarios, including both mechanical and subsequent thermal effects, is therefore needed, once the necessary data base is developed.

6 REFERENCES

- Bandis, S., Lumsden, A.C. & Barton, N. 1983. Fundamentals of rock joint deformation. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr.* Vol. 20: 6: 249-268.
- Barton, N. 1971. A model study of the behaviour of steep excavated rock slopes. *Ph.D. Thesis*, Univ. of London.
- Barton, N. 1972. A model study of rock-joint deformation. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 9, No. 5: 579-602.
- Barton, N. & Hansteen, H. 1979. Very large span openings at shallow depth: Deformation magnitudes from jointed models and F.E. analysis," *4th Rapid Excavation and Tunnelling Conference, RETC*; Atlanta Georgia, Vol. 2: 1131-1353. Eds A.C. Maevs and W.A. Hustrulid. American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, Inc. New York, New York, 1979.
- Barton, N. 1982. Modelling rock joint behaviour from *in situ* block tests: Implications for nuclear waste repository design. *Office of Nuclear Waste Isolation, Columbus, OH*, 96 p., ONWI-308, September 1982.
- 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, 121-140.
- Barton, N. 2002. Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.* Vol. 39/2: 185-216.
- Barton, N. 2006. *Rock Quality, Seismic Velocity, Attenuation and Anisotropy*. Taylor & Francis, UK & Netherlands, 729 p.
- Butkovich, T.R. & W.C. Patrick (1986). Thermomechanical modelling of the spent fuel test – Climax. *Proc. of 27th US Symposium on Rock Mechanics*, Tuscaloosa, AL. Hartman (ed.) pp. 898-905. New York: Soc. of Mining Engineers.
- Clark, S.P. (1966) (Editor). Handbook of physical constants. Sections 1 and 6. *The Geological Society of America*, Inc. Memoir 97.
- Cook, N.G.W. (1983). Effects of joints in thermally induced displacements and stresses. *Proc. of 24th US Symposium on Rock Mechanics*, 303-307.
- Cramer, M.L. & K. Kim (1986). Rock mass thermal and thermomechanical properties from a large-scale block test. *Proc. of 27th US Symposium on Rock Mechanics*, Tuscaloosa, AL. Hartman (ed.), 808-815. New York: Soc. of Mining Engineers.
- George, J.T., R.E. Finley and M. Riggins (1999). Conduct of plate loading tests at Yucca Mountain, Nevada. *Proc. of 37th US Symposium on Rock Mechanics*, Rock Mechanics for Industry. Eds. Amadei, Kranz, Scott, Smeallie. Balkema, Rotterdam, 721-727.
- Hardin, E.L., Barton, N., Lingle, R., Board M.P. & Voegelé, M.D. 1981. A heated flatjack test series to measure the thermomechanical and transport properties of *in situ* rock masses. *Office of Nuclear Waste Isolation, Columbus, OH*. ONWI-260, 193 p.
- Iwai, K. (1976). Fundamental Studies of Fluid Flow Through a Single Fracture. *Ph.D. Thesis*, University of California, Berkeley, 208 p.
- Makurat, A., Barton, N., Rad, N.S. & Bandis, S. 1990. Joint conductivity variation due to normal and shear deformation. *Int. Symp. on Rock Joints*. Loen, 535-540. Eds. N. Barton and O. Stephansson, Balkema.
- Paulsson, B.N.P., Cook, N.G.W. & McEvilly, T.V. 1985. Elastic-wave velocities and attenuation in an underground granitic repository for nuclear waste. *Geophysics*. 50, 4, 551-570.
- Yow, J.L. & D.G. Wilder (1993). Rock mass response to thermal loading and unloading at the spent fuel test. *Comprehensive Rock Engineering*. Hudson et al. (eds.). Ch. 36. 3: 863-880. UK: Pergamon.
- Zimmerman, R.M., M.L. Wilson, M.P. Board, E. Hall & R.L. Schuch (1985). Thermal-cycle testing of the G-Tunnel heated block. *26th US Symposium on Rock Mechanics*, Ashworth (ed.) 749-758, Balkema.

STABILIZATION OF HIGHLY STRESSED WEAK AND SOFT ROCKS – OBSERVATIONS, PRINCIPLES AND PRACTICE¹

Stabilisering av svakt og mjukt fjell utsatt for høye bergspenninger – observasjoner, prinsipper og praktisering

Professor Charlie C. Li, NTNU

SAMMENDRAG

Størrelsen på influenssonen rundt en underjordisk åpning i bergmassen er avhengig av bergartens styrke og bergspenningene. Et trykkbærende hvelv utvikles naturlig i fjellet rundt åpningen så lenge åpningen er brutt ut. Ved en begrenset skadegrad i fjellet bør bergbolter forankres inn i det trykkbærende hvelvet for å unngå oppløsning av den skadde åpningsveggen. Ved en omfattende skadesone, må et kunstig trykkbærende hvelv etableres i den nærliggende sonen rundt åpningen. Dette kan oppnås gjennom systematisk bolting. Denne filosofien for bergsikring er praktisert i brytningstoller i en dyp gruve. I denne artikkelen presenteres først feltobservasjoner om bergbrudd, inklusive kjernelogging for å lokalisere posisjonen av det trykkbærende hvelvet som er formet naturlig. Deretter beskrives to prinsipper for bergsikring. Til slutt er to eksempler presentert for å demonstrere praktiseringen av bergsikringsprinsippene.

SUMMARY

In underground excavation, the size of the failure zone in rock is dependent on the strength of the rock and the magnitude of the in-situ stress. A natural pressure arch would be developed in the country rock as long as an opening is excavated. In the case of a limited extension of rock failure, rock bolts should be anchored into the pressure arch to prevent the failed rock from disintegration. In the case of an extensive failure zone, an artificial pressure arch needs to be established in the near field of the opening, which could be done through systematic bolting. The philosophy of the artificial pressure arch have been practiced in the stopes of a deep mine. In this paper, field observations of rock failure are presented first, including a case of core logging to localise the position of a naturally-formed pressure arch. Two principles for rock bolting are then introduced. Finally, two case studies are presented to demonstrate the practice of the supporting philosophies.

¹ The paper is a reprint of the presentation at the 11th Congress of the International Society for Rock Mechanics, 9 - 13 July 2007, Lisbon, Portugal.

1. INTRODUCTION

In underground excavation, weak and soft rocks usually subject to large deformation because of extensive rock failure in the case of high in-situ stresses in the rock mass. A good philosophy is required for rock support design to counteract the problem of instability in this type of rock. It is a well known knowledge that a basic principle for rock support is to help the rock to support itself, that is, to utilize the self-support capacity of the rock. In the practice of rock excavation, one has been aware of the phenomenon that an arched portion of rock becomes more stressed in the near field of the underground opening than other portions of the rock. This is the so-called pressure arch. The pressure arch can bear a considerable ground pressure and works actually as a protection shield over the opening. In case of a little rock failure in the country rock, a naturally formed pressure arch is located in the near field of the opening and it is competent enough to bear the ground pressure without need of support measures. However in case of an extensive rock failure, the natural pressure arch may be located far from the roof/wall surfaces of the opening so that an artificial pressure arch needs to be established to carry the pressure coming from the failed rock. Such a pressure arch can be established by rock bolting (Lang, 1961; Krauland, 1983). Roko and Daemen (1983) experimentally demonstrated that the load-bearing capacity of a laminated stratum was significantly enhanced through arching by bolts.

This paper focuses on issues related to stabilization of weak and soft rock under high in-situ stresses. First presented are field observations on the failure of rock and the reaction of bolts as well as a case of core logging to localise the position of the natural pressure arch. Philosophies for rock support are then introduced. Finally, two case studies of rock support are presented to demonstrate the effect of the bolt-established pressure arch in stabilizing unstable strata.

“Stope” and “drift” are two mining-related terminologies, which will be used in this paper. Stope refers to the part of an ore body from which ore is being mined. The size of a stope depends on the mining method, but it is usually a very large opening compared to other underground infrastructures. Drift is a horizontal opening, or called mine tunnel, in or near an ore body.

2. FIELD OBSERVATION OF ROCK FAILURE

Weak and soft rock is characterised by its relatively low strength and low deformation modulus. Rocks containing soft minerals, such as mudstone, chloritic and talc-containing rocks, belong to this category of rock. Weak and soft rocks react to high stresses in the form of large deformation. The failure mode in weak rock is typically in shear, which can be reasonably described by the Mohr-Coulomb failure criterion or by the Hoek-Brown criterion.

Figure 1 shows the pattern of fractures exposed on the excavation face of a mine stope in a weak chloritic quartzite. Two sets of conjugated fractures are formed in the rock under the high in-situ rock stresses. The failure mode is obviously in shear in this case. Shear failure could occur also in the roof and walls. Figure 2 shows a shear failure in the wall of a deeply-located opening. Shear failure in weak rock more than often leads to large rock deformations in the near field of the opening, Figure 3. It is not unusual that the convergence of a 6-m wide tunnel reaches 0.1 – 0.3 m. For the case shown in Figure 3 the convergence was about 0.5 m when the picture was taken. In extreme cases, the rock deformation could close the opening,

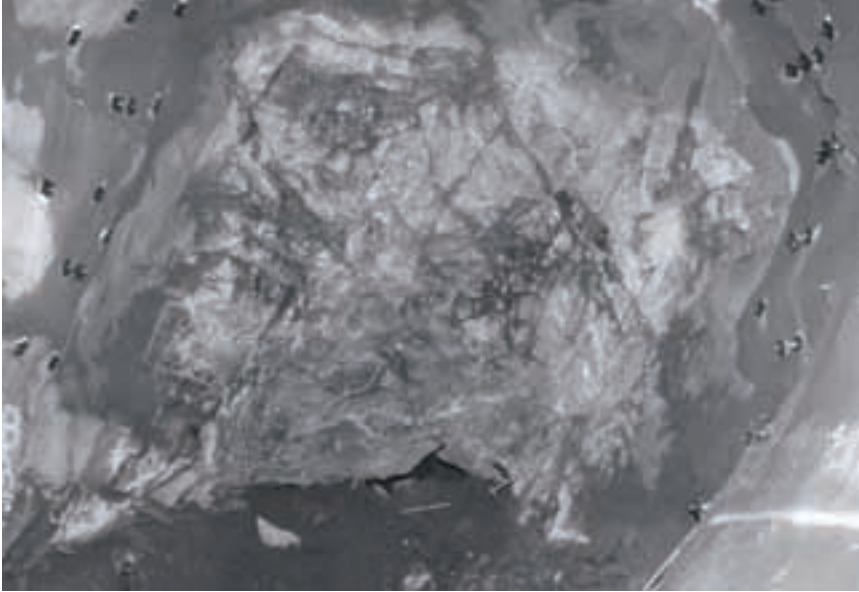


Figure 1. Shear failure of chloritic quartzite exposed on the mining face in a deep metal mine. The mean value of the uniaxial compressive strength of the rock is about 60 MPa.

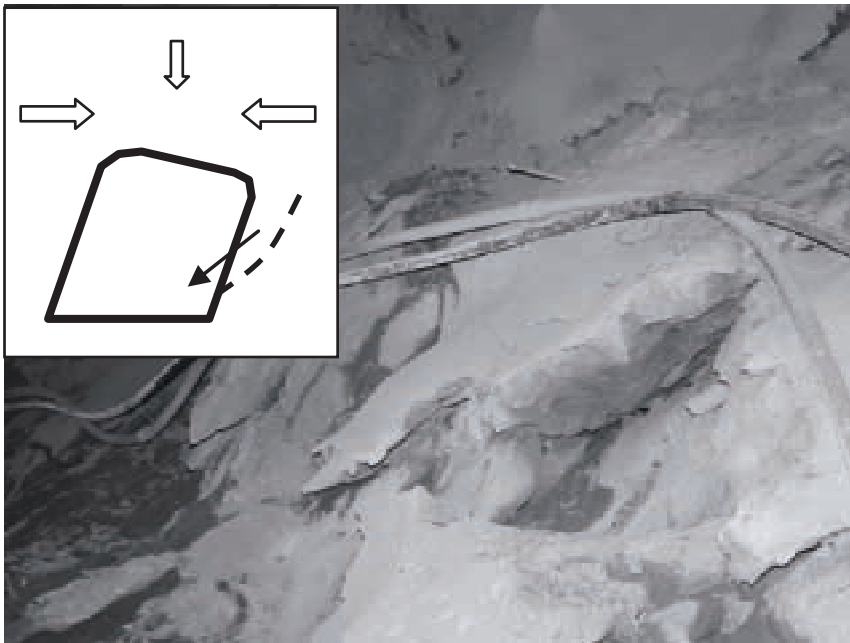


Figure 2. Shear fracture in the foot wall of a mine stope. The rock is chlorite-rich and weak. The sketch to the right illustrates the mode of failure in the foot wall.



Figure 3. A transport drift in a Canadian mine, located at a depth of about 900 m under the ground surface.

but in most cases large rock deformations would lead to rock collapses. Figure 4 shows a case of roof collapse owing to excess deformation in the rock. The fallen portion was up to 3 m deep in the roof, overriding the bolt length of 2.7 m.

Rebar bolts are the most commonly used devices for rock reinforcement today. A fully-grouted rebar is too stiff to accommodate large deformations in weak rock. It is more than often seen that rebar bolts are overloaded locally and even break after a small amount of elongation. Figure 5 shows how a rebar bolt reacted to the large deformation in a weak rock mass. The bolt was first locally loaded at the thread, making the face plate heavily deformed. To the end, it broke at the thread and lost its retaining function at the wall surface.

To counteract the problem of large rock deformation, bolts have to be able to elongate to a good extent in order to accommodate the rock deformation. A field test (Li and Marklund, 2005) has shown that yielding bolts work much better than fully-grouted rebar bolts in largely deformed rocks, see Figure 6. As seen in the figure, the face plate of the rebar was sinking into the rock, while the plates of the two yielding bolts were moving together with the wall. It can imagine that the rebar would fail soon at the position of the thread, while the yielding bolts would continue to move with a further increase in the rock deformation.

3. FAILURE ZONE AROUND AN UNDERGROUND OPENING

In the situation of high in-situ stresses, a failure zone is formed in the vicinity of an underground opening. The extent of the failure zone ranges from centimetres to meters, depending on the strength of the rock, the magnitude of the in-situ stresses and the size of the opening in question. Logging of the cores drilled in a mine drift (tunnel) at a depth of 1000 m under the ground surface showed that the cores were fractured in different degrees at different depths (Li, 2006a). Figure 7 shows the fracture patterns along the cores taken from one of the holes drilled in the drift. The country rock is divided to three zones in accordance to the fracturing patterns of the cores. Zone I is from the wall surface to a depth of 2.1 m, in which the cores are composed of small pieces with a low value of RQD (Rock Quality Designation). As seen in Figure 7 the surface of the fractures in this zone is coated by a weathered colour, indicating that they had been there for a quite long time when being drilled. The fractures in this zone might be created immediately after excavation. Zone II is from 2.1 m to 8.5 m in

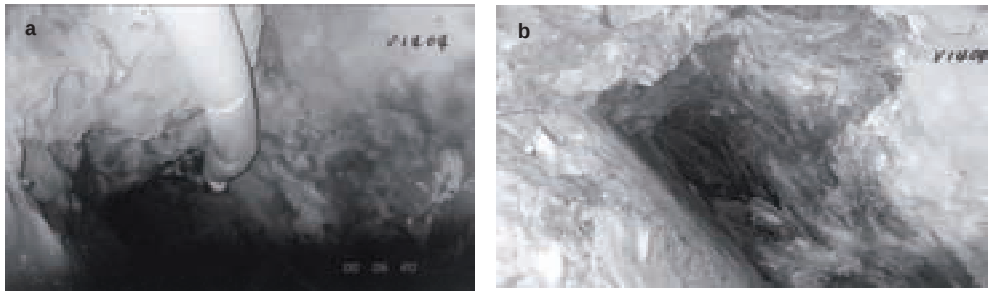


Figure 4. Roof collapse in a mine stope at a depth of 1000 m under the surface, (a) before the collapse, (b) after the collapse. A portion of roof rock up to 3 m thick fell down.

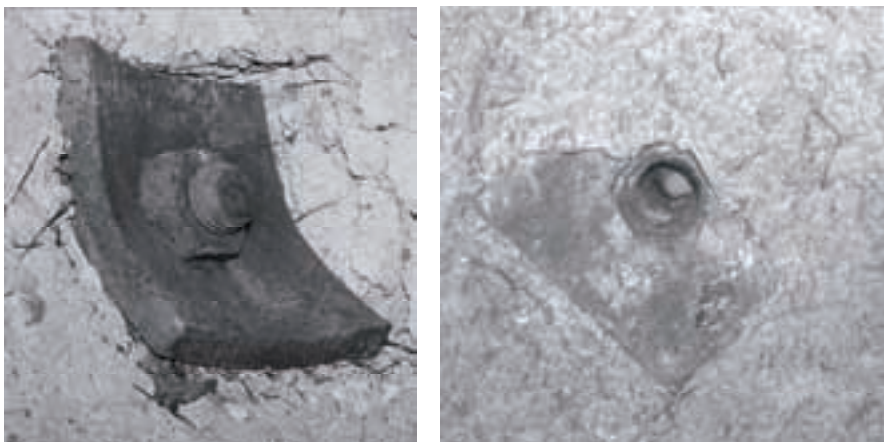


Figure 5. Fully-grouted rebar bolts installed in an overstressed weak rock. (Li, 2007)

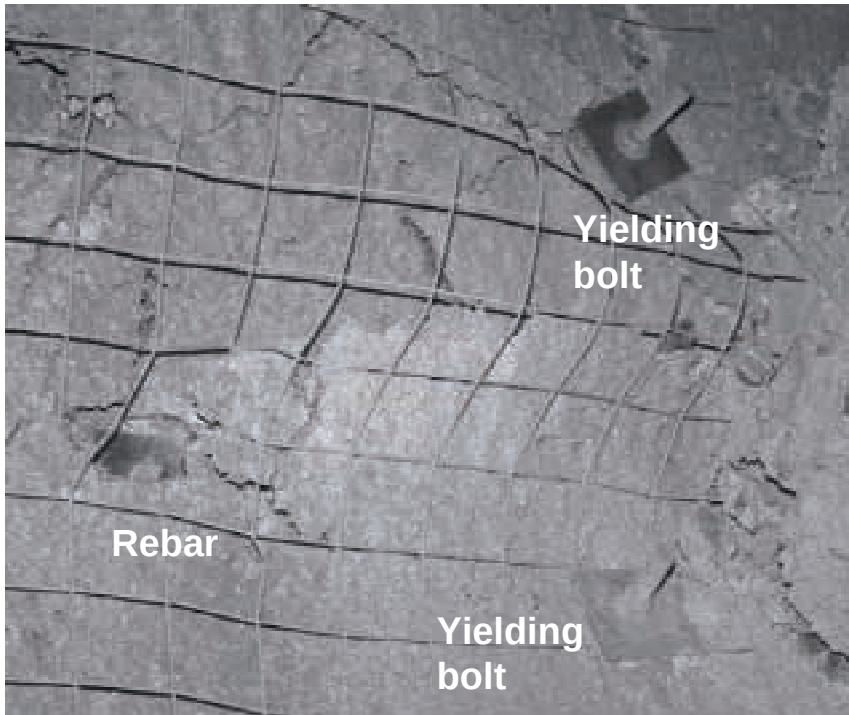


Figure 6. A rebar and two yielding bolts installed in a largely-deformed rock.

which core discing occurs. The fractures were fresh in this zone. Thus, it can be said with confidence that they were created during core drilling. Zone II can be divided to two sub-zones. In sub-zone IIa core discing is so severe that the RQD value is equal to zero. In sub-zone IIb less core discing occurs with a low value of RQD. Zone III starts at the depth of 8.5 m and extends outwards. The discontinuities in this zone are mainly geological structures. The RQD value in this zone is quite high, representing the original quality of the rock mass. It can be concluded that zone I is partially de-stressed because of the rock failure after excavation. Zone II is highly stressed but the rock is not failed. The ground pressure is actually born by a pressure arch/ring formed in this zone. In zone III the disturbance due to excavation is negligible.

A mine stope is usually much larger than a tunnel so that the failure zone around a mine stope can be significantly large. Extensometer measurements carried out in the wall of a mine stope in a Boliden's mine showed that rock failed at a depth of up to 20 m back of the wall surface. The failure zone could even extend to a distance of 100 m in the case of a mine stope with a height of about 100 m (Li, 2006b). The experience in a Swedish metal mine, Kristineberg, says that the extension of the failure zone in the wall is approximately equal to the height of the opening at a depth of about 1000 m under the ground surface. This is valid for both drifts (tunnels) and stopes in the mine.

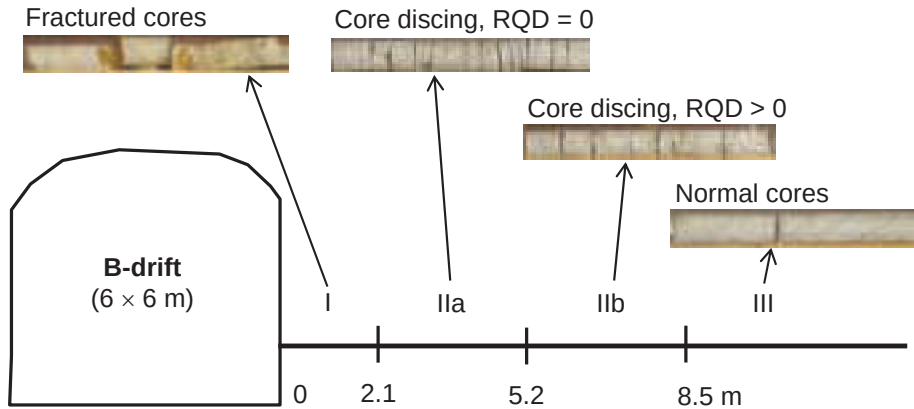


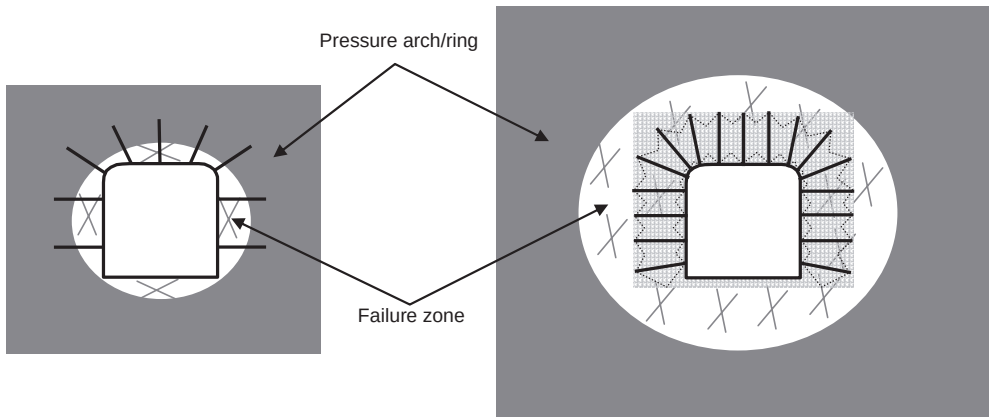
Figure 7. Cores drilled in the wall of a mine drift.

4. Principles for rock support

As mentioned above, pressure arches are formed in the country rock of an underground opening. The rock within the pressure arches is intact so that it can carry a considerable ground pressure. The pressure arches form a shield over the opening. The arches may be located closely to the boundary of the opening or deeply in the rock, depending on how extensively the rock fails in the rock. In the case of surface-nearby located pressure arches, the de-stressed failure zone should be prevented from disintegration. The failed rock has a low load-bearing capacity, but it provides a certain confinement to the pressure arches. Disintegration of the failed rock would result in spreading of the failure zone into the pressure arches. The philosophy for rock support in this case is to retain the failed rock in place with bolts, shotcrete/mesh or a combination of them. The bolts should be anchored into the pressure arches, Figure 8a. Sporadic or widely-spaced bolting may be enough for this purpose.

In the case of far-located pressure arches, the rock failure is so extensive in the country rock that it is not practical to anchor rock bolts into the pressure arches. In this case, one can consider to establish an artificial load-bearing arch in the country rock through rock bolting, Figure 8b. Tightly-spaced systematic bolting is required for this purpose. The artificial arch bears the weight of the failed rock as well as a small portion of the ground pressure. The rest of the ground pressure is still born by the far-located pressure arches. In reality, the extensive rock failure may be only limited to some areas with high stress concentration in the country rock, for instance in the roof. In this case, it is only in this area where an artificial load-bearing arch needs to be established. The rock support design introduced in case 2 in section 5 is such an example.

The effective thickness of the artificial pressure arch is assumed equal to the difference of the bolt length and the bolt spacing (Li, 2006c), i.e. $t = L - s$, where L is the bolt length and s is the bolt spacing, Figure 9. The load-bearing capacity is proportional to the square of the effective thickness of the arch, that is, $q \propto (L - s)^2$. Assuming that the bolt length is 3 m, for example, a decrease in the bolt spacing from 1.5 m to 1 m would increase the load-bearing capacity of the bolted rock up to 75%.



(a) Superficial rock failure

(b) Extensive rock failure

Figure 8. Conception models for illustrating the philosophies of rock reinforcement in different conditions of rock failure.

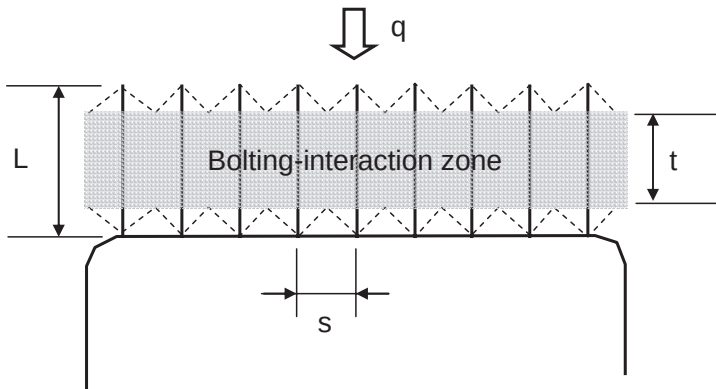


Figure 9. The interaction zone of bolting

5. ROCK SUPPORT PRACTICE

5.1 Case 1: Stope V1404

Stope V1404 was located at a depth of about 1000 m under the ground surface in a metal mine. The in-situ rock stresses were high with horizontal stresses being larger than the vertical one. The rock was very poor because of the abundant chlorite and talc contained in the rock. Chlorite and talc were rich in particular at the contact zones between the ore and the country rock. The rock at the contacts was simply crushed and fell down when the stope was excavated, resulting in triangle-shaped roof-wall corners at the contacts, see Figure 4a and Figure 10. The displacement of the stope roof was monitored through precision levelling measurements. It was observed in a period that the roof started to quickly move down at points P15 and P17, Figure 11. The velocity of the displacement reached about 3 and 8 mm/day at the two measurement points one day. In accordance to the experience in the mine, a velocity of 2 mm/day was a warning signal for roof collapse. Therefore the stope was closed from mining operations. Four days later the roof fell down.

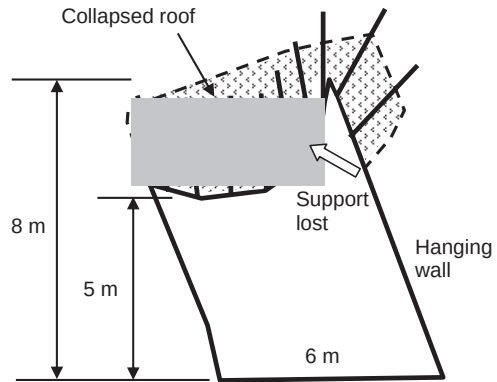


Figure 10. The cross section of the collapsed area in stope V1404.

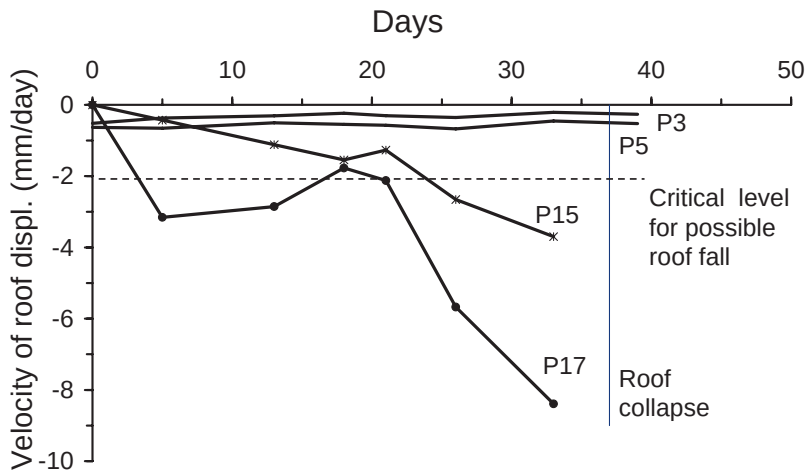


Figure 11. Velocity of the roof displacement in stope V1404. Roof collapse occurred at P15 and P17. The lines P3 and P5 represent the creeping velocity in the stable sections of the stope.

The routine support for the roof was bolting with 2.7 m long fully-grouted rebars with a bolt spacing of about 1 m as well as steel-fibre reinforced shotcrete. The bolting pattern in the collapsed area is illustrated in Figure 11. The bolts could not form a “closed” load-bearing arch because of the wedge-shaped roof at the hanging wall contact. The support to the bolt-arch was missed so that the roof fell down to the end. This is an example demonstrating the consequence of a bolting practice incompatible to the situation.

5.2 Case 2: Stope K2

The rock support to counteract the problem of instability in stope K2 is presented in detail in a publication by the author (Li, 2006c). A brief review of the case will be given in this paper. K2 was another stope in the mine which was also located at a depth of about 1000 m, Figure 12. The stope experienced drastic changes in rock failure and deformation in the section from P5 to P8 within a short period of time at the end of 2003. Precision levelling showed that the roof moved down rapidly in the section, see the solid lines for P5 - P8 in Figure 13. The velocity of the roof displacement at positions P5 - P8 was about 2 mm/day which had reached the critical level for possible roof fall in the mine. The creeping displacement was only about 0.2 mm/day in the stope, as shown at points P3 and P4. The stope was closed down from the safety point of view. Rock support measures would be carried out in order that the mining operation would resume soon in the stope.

Figure 14 shows a picture of the unstable section in the stope. The roof of the unstable section looked quite well without visible damage on the shotcrete surface even though the levelling did show a large roof displacement. The hanging wall, however, was visibly fractured with sub-vertical and open fractures appearing on the wall surface. The foot wall surface looked undamaged except at the upper corner where intact rock was crushed and fell down. The rock in the hanging wall of stope K2 was chlorite-rich and relatively weak. With regard to the experience from other stopes, it was assessed that the fractures exposed on the hanging wall were created due to shear failure. The roof of K2 looked undamaged, but it was quite possible that the roof was fractured with surface-parallel fractures. The crushing of intact rock at the

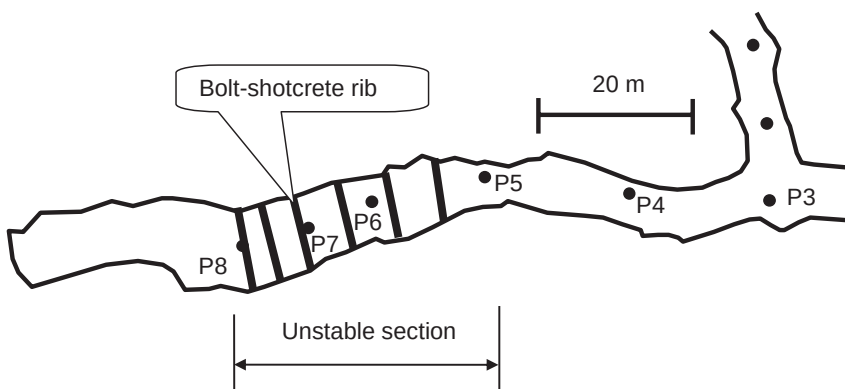


Figure 12. Plan view of stope K2. P1 ... P8 mark the positions where roof displacement was measured.

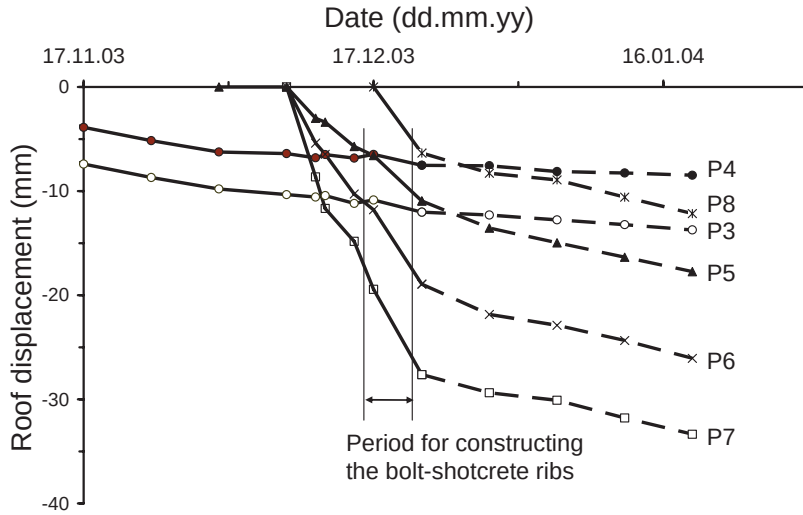


Figure 13. Roof displacement at the measurement points in stope K2 before and after the reinforcement operation by bolt-shotcrete ribs. The solid lines stand for the displacements before the reinforcement, while the dashed lines are for the displacements after. Negative sign means downward displacement.

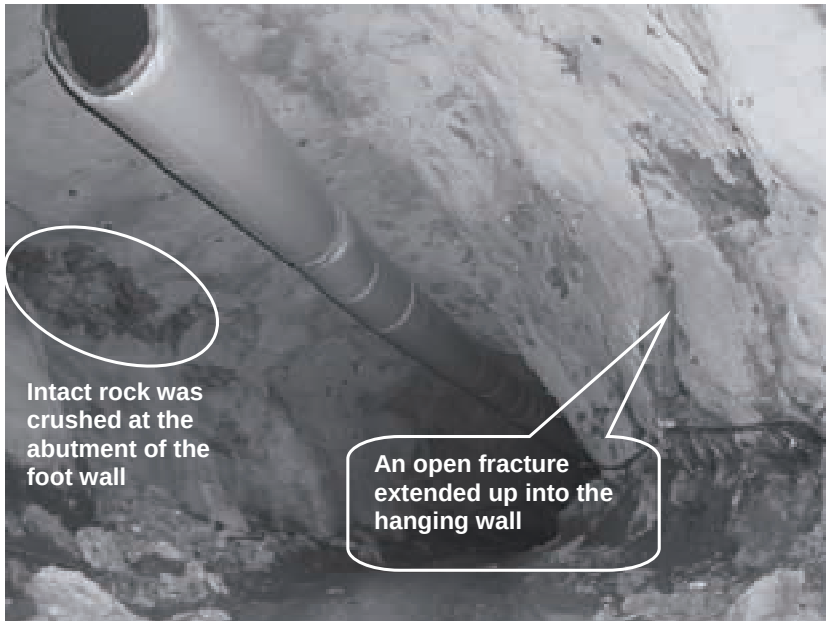


Figure 14. A picture of the unstable section.

upper corner of the foot wall in K2 implied a stress concentration there. The occurrence of the stress concentration indicated that the foot wall was competent to provide a good support to the roof. Hence, it was finally concluded that the fracture zone overrode an area from the hanging wall to the roof. The hanging wall and the roof should be considered as one unit in rock support design.

The concept for rock support in this case was to establish a pressure arch in the hanging wall and the roof. Figure 15 shows the layout of the proposed rock support for this purpose. A row of rebar bolts in length of 2.7 m was installed in the hanging wall and in the roof with a bolt spacing of 0.5 m. A steel-fibre-reinforced shotcrete rib was created by spraying shotcrete over the 0.5 m spaced bolt row in a width of 1 m. The thickness of the rib was 10 - 20 cm. The shotcrete rib was anchored to the rock by the face plate of bolt. Three long bolts (4.5 m) were installed in the upper part of the hanging wall. Such a bolt-shotcrete rib was established every 5 - 7 m in the stope and totally 6 such ribs were established in the concerned section, Figure 12.

The roof displacement slowed down immediately after installation of the bolt-shotcrete ribs, see the dashed lines for P5 – P8 in Figure 13. Taking monitoring point P7 as an example, the velocity of the roof displacement at P7 dropped from 1.6 mm/day to 0.25 mm/day after the bolt-shotcrete reinforcement. The measurements at all the monitoring points lasted 5 months after the extra reinforcement and the velocity of the roof displacement had remained at the creeping level, i.e. about 0.2 mm/day, during the whole period. That meant that the bolt-shotcrete ribs worked well in reinforcing the fractured rock in the unstable section of stope K2.

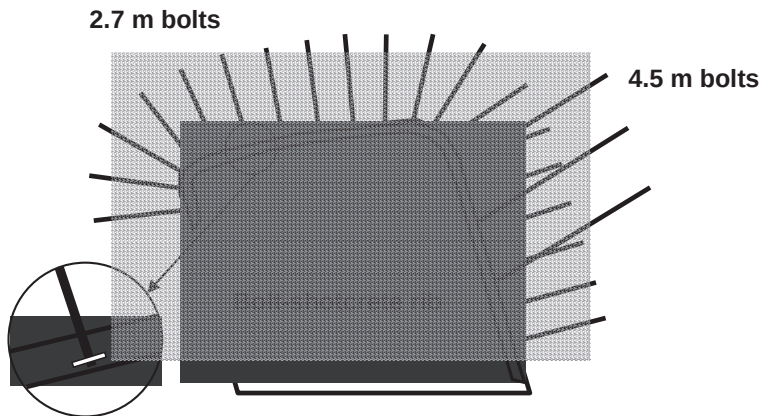


Figure 15. Layout of the rock support design.

6. CONCLUSION

In weak and soft rocks, rock usually fails in shear. The size of the failure zone around an underground opening is dependent on the strength of the rock and the magnitude of the in-situ rock stresses. In the case of a limited rock failure in the near field of an opening, the philosophy for rock support is to retain the failed rock in place with bolts, shotcrete/mesh or a combination of them. The bolts should be anchored into the undamaged rock behind the failure zone where naturally-formed pressure arches are located.

In the case of a large failure zone, the natural pressure arches are located far from the roof/wall surfaces. The philosophy in this case is to establish an artificial pressure arch through systematic bolting in the near field of the opening to bear the pressure coming from the failed rock. The bolts should be tightly spaced in order to form an interaction zone. A pressure arch would be developed within the bolt-interaction zone when it is subjected to a certain amount of rock deformation. A rock support design based on this philosophy successfully stabilized an unstable section of a mine stope.

REFERENCES

- Krauland, N., (1983): Rock bolting and economy. *Rock bolting – Theory and Application in Mining and Underground Construction* (ed. by O. Stephansson), Balkema, Rotterdam, 499-507.
- Lang, T.A., (1961): Theory and practice of rock bolting. *Trans. of Amer. Inst. of Mining, Metall. and Petroleum Engineers*, v 220, 333-348.
- Li, C.C. (2007): A practical problem with threaded rebar bolts in reinforcing largely deformed rock masses. *Rock Mech Rock Engng.*, 8p. (in press) Available online
- Li, C.C. (2006a): Evaluation of the state of stress in the vicinity of a mine drift through core logging. Proceeding of 4th Asian Rock Mechanics Symposium, Nov. 8-10, Singapore: World Scientific, 8p.
- Li, C.C. (2006b): Disturbance of mining operations to a deep underground workshop. *Tunnelling and Underground Space Technology* 21, 1-8.
- Li, C.C. (2006c): Rock support design based on the concept of pressure arch. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 43(7), 1083-1090.
- Li, C.C. & Marklund, P.-I. (2004): Field tests of the cone bolt in the Boliden mines. *Bergmekanikkdagen 2004*, Oslo, 35.1-12.
- Roko, R.O. & Daemen, J.J.K. (1983): A laboratory study of bolt reinforcement influence on beam building, beam failure and arching in bedded mine roof. *Rock bolting – Theory and Application in Mining and Underground Construction* (ed. by O. Stephansson), Balkema, Rotterdam, 205-17.

STABILITETSMODELLER FOR ÅKNESET**Stability models for the Åknes rock slope**

Siv. ing. Vidar Kveldsvik, Norges Geotekniske Institutt (NGI) og Norges Teknisk-naturvitenskapelige Universitet (NTNU).

SAMMENDRAG

Ustabiliteten i Åknes fjellsiden er kontrollert av foliasjonsparallele sprekker i gneisene orientert omtrent parallelt med skråningsoverflaten. Arealet av de ustabile området er ca 650 000 m². Fjellsiden ble delt inn 3 – 4 ustabile blokker i øvre (nordre) halvdel ved hjelp av beregninger med metoden Discontinuous Deformation Analysis (DDA) med input i form av forskyvninger i skråningsoverflaten målt med metodene GPS, totalstasjon og fotogrammetri. I søndre halvdel er sørøstre del dokumentert å ligge tilnærmet i ro i perioden 2004 – 2006, muligens med noe bukling, mens det mangler måledata for sørvestre del.

Forskyvninger nede i bermassen er sikrest dokumentert på 34 meters dyp. Forskyvninger i borehullene er mindre enn forskyvninger målt på skråningsoverflaten, hvilket betyr at bevegelser synes å forekomme dypere og/eller grunnere enn måleintervallene; henholdsvis 32 – 82 m og 16.5 – 66.5 m. Begge deler synes mulig basert på kjerneborehullene boret til maksimalt dyp ~200 m. Beregninger utført med Universal Distinct Element Code (UDEC) viste at en 200 m dyp modell var ustabil helt til bunns eller nær bunnen gitt at den utbrytende sprekken (foldningen) nederst i den antatt ustabile delen av fjellsiden gikk inn til 200 meters dyp og at vanntrykket økte lineært med dybden under det målte grunnvannspeilet. En modell uten grunnvann var ustabil ned til 80 – 90 m, men da med lavere sprekkefriksjon enn ustabile modeller med grunnvann. Videre ble et ”grunt” skred (30 m dypt) over grunnvannspeilet beregnet til å reduserte stabiliteten av den gjenstående delen modellen gitt at grunnvannspeilet ikke endret seg. Beregningene viste i hovedsak at ustabilitet til meget stort dyp er mulig basert på geologiske og geotekniske data fra det ustabile området, og at nødvendig sprekkefriksjon for å oppnå stabilitet i modellene økte med dypet av modellene.

SUMMARY

The instability at the Åknes rock slope is controlled by foliation parallel fractures in the gneisses which is sub-parallel to the slope surface. The unstable area measures about 650 000 m². The rock slope was divided in 3 - 4 unstable blocks in the upper (northern) half by computations by the numerical code Discontinuous Deformation Analysis (DDA). Input for the DDA computations were displacements that have been measured by the methods GPS, total station and photogrammetry. The eastern part of the southern half is documented to move very little in the period 2004 – 2006, perhaps with some buckling, while data do not exist for the south-western part of the slope.

Displacements at depth are clearly documented at 34 m. Displacements in the boreholes are smaller than displacements measured at the slope surface. This indicates that displacements take place at larger depth and/or at more shallow depth than the measurement intervals; 32 – 82 m and 16.5 – 66.5 m respectively. Both alternatives seem possible based on the core

borings of maximum depth ~200 m. Computations by the Universal Distinct Element Code (UDEC) showed that a 200 m deep model was unstable to the bottom or near the bottom given that the lower outcropping fracture (folding) penetrated to 200 m depth and that the water pressure increased linearly with the depth below the measured ground water table. The depth of the instability was 80 – 90 m in a model without ground water at lower friction angles than in the models with ground water. A “shallow” slide (30 m deep) above the ground water table was computed to reduce the stability of the remaining part of the model given that the ground water table did not change. In summary the computations showed that instability to large depth is possible based on geological and geotechnical data from the unstable area, and that the friction angles of fractures that was necessary for equilibrium in the models increased with increasing depth of the models.

1 INNLEDNING

Åknes-/Tafjordprosjektet ble startet i 2004. Hovedhensikten med prosjektet er å etablere et varslingsystem som tidlig nok fanger opp en mulig utvikling mot et stort fjellskred (Figur 1 og 2). Et stort skred ned i fjorden vil kunne skape en tsunami som vil ramme bygder og tettsteder langs fjordene, og mennesker må evakueres ut av faresonene. Det verste scenariet som er modellert hittil er 35 millioner kubikkmeter som treffer vannet med hastighet lik 70 m/s, og dette scenariet er beregnet til å gi oppskyllingshøyder opptil ~40 m over havnivå i de nærmeste tettstedene Hellesylt og Geiranger (NGI 2005).



Figur 1 Oversiktskart. De største tettstedene er markert.



Figur 2 Åknes. Hvit og blå linje viser antatt begrensning av det ustabile området (noe modifisert etter Derron et al. 2005). Lengden av ”top scarp” (øvre tensjonsprekk) er ca 700 m. Tallene viser omtrentlige datoer for tidligere skred.

Et omfattende undersøkelses-/måleprogram startet for fullt i 2005 og pågår fremdeles høsten 2007 (Kveldsvik et al. 2006 og 2007, Venvik Ganerød et al., Derron et al. 2005, Blikra et al. 2005, Ragvin 2006). Programmet inkluderer blant annet ulike metoder for å måle

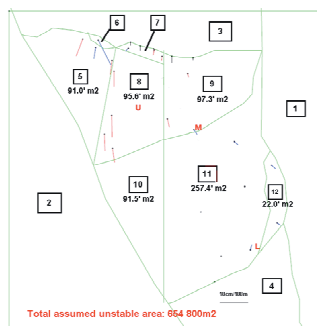
forskyvninger (bevegelser) i fjellsiden (på overflaten og i borehull), geofysiske undersøkelser, boringer, struktureologiske og geotekniske undersøkelser.

Denne artikkelen gir en kort oppsummering av et pågående arbeid med å vurdere ulike stabilitetsmodeller for Åkneset og konklusjoner må betraktes som foreløpige. Numerisk modellering er utført med programmene Discontinuous Deformation Analysis – DDA (Shi and Goodman 1985, Shi 1988) og Universal Distinct Element Code – UDEC (Cundall 1971).

2 GEOLOGISK MODELL OG MÅLTE FORSKYVNINGER I FJELLSIDEN

Ganerød et al. har foreslått en geologisk modell for fjellsiden ved Åknes. Denne modellen avgrenser det ustabile området i vest, øst, nord (øverst i fjellsiden) og i sør og foreslår en VSV-ØNØ orientert grense som skiller mellom ekstensjon på nordsiden og kompresjon på sørsiden (grensen mellom Blokk 8/9 og Blokk 10/11 i Figur 3). I tillegg har Ganerød et al. foreslått en mulig utgående glideflate gjennom Blokk 10 og Blokk 11, også orientert VSV-ØNØ (ikke vist i Figur 3). De tilnærmet N-S orienterte grensene i Figur 3 – 5 danner sammen med grensene omtalt ovenfor utgangspunktet for en modell for inndeling av det ustabile området i delblokker (del-arealer), se Kapittel 3.

Hovedårsaken til at fjellsiden er ustabil er at foliasjonen/foliasjonsparallelle sprekker i gneisene er orientert sub-parallelt med fjellsiden som har helning 30 – 35° mot S til SØ (Figur 6). I tillegg finnes et markert steiltstående sprekesett med strøkretning omtrent N-S, en god del steiltstående sprekker orientert omtrent V-Ø pluss en rekke andre sprekkorienteringer (Figur 7).



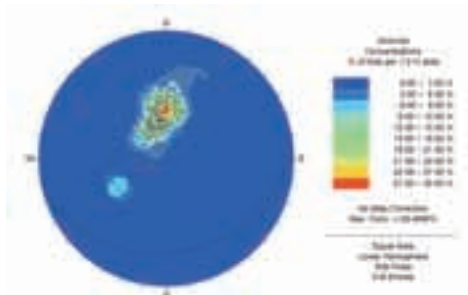
Figur 3 Årlig gjennomsnittlig horisontal forskyvning 2004-2006. Rød: totalstasjon, blå: GPS, svart: extensometer. Røde bokstaver angir borehullsplassering. Blokker er nummerert 1 – 12. Målestokk angir cm for forskyvninger og m for blokkmodell. Hele modellen måler 1100 m × 1140 m.



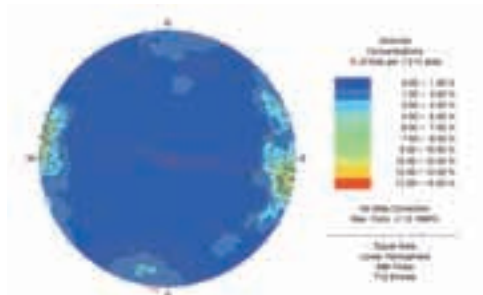
Figur 4 Årlig gjennomsnittlig horisontal forskyvning 1961-1983 basert på fotogrammetri. Sorte prikker uten tilhørende røde streker viser målepunkter som ikke beveget seg mer 0.5 m i hele perioden (metodens antatte nøyaktighet) og dermed indikerer punkter som har beveget seg lite.



Figur 5 Årlig gjennomsnittlig horisontal forskyvning 1983-2004 basert på fotogrammetri. Sorte prikker uten tilhørende røde streker viser målepunkter som ikke beveget seg mer 0.5 m i hele perioden (metodens antatte nøyaktighet) og dermed indikerer punkter som har beveget seg lite.



Figur 6 Foliasjonsparallelle sprekker sør for (nedenfor) øvre tensjonsprekk. Halvsirkelen viser "global mean plane" til sprekkene orientert N080°/27°.



Figur 7 Sprekker som ikke er orientert parallelt med foliasjonen.

Det fremgår av Figur 3 – 5 at den nordvestre delen av området (Blokk 5 og Blokk 8) har beveget seg mest, og at dette området beveget seg mer i perioden 1961 – 1983 enn i perioden 1983 – 2006. Figur 3 viser fire punkter uten tilhørende vektor og ett punkt med vektor rettet mot NNØ (liten forskyvning gir mindre nøyaktighet i retning). I alle disse punktene indikerer målingene at det kan være oppadrettede bevegelser, noe som ville indikert at den nedre delen bukler, men målingene gir hittil ikke holdepunkter for å konkludere om dette er reelt eller et utslag av unøyaktigheter i målemetodene.

Ellers bør det noteres at det ikke finnes målinger i Blokk 10 og vestre del av Blokk 11. For fotogrammetriens del skyldes det i hovedsak at det er mye mer vegetasjon i de nedre deler av fjellsiden noe som gjorde det vanskelig å finne egnede måleobjekter her (Eiken 2007). For de pågående målingene (GPS, radarmålinger) er det nå truffet tiltak som vil bedre datatilgangen i dette området. Det er viktig å kartlegge de eventuelle bevegelsene her for å forstå bedre hva som foregår i fjellsiden. Det kan være stor forskjell på hvordan et skred vil utvikle seg avhengig av om nedre deler beveger seg med områdene ovenfor eller om de ligger tilnærmet i ro og at det derved gradvis kan bygges opp større spenninger i nedre deler.

Det er også utført måling av forskyvninger i øvre og midtre borehull (U og M på Figur 3) ved hjelp av DMS måle-kolonner (Differential Monitoring of Stability). Disse målingene fanger kun opp relative forskyvninger i borehullet. I øvre borehull er målinger utført i dybde-intervallet 32 – 82 m fra 14 september 2006. Disse målingene gir så langt ikke noe klart svar hvor i borehullet forskyvning(er) foregår, og den totale relative forskyvningen i måleintervallet er mye mindre enn det som er målt på overflaten i samme området. Den trolig beste konklusjonen som kan trekkes så langt er at det må foregå bevegelse dypere og/eller grunnere enn 32 – 82 m. I midtre borehull er målinger utført i dybde-intervallet 16.5 – 66.5 m fra 24 november 2006. Her er det blitt påvist forskyvning på 34 meters dyp. Forskyvningen er ca halvparten så stor som forskyvningen målt på overflaten nært borehullet. DMS-kolonnene i øvre og midtre borehull ble flyttet til henholdsvis 80 – 130 m og 30 – 80 m 21 oktober 2007 for å kunne måle eventuelle bevegelser ved større dyp. Måling av forskyvninger i nedre borehull er planlagt fom. slutten av november 2007.

Kveldsvik et al. (2006) konkluderte med at bevegelser i bergmassen ser ut til å være begrenset til 60 meters dyp basert på tolkning av kjerneborehull boret ned til 150 – 160 meters dyp i 2005. Tre kjerneborehull utført i 2006 boret ned til ~200 meters dyp bekrefter mye oppknust

bergmasse og kjernetap ned til 40 – 60 m. Hullene viser også tilsvarende forhold ved større dyp slik at bevegelser i bergmassen kan forekomme dypere enn 60 m.

3 INNDELING AV DET USTABILE OMRÅDET I DELBLOKKER

Ved 2D numerisk modellering av skråningsstabilitet modelleres oftest tverrsnitt hvor sprekkegeometri, materialegenskaper, påførte laster og grensebetingelser er input og spenninger, forskyvninger osv. er output. DDA kan også brukes motsatt vei ("DDA-Backward"), dvs. at man for eksempel bruker forskyvninger som input. Modellering basert på målte forskyvninger (Figur 3 – 5) ble utført for å vurdere mulige blokkmodeller. De tre datasettene ble benyttet hver for seg som input. Arbeidsmetodikken var som følger:

1. Lag en blokkmodell (geometri) basert på visuell vurdering av målte forskyvninger (målepunkter, "fakta", disse endres ikke). I dette tilfelle forelå også en geologisk modell som støtte (Ganerød et al.).
2. Beregn modellen i DDA-Backward og vurder beregningsresultatene (se nedenfor).
3. Endre blokkmodellen/geometrien.
4. Beregn på nytt i DDA-Backward og vurder resultatene.
5. Punkt 3 og 4 gjentas inntil alle tilsynlatende realistiske blokkmodeller er beregnet.

Beregningsresultatene (output) består av:

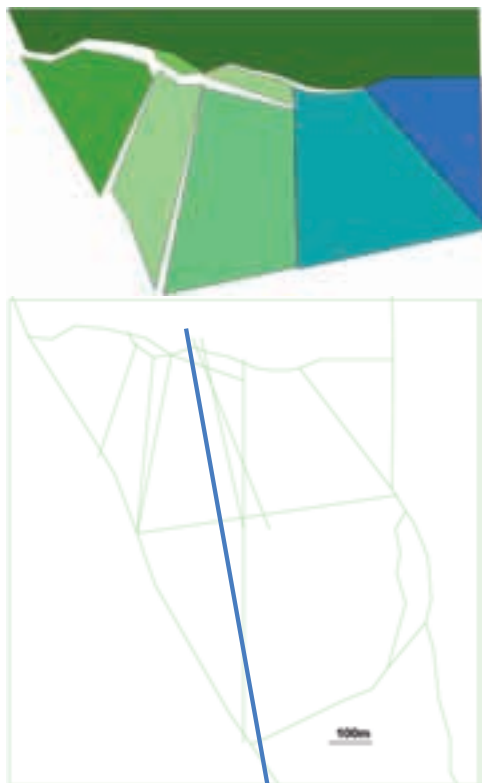
1. De best tilpassede forskyvningene av målepunktene etter minste kvadraters metode, og gjennomsnittlig feil for hele modellen rapporteres. Hvis alle målepunktene etter beregning ender nøyaktig i den posisjonen som de målte forskyvningene (input) tilsier blir altså feilen lik null.
2. Tøyninger i hver enkelt blokk.
3. Hvordan blokkene beveger seg relativt til hverandre.

En unik løsning fås ikke ved bruk av metoden. For å vurdere "godheten" til en modell ble både gjennomsnittlig forskyvningsfeil og tøyninger vurdert. Eksempel: Det er mulig å få omtrent samme gjennomsnittlig forskyvningsfeil i to ulike modeller, men tøyningene i delblokker vil kunne være forskjellige i de to modellene. Modellen med minst tøyninger vil i et slikt tilfelle bli vurdert som den beste.

Et eksempel på en "dårlig" modell for Åkneset er vist i Figur 8. Gjennomsnittlig forskyvningsfeil i denne modellen er 0.18, men det ses at store deformasjoner alene (sammenlign med Figur 3) er nok til å forkaste den som en egnet modell. Den beste modellen for den nordligste halvdel av Åkneset basert på forskyvninger målt i perioden 2004 – 2006 er vist i Figur 9. Blokkmodellen som er vurdert som best basert på alle tre forskyvningsdatasettene er også vist i Figur 9. Denne modellen viser at den nordligste halvdel av Åkneset kan deles inn i 4 – 5 blokker, med alternative grenser mellom blokkene. Det er ikke påvist bevegelse i den østligste av disse blokkene slik at 3 – 4 blokker kan betraktes som potensielle skredblokker. Som beskrevet i Kapittel 2 er det ikke utført målinger av forskyvninger i sørvestre deler Åkneset, følgelig er det ikke grunnlag for å utføre beregninger av mulige blokkmodeller i dette området.



Figur 8 ”Dårlig” modell for Åkneset basert på forskyvninger målt i perioden 2004 – 2006 som er skalert opp med 500. Røde prikker angir målepunkter. Størrelsen på tilhørende vektor angir avviket mellom målt (input) og beregnet forskyvning i målepunktet.

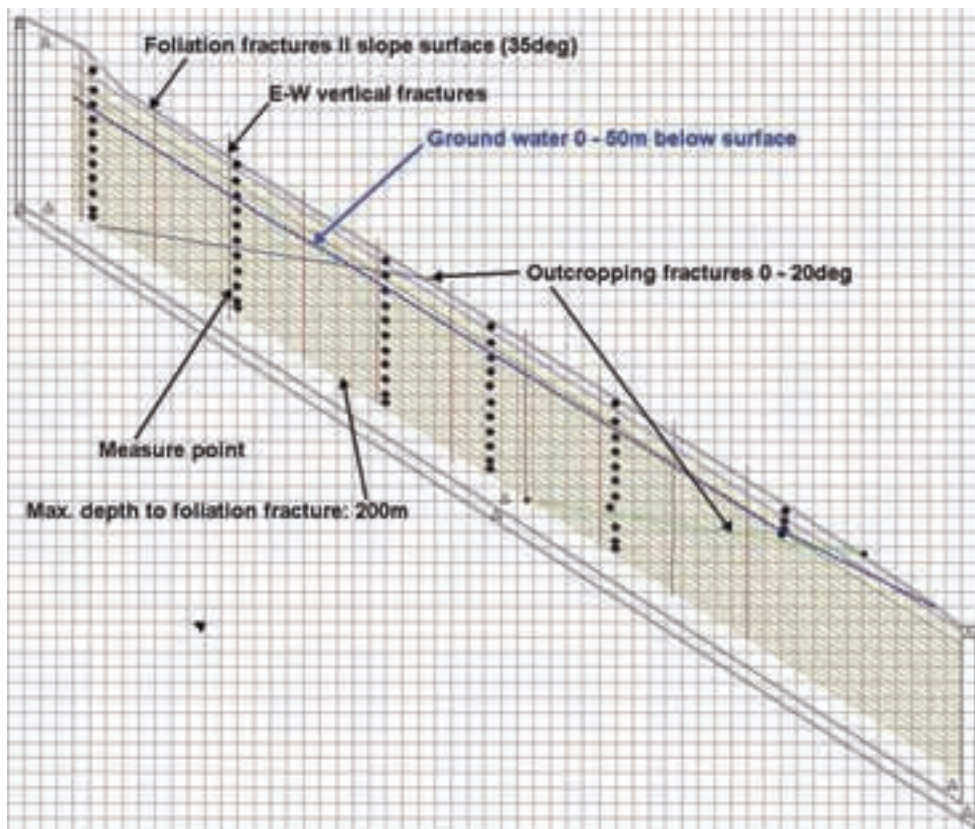


Figur 9 Øverst: ”God” modell for nordligste halvdel av Åkneset basert på forskyvninger målt i perioden 2004 – 2006 som er skalert opp med 500. Nederst: Den beste modellen fra beregninger med alle tre forskyvnings-datasettene. Blå linje angir profil for modellering av tverrsnitt (se Kapittel 4).

4 STABILITETSBEREGNINGER

2D stabilitetsberegninger ble utført ved hjelp av UDEC Versjon 3.10.81. Topografien i tverrsnittet er tatt fra profilet vist i Figur 9. Tverrsnittet kan betraktes som et gjeldende for sentral til vestre del av fjellsiden for profiler orientert $\sim N150^\circ - N180^\circ$. Den geometriske modellen med grunnvannsspeil 0- 50 under overflaten er vist i Figur 10. Sprekkegeometrien gjenspeiler en forenkling av den mest sannsynlige situasjonen: mer eller mindre overflateparallel foliasjon som er delt på tvers av sprekker i E-W retning. Forholdet mellom sprekkeavstander i de to settene antas å gjenspeile de virkelige forholdene. Det markerte omtrent N-S orienterte sprekkesettet er ikke inkludert da disse sprekkenes er orientert tilnærmet parallelt med tverrsnittet. Mulige storskala foliasjonsparallelle foldninger som bryter frem i fjellsiden (utbrytende sprekker, ”outcropping fractures”) er forenklet til rette linjer. Grunnvannsspeilet er plassert i henhold til målinger i borehull (Kveldsvik et al. 2006) og flere registrerte kildfremspring ved omtrent 100 m over havnivå (Blikra 2007). Det foreligger

ikke per i dag målinger som viser vanntrykk i dypet, og i beregningene rapportert nedenfor ble vanntrykket økt lineært med dybden under grunnvannsspeilet.

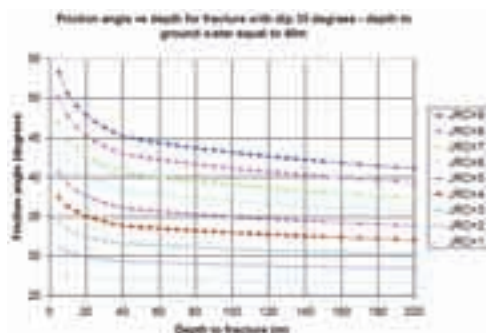


Figur 10 Geometrisk modell (blokkmodell) med grunnvannspeil.

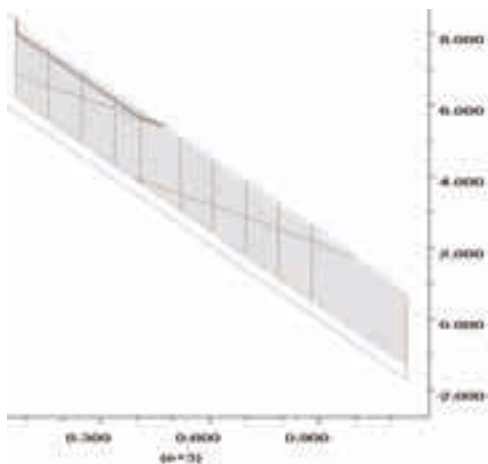
I beregninger av ulike varianter av modellen (Figur 10) ble alle parametre holdt konstant bortsett fra friksjonsvinklene til de foliasjonsparallelle sprekken (parallelt overflaten og de to sprekken som bryter frem i overflaten). Et antall beregninger av ulike modellvarianter ble utført for forskjellige friksjonsvinkler inntil "kritiske" friksjonsvinkler ble identifisert. Med "kritiske" friksjonsvinkler menes de friksjonsvinklene som er akkurat store nok til at likevekt ble oppnådd i modellen. I UDEC ble det forhåndsdefinerte likevekts-kriteriet benyttet: Forholdet mellom gjennomsnittlig størrelse av ubalansert kraft ved slutten av beregningen og starten av beregningen skal ikke overstige 1×10^{-5} . I tillegg ble målepunktene i modellen sjekket mot at disse ikke lenger beveget. "Moderat" ustabil modell med friksjonsvinkler noe mindre enn "kritiske" friksjonsvinkler ble gransket med hensyn til hvor dypt modellen var ustabil, dvs. dypest nivå av målepunkter som ikke sluttet å bevege seg ved økt antall beregningssyklus, og størrelsen på skjærforskyvninger langs foliasjonsparallelle sprekker.

Friksjonsvinklene ble variert med normalspenning, dvs de ble redusert med økende dyp. Dette ble utført basert på Barton-Bandis (BB) skjærstyrke kriterium (Barton and Bandis 1990, Barton and Choubey 1977). BB-parametre for Åknes fjellsiden ble benyttet. Siden tilbakeregning av et skred som skjedde rundt 1960 (Figur 2) viste at sprekkeruheten (Joint

Roughness Coefficient – JRC) hadde den klart største innvirkningen på beregningsresultatet ble kun JRC variert i beregning av tilsvarende friksjonsvinkler, ϕ (Kveldsvik et al. 2007). Resultatet er vist i Figur 11 for sprekker med helning 35° .



Figur 11 Variasjon av friksjonsvinkel med dypet for sprekke med helning 35° . Dypet til grunnvannsspeilet er satt til 40 m ved beregning av effektiv normalspenning.



Figur 12 Eksempel på en modell som var ustabil ned 20 meters dyp i øvre del. Resten av modellen var stabil.

Resultatene er gitt i Tabell 1. Et eksempel på en beregnet modell er vist i Figur 12.

Tabell 1. Resultater fra beregninger med UDEC.

Mulig maksimalt dyp av ustabilitet i henhold til restriksjoner i modellen.	Grunnvann	Helning av utbrytende sprekker	Kritisk friction JRC=	Ustabil ved JRC=	Maksimalt dyp av ustabilitet
200 m for hele modellen	Som Figur 10	0°	6	5	200 m
200 m for hele modellen	Som Figur 10	10°	7	6	200 m
200 m for hele modellen ¹	Som Figur 10	20°	8	7	190 m
110 m for hele modellen	Som Figur 10	20°	7	6	110 m
70 m for hele modellen	Som Figur 10	20°	6	5	70 m
30 m for hele modellen	Som Figur 10	20°	4	3	30 m
130 m for øvre del, skred ikke mulig nedenfor den øverst utbrytende sprekken	Som Figur 10	20°	4	3	20 m
200 m for hele modellen ³	Som Figur 10	20°	10	9	190 m
200 m for hele modellen ²	Nei	20°	4	3	80 – 90 m

^{1,2} Samme modell med og uten grunnvann. ³ Modell med 200 m høyde ble først beregnet til likevekt, deretter ble de øverste 30 m fjernet for å simulere et "grunt" skred over grunnvannsspeilet før videre beregning i modellen med uendret grunnvannsspeil.

Gjennomsnittlig JRC=7.8 for foliasjonsparallelle sprekker i fjellsiden (Kveldsvik et al. 2007).

Noen konklusjoner fra beregningene:

1. Maksimalt dyp til ustabilitet (skred) ble styrt av hvor dypt nedre utbrytende sprekke gikk inn i fjellsiden når glidning på denne var mulig.

2. Ved økende tillatt maksimalt dyp av ustabilitet i modellen økte "kritisk" JRC.
3. "Kritisk" JRC økte med økende helning av utbrytende sprekker.
4. Glidning på den øvre utbrytende sprekken inntraff kun i modeller hvor glidning på den nedre utbrytende sprekken ikke var mulig ("limt" sprekke), og "kritisk" JRC for den øvre delen var mye mindre enn for hele modellen. Basert på BB-parametre for fjellsiden synes det lite sannsynlig at fjellsiden kun er ustabil ned til "grunt" dyp i øvre del. Imidlertid: "kritisk" JRC for den øvre delen er lik "kritisk" JRC for hele modellen når maksimalt dyp av ustabilitet ble begrenset til 30 m for hele modellen. Det betyr at "grunn" ustabilitet i den øvre delen synes omtrent like sannsynlig som "grunn" ustabilitet for hele fjellsiden, men igjen: Da kreves betydelig lavere JRC enn gjennomsnittet for fjellsiden.
5. Ved et skred på 30 m dyp, over grunnvannsspeilet, økte "kritisk" JRC til 10 fra 8 for samme modell uten skred på 30 m. Dette viser at et grunt skred kan føre til nedsatt stabilitet dypere ned i bergmassen.
6. "Kritisk" JRC=4 for modell uten grunnvann. Denne modellen er ustabil ned til 80 – 90 meters dyp.

5 KONKLUSJON

Nordre halvdel av Åknes kan deles inn 3 – 4 blokker som har beveget seg med ulike hastigheter og kan betraktes som potensielle skredblokker. Et meget dypt skred synes mer sannsynlig enn et grunt skred gitt at nedre utbrytende sprekke (foldning) går dypt inn i bergmassen. Denne modellen kan være mulig i den vestre delen hvor det per i dag ikke foreligger målinger av forskyvninger i den sørvestre halvdel av fjellsiden, følgelig kan det være betydlige udokumenterte forskyvninger her. Den sørøstre halvdel av fjellsiden er dokumentert å ligge tilnærmet i ro i perioden 2004 – 2006, og forskyvningene i nordøst er betydelig mindre enn i nordvest. Muligens foregår her forskyvninger ned til moderat dyp styrt av en utbrytende sprekke omtrent midt i det ustabile området, eller med bukling i nedre del.

REFERANSER

Barton N and Bandis S (1990). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. Proc. Int. Conf. Rock Joints, Balkema, p. 603 – 610.

Barton N and Choubey V (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mechanics 10, p. 1 – 54.

Blikra L H, Longva O, Harbitz C, Løvholt F (2005). Quantification of rock-avalanche and tsunami hazard in Storfjorden, western Norway. In: Senneset, K., Flaate, K. & Larsen, J.O. (eds.). Landslide and Avalanches ICFL 2005 Norway. Taylor & Francis Group, London.

Blikra L H, Åknes-Tafjordprosjektet (2007). Personlig kommunikasjon.

Cundall P A (1971). A computer model for simulating progressive, large scale movements in blocky rock systems. Proceedings of the International Symposium Rock Fracture, ISRM, Nancy, Paper No. II-8, vol. 1.

Derron M-H, Blikra L H, Jaboyedoff M (2005). High resolution digital elevation model analysis for landslide hazard assessment (Åkneset, Norway). In: Senneset, K., Flaate, K. &

Larsen, J.O. (eds.). Landslide and Avalanches ICFL 2005 Norway. Taylor & Francis Group, London.

Eiken T, Universitet i Oslo (2007). Personlig kommunikasjon.

Ganerød G V, Grøneng G, Rønning J S, Dalsegg E, Elvebakk H, Tønnesen J F, Kveldsvik V, Eiken T, Blikra L H and Braathen A (submitted 2007). Geological model of the Åknes rock slide, western Norway. Engineering Geology.

Kveldsvik V, Eiken T, Ganerød GV, Grøneng G, Ragvin N (2006). Evaluation of movement data and ground conditions for the Åknes rock slide. In: Proceedings of International Symposium on Stability of Rock Slopes in Open Pit Mine and Civil Engineering, p.279 – 299. The South African Institute of Mining and Metallurgy (SAIMM).

Kveldsvik V, Nilsen B, Einstein H H, Nadim F (2007). Alternative approaches for analyses of a 100,000 m³ rock slide based on Barton-Bandis shear strength criterion. Landslides. Available online: <http://www.springerlink.com/content/110832/?Content+Status=Accepted>

Norges Geotekniske Institutt (Eidsvig U & Harbitz C B) (2005). NGI-report 20031100-2. Åknes/Tafjord-prosjektet. Innledende numeriske analyser av flodbølger som følge av mulig skred fra Åkernes.

Ragvin N (2006). Stabilitetsanalyse av Åknes skredområde. Bergmekanikkdagen 2006.

Shi G H and Goodman R E (1985). Two dimensional discontinuous deformation analysis. Int. Journal for Numerical and Analytic Methods in Geomechanics, Vol. 9, 541 – 556.

Shi G H (1988). Discontinuous deformation analysis: A new numerical model for the statics and dynamics of block systems. PhD Dissertation, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

DRILLING IN FRACTURED FORMATIONS**Boring i oppsprukne formasjoner**

Siv.Ing. Ole Havmøller, StatoilHydro
PhD. Frederic J. Santarelli, Geomec

SUMMARY

Drilling wells for recovery of oil and gas can be very challenging. This is particularly the case when drilling in naturally fractured formations. The most frequent problem is loss of drilling fluid in the fracture network, but other problems like drilling equipment getting stuck may also occur. Often problems are solved by adding LCM (Lost Circulation Material) to the drilling fluid. A good diagnosis of the problem is a requirement in order to find the optimum recipe and operational procedures for curing the losses. This paper first presents the functionalities and importance of the drilling fluids. It further presents formation types where fractures have led to very severe drilling problems and where the well objectives could not be fulfilled. LCM types are described together with a description of how they work. The use of LCM can be problematic in reservoir formation in that they reduce productivity. In formations with massive mud loss, methods like mud cap drilling may be an alternative to traditional drilling. Finally, the paper mentions some recent R&D efforts related to drilling technology, to optimizing LCM particle size distribution and its concentration and to modelling of wellbore stability in chemically active fractured shale formations.

SAMMENDRAG

Boring av brønner for olje- og gassproduksjon kan være særdeles utfordrende. Dette er især tilfellet med boring i naturlig oppsprukne formasjoner. Det oftest forekommende problem er tap av borevæske til sprekenettverket, men andre problemer kan også forekomme, som at boreutstyret setter seg fast. Problemene søkes ofte løst ved å tilsette LCM, 'Lost Circulation Material' (tapt sirkulasjonsmateriale) til borevæsken. En god diagnose er nødvendig for å finne fram til en optimal sammensetning av LCM'en og for optimale operasjonelle løsninger for å stoppe væsketapet. Artikkelen beskriver først betydningen og funksjonene av borevæsken. Deretter beskrives noen av formasjonstypene hvor sprekker har ført til så alvorlige boreproblemer at brønnmålene ikke har blitt nådd. Forskjellige typer av LCM og deres virkemåte blir beskrevet. Bruken av LCM kan være problematisk i reservoarformasjoner da de kan redusere produktiviteten til brønnen. I formasjoner med massive væsketap kan 'Mud Cap Drilling' være et alternativ til tradisjonelle boremetoder. Avslutningsvis nevnes noen nyere utviklingstiltak relatert til boreteknologi, til optimalisering av partikkelstørrelsesfordeling i LCM og til modellering av hullstabilitet i oppsprukne og kjemisk reaktive skiferformasjoner.

INTRODUCTION

The main objective of drilling oil or gas wells is not only to arrive at the target in the reservoir formation it is also to ensure high productivity throughout the well lifetime. The geomechanical contribution to achieving this objective is wellbore stability analyses and recommendations on mud weight and casing setting depths. This may be extended to include mud chemistry and guidance on operational procedures for drilling itself and e.g. clean-up of drill cuttings. The selection of completion, e.g. need for sand control in the reservoir is often made on the basis of geomechanical considerations.

Drilling through naturally fractured formations is more challenging than drilling through non-fractured formation. The risk of mud loss is evident when encountering conductive fractures. If the failed rock falls into the wellbore and it cannot be worked down to smaller fragments that can be circulated out, there is a huge risk of getting stuck with the bottom hole assembly.

Mud losses may involve just a few cubic metre of fluid before they are stopped either due to limited volume of the fracture system or to particles in the drilling mud plugging the fractures or fracture mouths. In extreme cases the mud losses can amount to several hundred or even thousand cubic metres without the possibility of drilling ahead. The economic consequences can be severe. Depending on fluid system the drilling fluid costs are from a few thousand to more than one hundred thousand Norwegian kroner per cubic metre. However, in most cases it is not the loss of drilling mud that is the main cost. This is often the lost time or downtime related to solving problem. After several days attempt at curing the losses, the only solution may turn out to be cementing the open hole section and drilling a sidetrack. Typical daily rates for offshore drilling rigs are in range 3 to 5 million Norwegian kroner.

DRILLING FLUID FUNCTIONALITY

Drilling fluid or drilling mud are pumped through the drill pipe into the bottom hole assembly, which contains combinations of several tools, e.g. for logging formation properties and drilling performance while drilling. Finally the mud is flushed through the nozzles of the drill bit and circulates upwards in the annulus between the drilling equipment and the wellbore wall. It is important to have a good circulation during drilling as the drilling fluids serve several purposes, i.e.

- Cooling of equipment and formation
- Maintaining wellbore pressure to balance in between collapse pressure and fracturing pressure.
- Transportation of drill cuttings to surfaces. If these are not removed equipment may get stuck or high pressures may develop and induce fractures, which lead to mud loss.
- Creating filter cake to avoid mud loss and formation damage in high permeability zones.
- Reducing friction between drilling equipment, i.e. drill pipe and bottom hole assembly and formation. Oil based drilling fluids are better at lubricating the bore hole than water based fluids.
- Inhibiting fluid - formation reaction in case of drilling with water based fluids through reactive shale.

A very important function of the drilling fluid is the well control aspect. If the wellbore pressure determined by the hydrostatic mud weight drops below the formation fluid pressure

in hydrocarbon bearing formations gas kicks may occur. They must be controlled as they pose a major safety risk.

If wellbore pressure drops significantly by mud loss to fractures, collapse or shear failure in the wellbore wall may occur in weaker zones. Often this failed material will be circulated out as additional cuttings or cavings without causing problems. But in some cases failed material can lead to pack off, which may cause further induced fracturing or tendency to get stuck with down hole equipment. Figure 1 shows a two metre section of an image log which contains both hydraulic induced fractures and wellbore wall breakout. The origin of this log is not known (the first author obtained this while working for Baker Hughes some years ago). Many people have speculated on the history behind these features. A possible scenario could be:

- A (sudden) surge pressure exceeded the fracturing pressure. The associated mud losses led to increased fluid pressure inside the wellbore. This may in turn have triggered shear failure leading to breakout.

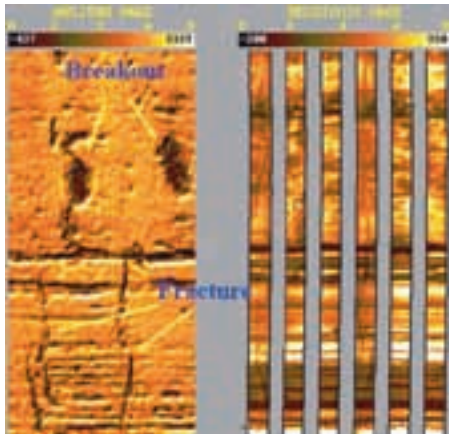


Figure 1. Image log section containing both drilling induced fracturing and wellbore breakout.

WHERE ARE THE FRACTURES ENCOUNTERED?

Natural fractures can be found both in the overburden and in the reservoir itself. The conductive fractures causing the drilling problems are often related to fault zones, which occurred as results of regional or local tectonic events. Open fractures can also be found above salt domes or anticlines and of course in carbonate formations.

The geomechanical engineer is often asked the following question by the team planning a new well:

- Can we drill safely across this fault identified on the seismic profile without the risk of mud losses?

The answer is not straight forward because very often drilling experience on an oil or gas well show that in some cases you can drill safely across faults in others you cannot. Incidents on an

oil field in the Norwegian part of the North Sea have demonstrated this unpredictable behaviour. Two wells were drilled through the same fault zone at the same (true vertical) depth. The two wells were approx 100 m apart. The first well was drilled without any mud loss problems. In the second well two attempts were made at crossing the fault and both attempts resulted in several hundred cubic metre mud loss. Figure 2 shows the zonation along the planned well path of the second well. The fault zone that caused the mud loss problems is located one third from the right hand boundary of the figure. It should be borne in mind that seismic analysis alone cannot distinguish between open and closed fractures (faults) – at least in its current state of development.

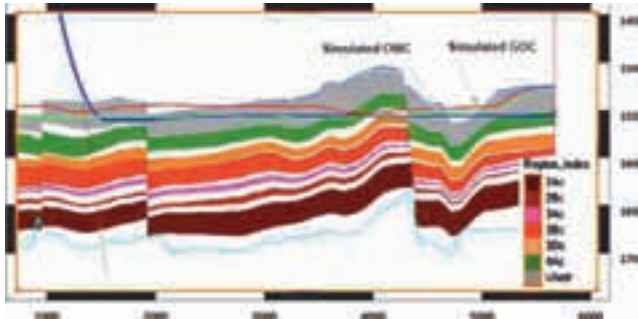


Figure 2. Well path, zonation and fault of well with mud loss in major fault zone.

On the same field minor faults, which were not identified on seismic profiles during the well planning have lead to mud losses. The faults were later discovered on the seismic during in-depth analysis of the problems. The reservoir formation is weak and un-cemented Jurassic sand(stone). Since the fault systems are also very old it was kind of surprising that the in-situ stresses have not closed the fractures in this nearly loose sand. However, it turned out from log data analysis that many of the loss zones throughout the field were located in calcite cemented sandstone. Apparently, some of the fractures that opened in zones with calcite precipitation during faulting did not heal with further sedimentation and associated vertical and horizontal stress increase.

Evidence of natural open fractures in the reservoir has also been observed on cores. The thin sections in Figure 3 show that open fracture can be found in formations with and without calcite cementation.

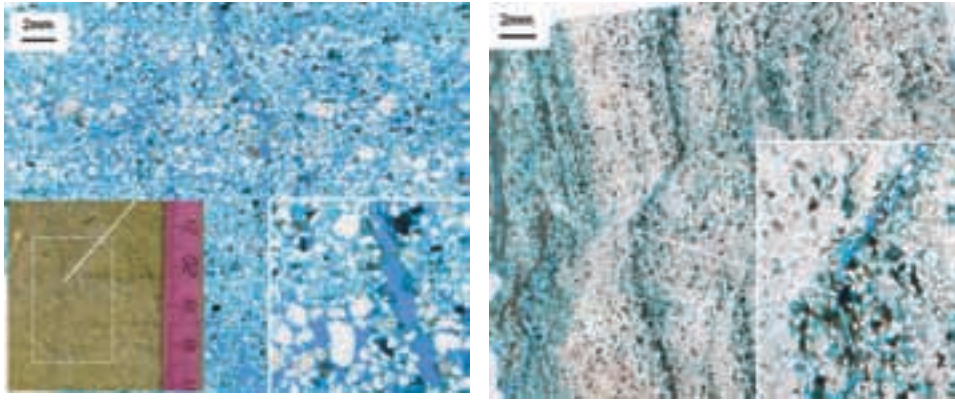


Figure 3. Thin sections of natural fractures found in cores. Both pictures are from the reservoir formation in the same well. The picture on the left shows a weak sandstone and the picture on the right shows a calcite cemented sandstone.

Tertiary shale or clay from Middle Paleocene to Early Eocene can also be a source of conductive fractures in the North Sea. Some of these formations were previously thought to be weak, reasonably homogenous and in geotechnical terms highly plastic due to high smectite content. As a surprise to many people the formations turned out to be heterogeneous and naturally fractured and a source of mud loss, cf. Figure 4.



Figure 4. Core photo of heterogeneous and naturally fractured Middle Paleocene shale.

On another field in the North Sea many wells were drilled successfully or at least without major mud loss events. However, suddenly all new wells seemed to run into mud losses and planned reservoir well lengths were significantly reduced. The mud losses seemed to occur close to sand-shale interfaces. In fact lithological boundaries are often a source of mud loss.

Natural fractures are often seen in the chalk reservoirs in the Southern North Sea. The fractures are a source of mud loss, but more importantly a source of conductivity for oil and gas production.

Carbonates very often have very little matrix porosity and permeability. So for carbonate reservoirs natural fractures are often a prerequisite for hydrocarbon production.

The combination of core inspections and image logs are a good means of understanding fracture occurrence and behaviour. The interpreters of image logs may present the results as illustrated in Figure 5. They distinguish between, faults, fractures (conductive and non-conductive) and indicate fracture orientation in space. Another methodology for fracture characterisation involves monitoring of micro mud-losses while drilling is described by Sanfilippo et al. (1997). Flowmeters at rig-site are used to accurately measure real time difference between inflow and outflow and determine fracture conductivity along the wellbore. This can be used actively in defining an LCM strategy for drilling and a completion strategy for producing the zones with the highest conductivity. This is important in reservoirs with low matrix porosity and permeability like carbonates

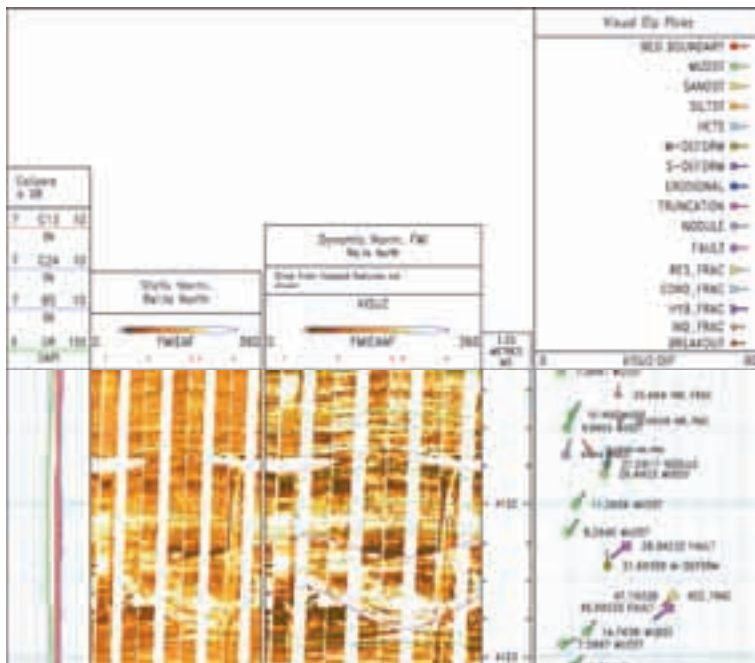


Figure 5. Image log example

LOST CIRCULATION MATERIAL

Encounters of natural fractures and associated mud loss are certainly not new to the oil and gas industry. Mud losses also occur in high permeable formations, cavernous formations (Karsts) and induced fractures. Lost circulation additives are used for bridging across the large openings. In the SPE Applied Drilling Engineering Textbook by Bourgoyne et al. (1991) the products given in Table 1 are listed with recommended concentrations and fracture widths they are expected to plug.

Table 1. LCM types.

Material	Type
Nut shell	granular
Plastic	granular
Limestone	granular
Sulfur	granular
Expanded perlite	granular
Cellophane	lamellated
Saw dust	fibrous
Prairie hay	fibrous
Bark	fibrous
Cotton seed hulls	granular
Shredded wood	fibrous

The long list of products indicates that drilling companies in the past have used whatever was available to stop or reduce mud loss. Some of the products probably only work at shallow depth where pressure is relatively low. Obviously the fibrous and the granular materials work in different ways. In addition there are chemical LCM types which are based on polymers that begin to cross link when subjected to sufficiently high temperature under downhole conditions. The fibrous and the chemical LCM will not be discussed further.

The granular material needs to have a range of grain sizes in order to sufficiently plug the fractures. This is closely related to the fracture width. If the particles are too large they will just plug the fracture mouth. When circulation and drilling are resumed, swabbing (localised relative under pressure) may remove the particles from the fracture mouth and mud loss will occur again. If particles are too small they will just disappear into the fracture network. The particle size distribution needs to follow an optimal packing law in order to bridge and plug fractures. Each drilling fluid supply company may have its own packing law. Ideally, the fracture width should be bridged by a few of the larger particles and the smaller particles plug gaps and thus stop losses into the fracture network as shown in Figure 6.

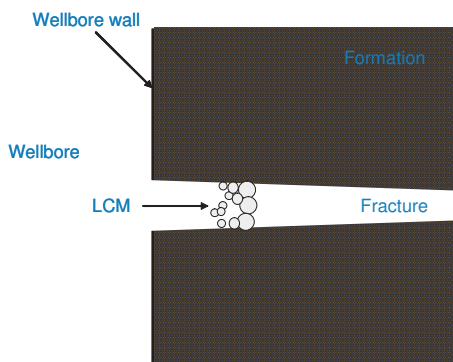


Figure 6. Plugging of fracture with LCM

LCM can be added to the drilling fluid as a matter of prevention when natural fractures are expected. If the expectation is that fractures can be present anywhere along the well path, then a general addition of LCM to drilling fluid is used. If fractures are expected to be localised in

e.g. a fault zone a so-called LCM pill will be pumped through the drill pipe when drilling across this particular depth interval. LCM pills are also pumped as a cure when mud loss has occurred.

However, both for prevention and for curing to work it is important that the diagnosis of the problem is correct. The treatment and LCM particle size distribution is dependent on the fracture width at any given time. Natural fractures and hydraulically induced fractures behave differently and this needs to be accounted for. In many cases the LCM does not stop mud losses.

LCM AND FORMATION DAMAGE

As mentioned previously, being able to drill to planned total depth is not the only objective of a well. Good productivity or injectivity in case of water or gas injection wells are of primary importance. Adding more particles to the drilling fluids using LCM may lead to severe formation damage. I.e. the pores and pore throats in the near wellbore area may become plugged.

In case of well stimulation by e.g. hydraulic proppant fracturing or by acid fracturing the damaged zone is bypassed, but in case of perforated liner completion and sand screen completion near wellbore formation damage may be a significant problem. If particles are removed during production this can be less of a problem.

Sand screens are often used in completion in formations which have a risk failing and thereby being prone to produce sand during reservoir depletion. Certain combinations of drilling/completions fluids and particles have a tendency to plug the sand screen and thus decrease well productivity significantly. If mud loss should occur in a well, which is planned with sand screen completion it is of paramount importance that consequences of using LCM are known. Ideally the LCM should be designed to both plug fractures and to pass through the screen mesh. Alternatively, operational procedures during setting of LCM pills should ensure that this only affects a short distance along the wellbore.

MUD CAP DRILLING

If treatment with LCM cannot solve the mud loss problem, what can then be done? In case the fractures are too large to be plugged or formation is cavernous, LCM will not do the job of plugging the openings in the wellbore wall. I.e. there is a limit to how large particles can be circulated through bottom hole assemblies.

If the well control conditions are not too severe drilling may be continued as “blind drilling”, i.e. without return of drilling fluids through the annulus to surface. However, if there is a risk that the mud column in the annulus drops to a critical level and well pressure can no longer balance a gas kick, strategy must be revised. An option can then be the application of mud cap drilling.

With mud cap drilling mud is still being pumped through the drill pipe and the drill bit, but in order to maintain a reasonable pressure in the annulus a sacrificial fluid is pumped down the annulus. This sacrificial fluid is normally water and in case of offshore drilling sea water is obviously available in unlimited amounts. If the hydrocarbon bearing formation is over pressured and the hydrostatic water column does not provide sufficient safety against gas kick

the next step can be application of pressurized mud cap drilling. This methodology includes introducing a mud cap on the annulus and actually pressurizing the water that is being pumped down the annulus, cf. Figure 7.

Mud cap drilling is often applied to drilling in fractured carbonate reservoirs. Many publications on the subject are available.

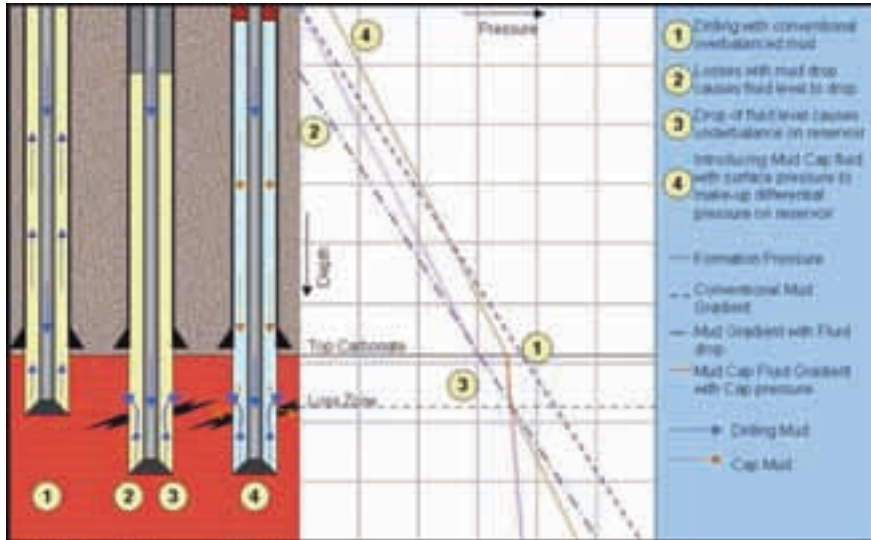


Figure 7. Pressured Mud Cap Drilling. Pressure gradient during different phases of drilling. Terwogt et al. (2005)

RECENT DEVELOPMENTS IN DRILLING IN FRACTURED FORMATIONS

Drilling technology:

In the past decade there has been a lot of focus on developing so-called monobore and expandable technology. The general idea is to drill ahead, isolate problem zones, expand the casing against the wellbore wall as needed (continuously or stepwise), and not having to set as many casings. With traditional drilling, casings are set to provide reasonable safety against instability and being able to operate with certain mud weight windows between collapse pressure and fracturing pressure. Open hole monobore clad is a technology under development. The idea is to isolate shorter problematic zones ranging from a few metre to a few tens of metre. A sketch of the procedure is shown in Figure 8.

These technologies seem to be ideal for formations with tendency to collapse into the wellbore. In order to eliminate mud loss they must also effectively isolate the fractured zones hydraulically from the wellbore.

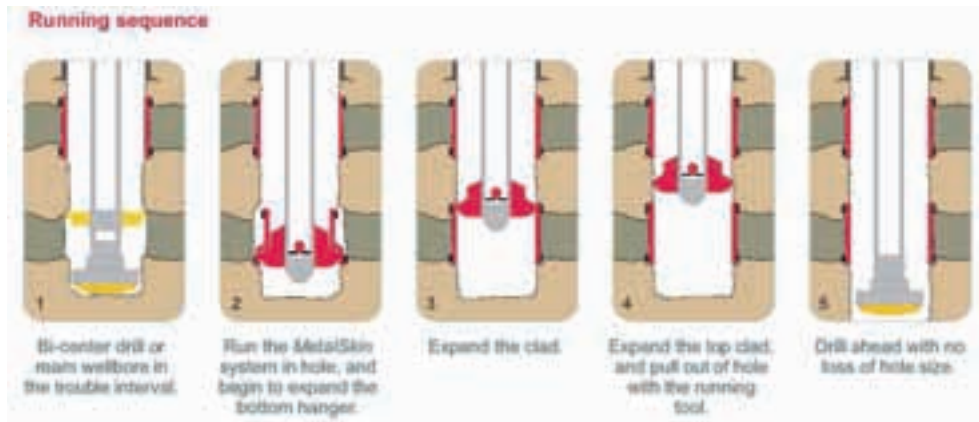


Figure 8. Monobore open hole clad (from Weatherford website)

Drilling fluids:

There is still a lot of uncertainty regarding LCM optimisation. New types of laboratory equipment are being used by both fluid suppliers and oil companies to test LCM under more realistic conditions, i.e. closer to in-situ conditions. Internally within StatoilHydro new methods for monitoring mud losses are being combined with diagnostic models to hopefully provide optimum LCM prescriptions and operational procedures that will enhance the success at curing or preventing losses.

In the industry there is a lot of focus on the “wellbore strengthening” or “stress cage” concepts, cf. Alberty & McLean (2004). Ideally the tangential stresses around the wellbore should increase and allow for higher wellbore pressure without inducing hydraulic fractures. This is achieved by adding small amounts of particle additives to drilling fluid and by circulating at pressures slightly above or at least very close to the fracturing pressure applying operational procedures. However, this methodology is not applicable in naturally fractured formations. The main purpose is strengthening “intact” formation to allow for drilling with a higher mud weight/pressure.

Geomechanical models:

University of Oklahoma is developing a dual porosity model for fractured formations as illustrated in Figure 8. This includes poroelasticity combined with chemical and temperature effects. The model is analytical and builds on sound physical and mathematical theory for pressure diffusion between formation and drilling fluid a.o. The material properties’ input to such a model are somewhat challenging to provide. If cores or other samples can be retrieved from e.g. fractured shale formation, matrix properties can be determined. By monitoring mud losses there is a good chance of estimating fracture conductivity. The model can be used to:

- Optimize chemical composition of drilling mud
- Calculate delayed instability
- Provide recommendations for mud weight

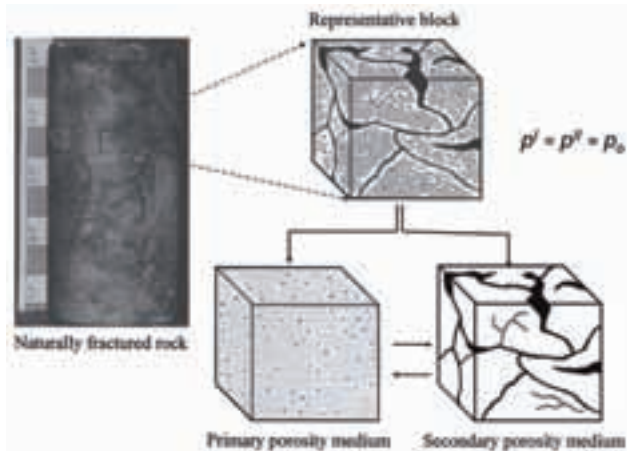


Figure 8. Dual porosity model after Abousleiman, Y. and Ngyuen, V. (2005).

Figure 9 shows how delayed instability evolves with time in fractured, reactive shale subjected high activity mud. Calculations are made with the dual porosity model and the so-called porochemoelastic solution, cf. Ngyuen et al. (2007). Typically, the mud weight window shrinks both from collapse and fracturing side when comparing with non-fractured formations.

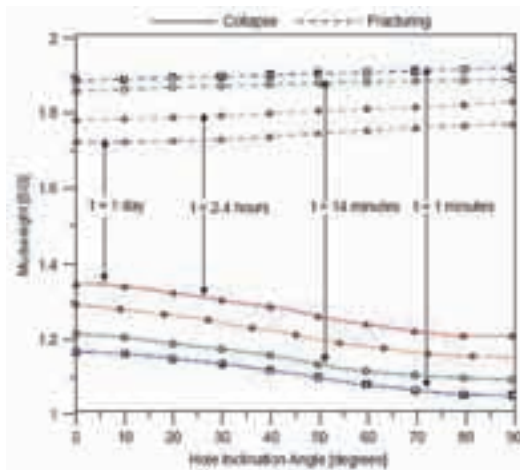


Figure 9. Dual porosity collapse and fracture gradients as function of hole inclination and time for a fractured shale subjected to high activity mud (ref. Nguyen et. Al 2007).

CONCLUSIONS

Drilling through fractured formations is often challenging. There is a huge unpredictability. One cannot go and take a look at the formation to get an impression of fracture pattern, and direct measurements of fracture width are not possible. Drilling fluid should ideally be kept inside the wellbore to do its proper job. Very often faults and fractures are drilled across

without being observed or causing problem. The fractures are either closed or being plugged by particles in the mud, which can be either additives or cuttings from the drilling process. In case of mud losses many problems can occur.

The addition of Lost Circulation Material is often applied to cure the losses. Rather than using LCM randomly, a good diagnosis of down hole conditions and a good understanding of fracture plugging mechanisms can be used for optimizing the LCM composition and applying better operational procedures.

Mud Cap Drilling or Pressured Mud Cap Drilling where a sacrificial fluid is pumped down the annulus has a good potential if losses are not too extreme and if there is sufficient water supply. However, in remote onshore carbonate reservoirs as in North Africa and the Middle East this technique is not applicable.

Monobore technology may eventually revolutionize drilling in reducing the number of casings normally required to drill long wells. But it still remains to be seen how good the technology will be at sealing off natural fractures and minimize mud losses.

ACKNOWLEDGMENTS

The advice and feedback from our colleagues in StatoilHydro Marcel Naumann, Therese Scheldt and Steinar Tverlid are gratefully acknowledged.

REFERENCES

- Abousleiman, Y., Nguyen, V., Poromechanics Response of Inclined Wellbore Geometry in Fractured Porous Media, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 131, No. 11, November 1, 2005.
- Alerty, M.W., McLean, R., A Physical Model the Stress Cages, SPE 90493, SPE Annual Technical Conference and Exhibition, Houston, Texas, 26-29 September 2004.
- Bourgoyne, A.T., Chenevert, M.E, Millheim, K.K., Young, F.S., Applied Drilling Engineering, SPE Textbook Series, Vol. 2, 1991.
- Nguyen, V., Abousleiman, Y., Hoang, S., Analyses of Wellbore Instability in Drilling through Chemically Active Fractured Rock Formations: Nahr Umr Shale, SPE 105383, 15th SPE Middle East Oil & Gas Show and Conference, Bahrain, 11-14 March 2007.
- Sanfilipo, F., Brignoli, M., Santarelli, F.J., Bezzola, C., Characterisation of Conductive Fractures While Drilling, SPE 38177, Proc. 1997 SPE European Formation Damage Conference.
- Terwogt, J.H., Mäkiäho, L.B., van Beelen, N., Gedge, B.J., Jenkins, J., Pressured Mud Cap Drilling from a Semi-Submersible Drilling Rig, SPE/IADC 92294, SPE/IADC Drilling Conference, The Netherlands, 23-25 February 2005.

RETNINGSSTYRT KJERNEBORING I GRUVE- OG ANLEGGSIINDUSTRIEN

Directional core drilling in the mining and construction industry

Sivilingeniør Rune Lindhjem
Devico AS

SAMMENDRAG

Retningsstyrt kjerneboring utviklet av Devico AS har de siste årene blitt mer og mer vanlig innen både gruve- og anleggsindustrien.

I gruveindustrien benyttes metoden til å bekjempe naturlig borehullsavvik og å redusere antall boremeter nødvendig for å kartlegge en forekomst. Ved å redusere antall boremeter reduseres også kostnaden og tidsbruken av boreprosjektene, samtidig øker borehullenes treffsikkerhet og dermed også kvaliteten av den geologiske kartleggingen.

I anleggsindustrien benyttes retningsstyrt kjerneboring oftest i forbindelse med forundersøkelser til tunnelprosjekter. Ved å styre borehullet langs en planlagt tunneltrase skaffes en kjerneprøve fra hele profilet som skal drives. Dette vil i de fleste tilfeller forbedre den ingeniørgeologiske kartleggingen, noe som vil medføre et mer kontrollert drive- og sikringsarbeide.

SUMMARY

Directional core drilling technology developed by Devico AS has become more and more popular within both the mining and construction industry during the last years.

Within the mining industry the technology is used to avoid borehole deviation and to reduce the total drilling length necessary to map an ore body. The reduced drilling length also reduces the cost and time required to complete the drilling projects, while the increased accuracy of the boreholes increases the quality of the geological mapping.

In the construction industry directional core drilling is most commonly applied during pre-investigation of larger tunnel projects. By controlling the borehole trajectory to follow the planned tunnel axis a core sample is collected from the whole profile planned excavated. The information gained from the core sample will, in most cases, improve the geological investigation, which will lead to more controlled means of excavation and stabilization.

INNLEDNING

Kjerneboring kan i mange sammenhenger ses på som en relativt dyr og tidkrevende undersøkelsesmetode uten garantier for å skaffe den ønskede informasjonen. Når alt fungerer

optimalt er den imidlertid kanskje den av metodene for geologiske undersøkelser som gir de mest informative og pålitelige resultatene.

Retningsstyrt kjerneboret teknologi utviklet av det norske selskapet Devico AS har medført at kjerneboring nå må ses på med nye øyne. Teknologien medfører en optimalisering av boreprogrammene og sørger for at det oppnås tilfredsstillende resultater på en effektiv og økonomisk måte. Teknologien er anvendelig både i gruve- og anleggsindustrien, og vil som oftest medføre en kvalitetsmessig forbedring av geologiske og ingeniørgeologiske undersøkelser.

DEVICO AS

Devico AS er et norskbasert firma med hovedkontor i Melhus, like utenfor Trondheim. Firmaet ble startet etter utviklingen av en retningsstyrt kjerneboringsteknologi i 1988. Etter oppstarten har Devico AS og teknologien gjennomgått flere faser med endringer og tilpasninger. Dagens versjon av den retningsstyrte kjerneboringsteknologien, DeviDrill WL, ble utviklet i 2001 og har medført sterk internasjonal vekst og anerkjennelse for Devico AS.

RETNINGSSTYRT KJERNEBORINGSTEKNOLOGI

Kjerneboreverktøyet DeviDrill benyttes til å styre borehull i en ønsket retning, eller mot et bestemt mål, under selve boreprosessen. Oftest bores det meste av borehullet med vanlig kjerneboreutstyr mens retningsendringene med DeviDrill foregår kun over korte seksjoner. DeviDrill borer borehull med en slak og kontinuerlig kurve som gir lav rotasjonsmotstand og lite slitasje på borestrengen.

DeviDrill består, som vist i figur 1, av to enheter; pumpeenheten og selve kjernerøret. Pumpeenheten benyttes til å frakte den utborede kjernen til overflaten, retningsbestemme borehullet og orientere kjernerøret. Kjernerøret består av en roterende og en stillestående del som sammen sørger for at borekronen står i en vinkel i forhold til borestrengen. Under boreprosessen fører denne vinkelen til at borehullet avviker i en forhåndsbestemt retning.



Figur 1: DeviDrill (under) med pumpeenhet (over).

Boreretningen og retningen på borehullet kontrolleres med elektroniske måleinstrument utviklet av Devico, såkalte DeviTool. Et slikt instrument, DeviDip, befinner seg inne i pumpeenheten og benyttes til å orientere kjernerøret slik at borekronen til enhver tid peker i

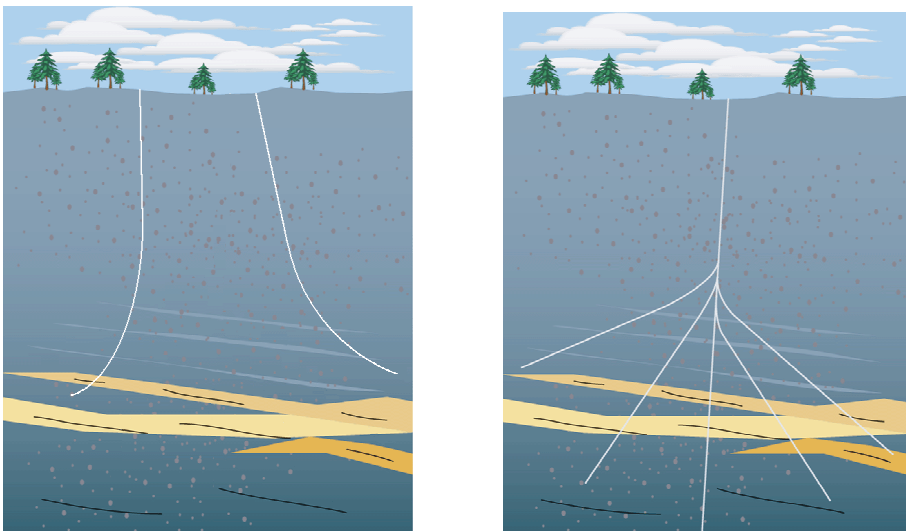
ønsket retning. Et annet, PeeWee, festes til pumpeenheten og sendes ned borestrengen og ut gjennom borekronen. På denne måten kan borehullets retning bestemmes ut fra den magnetiske nordpol uten at resultatet påvirkes av stålet i borestrengen. I områder med magnetiske bergarter gir ikke PeeWee alltid korrekte resultat og et tredje instrument, DeviFlex, benyttes til å avviksmåle borehullet. Ved styrt boring er retningen svært viktig og målinger gjøres derfor ofte slik at nødvendige justeringer og tiltak kan iverksettes raskt.

GRUVEINDUSTRIEN

De siste årene har etterspørselen for metaller og mineraler økt kraftig, samtidig som driveteknologien har blitt bedre og mer effektiv. Til sammen har dette medført svært gode tider innenfor gruveindustrien, og det er nå lønnsomt å drive på mindre og dypere liggende forekomster enn tidligere. Dette stiller imidlertid større krav til prospektering, og konvensjonell kjerneboring blir fort kostbart, tidkrevende og unøyaktig. Devico teknologien i kombinasjon med konvensjonell kjerneboring kan benyttes til å forbedre prospekteringsarbeidet betydelig på disse områdene.

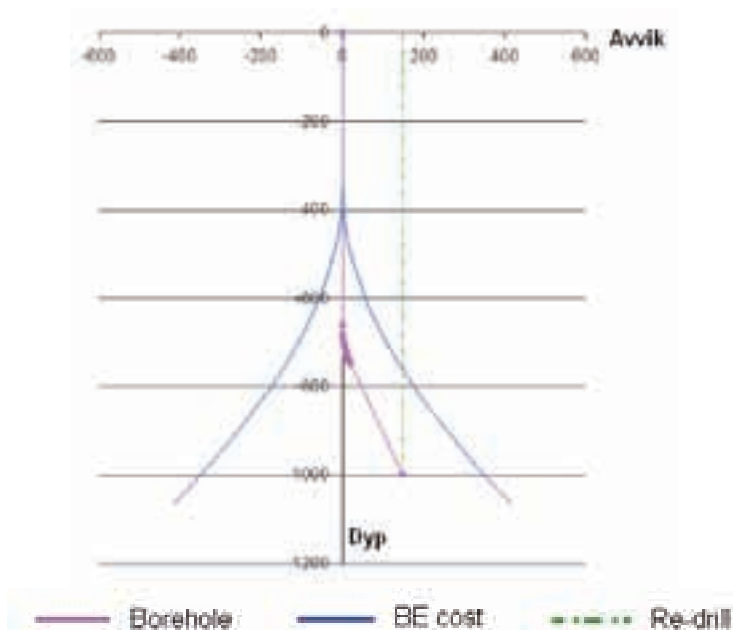
Alle borehull utsettes for et naturlig avvik, og lange borehull kan ende flere hundre meter unna det planlagte treffpunktet. På den måten kan borehullet miste sin betydning i prospekteringen og nye hull må bores for å sikre god geologisk kartlegging. Ved å benytte retningsstyrt kjerneboring kan et borehull styres nøyaktig inn mot målet og dermed redusere prospekterings tidsforbruk og totale kostnad.

En mer optimal måte å benytte Devico teknologien på er å lage greinhull fra et moderhull og styre disse mot nærliggende målområder. En sammenligning av denne metoden og konvensjonell kjerneboring er vist i figur 2. Med denne metoden reduseres borehullenes lengde betraktelig, noe som medfører raskere utførelse og reduserte kostnader, samtidig som miljøbelastningen reduseres da det trengs færre boreplasser. Metoden muliggjør også svært detaljerte kartlegginger selv på store dyp.



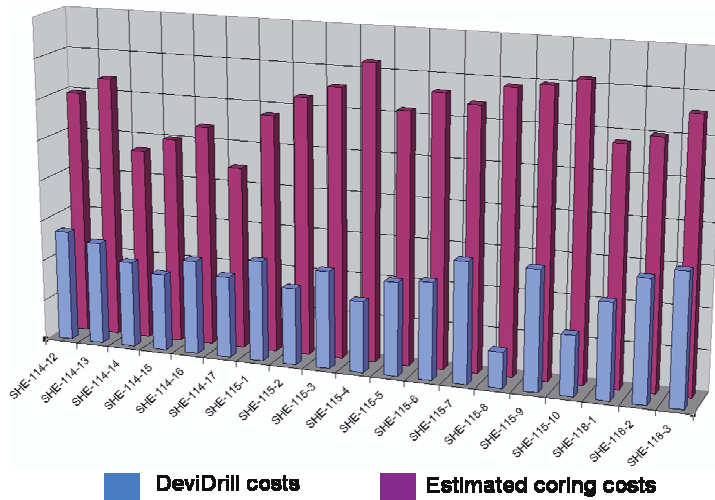
Figur 2: Konvensjonelle borehull treffer sjelden der de er ment (venstre), ved å benytte retningsstyrt kjerneboring (høyre) kan høy borehullsnøyaktighet oppnås samtidig som borelengden reduseres.

Våren 2007 ble en masteroppgave ved NTNU, Institutt for geologi og bergteknikk, som omhandlet Devico teknologien og økonomiske konsekvenser ved bruk av denne i gruveindustrien, skrevet av undertegnede. Ut fra praktiske eksempler og teoretiske betraktninger ble det sett nærmere på hvilke besparelser som kan oppnås ved å lage greinhull fra moderhull i ulike prosjektyper. Noen av de viktigste parametre viste seg å være malmkroppens dybde, avstand mellom borehullenes treffpunkt, antall treffpunkt, samt geologiske og geotekniske forhold. Små avstander mellom treffpunktene på dype malmkropper kan gi tids- og kostnadsbesparelser på 70 - 80 prosent sammenlignet med å bore flere hull fra overflaten, mens avsidesliggende grunne treffpunkter kun vil gi begrenset økonomisk gevinst eller, i visse tilfeller, tap. Figur 3 viser et teoretisk eksempel på hvordan kostnadsbesparelsene kan variere med dyp og avstand mellom ulike treffpunkt.



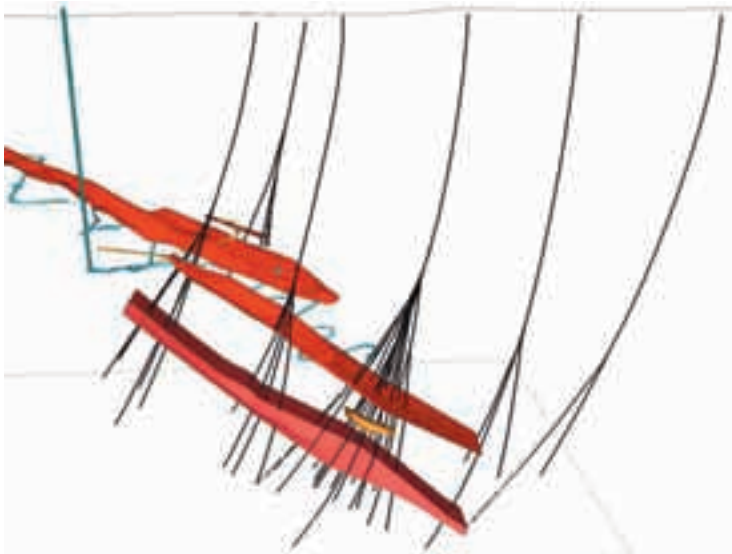
Figur 3: Innenfor "BE cost" (break-even) linjene er det økonomisk å benytte seg av Devicos teknologi (Borehole), mens det utenfor linjene er gunstigere å bore nye hull fra overflaten (Re-drill), moderhullet følger 0-aksen (Lindhjem, 2007).

Prosjekter hvor retningsstyrt kjerneboring er i bruk viser at de teoretiske fordelene med Devico teknologien også er gjeldende i praksis. Som et eksempel benytter AREVA Resources Inc seg av Devicos teknologi for å utføre et boreprogram nord i Canada. Til nå er det boret fire moderhull, noen med opptil 15 greinhull, for å kartlegge en uranforekomst på ca 800 meters dybde. Greinhullene startes på omtrent 500 meters dybde, mens avstanden mellom borehullenes treffpunkt varierer mellom 20 og 100 meter. Resultatene så langt viser at store økonomiske og kvalitative fordeler er oppnådd som følge av retningsstyrt kjerneboring. Gjennomsnittlig kostnadsbesparelse er beregnet til 62% per borehull, mens tidsbruken er kuttet ned med ca 70% og treffnøyaktigheten ligger innenfor 5 meter fra planlagte koordinater. Figur 4 viser en sammenligning av den sanne kostnaden per borehull boret i 2006 mot en estimert kostnad av å starte alle hullene fra overflaten.



Figur 4: Sanne kostnader ved bruk av Devico teknologi plottet mot estimerte kostnader av konvensjonell kjerneboring i et canadisk boreprosjekt (Robbins, 2007).

Altius Minerals er et annet canadisk selskap som benytter seg av Devicos retningsstyrte kjerneboreteknologi ved malmprospektering. Også her blir boreprogrammet utført ved å styre greinhull ut fra noen få moderhull, som vist i figur 5. På grunn av store naturlige avvik i området var det svært vanskelig å treffe de planlagte målene, som ligger på mellom 600 og 1000 meters dyp, med konvensjonell kjerneboring. Ved hjelp av Devicos teknologi treffer imidlertid de fleste borehullene nå med en avstand på mindre enn 10 meter fra målet. I tillegg til forbedret nøyaktighet har prosjektet oppnådd en kostnadsbesparelse på over 40% og tidsbesparelser på rundt 60%.



Figur 5: Detaljert kartlegging oppnådd ved hjelp av retningsstyrt kjerneboring (Mercer, P. personlig kommunikasjon).

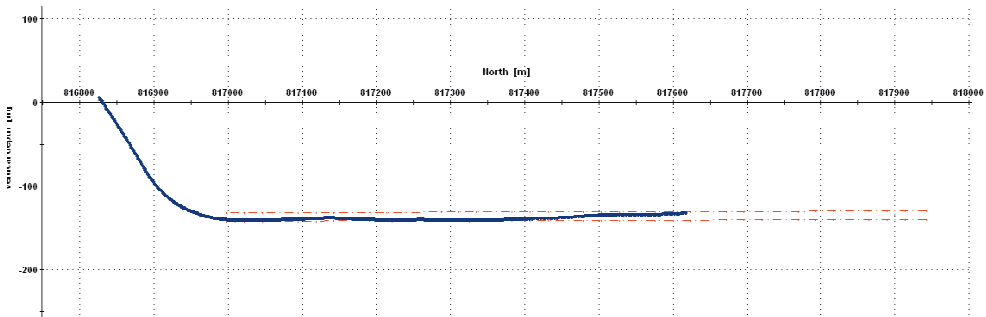
ANLEGGSSINDUSTRIEN

Devicos boreteknologi benyttes også i stor grad innenfor anleggsindustrien. Oftest foregår dette i forbindelse med forundersøkelser til diverse berganlegg, men det hender også at borehullene anvendes som en del av selve anlegget.

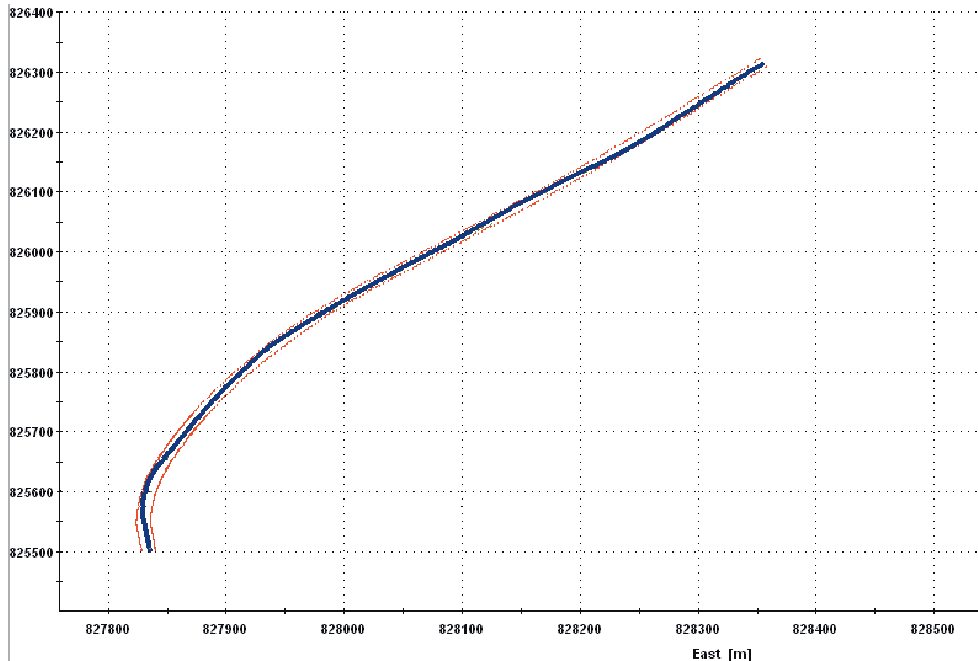
Konvensjonell kjerneboring benyttes ofte ved forundersøkelser til berganlegg f.eks. til å bore igjennom svakhetssoner for å undersøke dens retning, fall og eventuelle innhold av sleppematerialer. Som regel utføres disse boreprogrammene ved å bore korte hull igjennom de antatt verste svakhetssonene. Det er mange usikkerheter knyttet til en slik framgangsmåte, bl.a. kan store svakhetssoner framstå underdimensjonert i terrenget og på den måten overses, borehullene kan bores i feil retning og bomme på sonen eller eventuelt treffe en annen sone, borehullet kan treffe sonen over eller under det planlagte bergrommet og dermed gi feil resultater angående mektighet og innhold av sleppemateriale, osv. Ved å benytte retningsstyrt kjerneboring kan det bores et hull langs, eller i overkant av, en tunnelakse, på den måten gjennombores samtlige aktuelle svakhetssoner og det oppnås et mer korrekt bilde av mektighet, materiale, lekkasje osv. Viktigst av alt skaffes det en kjerne, steinprøve, fra hele profilet noe som forbedrer den ingeniørgeologiske kartleggingen og reduserer risikoen for overraskelser under driving.

I visse tilfeller benyttes borehull direkte, f.eks. ved installasjon av rørledninger i følsomme områder, ved boring av luftesjakter for bergrom, o.l. Devico teknologien anvendes da for å sikre at borehullene holder seg innenfor gitte grenser og treffer planlagte mål.

I Hong Kong benyttes Devicos boreteknologi i forbindelse med flere pågående tunnelprosjekter, både undersjøiske og landbaserte. Gode erfaringer fra de første Devico borehullene har medført at retningsstyrt kjerneboring nå er blitt en standard forundersøkelsesmetode i dette området. Figur 6 og 7 viser to borehull som er boret langs planlagte tunneltraseer, en undersjøisk og en landbasert. Ved hjelp av styrt boring holdes hullene innenfor en 5 meters margin fra midtaksen i traseene, i lengder på over 1000 meter. På denne måten skaffes meget god geologisk kunnskap før drivingen starter, selv i tett befolkede og ufremkommelige områder.



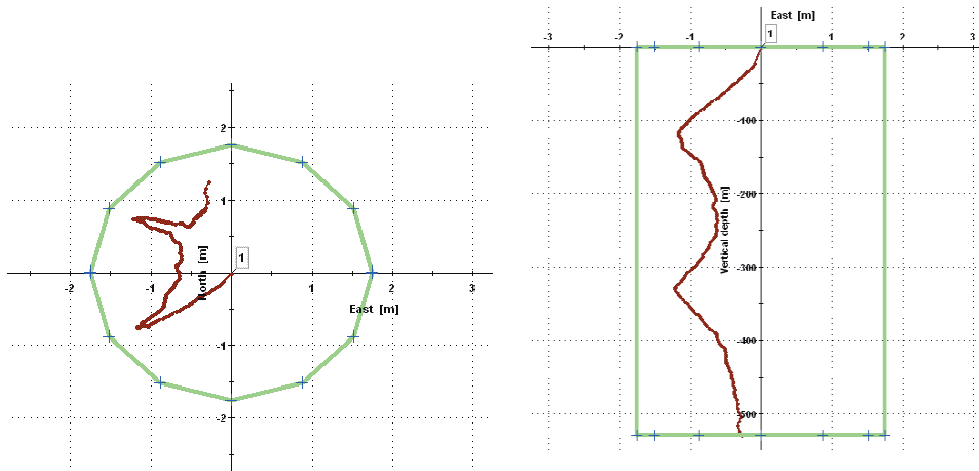
Figur 6: Profil av pågående boreundersøkelser for en undersjøisk tunnel i Hong Kong. Den blå linjen viser borehullet som holdes innenfor en 5 meter radius beskrevet av røde stiplede linjer. Hver rute dekker et område på 100 x 100 meter.



Figur 7: Fugleperspektiv av boreundersøkelser for en landtunnel i Hong Kong. Tegnforklaring i figur 5.

Retningsstyrt boreteknologi er også blitt brukt i Norge på tilsvarende måte som i Hong Kong, men kun i forbindelse med undersjøiske tunneler. Disse boringene har foregått med eldre og mindre effektive versjoner av Devicos boreutstyr, men har oppnådd gode resultater. Som et eksempel ble traseen til Bømlafjordtunnelen justert da lateral kjerneboring påviste dyptliggende morenemasser nær den planlagte traseen.

Nylig ble et Devico prosjekt avsluttet i Finland. Dette boreprosjektet hadde som mål å bore et vertikalt hull som siden skulle utvides og benyttes som luftesjakt i et berganlegg. Borehullet skulle være 500 meter dypt og ha et maksimalt avvik på 1,75 meter fra senteraksen. Dette er en tilnærmet umulig oppgave dersom kun konvensjonell kjerneboring benyttes. Ved hjelp av styrt kjerneboring ble hullet fullført i løpet av få uker, og, som vist i figur 8, med god margin til det maksimale avviket.



Figur 8: Et 500 meter dypt vertikalt borehull sett i fugleperspektiv (venstre) og profil (høyre). Rød linje viser borehullet, mens grønne linjer beskriver maksimum tillatt avvik på 1,75 meter fra senteraksen.

SLUTTKOMMENTAR

Som beskrevet ovenfor har interessen for retningsstyrt kjerneboring økt kraftig de siste årene. Det er sannsynligvis mange årsaker til dette, bl.a. forbedring av Devicos teknologi, et sterkt gruvemarked med medfølgende økt behov for effektiv prospektering, samt økt fokus på sikkerhet og risikoreduksjon. Den viktigste årsaken er nok imidlertid de meget gode resultatene som er oppnådd i foregående prosjekter både i gruve- og anleggsindustrien, noe som tyder på at dette er en teknologi som kun vil bli mer og mer populær også i framtiden.

REFERANSER

- Lindhjem, R. 2007: Economical benefit by use of the Devico method for sidetracking and directional core drilling in deep hole exploration. Masteroppgave, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- Robbins, J. 2007: Directional drilling, continual advancements in drilling techniques, SHEA Creek project, Saskatchewan, Canada. Presentasjon ved PDAC, Toronto, 4-7 mars.

**SPRØYTBAR MEMBRAN I KOMBINASJON MED SPRØYTEBETONG TIL
VANNTETTING AV UNDERJORDSANLEGG: PROSJEKTERING, UTFØRELSE
OG NYERE ERFARINGER**

**Sprayable membrane in combination with sprayed concrete for the waterproofing in
underground construction: Design, application and recent experiences**

Sivilingeniør Karl Gunnar Holter
BASF UGC Europe, Zürich, Sveits

SAMMENDRAG

Artikkelen beskriver en metode for vanntetting av underjordsanlegg som er basert på en vanntett sprøytbar membran i kombinasjon med sprøytebetong. I prinsippet integreres vanntettingsmembranen i den permanente sprøytebetongsikringen slik at man får en sammensatt sandwichstruktur som er vanntett.

Membranen består av et 2-3 mm tykt sjikt som sprøytes på underlaget. Herdingen av membranen finner sted ved en fysisk prosess (uttørking) og en kjemisk prosess (hydratasjon av sement). Vanntetthet oppnås når herdingen av membranen er fullstendig.

Langtidsholdbar vanntetting oppnås når den sprøytbare vanntettingsmembranen utføres som system i kombinasjon med sprøytebetong. En svært viktig systemegenskap er heften mellom membranen og underlaget samt heften til betongen som påføres membranen etter herding.

Denne tekniske løsningen kan prosjekteres som en globalt drenert tunnelkonstruksjon eller en globalt udrenert konstruksjon som er påkjent av statisk vanntrykk.

De senere årene har sprøytbar vanntettingsmembran vært utført på flere prosjekter med ulike scenarier og grunnvannssituasjoner med ulike permanente funksjonskrav til innlekkasje og grunnvannsstand. Noen av de viktigste av disse prosjektene er spesielt omtalt i denne artikkelen.

SUMMARY

This paper describes a method for waterproofing of underground structures which consists of a sprayable waterproofing membrane in a composite single-shell structure with sprayed concrete. Basically the waterproofing membrane is embedded in the final sprayed concrete lining.

The membrane consists of 2-3 mm thick spray applied layer which bonds to the substrate. The curing of the membrane takes place through a physical process (evaporation of water) and one

chemical process (hydration of cement). The membrane is waterproof when the curing is complete.

This technical solution for waterproofing can be designed as a globally drained or a globally undrained (tanked) structure with static water pressure.

Several projects with different water seepage scenarios and groundwater situations, as well as different functional requirements as to permanent water seepage and groundwater level have been successfully conducted over the last years. A few of the most interesting projects are reported in this paper.

1 BAKGRUNN

Vanntetting med sprøybar membran i kombinasjon med sprøytebetong har vært utviklet over de siste ca 10 årene. Hovedhensikten med denne vanntettingsmetoden er å integrere vanntettingen i den permanente sprøytebetongsikringen. Derved kan man etablere en relativt tynn men vanntett og konstruksjon som harmonerer med en sikringsfilosofi som baserer seg på sprøytebetong og bergbolter til permanent sikring. Tanken har vært å etablere et alternativ til konvensjonelle vanntettingsmetoder som PVC-membran med innvendig plasstøpt hvelv og de nordiske drenehvelvsløsningene.

Metoden og detaljene som beskrives i denne artikkelen baserer seg på systemet Masterseal[®]345 som er utviklet av BASF Construction Chemicals i Sveits. Dette systemet har ikke vært brukt på tunnelanlegg i Norge frem til nå.

Denne tekniske løsningen for vanntetting har vært omtalt på Bergmekanikkdagen 2000 (Garshol, 2000). Siden den gang har systemet vært forbedret og man har identifisert under hvilke forhold denne metoden kan brukes kostnadseffektivt.

2 SYSTEMOPPBYGNING OG TEKNISKE EGENSKAPER

Denne tekniske løsningen for vanntetting består av en vanntett membran som befinner seg mellom to betonglag. Det er viktig å forstå dette systemet som et sammensatt system der både den sprøytbare membranen og sprøytebetongen (eventuelt plasstøpt betong) begge utgjør essensielle funksjonelle elementer i denne tekniske løsningen.

Membranen i seg selv har en minimumstykkelse på 2 mm og er vanntett ved denne tykkelsen. I tillegg har den en betydelig heft mot underlagsbetongen. På plan, ren betongflate oppnås over 2 MPa strekkfasthet ved riktig applikasjon. Minimums strekkfasthet på heftflaten til underlaget av herdet membran i tørr tilstand er 1 MPa. Heftflaten mellom underlagsbetong og membran er pga strekkfastheten også vanntett. Dvs. det kan ikke forekomme noen vannstrøm langs denne heftflaten. Dette er en svært viktig systemegenskap. Derved representerer membranen en udrenert vanntetting av tunneloverflaten.

Det er denne egenskapen som gjør sprøybar membran med heft forskjellig fra andre vanntettingssystemer som f.eks. PVC-membran (med eller uten drenerende geotekstil) og vannavskjermingsløsninger som PE-skumhvelv eller lettbetonghvelv.

En viktig fordel av dette er at en eventuell utetthet i membranen nødvendigvis ikke fører til noen lekkasje, siden et lekkasjepunkt i membranen må treffe overens med en lekkasjekanal i undergrunnsbetongen for at lekkasjen skal penetrere gjennom hele strukturen. Skulle lekkasjer oppstå, vil disse kunne repareres lokalt (siden lekkasjenes posisjon er nøyaktig kjent) med enkle små etterinjeksjoner.

En annen viktig fordel er at vanntetting og bergsikring utgjør en kontinuerlig konstruksjon. En eventuell deformasjon i berget pga. manglende langtidsstabilitet eller for lite utført bergsikring vil kunne observeres direkte på overflaten av denne konstruksjonen.

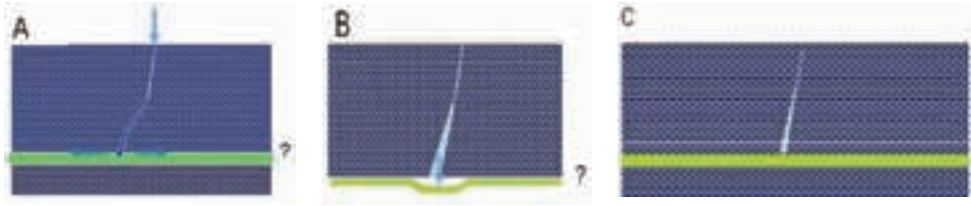
Masterseal 345 har en betydelig mekanisk fasthet. Den har en elastisitet på ca 100% og en strekkfasthet på over 1 MPa. Dette gir den totale strukturen (underlagsbetong-membran-dekksjiktbetong) en kontinuerlig mekanisk karakter. Dette er tydelig visualisert i figur 1 nedenfor.



Figur 1. Sprøytbar vanntetningsmembran Masterseal[®]345 i kontinuerlig sandwichstruktur med sprøytebetong. Bildet til høyre viser at den mekaniske fastheten til denne sammensatte strukturen er betydelig. Ved spenninger som gir brudd i sprøytebetong er membranen istand til å ta opp deformasjoner uten at hele strukturen går fullstendig til brudd.

Langtidsholdbarhet av den vanntette sikringskonstruksjonen med sprøytbar membran og sprøytebetong handler om mer enn den kjemiske bestandigheten av membranmaterialet. En intakt sandwichstruktur er vesentlig for at membranen ikke skal kunne utsettes for mekanismer som kan føre til utettheter over tid. Slike mekanismer er f.eks. delaminering eller ytre mekaniske påkjenninger. Figur 2 nedenfor viser prinsippsskisser av hvordan den sammensatte membran-betongstrukturen ivaretar langtidsholdbarheten.

Masterseal[®]345 inneholder ingen brennbare komponenter, og er selvslukkende ved et branntilfelle. Ved en eventuell brann der membranen blir oppvarmet til høye temperaturer, smelter membranen og det avgis kun karbondioksyd og vanndamp fra membranmaterialet. Et område i en tunnel som blir skadet ved et branntilfelle (avskallet betong og smeltet membranmaterial), kan membran-betongkonstruksjonen repareres lokalt ved direkte påføring av membran og sprøytebetong etter at overflaten har vært grundig rengjort.



Figur 2. Systemegenskaper til sprøytbar vanntettingsmembran med dobbeltsidig heft til betong. Heft og mekanisk samvirke med sprøytebetong er en nøkkelegenskaper til denne tekniske løsningen.

A: Membranen blir eksempelvis påkjent av vann gjennom en vannførende sprekk. Vannet kan ikke strømme langs membranen, eller migrere (diffundere) langs eller gjennom membranen. Vannet påkjenner membranen kun i punkter eller linjer der lekkasjefenomenet (sprekk eller kanal) er i berøring med membranen.

B: Potensiell situasjon med delaminering uten sprøytebetong på innsiden (tunnelsiden) av membranen. Vanntrykket i sprekk forårsaker strekkspenninger i heftflaten mellom membran og underlagsbetong, og en lokal delaminering kan oppstå. Dersom membranen ikke er beskyttet på innsiden vil denne delamineringen kunne forplante seg og membranen vil kunne løsne fra underlaget over en større flate.

C: Komplett sammensatt struktur med sprøytebetong på begge sidene av membranen. Strekkfastheten i overgangen mellom membran og betong (heftfastheten) samt strekkfastheten i selve membranmaterialet gir et mekanisk samvirke, der en vanntrykksindusert delaminering unngås.

Membranen har ingen frostisolerende effekt. Isolasjonseffekten med denne tekniske løsningen kommer eventuelt fra sprøytebetongdekketsjiktet. Derfor er denne tekniske løsningen ikke egnet for tunnelanlegg som er påkjent av store frostmengder ($> 5000 \text{ h } ^\circ\text{C}$).

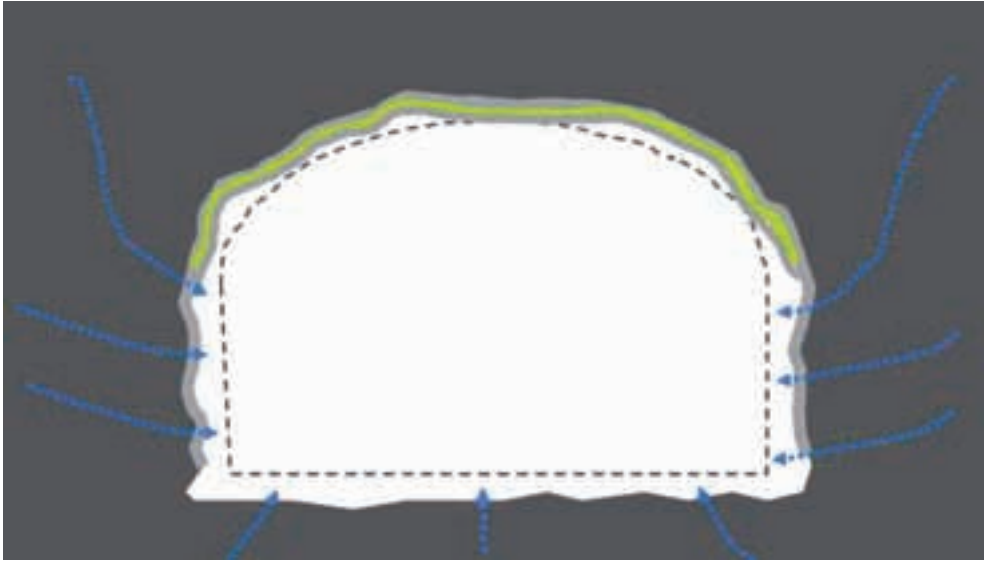
3 PROSJEKTERING

3.1 Grunnsprinsipper

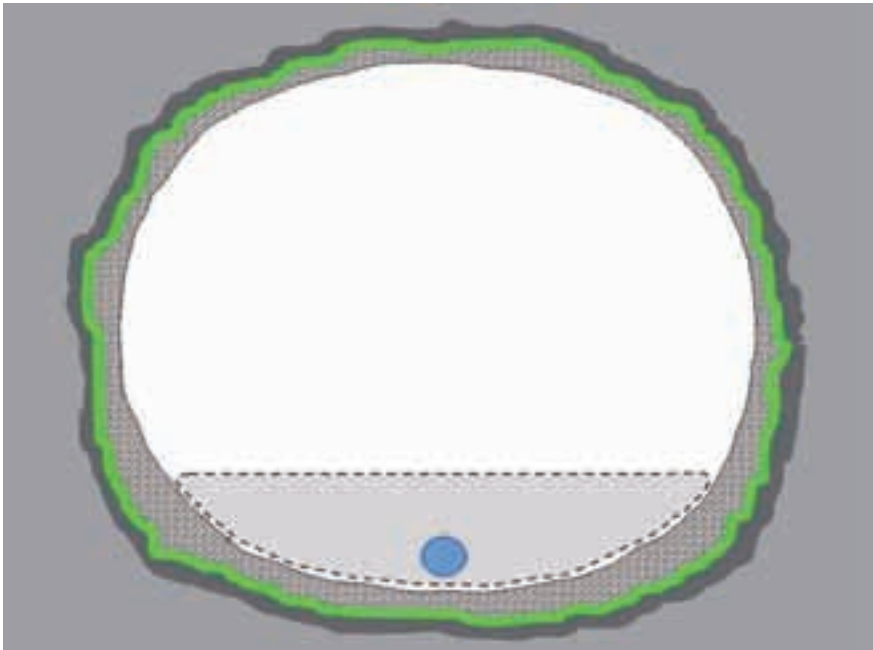
Sprøytbar vanntettingsmembran i kombinasjon med sprøytebetong kan prosjekteres som en av følgende to hovedtyper av tunnelkonstruksjoner:

- **Globalt drenert** tunnelkonstruksjon der kun deler av tunnelprofilen er vannsikret (f.eks. vegger og heng). Vann kan sige inn i tunnelen og det oppstår ikke noen global vanntrykksoppbygning i bergmassen rundt tunnelen.
- **Globalt udrenert** tunnelkonstruksjon der vanntettingen omslutter hele tunnelprofilen (inkludert sålen) og ikke noe vann kan sige inn i tunnelen. Vanntrykket i bergmassen rundt tunnelen bygges over tid opp til fullt statisk grunnvannstrykk.

Disse to hovedprinsippene for vanntetting med sprøytbar membran er vist i figurene 3 og 4 nedenfor. Ved prosjektering av en globalt drenert tunnelkonstruksjon er det nødvendig å foreta en geologisk vurdering av om bergmassen bak membranen gir god drenasje gjennom sprekker og riss slik at en lokal trykkoppbygning eventuelt kan ignoreres.



Figur 3. Eksempel på vanntetting av tunnel med globalt drenert situasjon, prinsippskisse (vertikalsnitt). Grunnvannet tillattes å sige inn gjennom vegger og såle, og bergmassen umiddelbart rundt tunnelen vil ikke bli påkjent av en trykkoppbygning til fullt statisk vanntrykk.



Figur 4. Vanntetting av tunnel med globalt udrenert situasjon, prinsippskisse (vertikalsnitt). Vanntettingen omslutter hele profilet, og den innvendige betongen (normalt plasstøpt såle og sprøytebetong eller plasstøpt betong i vegg/heng). Den innvendige betongen er dimensjonert for fullt statisk vanntrykk.

3.2 Detaljforhold som må prosjekteres

Ruhet av overflaten

Siden denne metoden baserer seg på et mekanisk samvirke av sprøytbar membran og sprøytebetong, spiller heften mellom de ulike sjiktene en viktig rolle. Derfor er det vesentlig at sprøytebetongunderlaget tilfredsstiller visse minimumskrav. Dette gjelder spesielt overflaten av underlagssprøytebetongen. To forhold er spesielt viktige:

- Markerte ujevnheter (knøler, hull, kanter etc) må jevnnes ut slik at det er praktisk mulig å lage en kontinuerlig membran ved sprøyting direkte på sprøytebetongen
- Detaljruheten i sprøytebetongen må være tilstrekkelig lav slik at ujevnhetene ligger i størrelsesorden 6 mm, med maksimale ujevnheter i størrelsesorden 8 mm

Dette er forhold som bør tas med ved prosjekteringen. Norsk sprøytebetong har tradisjonelt vært relativt tynn og ofte ikke kontinuerlig dekkende på fjellflaten. Med de nye krav til sprøytebetongtykkelsen i samferdselstunneler (8 cm minimum gjennomsnittstykkelse og 6 cm minimumstykkelse på knøler) vil sprøytebetongoverflaten til bergsikring som oftest være egnet til underlag for sprøytemembran. Dette er nøyere omtalt under avsnittet om utførelse (4.3) senere i artikkelen.

Det er hensiktsmessig å beslutte eventuell bruk av denne vannsikringsmetoden før driving av tunnelen starter, slik at man kan ta overflateegenskapene til sprøytebetongen med i betraktning under arbeidene med bergsikring under drivingen.

Vanntilsig

Membranen kan ikke sprøytes direkte på vannlekkasjer. Grunnen til dette er at membranen må beskyttes fra vanntilsig under herdingen for at den skal herde fullstendig. Vannlekkasjer må derfor dreneres enten permanent eller provisorisk for at membranen skal herde fullstendig. Det finnes flere metoder for å løse dette praktisk (se avsnitt 4.3). De viktigste metodene bør nevnes i metodebeskrivelsen i anbudsdokumentene.

Denne erkjennelsen setter visse begrensninger for hvilke situasjoner denne vannsikringsmetoden er egnet. En tunnel som f.eks. har svært mange og intense lekkasjer vil ikke være hensiktsmessig å vannsikre med denne metoden. En tunnel som er godt forinjisert og har beskjedent omfang av lekkasjer vil være et godt utgangspunkt for en kostnadseffektiv vannsikring med denne metoden, ettersom omfanget drenering av punktlekkasjer vil være lavt.

4 UTFØRELSE

4.1 Applikasjon av membranen

Produktet Masterseal[®] 345 leveres som et pulver som består av to komponenter; en etylen-vinylacetat-kopolymer (EVA) som utgjør den impermeable delen av membranen, samt en sementkomponent som bidrar til å aksellerere herdeprosessen av membranen. Produktet blandes med vann slik at en pastøs masse oppstår. Denne pastøse massen sprøytes på sprøytebetongunderlaget på bergveggen slik at et kontinuerlig sjikt med 2-3 mm tykkelse dannes.

Når denne pastøse massen herder, oppstår en kontinuerlig polymerkjedestruktur. Først når herdingen er komplett, er denne polymerkjedestrukturen vanntett. Herdingen finner sted ved uttørring av vannet som er tilført ved blandingen under applikasjonen samt hydratasjon av sementkomponenten.

Selve applikasjonen finner sted ved en tørrsprøyteprosess med tilnærmet samme utrustning som benyttes for tørrsprøytebetong. Pulveret blandes med vann i sprøytemunnstykket. Det benyttes en tørrsprøytemaskin med relativt lav kapasitet ettersom det her er snakk om å etablere et sjikt med en liten, presis og mest mulig konstant tykkelse.

Applikasjonen kan utføres manuelt fra arbeidsplattform eller mekanisert med sprøyterobot. Disse to metodene for å applisere membranen er vist i figur 5 nedenfor. For større prosjekter er det mange fordeler ved å utføre membransprøyting mekanisert. Mekanisert sprøyting gir langt høyere kapasiteter. En annen viktig fordel er at utførelsen blir mye mer konstant. Derved kan den ønskede membrantykkelsen oppnås med langt mindre variasjoner i tykkelsen. Kvalitetskontrollen av utført membrantykkelse blir også betydelig enklere å utføre, ettersom man får en nøyaktig registrering av arealet og forbrukt membran per arealenhet.



Figur 5. Applikasjon av sprøytebar vanntetningsmembran Masterseal[®]345 manuelt fra korg (vannlekkasjer er drenert ned til såle med dreiskanaler) og mekanisert med MEYCO[®] ROBOJET LOGICA.



Figur 6. Utførelse av sprøytebetongdekk sjikt utenpå herdet Masterseal[®]345. Til venstre: normal sprøyterobot. Til høyre: digital sprøyting med presis og konstant lagtykkelse med sprøyterobot MEYCO[®] ROBOJET LOGICA.

4.2 Utførelse av dekkjikt sprøytebetong utenpå vanntettingsmembranen

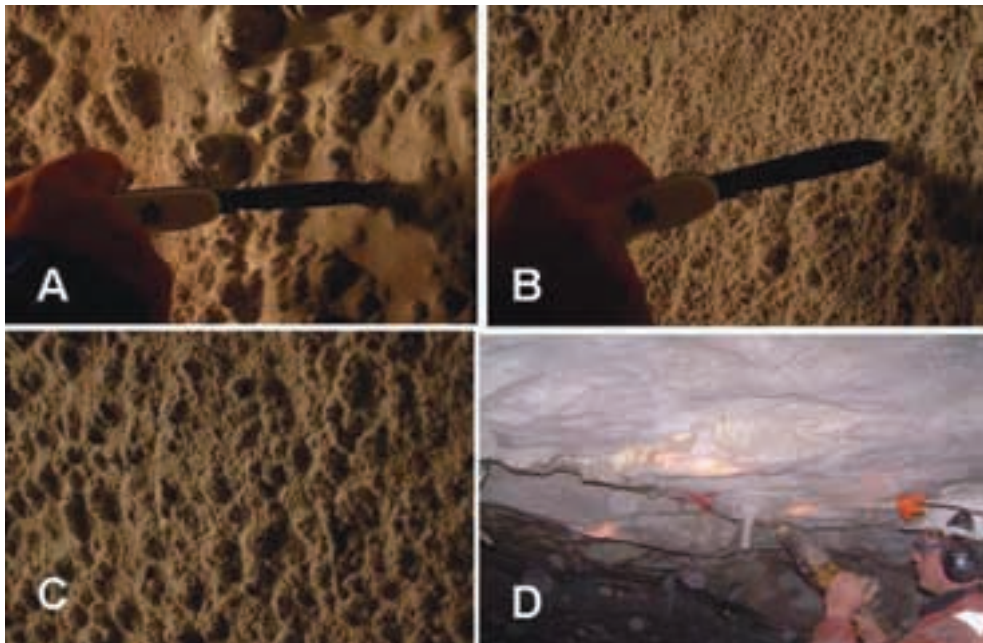
Dekksjikt av sprøytebetong utenpå membranen utføres som våtsprøytebetong med fiberarmering (vist i figur 6 overfor). Det kan benyttes stålfiber eller polypropylenfiber. Minimumstykkelse på sprøytebetongen er 4 cm for tilfeller der det ikke er noen global vanntrykkoppbygning i bergmassen utenfor tunnelkonturen. I tilfeller der det er forventet en mulig vanntrykkoppbygning må hele sikringskonstruksjonen (sprøytebetongtykkelse, evt sålestøp) dimensjoneres for dette.

Tidspunktet for utførelse av sprøytebetongen er viktig. Før sprøytebetong kan påføres membranen må membranen ha nådd et minimum av herding. Herdetiden er avhengig av luftfuktighet, ventilasjon og temperatur. Herdetilstanden til membranen måles indirekte ved at overflatehardheten, den såkalte Shore A hardheten måles. Ved gode herdebetingelser, oppnås fullstendig herding etter ca 3 dager. Sprøytebetong kan under slike forhold utføres etter tidligst ca 48 timer.

4.3 Forberedelse av overflaten før sprøyting av membran

Ruhet

Underlagsflaten som membranen skal sprøytes på kan ikke være for ru eller ujevn. Plasstøpte flater må høytrykksspyles (1400 bar) slik at forskalingsolje, svake betongrester, støv og sot (vanlig i tunneler) fjernes.



Figur 7. Egnethet av overflate for sprøytebetongtilslag.

- A : Maks kornstørrelse i sprøytebetongtilslaget > 8 mm : overflaten er for ru, uegnet
- B : Maks kornstørrelse i sprøytebetongtilslaget = 4 mm : overflaten er egnet
- C : Maks kornstørrelse i sprøytebetongtilslaget = 8 mm : overflaten er egnet
- D: Ikke kontinuerlig sprøytebetong, knøler og kanter : overflaten er uegnet

Et eksempel på svært godt egnet tunneloverflate for sprøytebar membran er også vist i figur 9.

Dersom ruheten av sprøytebetongen er for stor, må et ujevningsslag av sprøytebetong med finere korngradering i tilslaget påføres. Dette er visualisert tydelig på figur 7 ovenfor.

Fiberarmering i underlagsbetongen kan tillates. Dette forutsetter imidlertid at operatøren ved membransprøyting er oppmerksom på dette, og sprøyter membranen så vått som mulig uten at den ferske membranen siger på veggen. Derved oppnås en fullstendig omhylling av hver enkelt fiber uten ”skygger” bak fibre som kan være kilde til utettheter.

Før sprøyting av membran, må overflaten rengjøres. Alle løse partikler (sand og støv) må fjernes fra overflaten som skal påføres membran. Dette er viktig for å oppnå heft mellom underlagsbetong og membran.

Vanntilsig

Den sikreste og enkleste metoden er å drenere enkeltpunktlekkasjer med små borhull (f.eks. 10 mm diameter og 30-40 cm lengde) som forsynes med en liten injeksjonspakke. Derved ledes vannet ut gjennom pakken. Når membranen påføres, forsegles hele tunneloverflaten, og lekkasjene gjennom drenshullene vil som regel øke noe. Når membranen er fullstendig herdet, injiseres pakkerne med en raskt reagerende injeksjonsmasse i en beskjeden mengde (2-3 dl pr injeksjonspunkt) for å tette selve lekkasjepunktet. Metoden er vist i prinsippsskisse i figur 8 nedenfor.



Figur 8. Eksempel på temporær drenasje av mindre punktlekkasjer på tunneloverflaten før påføring av vanntetningsmembran.

1. Boring av drenshull, diameter 10mm, lengde 30-40 cm, innsetting av injeksjonspakker
2. Sprøyting av vanntetningsmembran
3. Injeksjon av pakke etter fullstendig herding av membran

Bildet til høyre i figur 8 viser en situasjon med tett forekommende drypplekkasjer der denne metoden for temporær drenasje er brukt. Injeksjonspakkerne er forsynt med en beskyttende slangebit før membranen sprøytes.

For større punktlekkasjer, anbefales det å drenere lekkasjene til såle med en drenskanal som senere sprøytes inn med membran (en permanent fungerende drenasje). Dette vil også gi et positivt bidrag i form av en permanent drenasje av bergmassen bak vanntetningsmembranen.

5 ERFARINGER FRA NYERE ANLEGG

5.1 Vannsikring av Nordøytunnelen, Færøyene

Nordøytunnelen er en 6.2 km lang undersjøisk vegtunnel som forbinder Eysturøy og Bordøy og derved gir fast vegsamband til Klaksvik. Tunnelen er bygd etter norsk filosofi som en drenert konstruksjon plassert i gode bergforhold med minst 30 m bergoverdekning opp til sjøbunnen, driving ved sprengning, permanentsikring med fiberarmert sprøytebetong og bergbolter samt vannkontroll ved sonderboring og forinjeksjon. Byggherre var Nordøyatunnelin P/F og entreprenør Føroyakonsortiet med NCC (Norge) som hovedaktør på tunnelarbeidene.

Byggherren var motivert for å finne et alternativ til den tradisjonelle tekniske løsningen til vannsikring basert på PE-skummatter med beskyttende sprøytebetonglag. En fullskallatest under realistiske forhold i tunnelen ble utført sommeren 2004, og området ble observert over ca 10 måneder. Etter gjennomslag ble det besluttet å benytte både den tradisjonelle løsningen med PE-skum og den innovative løsningen med Masterseal®345 sprøytebetong. Totalt ble ca 40000 m² vannsikring utført, hvorav ca 17000 m² sprøytebetong i kombinasjon med sprøytebetong. Områdene for sprøytebetong ble valgt ut i forhold til størrelse og tetthet av vannlekkasjene (Lamhaug et. al 2007).

Erfaringene med denne utførelsen var at den mekaniserte applikasjonen var meget hensiktsmessig på et så stort prosjekt. Den viktigste erfaringen er at metoden virker meget bra der forutsetningene er tilstede for å få til kontinuerlig membran innebygget i en sprøytebetongstruktur. I enkelte partier der sprøytebetongen var for ujevn eller ikke kontinuerlig ble det behov for tettearbeider i form av etterinjeksjon. Det er også en viktig erfaring at det er mer hensiktsmessig å beslutte bruk av vannsikringsmetode før driving av tunnelen starter. På denne måten kan man få til en langt mer hensiktsmessig tilrettelegging av de forberedende arbeidene med overflateegenskaper (ruhet, bedre dekkende sprøytebetong).

Prinsippet med lokalt udrenert vannsikring i heng og vederlag og globalt drenert tunnelkonstruksjon fungerte som forventet. Det var flere steder mulig å observere at lekkasjene "flyttet" seg til side for området der vannsikring med sprøytemembran var utført.



Figur 9. Nordøytunnelen Færøyene. Ferdig vannsikring fra vegg til vegg med sprøytebetong i kombinasjon med sprøytebetong, og mekanisert sprøyting av vannsikringsmembran med computerscanning av overflaten. (Lamhaug et. al 2007)

5.2 Rømningstunnel Giswil, Sveits

Dette prosjektet er et eksempel på sprøytbar membran utført som heldekkende udrenert vanntetting. Tunnelen som ble vannsikret med sprøytbar membran på dette prosjektet var en fullprofilboret rømningstunnel som lå parallelt med og ca 10 m til side for en vegtunnel. Prosjektet er i utført i 2002-2003. Vegtunnelen var bygd som drenert konstruksjon med PVC-membran og drenerede geotekstil med innvendig plasstøpt betonghvelv. (Meier et. al 2005)

Sprøyting av membran ble utført manuelt, etterfulgt av fiberarmert våtsprøytebetong (10 cm tykkelse) utført med en liten beltegående sprøytebetongrigg.

Det ble installert to manometre gjennom sprøytebetong/membran-konstruksjonen (omhyggelig forseglet der membranen er punktert) for å påvise en eventuell vanntrykksoppygning i den umiddelbare bergmassen rundt rømningstunnelen. Flere år etter bygging har det ikke vært registrert noe målbart vanntrykk. Dette bekreftet antagelsen om at drenasjeeffekten fra hovedtunnelen er såpass omfattende at grunnvannsstanden ikke stiger over rømningstunnelen.



Figur 10. Giswil rømningstunnel, Sveits. Til venstre manuell applikasjon av Masterseal 345. Til høyre ferdig utført tunnel med vanntett sammensatt sprøytebetongsikring med Masterseal® 345. (Meier et. al 2005)

5.3 Tunnel de Viret, Lausanne Metro M2, Sveits

På dette prosjektet er sprøytbar membran i kombinasjon med sprøytebetong benyttet i den mest kritiske delen av en T-bane tunnel under det historiske sentrum av Lausanne. Tunnelen går med svært liten bergoverdekning i en molasse, dvs en relativt svak sedimentær bergart med morenesammensetning. Over bergoverflaten er det ulike kvartære sedimenter med sand og grus, samt morene. Flere betydelige historiske bygninger var fundamentert på disse løsmassene, bl.a. katedralen i Lausanne som lå rett over tunneltraséen. Tunnelen er ferdigbygd våren 2007 og hele prosjektet åpnes for trafikk våren 2008.

Man var nødt til å prosjektere tunnelen som en fullstendig udrenert konstruksjon, ettersom man ikke kunne tillate noen grunnvannssenkning i løsmassene eller berget. Byggherren valgte en teknisk løsning basert på sprøytbar membran som dekket hele tunnelprofilen. Hele konstruksjonen ble dimensjonert for det maksimale statiske vanntrykket som kunne forekomme, dvs. 9 bar i det mest kritiske profilet.



Figur 11. Tunnel de Viret, Lausanne Metro M2. Til høyre: Situasjon før arbeidene med innvendig betonkonstruksjon starter. Vanntettingsmembran Masterseal®345 utført i hele profilet, inkludert sålen. Til venstre: Ferdig tunnel med plasstøpt sålekonstruksjon, fiberarmert sprøytebetong (tykkelse 30 cm) med sprøytebar vanntettingsmembran.

I sålen ble det etablert en plasstøpt armert betongkonstruksjon. I vegger og heng ble det benyttet fiberarmert sprøytebetong med 30 cm tykkelse på innsiden av vanntettingsmembranen (figur 11 ovenfor)

5.4 Praha Metro, Tsjekkia

Praha Metro har vært gjenstand for kontinuerlige arbeider med forlengelse og modernisering av de eksisterende linjene de senere årene. I forbindelse med forlengelsen av linje 2 ble det etablert flere systemer med mindre bergrom, tunneler og sjakter til ulike formål som lufting, pumping, elektroinstallasjoner. Disse bergrommene hadde tildels svært komplisert geometri (figur 12. nedenfor).

Sprøytebar membran i kombinasjon med både sprøytebetong og plasstøpt betong ble valgt som endelig teknisk løsning for disse bergrommene. En viktig fordel ved denne tekniske løsningen er at man kunne etablere en overgang mellom PVC-membran (drenert) i hovedtunnelene og Masterseal®345 (udrenert), og derved etablere en kontinuerlig vanntetting.



Figur 12. Praha Metro. Ferdig utførte bergrom med Masterseal 345 i kombinasjon med sprøytebetong (venstre) og plasstøpt betong (høyre).

Dette konseptet har vist seg å fungere meget bra. Derfor har byggherren valgt denne tekniske løsningen for nye tilsvarende bergrom, spesielt i forbindelse med moderniseringer av underjords stasjoner med heissjakter, luftesjakter og ulike tunneltverrsnitt med komplisert geometri.

5.5 Rehabilitering av Chekka vegtunnel, Libanon

Chekka vegtunnel sto ferdig i 1977 og er en del av motorvegen mellom Beirut og Tripoli. Anlegget består av to parallelle 3-felts løp på ca 350 m lengde. Begge tunnelene har en 30 cm tykk armert betongutstøpning, utført i 10 m seksjoner med dilatasjonsfuger. Behovet for rehabilitering skyldes at det forekom nedbørsavhengige lekkasjer i tunnelen. Lekkasjeene kom tildels gjennom dilatasjonsfugene, og dels gjennom sprekker som skyldes brudd i betongkonstruksjonen som vist på figur 13 nedenfor.

Det opprinnelige prosjektforslaget gikk ut på å etablere en helt ny betongkonstruksjon inni den gamle. Denne konstruksjonen skulle ha PVC-membran til vanntetting og 20 cm tykk plasstøpt armert betong.

Entreprenøren (Antoine N. Makhlof, Beirut) foreslo en alternativ teknisk løsning med Masterseal®345 sprøytbar vanntettingsmembran i kombinasjon med fiberarmert sprøytebetong til innvendig betong. Det opprinnelige plasstøpte betonghvelvet ble reparert på en slik måte at den igjen kunne fungere som en intakt konstruksjon. Masterseal®345 ble påført med mekanisert sprøyting med MEYCO®ROBOJET LOGICA med svært høye kapasiteter (1500-1600 m² gjennomsnittlig på 10 timers skift). Av estetiske grunner valgte byggherren å kle den nedre delen av tunnelprofilen med fliser, og pusse av sprøytebetongoverflaten i den øvre delen av tunnelprofilen, som vist på figur 14 nedenfor.

Den alternative tekniske løsningen med sprøytbar membran gav betydelige tekniske og finansielle fordeler. Den viktigste fordelen var at man etablerte en langt slankere innvendig sikringskonstruksjon med integrert vannsikring. Med det opprinnelig prosjektet ville man ha gjort tunnelen betydelig mindre innvendig, ettersom man måtte ha etablert en "fot" eller fundament for den nye betongkonstruksjonen. Tidsbesparelsen på dette prosjektet ved å bruke sprøytbar vanntettingsmembran i kombinasjon med sprøytebetong var på ca 5 måneder.



Figur 13. Chekka tunnel, Libanon. Til venstre: tunnelens tilstand før rehabilitering med lekkasjer gjennom dilatasjonsfugene og sprekker i betonghvelvet. Til høyre: nye dilatasjonsfuger er etablert, sprekker er injisert med polyuretan med høy mekanisk fasthet, og Masterseal®345 sprøytes direkte på den gamle betongen med mekanisert sprøyting.



Figur 14. Chekka tunnel, Libanon. Til venstre: ferdig utført dekkjikt med fiberarmert sprøytebetong. Til høyre: ferdig rehabilitert tunnel med trafikk

REFERANSER

- Garshol K. (2000) Permanent vanntetting med sprøytbar membran i kombinasjon med sprøytebetong. Fjellsprenningsteknikk, bergmekanikk, geoteknikk, Oslo, 2000
- Meier W, Holter K.G., Hausermann S. (2005): Waterproofing of an emergency escape tunnel by employing an innovative sprayable membrane: The Giswil highway tunnel project, Switzerland. ITA World Tunnel Congress, Istanbul, 2005
- Lamhauge S., Holter K.G., Kristiansen S.E. (2007): Waterproofing of a subsea tunnel with a unique sprayable membrane. The Nordöy Road Tunnel, Faroe Islands. RETC, Toronto, 2007

OMBYGGING AV TØRRDOKK VED HAAKONSVERN

Extension of the dry-dock at Haakonssvern, Norway

Siv. Ing. Torun Rise, Sweco Grøner AS
Siv. Ing. Jan K.G. Rohde, Sweco Grøner AS

SAMMENDRAG

Berggrunnen ved Haakonssvern i Bergen består av granittisk gneis og gneisgranitt. Det er registrert til sammen fire sprekkesett i området, og ved sprekkkartlegging og analyser er mulige bruddmekanismer påvist.

Ved bruk av dataprogrammene Dips, Swedge og Unwedge er det utført stabilitetsanalyser med bakgrunn i stabiliserende og drivende krefter som forekommer i området. Beregningene viser at det planlagte sikringsomfanget som omfatter bolter, stag og sprøytebetong er tilfredsstillende, men at enkelte mulige glideblokker kan være følsomme for vanntrykk. Sikringsprogrammet er derfor utvidet til også å gjelde boring av drenasjehull på utvalgte steder.

I forbindelse med arbeidene i dokka er det montert måleprismer og ekstensiometer for å registrere eventuelle bevegelser. Disse målingene viser små deformasjoner, noe som bekrefter at det utførte sikringsprogrammet er tilfredsstillende.

SUMMARY

The bedrock at Haakonssvern, Bergen consists of granitic gneiss and gneiss of Precambrian age. Altogether 4 joint systems are registered by geological mapping in the area. By field mapping and stability analysis, possible failure mechanisms are found.

Stability analyses are performed by using the programmes Dips, Swedge and Unwedge. The stability of the high walls of the open part, and walls and roof of the underground part of the dry-dock are found to be good by implementing the rock support measures as systematic rock bolts, shotcrete and rock anchors. Some of the identified potential slide mechanisms are sensitive for joint water pressure and drainage holes are bored as part of the support measures.

Behaviour of the surrounding rock masses during excavation are monitored by measuring rock stresses and deformation. Results from the monitoring devices indicate that deformation and stability are under control.

42.1 INNLEDNING

Stortinget besluttet i januar 2006 å investere i en ny og utvidet tørrdokk ved Haakonsvern Orlogsstasjon i Bergen, Sjøforsvarets hovedbase i Norge. Dette bl.a. med bakgrunn i innkjøp av nye og større fregatter. Den nye tørrdokka vil dermed sikre at Forsvarets nye fartøy til enhver tid har tilgang til dokk.

Den eksisterende tørrdokka ved Haakonsvern sto ferdig i 1963, og det har ikke vært utført fornyelser eller større tekniske rehabiliteringer etter dette. For å tilfredsstille kravene til en operativ og effektiv marine, samt kunne ta i mot Sjøforsvarets nye fregatter, måtte eksisterende tørrdokk utvides i bredde, lengde og høyde. Den nye tørrdokka økes i lengderetning fra ca. 140 til ca. 150m, fra ca. 20 til ca. 30 m i bredden og i høyden fra ca. 40 til ca. 55m som skissert i figur 1. Fra å ha vært en helt lukket tørrdokk, blir nå ca. 2/3 av dokka er sprengt åpen. I tillegg blir alt av gammelt og utrangert utstyr slik som vifter, ventilasjon og pumper byttet ut slik at tørrdokka nå innfrir dagens krav til miljø, sikkerhet og tekniske krav. Dette omfatter også tilfredsstillende renseanlegg som ikke fantes i den gamle dokka. Prosjektet har en kostnadsramme på ca. 380 millioner kroner, og med byggestart mars 2006.



Figur 1: Prinsippskisse for utvidelse av tørrdokk.

Haakonsvern er et gradert anlegg slik at denne artikkelen kun kan ta for seg de generelle forhold uten å gå i detaljer.

42.2 GEOLOGISKE FORHOLD

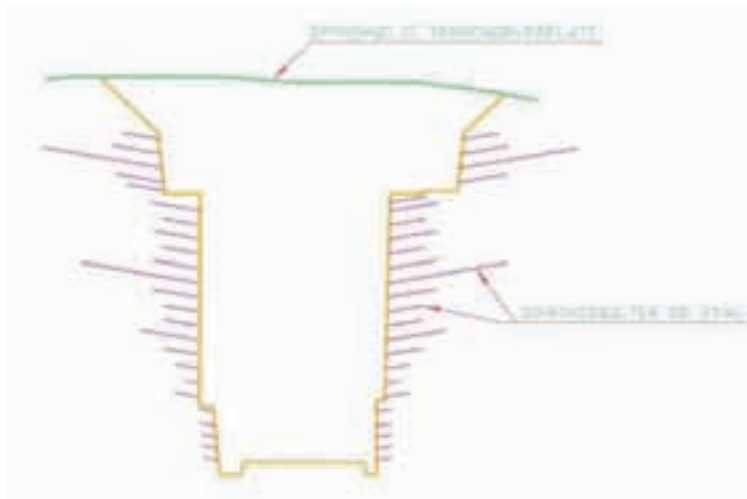
Berggrunnen i området består av granittisk gneis og gneisgranitt som tilhører Øygardskomplekset. Dette er omdannede dyp- og overflatebergarter av sen Prekambrisk alder (ca. 800-1000 millioner år siden) som i forbindelse med den Kaledonske fjellkjededannelsen (ca. 400-500 millioner år siden) ble deformert og omdannet.

Basert på geologiske kart samt kartlegging, er det ikke registrert markerte svakhetssoner eller sprekkesoner i anleggsområdet. Et markert søkk i terrenget krysser dokkområdet med NNØ-SSV-retning, men dette er kun registrert som en gjennomgående sprekk ved lavere nivå i bergskjæringen.

Under kartlegging i anleggsområdet er det registrert fire sprekkesett i bergmassen. Dette omfatter både gjennomgående og ikke gjennomgående sprekkesett, samt foliasjonssprekker. De ulike sprekkesettene har varierte sprekkeflater fra plane til bølgete, ru og hakkete. Enkelte steder er det registrert jernoksid, kalkspat, klorittbelegg og svovelkis på sprekkeplanene. Åpne sprekker registrert i dagfjellsonen viste seg å være mindre utholdende og gjennomsettende i dybden.

42.3 SIKRINGSOMFANG

For sikring av tørrdokka er det utarbeidet et omfattende sikringsprogram. Stabilitetsberegningene er revidert flere ganger, og har blitt benyttet som veiledning til utarbeidelse av sikringsprogram, samt å ha til hensikt å kontrollere at sikringsprogrammet er tilfredsstillende med tanke på ytre laster og ulykkeslaste som kan inntreffe. Sikringsprogrammet omfatter bruk av bolter, stag og sprøytebetong. En prinsippskisse for sikringsomfang med bolter og stag er vist i figur 2.



Figur 2: Prinsippskisse for sikringsomfang.

For sikring av tørrdokka er det benyttet bolter av lengde 2.4, 4, 6 og 8m, alle fullt innstøpte. Det er boltet systematisk i mønster og med tilleggssikring i form av bolter, bånd og nett der dette har vært nødvendig.

Det er benyttet fiberarmert sprøytebetong i hele dokka, med tykkelser fra 6 til 10cm.

I tillegg er det i systematisk mønster montert stag med lengde 10 og 20m. Stagene har 10 lisser, forankringslengde på 5m og en kapasitet på ca. 200tonn. Før montering av stag er samtlige hull vanntapsmålt, med krav til at vannlekkasjen inn i hullet ikke skal overstige 2-3 Lugeon (vanntap i l/min pr. meter borehull ved overtrykk på 10bar). I tilfeller hvor vannlekkasjen har vært for stor, er hullet gyst, boret opp igjen og ny vanntapsmåling er foretatt. Dette har blitt gjentatt til kravet er tilfredsstilt. Etter montering er stagene gyst og deretter spent opp. Montering av oppadrettende stag er en lite brukt arbeidsoperasjon her i landet og medførte noen tekniske problemer som igjen førte til forsinkelser i arbeidene.

42.4 STABILITETSBEREKNINGER

42.4.1 Formål

Hensikten med stabilitetsanalysene er å identifisere og dokumentere stabilitet i mulige bruddmekanismer og ut i fra dette undersøke og dokumentere om sikringsomfanget som er utført i dokka er tilfredsstillende.

Som nevnt innledningsvis sprenges dokka åpen med vegghøyder opp mot ca. 55m. Dette medfører store stabilitetsmessige utfordringer. Den gamle dokka ble fylt med bergmasser som motfylling for å stabilisere veggene ved nedspregning. Etter sprenging og seksjonsvis fjerning av massene, er det sikret suksessivt nedover i dokka. For en nærmere beskrivelse av det anleggstekniske vises det til artikkel "Ombygging av tørrdokka ved Haakonvern – anleggstekniske utfordringer" av Jan K.G. Rohde i kapittel 13.

Stabilitetsberegningene er basert på feltkartlegging og sprekkeregistreringer foretatt i blottlagt berg i dokka. Sprekkekartlegging er utført på tre forskjellige nivåer med fokus på sprekkenes orientering, utholdenhet, avstand, ruhet, belegg og trykkfasthet. Til sammen er det registrert 243 sprekker som danner grunnlaget for analysen.

Det er i tillegg utført tester av borekjerner fra området, hvor bergartens romvekt, lydshastighet, trykkfasthet, E-modul og Poissons's forhold er undersøkt.

Sikkerhetsfaktoren mot utglidning er definert som forholdet mellom drivende og stabiliserende krefter. Drivende krefter inkludert i beregningene er drivende krefter fra gravitasjon, ytre laster fra kranbane, vanntrykk på sprekkeplan og jordskjelvlaster for ulike returperioder. Stabiliserende krefter inkludert i beregningene er krefter fra friksjon på sprekkeplan, bolter, sprøytebetong og stag i bergskjæringene.

Til sammen er dette brukt som input data for de numeriske beregningene.

42.4.2 Modelleringsverktøy

Dataverktøy benyttet til stabilitetsberegningene er Dips, Swedge og Unwedge.

Analysen er utført i henhold til bestemmelser gitt i Eurocode 7: Geoteknisk prosjektering 1997-1, Del 1: Allmenne regler og 1997-2 Del 2: Prosjektering basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver, samt Håndbok 16 fra Vegdirektoratet. Basert på Håndbok 16 og Eurocode 7 er kravet til sikkerhetsfaktor F_s lik 1,25 uten jordskjelvlaster.

Videre er jordskjelvlaster tatt med i analysen basert på bestemmelser i Eurocode 8, Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, 1998-1, Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger og 1998-5, Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold samt NS 3491-12: Prosjektering av konstruksjoner, Dimensjonerende laster, Del 12: Laster fra seismiske påvirkninger. Kravet til sikkerhetsfaktor er her $F_s=1,1$ for 475 års jordskjelv og $F_s = 1,0$ for 10.000 år jordskjelv. I Bergensområdet er den horisontale akselerasjonen $0,9 \text{ m/s}^2$ eller $0,09g$ for 475 års jordskjelv og $3,15 \text{ m/s}^2$ eller $0,32g$ for 10.000 års jordskjelv.

De første beregningene ble gjort i en versjon som ikke tok hensyn til utholdenhet av sprekker, noe som ga lav sikkerhet mot utglidning. I en nyere versjon av modelleringsverktøyene som ivaretar sprekkenes utholdenhet, viser beregningene at stabiliteten er tilfredsstillende.

42.4.3 Dipsanalyse

Dips er benyttet for å identifisere mulige bruddmekanismer i bergskjæringer. For både nordvegg, sørvegg og endevegg er det sett nærmere på følgende bruddmekanismer: blokkvelting og nedfall, utglidning av flak og utglidning av kiler.

Analysen av blokkvelting og nedfall viser at dette er en av hovedbruddmekanismene i nordveggen. For endeveggen er det langs enkelte spekkesett identifisert muligheter for blokkvelting.

Sprekker som har utgående i dagen og som er steilere enn friksjonsvinkelen muliggjør utglidning av flak. Dette anses som en av hovedbruddmekanismene i sørveggen. Også i endeveggen viser analysen muligheter for utglidning av flak.

Analysen av muligheter for utglidning av kiler viser at også dette er en av hovedbruddmekanismene i sørveggen. I endeveggen er det også identifisert muligheter for utglidning av kiler.

I starten av arbeidene forekom det utglidning av kiler. Dette var før bolter og stag var montert. Ved nedsprenkning av dokka under kote +35 viste det seg at noen av sprekkesettene ikke var gjennomsettende. Disse sprekkesettene som førte til utglidning av kiler, var kun forbundet med dagfjellsonen som er ca. 5-6m dyp i området. Det har ikke vært registrert utglidning av kiler under kote +35 i dokka.

Dipsanalysen viser at sørveggen har flere mulige hovedbruddmekanismer, og med bakgrunn i dette anses nordveggen som mer stabil enn sørveggen. Glideblokkene er nærmere analysert i Swedge.

42.4.4 Swedgeanalyse

Swedge er brukt for å analysere stabiliteten av mulige glideblokker som er identifisert ved bruk av Dips. Potensielle glideblokker avgrenses av to sprekkesett, bergskjæringen og eventuelle strekkspekter i bakkant. Dataverktøyet Swedge er brukt for å analysere sikkerhetsfaktoren mot utglidning av slike glideblokker, hvor sikkerhetsfaktoren er definert som forholdet mellom stabiliserende og drivende krefter.

Sikkerhetsfaktoren mot utglidning er beregnet med gravitasjon, krandrager med tilleggslaster fra egenlast kran, nyttelast kran, betong krandrager, egenlast bygg og snølast, vanntrykk på sprekkeplan og jordskjelv som drivende krefter, og stag, bolter og sprøytebetong som stabiliserende krefter.

Swedgeanalysen viser at det er identifisert mulige bruddmekanismer både i nord- og sørvegg. Det er beregnet blokkdimensjoner av disse (høyde, bredde og dybde), samt frontalareal av blokk, volum og vekt av blokk. Disse kan skli ut i form av flak dersom det ikke installeres noen form for sikring. Men de aktuelle blokkene har tilfredsstillende sikkerhet med det planlagte sikringsopplegget.

42.4.5 Unwedgeanalyse

Unwedge er benyttet på samme måte som Swedge, men for å analysere sikkerhetsfaktorer for mulige bruddmekanismer i tunneler og bergrom. Unwedge er derfor benyttet for beregninger av den indre delen av tørrdokka. Mulige bruddmekanismer avgrenses her av tre sprekkesett samt tak og vegger.

I Unwedgeanalysen er bruddmekanismene analysert for å undersøke hvilke kombinasjoner av sprekkesett som gir ugunstige kiler.

I analysen er gravitasjon, vanntrykk og jordskjelv brukt som drivende krefter. Av stabiliserende krefter er det benyttet bolter, sprøytebetong og stag. Basert på den utarbeidede sikringsplanen samt boring av drenasjehull, viser beregningene at stabiliteten er tilfredsstillende.

42.4.6 Konklusjon stabilitetsberegninger

Beregningsverktøyene Dips, Swedge og Unwedge er benyttet for å analysere stabiliteten i bergvegger og hvelv i tørrdokka. Dips analyserer hvilke bruddmekanismer som finnes, og det er avdekket tre bruddmekanismer; blokkvelting og nedfall, utglidning av flak og utglidning av kiler. I nordveggen er hovedbruddmekanismen blokkvelting og nedfall, mens i sørveggen er det utglidning av flak og kiler som utgjør hovedbruddmekanismen. Nordveggen anses derfor som mer stabil enn sørveggen før sikring er utført.

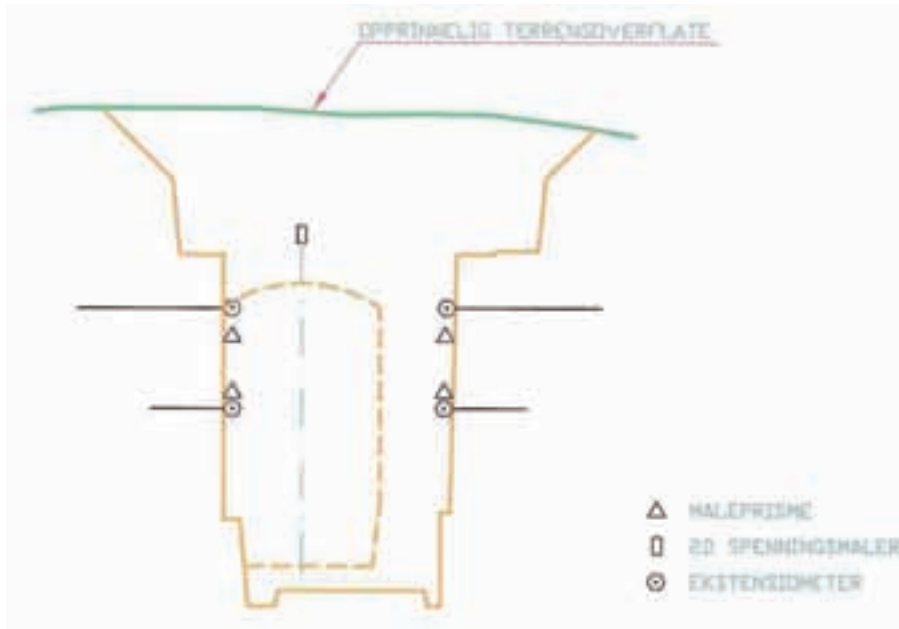
Sikring med relativt korte bolter er tilfredsstillende for blokkvelting og nedfall. For utglidning av flak og kiler er beregningsverktøyene Swedge og Unwedge brukt for å analysere stabiliteten, ved å beregne sikkerhetsfaktoren av potensielle glideblokker basert på stabiliserende og drivende krefter. I analysene er det regnet med to lasttilfeller for jordskjelv, dvs. for 475 års returperiode hvor kravet til sikkerhetsfaktor er $F_s \geq 1,1$ og jordskjelv med 10.000 års returperiode hvor kravet er $F_s \geq 1,0$.

Beregningene utført i Swedge og Unwedge viser at sikkerhetsfaktor for begge veggene i dokka samt vegger og heng i indre del er tilfredsstillende, men at sprekkevannstrykk kan være utslagsgivende på stabiliteten i usikret berg. I sikringsprogrammet er det derfor lagt inn boring av drenasjehull med den hensikt å hindre at sprekkevannstrykk bygger seg opp i kritiske deler av dokka. Lekkasjer i bergveggene begrenser seg til fuktutslag i enkelte områder av sprøytebetongen, samt lokale drypplekkasjer. Av de borede drenasjehullene er de fleste tørre. Stabilitetsforholdene i tørrdokka er derfor tilfredsstillende med de sikringstiltak som er utført.

42.5 MÅLEPROGRAM

42.5.1 Bakgrunn

I forbindelse med ombyggingen av tørrdokka er det planlagt og gjennomført et omfattende overvåkingsprogram. Dette omfatter deformasjonsmålinger med måleprismer og ekstensiometer, samt spenningsmålinger. Hensikten med måleprogrammet er å undersøke hva som skjer med bergmassen rundt dokka ved nedsprenkning av hvelvet og utvidelse av dokka i sin helhet. Plassering av de ulike målerne er symmetrisk i nord- og sørveggen, se prinsippskisse i figur 3.



Figur 3: Prinsippskisse for måleprogram

Måleprogrammet følges opp i henhold til utarbeidet aksjons- og tiltaksplan som beskriver hva som skal utføres dersom deformasjonsmålingene nærmer seg bestemte grenser. Dersom deformasjonsmålingene overstiger den første aksjonsgrensen som er satt ved 10mm, skal det gjennomføres kontrollmåling, byggherren skal varsles og det skal foretas en vurdering av geolog/RIG (rådgivende ingeniørgeolog). Ved deformasjon >50mm, skal det aksjoneres på samme måte som ved deformasjon >10mm. I tillegg skal det foretas kartlegging av en geolog, tilsyn skal iverksettes og tiltak vurderes. Det vises til figur 4 for beskrivelse av videre tiltak ved økt deformasjon.

AKSJONS- OG TILTAKSPLAN	
Deformasjoner	
Deformasjon	Aksjon
> 10 mm	Kontrollmåling Vurdering byggherre Vurdering geolog/RIG
> 50 mm	Kontrollmåling Vurdering byggherre Vurdering geolog/RIG Kartlegging geolog Tiltak iverksettes Tiltak vurderes
> 200 mm	Kontrollmåling Vurdering byggherre Vurdering geolog/RIG Kartlegging geolog Tiltak iverksettes Tiltak iverksettes umiddelbart Evakuering av risikoområdet vurderes
> 400 mm	Kontrollmåling Vurdering byggherre Vurdering geolog/RIG Evakuering fra risikoområdet Tiltak iverksettes umiddelbart
Spenningsmålinger (2D-målinger) Ved endringer i spenninger vurderes byggherrens geolog og RIG Rådgivende Ingeniør Geologi angående for vurdering av stabilitetsforhold og tiltak. Aktuelle tiltak: 1. Kontrollmåling 2. Kartlegging geolog 3. Supplerende boring 4. Ekstra slag 5. utfylling deformasjonsområde 6. Evakuering risikoområde 7. Analyse og stabilitetsberegninger	

Figur 4: Aksjons- og tiltaksplan for deformasjonsmålinger.

42.5.2 Spenningsmålinger (stressmeter)

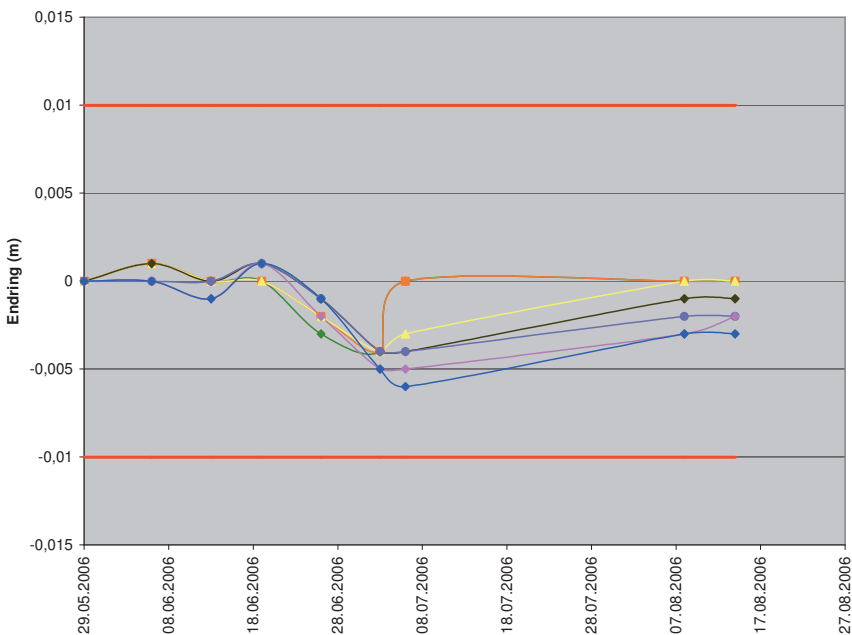
For å overvåke eventuelle spenningsomlagringer (trykkøkninger) ved nedsprengring av hvelvet i den gamle dokka, ble det montert 2D spenningsmålere. Målerne registrerer spenninger i to dimensjoner, i dette tilfellet spenninger i horisontalplanet. Resultatene viste meget små spenningsendringer.

42.5.3 Måleprismer

Måleprismer ble montert i dokka før nedsprenget av hvelvet, samt i ytre og indre del av dokka etter nedsprenget. Innmåling skjer minst 1 gang pr. uke i hele anleggsperioden, og ved behov oftere dersom store sprengninger skulle tilsi dette. Innmåling av prismene foretas etter en stasjonsetablering av totalstasjon mot 2 stk. fastmonterte og tidligere innmålte fastmerker. En vil ikke få eksakt samme verdi på måleprismene for hver måling p.g.a. avvik i stasjonsetablering og måleavvik. Avviket på målingene vil ligge i området 1 til 2mm.

Prismer i dokka ble montert i to nivåer og på begge sider av dokkveggen i mai 2006. Nullavlesningen ble foretatt 29.05.06, og målerne var virksomme fram til 14.08.06. Taket på den gamle dokka ble sprengt ned i perioden ca. 10.09.06-10.10.06, dvs. at måleprismene ble tatt ned ca. en måned før nedsprenget av dokktaket startet. Sprengningsarbeidene over den gamle dokka medførte redusert stabilitet, og det ble lagt restriksjoner på all ferdsel inn i dokka. Dette gjorde det umulig å fortsette avlesning av måleprismene i sprengningsperioden.

Resultatet fra målingene i et nivå i nordveggen er gjengitt i figur 5. Grafen viser deformasjon i nordkoordinat i perioden.



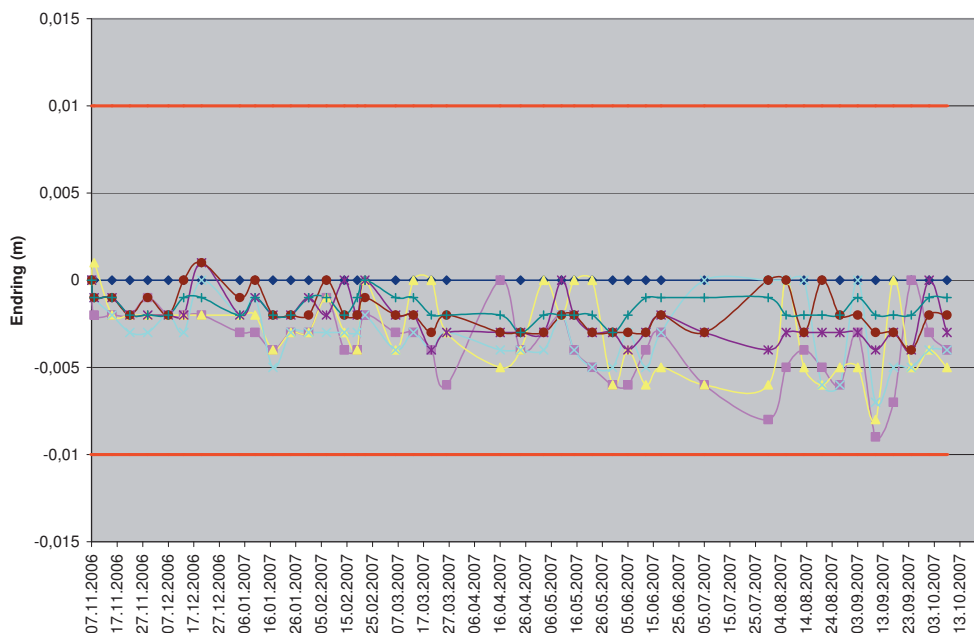
Figur 5: Måleprismer i dokk før nedsprenget av hvelv (nordkoordinat)

De røde linjene i figur 5 angir den første aksjonsgrensen på 10mm, hvor det i følge figur 4 må settes i gang tiltak. En positiv (+) endring i nordkoordinat i nordveggen betyr at bevegelsen er "utover" i veggen (dvs. innover mot senter av dokka), mens en negativ (-) endring i nordkoordinat betyr at bevegelsen er "innover" i veggen (dvs. utover/bort fra senter av dokka).

Samtlige deformasjonsmålinger fra måleprismer i dokk før nedsprenkning av hvelv viser deformasjoner som er under den første definerte aksjonsgrensen på 10mm. Flere av målingene ligger også innenfor forventet måleavvik.

Som omtalt innledningsvis ble måleprismene tatt ned ca. en måned før nedsprenkningen av den gamle dokka startet. Det finnes derfor ingen dokumentasjon på om og i hvilken grad disse sprenkningene førte til deformasjon. Men det målingene dokumenterer er at fjellet var stabilt før nedsprenkningen startet. Videre vil måleprismene montert etter nedsprenkning (i indre og ytre del av dokka) gi svar på eventuelle deformasjoner etter at taket i den gamle dokka ble sprengt ned.

Prismer i ytre del av dokka ble montert i både nord- og sørvegg i november 2006, og målingen pågår fortsatt. Resultater fra målinger i et nivå i sørveggen er gjengitt i figur 6, og viser deformasjon i nordkoordinat.

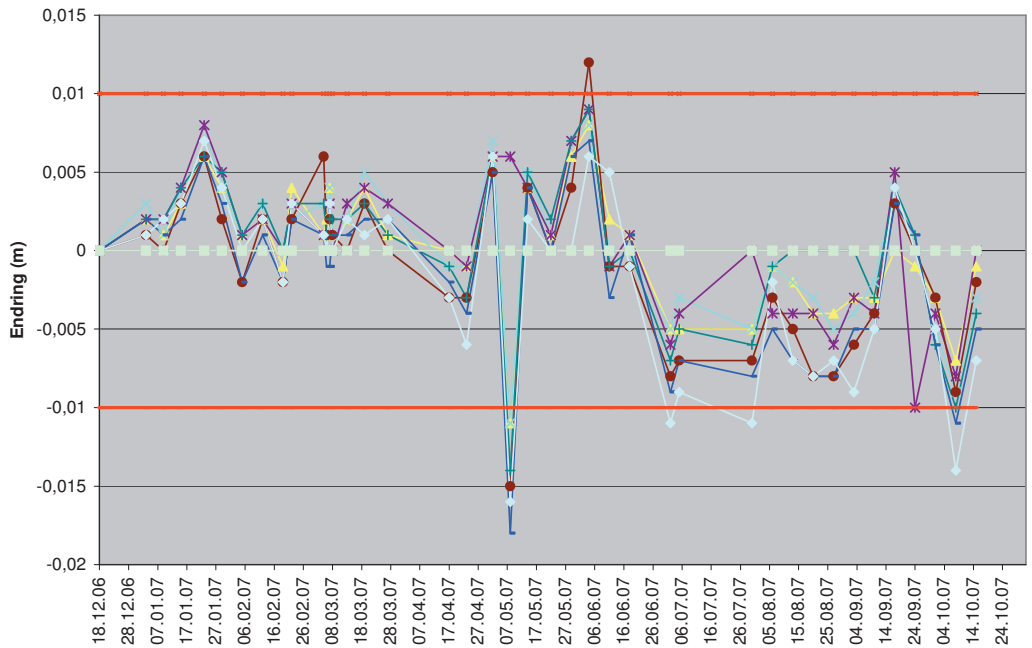


Figur 6: Måleprismer i ytre del av dokka (nordkoordinat)

Deformasjonsmålingene i sørveggen viser lite deformasjon. Kun tre målepunkter viser resultater over 5mm, og alle ligger innenfor den første aksjonsgrenda på 10mm. Målingene

viser også en tilnærmet entydig negativ deformasjon, dvs. en bevegelse utover i veggen mot senterlinja i dokka. De fleste av målepunktene ligger også innenfor det forventede måleavviket som er anslått til 1-2mm.

Prismer indre bergrom har målepunktene plassert både i vegger og i hvelv. De første prismene ble montert i desember 2006, og de siste i mars 2007 etter senking av nivået i dokka. Avlesning av måleprismene pågår fortsatt.



Figur 7: Måleprismer indre bergrom (nordkoordinat)

Deformasjonsmålingene for hengen i indre bergrom viser i perioder relativt store deformasjoner. Ved målingen utført 08.05.07 ligger deformasjonen på samtlige av målepunktene unntatt ett utenfor den første aksjonsgrensen på 10mm. Største målte deformasjon er -18mm. Også ved senere tidspunkt er det målt deformasjonsverdier over 10mm.

Basert på aksjons- og tiltaksplan gjengitt i figur 4, ble det foretatt en vurdering av sprøytebetongen ved de aktuelle målepunktene for å se om det var oppsprekking eller lignende som kunne tyde på bevegelser i disse partiene. Det ble ikke observert noe utenom det vanlige.

Muligheten for målefeil vil øke i takt med nedsprenghing og utlasting i dokka. Dette skyldes at innmålingene skjer fra sålen slik at avstanden og vinkelen opp til måleprismene blir stadig større etter hvert som nivået i dokka synker. Med bakgrunn i dette, samt at de relativt store deformasjonene omfatter samtlige målepunkt en bestemt dato, og at alle er tilbake på normalt nivå ved neste måling, gjør at det konkluderes med målefeil. Men videre målinger følges nøye

for å se om de går tilbake til normale og lave verdier, eller om de høye deformasjonene vedvarer.

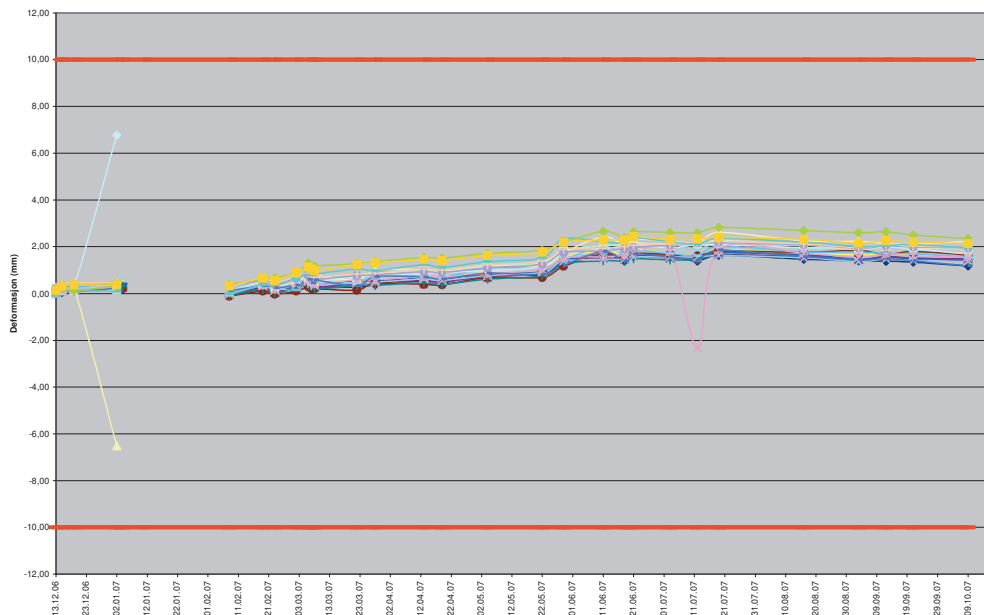
Til tross for at prismemålingene varierer og til tider kan virke noe ustabile, kan man se en trend til svakt økende deformasjon med bevegelse innover i dokka. Dette er både naturlig og forventet med tanke på den økende vegg høyden. Det forventes også at deformasjonene vil stabilisere seg på et konstant nivå når sprengnings- og sikringsarbeidene i dokka avsluttes.

42.5.4 Ekstensiometer

Deformasjonsmålinger med **ekstensiometer** omfatter montering av enkelt- ekstensiometer og flerpunkts ekstensiometer (måleintervall 5m), begge med målenøyaktighet på 0,1mm.

4-punkts ekstensiometerene ble montert i desember 2006, og 2-punktes ekstensiometer på et lavere nivå i juni 2007. Ekstensiometerene er montert både i nord- og sørvegg, og avlesningen pågår fortsatt.

Figur 8 viser avlesninger av 4punkts ekstensiometer fra nordveggen i dokka. I perioden 02.01.07-08.02.07 var det noen problemer med flere av målerne, deriblant målinger som ble tolket som feilavlesninger. Etter 08.02.07 har avlesningene gått problemfritt, og pr. i dag er deformasjonen oppe i ca. 1,19-2,34mm, noe som er godt under den første aksjonsgrensen på 10mm (merket med rødt i grafen).



Figur 8: 4punkts ekstensiometer (nordveggen).

For 2-punkts ekstensiometerene ser målingene pr. i dag greie ut, men det er foreløpig noe tidlig å se klare tendenser slik som for 4-punktsmålerne som har vært i drift lengre.

Det er ikke målt deformasjoner som ligger over aksjongrensa på 10mm. Ekstensiometermålingene viser for øvrig en svak tendens til økende deformasjon, dvs. deformasjon innover mot senterlinja i dokka. Dette gjelder samtlige målepunktene og anses som normalt da nivået i dokka stadig blir lavere, noe som igjen gir fjellet større bevegesfrihet. En økende deformasjon ved økende vegghøyde er derfor som forventet.

Det er også forventet at deformasjonen etter hvert vil stabilisere seg på et nivå. Dette nivået er ikke nådd ennå, men det antas å komme når fjellarbeidene er avsluttet og fjellet har fått stabilisert seg.

Ekstensiometerene skal bli stående og avlest jevnlig i hele byggeperioden. Det er også foreslått ovenfor Forsvarsbygg at de blir stående når dokka tas i bruk, slik at man kan følge opp eventuelle deformasjoner på permanent basis også etter byggeperioden.

Referanser

Berggrunnsgeologisk kart 1115-I, Bergen i målestokk 1:50.000.

Sweco Grøner AS: Stabilitetsanalyse – Utvidet Tørrdokka Haakonssvern, Rev.01 (5.9.2006).

Sweco Grøner AS: Stabilitetsanalyse – Utvidet Tørrdokka Haakonssvern, Rev.02, (26.9.2006).

www.forsvarsbygg.no

**Partnere ved
Fjellsprengningsdagen,
Bergmekanikkdagen og
Geoteknikkdagen 2007:**



The Chemical Company

www.basf-cc.no



www.oricaminingservices.com



www.resconmapei.no

Norconsult 

Arrangør

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

ISBN: 978-82-8208-002-6