2004

FJELLSPRENGNINGSDAGEN
Oslo, 25 november 2004

BERGMEKANIKKDAGEN
Oslo, 26 november 2004

GEOTEKNIKKDAGEN
Oslo, 26 november 2004

ARRANGØR:

NJFF **Norsk Jord og Fjellteknisk Forbund**

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 25 november 2004

BERGMEKANIKK

Oslo, 26 november 2004

GEOTEKNIKK

Oslo, 26 november 2004

Hovedarrangør:
NORSK JORD- OG FJELLTEKNISK FORBUND

Redaksjon:
Bjørn Nilsen, Liv Hamre, Jan K.G. Rohde, Knut R. Berg

C Forfatterne, 2004

ISBN: 82-91341-85-0

Fjellsprengningsdagen
25 november 2004
Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk*

Bergmekanikkdagen
26 november 2004
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen
26 november 2004
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 25 - 26 november 2004.

Årets arrangement er det 42. 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

FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2004

Torsdag 25 november

Møteleder:		Professor, dr.ing. Bjørn Nilsen, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU
0900	(1)	**Åpning – utdeling av årets gullfeisel** Bergingeniør Tarald Husaas, Dyno Nobel ASA Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
0915	(2)	**Et tilbakeblikk, og hvor går vi ?** Vegdirektør Olav Søfteland, Statens vegvesen, Vegdirektoratet
0945	(3)	**Kárahnjúkar Hydroelectric Project –** **Tunneldrift og dambygging ved Islands største vannkraftprosjekt** Prosjektleder Jòhann Kröyer, Landsvirkjun, Island
1005		**Pause**
1020	(4)	**Tunnelling challenges in Nepal** Stipendiat Krishna Panthi, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU
1040	(5)	**Botniabanan - ett järnvägsprojekt som förbättrar kommunikationer och transporter i norra Sverige** Ingenjør Bo I Karlsson, Botniabanan AB Örnsköldsvik
1100	(6)	**Sveatunnelen – rekordinndrift under polare forhold** Prosjektleder Frode Nilsen, Leonhard Nilsen & Sønner AS
1120	(7)	**Miljø i tunneldrift –HMS** **- Miljøforurensninger og mulige helseeffekter ved driving under jord** Bedriftslege, dr. med. Bente Ulvestad, Mesta AS
1140	(8)	**Rallarens betydning for Hydros utbygging i Vestfjorddalen for snart 100 år siden** Tidligere lab.sjef Hydro Rjukan, Per Pynten
1210		**Lunsj**
Møteleder:		Sivilingeniør Harald Pedersen, Sweco Grøner AS
1310	(9)	**Nytt fra NFF** Sivilingeniør Ruth Gunlaug Haug, Statens vegvesen, Vegdirektoratet
1320	(10)	**Nytt Tyin kraftverk. Verdensrekord vanntrykk i uforet vannvei** Sivilingeniør Øystein Lilleland, Norsk Hydro
1340	(11)	**Modern gruvdrift vid LKABs underjordsgruvor i Malmfälten** Avdelningschef Torbjørn Naarttijärvi, LKAB
1400		**Pause**

1420 (12) **Nytt EU-direktiv for tunnelsikkerhet**
- konsekvenser for nye og eksisterende tunneler ?
Avd. direktør Finn Harald Amundsen, Statens vegvesen, Vegdirektoratet

1435 (13) **Lagring av sprengstoff ut ifra security hensyn**
Senioringeniør Hans-Jørgen Eriksen
Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap (DBS)

1450 (14) **Praktiske erfaringer og muligheter med SSE strengladningssystem**
Sjefingeniør Arve Fauske, Dyno Nobel Europe

1510 **Pause**

1530 (15) **Erfaringer fra OPS, Klett – Orkanger**
Sivilingeniør Bjørn Kielland, Skanska Norge

1550 (16) **Entrepriseoppgjør i rettsapparatet – en fallitterklæring for bransjen ?**
Sivilingeniør Gunnar Garnes, PMC AS

1610 (17) **Nytt Dobbeltspor Jong - Asker**
- god prosjektbeskrivelse og kontraktsforutsetninger – nøkkelen til godt resultat
Sivilingeniør Gunnar Asting, Norconsult AS

1630 (18) **Nytt Dobbeltspor Jong – Asker**
- felles erfaringer fra anleggsgjennomføringen
Prosjektleder Erik Frogner, AF Spesialprosjekt
Byggeleder Nina Rongved, Jernbaneverket Utbygging

1650 **Slutt**

1945 **Fellesmiddag**

FELLESSESJON BERGMEKANIKK- / GEOTEKNIKK

Fredag 26 november

Møteleder: Sivilingeniør Liv Hamre, Multiconsult avd. NOTEBY, leder av NGF

0900 (19) **Ingeniørgeologens rolle i en OPS kontrakt (Klett-Orkanger)**
Sivilingeniør Lillian Todnem, Sweco Grøner AS

0920 (20) **Nytt dobbeltspor Skøyen - Asker: Fullskalaforsøk for fastlegging av strukturlydnivå**
Cand.scient Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging

0940 **Pause**

1000 (21) **Klimaendringer og konsekvenser for infrastruktur i kalde strøk**
Dr.ing. Arne Instanes, Opticonsult

1020 (22) **Prosjektering av RV 35: Fra detaljplan til åpning høsten 2003**
Sivilingeniør Lars Peder Larsgård, Multiconsult AS

1040 (23) **Overgang fra Norsk Standard til Eurocode**
Sivilingeniør Steinar Leivestad, Standard Norge

1100 Pause

1120 (24) **Dublin Port Tunnel - utfordrende grunnforhold - egnede løsninger?**
Dr. ing. Olav T Blindheim, Dr ing. O. T. Blindheim

1140 (25) **Geotechnical design, monitoring and interpretation in tunnels with soft rock and very low overburden – a case study from the new Brenner Unterinntal route**
Dipl.-Ing., Dr. Robert Galler, Geoconsult ZT GmbH

1200 Lunsj

SESJON GEOTEKNIKK

Møteleder: Sivilingeniør Liv Hamre, Multiconsult avd. NOTEBY, leder av NGF

1300 (26) **Lederens 10 minutter**

1310 (27) **Hvordan forurensede masser blir utnyttet som ressurs til oppbygging av veier på Fornebu**
Miljørådgiver Vidar Ellefsen, Statsbygg Fornebuprosjektet

1330 (28) **Barcelona havn - Overvåking av konsolideringsforløp av molo på bløt leire**
Dr. ing. James Michael Strout, Norges Geotekniske Institutt

1350 (29) **Frysmuddring – undervattensfrysning för sedimentsanering och upptag av föremål**
Ph.D-student Susanne Rostmark, FRIGEO AB

1410 **Pause**

1430 (30) **Pålitelighet ved jord og fjellarbeid**
Sivilingeniør Kaare Flaate

1450 (31) **Erfaringer med bruk av elementmetoden for dimensjonering av avstivede byggegroper i leire**
Dr. ing. Lars Andresen, Norges Geotekniske Institutt

1510 **Pause**

1530 (32) **Gøtatunnelen: Dyp sjakt i bløt leire med bruk av slissevegger**
Sivilingeniør Øyvind Engelstad, Norconsult

1550 (33) **Nytt fra Pelekomiteen - Peleveiledningen**
Sivilingeniør Arne Schram Simonsen, Multiconsult avd NOTEBY

1600 **Slutt**

1800 Tradisjonell middag

SESJON BERGMEKANIKK

Møteleder: Sivilingeniør Jan K.G. Rohde, Sweco Grøner AS, leder av NBG

1300 (34) **Lederens 10 minutter**

1310 (35) **Faltförsök för konbulten i Bolidens gruvor**
Professor Charlie C. Li, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

1335 (36) **UDEC-analyse av fjellsidestabilitet for Oppstadhornet**
Sivilingeniør Halgeir Dahle, SINTEF Bygg og Miljø, Berg og geoteknikk

1355 **Pause**

1415 (37) **Analyse av rasutvikling og vannproblematikk i Svea Nord**
Sivilingeniør Tom Frode Hansen, Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS

1535 (38) **Geomekaniske data for petroleumsanvendelser - hva trenger vi og hva finner vi?**
Dr.ing. Therese Scheldt, Norsk Hydro

1455 Pause

1515 (39) **Kvantifisering og håndtering av risiko for store fjellskred**
Dr. scient Lars Harald Blikra, NGU

1540 (40) **Plassering av kraftstasjon nær tektonisk skjærsone – spenningsmålinger og FEM-analyser ved Blåfalli Vik kraftverk**
Sivilingeniør Morten Christiansen, Sweco Grøner AS

1600 Slutt

DEL I FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2004

1. **Åpning – utdeling av årets gullfeisel**
Bergingeniør Tarald Husaas, Dyno Nobel ASA
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

2. **Et tilbakeblikk, og hvor går vi ?**
Vegdirektør Olav Søfteland, Statens vegvesen, Vegdirektoratet

3. **Kárahnjúkar Hydroelectric Project –**
Tunneldrift og dambygging ved Islands største vannkraftprosjekt
Prosjektleder Jòhann Kröyer, Landsvirkjun, Island

4. **Tunnelling challenges in Nepal**
Stipendiat Krishna Panthi, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU

5. **Botniabanan - ett järnvägsprojekt som förbättrar kommunikationer och transporter i norra Sverige**
Ingenjør Bo I Karlsson, Botniabanan AB Örnsköldsvik

6. **Sveatunnelen – rekordinndrift under polare forhold**
Prosjektleder Frode Nilsen, Leonhard Nilsen & Sønner AS

7. **Miljø i tunneldrift –HMS**
- Miljøforurensninger og mulige helseeffekter ved driving under jord
Bedriftslege, dr. med. Bente Ulvestad, Mesta AS

8. **Rallarens betydning for Hydros utbygging i Vestfjorddalen for snart 100 år siden**
Tidligere lab.sjef Hydro Rjukan, Per Pynten

9. **Nytt fra NFF**
Sivilingeniør Ruth Gunlaug Haug, Statens vegvesen, Vegdirektoratet

10. **Nytt Tyin kraftverk. Verdensrekord vanntrykk i uforet vannvei**
Sivilingeniør Øystein Lilleland, Norsk Hydro

11. **Modern gruvdrift vid LKABs underjordsgruvor i Malmfälten**
Avdelningschef Torbjørn Naarttijärvi, LKAB

12. **Nytt EU-direktiv for tunnelsikkerhet**
- konsekvenser for nye og eksisterende tunneler ?
Avd. direktør Finn Harald Amundsen, Statens vegvesen, Vegdirektoratet

13. **Lagring av sprengstoff ut ifra security hensyn**
Senioringeniør Hans-Jørgen Eriksen
Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap (DBS)

14. **Praktiske erfaringer og muligheter med SSE strengladningssystem**
Sjefingeniør Arve Fauske, Dyno Nobel Europe

15. **Erfaringer fra OPS, Klett – Orkanger**
Sivilingeniør Bjørn Kielland, Skanska Norge

16. **Entrepriseoppgjør i rettsapparatet – en fallitterklæring for bransjen ?**
Sivilingeniør Gunnar Garnes, PMC AS

17. **Nytt Dobbeltspor Jong - Asker**
- god prosjektbeskrivelse og kontraktsforutsetninger – nøkkelen til godt resultat
Sivilingeniør Gunnar Asting, Norconsult AS

18. **Nytt Dobbeltspor Jong – Asker**
- felles erfaringer fra anleggsgjennomføringen
Prosjektleder Erik Frogner, AF Spesialprosjekt
Byggeleder Nina Rongved, Jernbaneverket Utbygging

DEL II FELLESSESJON BERGMEKANIKK- / GEOTEKNIKK

19. **Ingeniørgeologens rolle i en OPS kontrakt (Klett-Orkanger)**
Sivilingeniør Lillian Todnem, Sweco Grøner AS

20. **Nytt dobbeltspor Skøyen - Asker: Fullskalaforsøk for fastlegging av strukturlydnivå**
Cand.scient Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging

21. **Klimaendringer og konsekvenser for infrastruktur i kalde strøk**
Dr.ing. Arne Instanes, Opticonsult

22. **Prosjektering av RV 35: Fra detaljplan til åpning høsten 2003**
Sivilingeniør Lars Peder Larsgård, Multiconsult AS

23. **Overgang fra Norsk Standard til Eurocode**
Sivilingeniør Steinar Leivestad, Standard Norge

24. **Dublin Port Tunnel - utfordrende grunnforhold - egnede løsninger?**
Dr. ing. Olav T Blindheim, Dr ing. O. T. Blindheim

25. **Geotechnical design, monitoring and interpretation in tunnels with soft rock and very low overburden – a case study from the new Brenner Unterinntal route**
Dipl.-Ing., Dr. Robert Galler, Geoconsult ZT GmbH

GEOTEKNIKK DAGEN

26. **Lederens 10 minutter**

27. **Hvordan forurensede masser blir utnyttet som ressurs til oppbygging av veier på Fornebu**
Miljørådgiver Vidar Ellefsen, Statsbygg Fornebuprosjektet

28. **Barcelona havn - Overvåking av konsolideringsforløp av molo på bløt leire**
Dr. ing. James Michael Strout, Norges Geotekniske Institutt

29. **Frysmuddring – undervattensfrysning för sedimentsanering och upptag av föremål**
Ph.D-student Susanne Rostmark, FRIGEO AB

30. **Pålitelighet ved jord og fjellarbeid**
Sivilingeniør Kaare Flaate

31. **Erfaringer med bruk av elementmetoden for dimensjonering av avstivede byggegroper i leire**
Dr. ing. Lars Andresen, Norges Geotekniske Institutt

32. **Gøtatunnelen: Dyp sjakt i bløt leire med bruk av slissevegger**
Sivilingeniør Øyvind Engelstad, Norconsult

33. **Nytt fra Pelekomiteen - Peleveiledningen**
Sivilingeniør Arne Schram Simonsen, Multiconsult avd NOTEBY

BERGMEKANIKKDAGEN

34. **Lederens 10 minutter**

35. **Faltförsök för konbulten i Bolidens gruvor**
Professor Charlie C. Li, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

36. **UDEC-analyse av fjellsidestabilitet for Oppstadhornet**
Sivilingeniør Halgeir Dahle, SINTEF Bygg og Miljø, Berg og geoteknikk

37. **Analyse av rasutvikling og vannproblematikk i Svea Nord**
Sivilingeniør Tom Frode Hansen, Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS

38. **Geomekaniske data for petroleumsanvendelser - hva trenger vi og hva finner vi?**
Dr.ing. Therese Scheldt, Norsk Hydro

39. **Kvantifisering og håndtering av risiko for store fjellskred**
Dr. scient Lars Harald Blikra, NGU

40. **Plassering av kraftstasjon nær tektonisk skjærsone – spenningsmålinger og FEM-analyser ved Blåfalli Vik kraftverk**
Sivilingeniør Morten Christiansen, Sweco Grøner AS

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 2004
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

Bergingeniør Tarald Husaas, Dyno Nobel ASA
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

ÅPNING – UTDELING AV ÅRETS GULLFEISEL

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 2004
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

Vegdirektør Olav Søfteland
Statens vegvesen, Vegdirektoratet

ET TILBAKEBLIKK, OG HVOR GÅR VI ?

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2004

KÁRAHNJÚKAR Hydroelectric Project – ICELAND

Jóhann Kröyer, Civ. Eng., Project Manager, Landsvirkjun
Sigurður Arnalds, Civ. Eng., Public Relations Manager, Landsvirkjun

SUMMARY

Landsvirkjun, the National Power Company in Iceland, is currently building the 690 MW hydroelectric Kárahnjúkar project in eastern Iceland. Main construction started in the springtime of 2003, and full power production will be reached late 2007. The main dam is a 200 metres high CFRD dam, (concrete faced rockfill dam), the highest of this type in Europe and one of the highest CFRD dams in the world. Waterways are mostly by tunnels and the power station is underground. The total length of tunnelling is almost 75 km, of which about 55 km is drilled by three TBM (tunnel boring machines), 6.5 to 7.6 metres in diameter. The main rock condition for this large underground project is inclined basaltic lava piles. Total estimated cost for the power project including transmission lines is around 1.1 billion EUR.

LANDSVIRKJUN

Landsvirkjun, with a current installed power capacity of just over 1,200 MW is the largest power producer in Iceland. The company was established in 1965 to harness Iceland's renewable resources, particularly for power intensive industries, to diversify the Icelandic economy. Ownership of the company is currently 50% by the State, 45% by the City of Reykjavik and 5% by the Township of Akureyri. The company owns and operates the main National Grid and produces about 87% of the country's electricity.

1. General.

The Kárahnjúkar Hydroelectric Project is currently being built in eastern Iceland. This scheme is the biggest project ever constructed in Iceland for an estimated cost of about 1.1 billion EUR. With 690 MW installed power capacity and annual generating capacity of about 4,600 GWh per year, the production of the power system of Iceland is thereby increased by more than 50%.

Power from the project is transmitted by two high voltage transmission lines to the eastern fjords where Alcoa of the USA has started the construction of a 320 thousand tons per year aluminium plant. The two interrelated projects are built as a result of the long term governmental policy to develop Icelandic renewable energy for export revenues and employment in the form of power intensive industries.

Road construction and other preparatory works started in the second half of 2002 and the project construction started in the spring of 2003 when a 40 year power contract was signed. Power generation is scheduled to start in the spring of 2007, full production in the fall of 2007 and all construction completed in 2008.

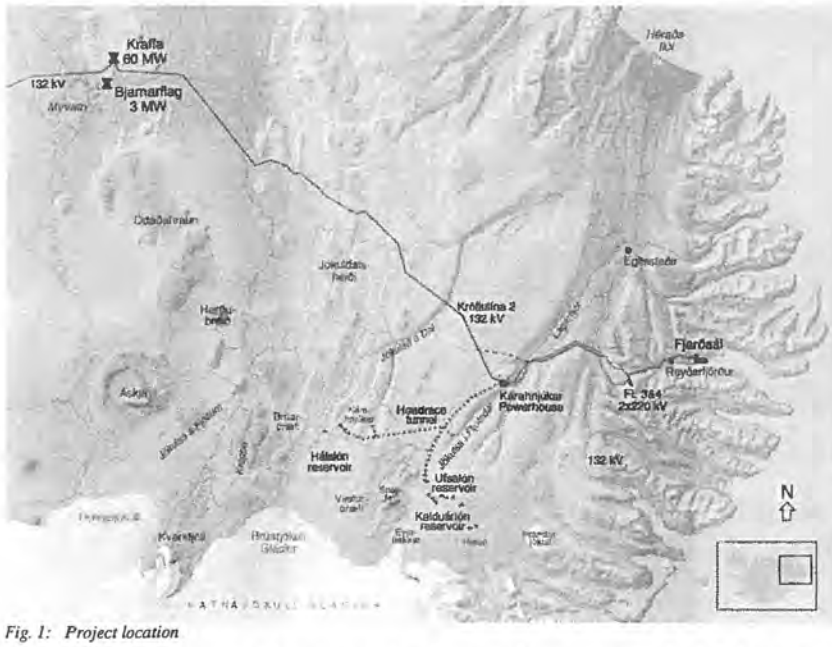


Fig. 1: Project location

The Kárahnjúkar project harnesses simultaneously two large glacial rivers originating at the northern border of the Vatnajökull ice cap, the biggest glacier in Europe. These rivers are dammed on the highland plateau to an elevation of 625 metres above sea level and diverted through interconnected tunnels to the low lying Fljótsdalur valley where power is produced at an elevation of 25 metres above sea level. Thus up to 600 metres of gross head is used to drive six turbines, each with a power capacity of 115 MW and a rated discharge capacity each of 24 m^3 per second.

2. Kárahnjúkar dam and saddle dams

Flow in the glacial rivers is normally limited to about half of the year and seasonal storage is provided in the project by creating a 2,100 million m^3 reservoir, Hálslón, behind the dams on the western river. The surface area of the full lake is about 57 km^2, it is about 25 km long and extends to the edge of the Vatnajökull glacier. Extreme vertical fluctuation of the water table is 75 metres.

The main dam at the Hálslón reservoir is the Kárahnjúkar dam, a 200 metres high concrete faced rockfill dam, CFRD. Upstream and downstream slopes are 1 to 1.3. The fill volume of the dam is about 9 million m^3. This dam will be one of the highest in the world of this type and the highest in Europe. The dam is built at the upstream end of the Hafrahvammar canyon with up to 90 metres high vertical sidewalls within the dam area.

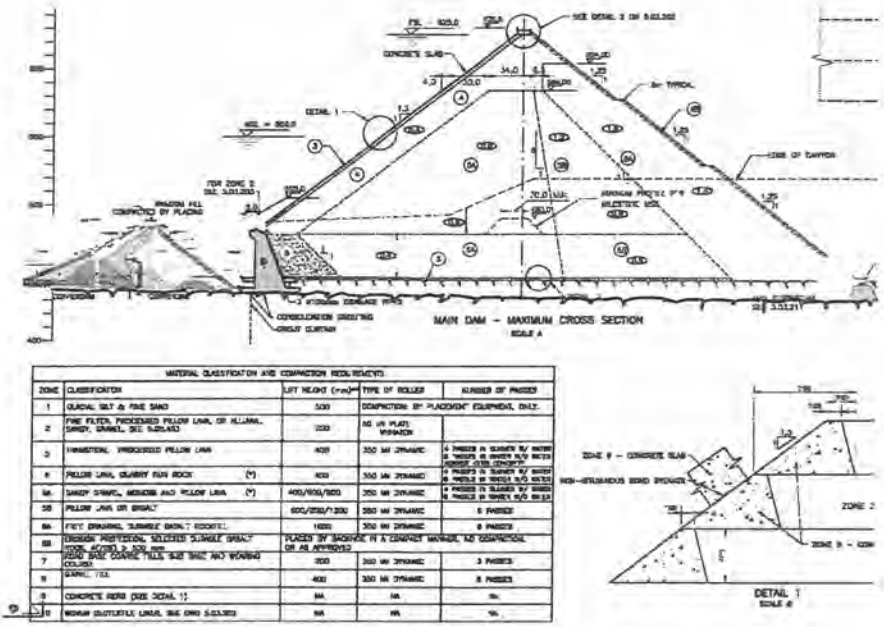


Fig. 2: Kárahnjúkar dam cross section

A large 48 metres high concrete toe wall, some 50 thousand m^3 in volume, is being built across the canyon at the upstream toe of the dam, connected to more conventional concrete plinth slabs on both sides of the canyon as foundation for the concrete face slab. The toe wall is built across a geological fault that runs along the bottom of the canyon. The structure has three concrete monoliths which are arranged in a way with respect to concrete joints that the structures could take up movements across the fault, through heavy duty flexible rubber waterstops and other measures. The downstream side of the toe wall in the canyon is further supported and sealed by a roller compacted concrete (RCC) structure, 20 thousand m^3 in volume. The face slab thickness is designed as 0.3 + 0.002 times the height in metres. Concrete will be placed in 15 metres wide bays by slipforming. Reinforcement is generally by one middle layer, cross section ratio steel/concrete is 0.5% with steel grade B500.

Fig. 3: Kárahnjúkar dam and toe wall October 2004

The rockfill is produced by blasting in nearby quarries within the reservoir area. Part of the rock is crushed and screened for upstream zones in the dam. Compacted layer thickness (lift height) varies from 0.2 to 1.6 metres. The rock from the quarries that goes directly to the dam is trucked by 65 ton Caterpillar trucks, the portion that is processed is transported into the dam by conveyor belts.

For the spillway arrangement at the Kárahnjúkar dam, the high head is a technical challenge. A collecting basin is located at the western abutment of the dam, the water then flows through a concrete chute to the edge of the canyon downstream and is released through an impressive 90 to 100 metres high waterfall into the canyon. Erosion protection in the canyon is being carefully studied. The reservoir is expected to be filled in the late summer of most years and the duration of spilling will be for a month or so in those years.

During construction of the Kárahnjúkar dam, the river flows through two diversion tunnels, blasted through the western cliff of the canyon. One of these will later on function as a bottom outlet as a safety measure. The bottom outlet steel gates are designed for unusually high water pressure of 170 metres.

The dam is being built by an Italian contractor, Impregilo, and by October 2004, the most difficult foundation works across the canyon were complete and the toe wall and the plinth well advanced. More than 2 million m^3 of rockfill had also been placed. Impounding of the reservoir is scheduled for late summer of 2006.

On either side of the Kárahnjúkar dam, two saddle dams are required to create the lake. These are conventional earth- and rockfill dams with a central core of glacial moraine. These are 60 and 25 metres high respectively with a total fill volume of over 4 million m^3. The saddle dams are being built by an Icelandic contractor, Suðurverk, and construction started by mid year 2004.

3. Headrace tunnels

The water is led from the Hálslón reservoir through a tunnel, diameter 7.2 to 7.6 metres, across the highland plateau, 40 km in a direction northeast towards the Fljótsdalur valley, where the underground power station is located. At around the halfway point a second headrace tunnel connects, diameter 6.5 metres and 13 km long, conveying the diverted water from the eastern river. These tunnels are generally 100 to 200 metres below the surface of the plateau.

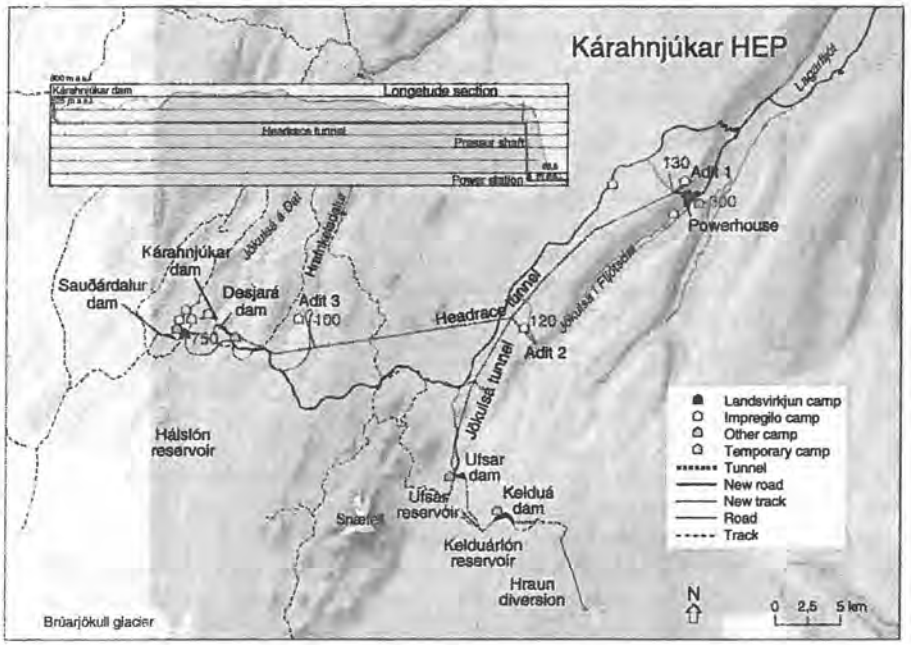


Fig. 4: Project layout

3.1 Engineering Geology

Almost all rock in Iceland is basaltic. The headrace tunnel is for the most part located in gently dipping basaltic lava piles that have been compressed by glacial loads, with sediment layers frequently intercalated between the lava flows. Steeply dipping faults and dykes cross the lava pile. The groundwater level in the project area is generally near the surface. The tunnelling in the westernmost part, however, closest to the Kárahnjúkar dam site, is in much younger rock formations that were created by volcanic activity during the glacial ages, the so called "móberg" rock formations. This rock is much more fragmented and heterogeneous than the basaltic lava layers.

Between the years 1975 and 2000, numerous deep cored boreholes were drilled in the project area and geological mapping was carried out. For the selection of a preliminary alignment for the headrace tunnels, site investigations were continued in 2001. Additional boreholes were drilled to close gaps in the geological section and to explore conditions along the proposed adits. A total of 20 boreholes were drilled along the 40 km headrace tunnel.

During this period contractual provisions for the tunnel work were discussed intensively prior to issue of the Tender Documents. It was recognised that identification of risks related to tunnel construction and the allocation of risks between Landsvirkjun and the Contractor were of paramount importance.

The emphasis of the site investigations was on the development of stratigraphic profiles along the tunnels and on the engineering geological characterisation of the rock mass with regard to excavation, initial rock support and tunnel lining. Basic data included in the core logs includes the lithology, description of discontinuities, core recovery, RQD, rock mass quality Q, point load strength index, magnetic polarity of lava flow and water pressure test results. Laboratory testing on rock cores included determination of unconfined compressive strength, tensile strength, elastic moduli, specific gravity, porosity, bulk density, slake durability and abrasivity.

During the engineering geological investigations, close attention was given to the identification of risk situations (geological hazards) along the tunnels and on the evaluation of these. Some of the major risks identified with regard to excavation, particularly for TBM excavation, are hard rock (compressive strengths up to 350 Mpa), abrasivity, mixed-face conditions and high water inflow. With regard to rock support, rock wedges associated with sediment layers above the crown, clay-filled joints, fractured and crushed rock in fault zones, heavily jointed rock in dykes and slaking of sedimentary layers were typical risk situations considered.

For the assessment of anticipated tunnelling conditions, the tunnels were sectioned into stretches in which similar rock conditions could be expected. Generally these correspond to basalt suites within the stratigraphic lava pile. In each of the tunnel sections risk situations were evaluated with regard to excavation and rock support, and used to forecast the distribution of excavation and bore classes along the TBM tunnels. Excavation classes were based on typical rock support shown on tunnel cross-sections, as developed during tunnel design for both drill-and-blast and TBM tunnels. Bore classes were selected based on rock type (e.g. basalt, scoria, sediments, mixed-face). A summary of the risk situations was included in the geological longitudinal profiles for each tunnel stretch along with the forecast lengths of excavation and bore classes.

3.2 Contract Documents

Risk assessment was also a key factor of the design and emphasis was placed on risk situations, including the geological hazards discussed above, scheduling constraints, risks related to tunnelling equipment (particularly with regard to TBM) and contractual risks related to unforeseen geological conditions.

For risks which were judged to endanger timely completion of the tunnels and therefore of the entire hydropower project, mitigating measures were introduced into the basic tunnel layout and design. These included the decision to avoid descending drives wherever possible, to foresee drill-and-blast counter drives for all TBM drives and to consider the possibility of extraordinary geological occurrences (EGO) in all tunnel drives.

A basic drive layout was developed for the Tender Documents, but Bidders were given the option to propose alternative drive layouts using the foreseen adits.

Payment for tunnelling work is made by a combination of lump sums (e.g. mobilisation) and unit prices (remeasurement contract). An allocation of risks

between Landsvirkjun and Contractor was defined prior to formulation of the Bill of Quantities, with the assignment of risks being included in the Contract provisions. The general principle is that risks relating to the geology remain with Landsvirkjun, while risks relating to the execution of the Work remain with the Contractor.

Rock support is considered to be permanent and the installation of rock support follows as a general rule closely behind excavation. The design concept for rock support is based on a combination of rock bolts and sprayed concrete with steel fibres, with steel ribs, wire mesh, spiling and pre-grouting foreseen additionally for difficult ground. Final lining, as required for leakage control and to prevent erosion in waterways, is to be provided with formed concrete (drill-and-blast sections) and sprayed concrete (TBM and drill-and-blast sections).

Determination of the necessary support is made by the Owner's Representative (site supervision) based on an appraisal of the potential risk situations along the tunnel. The actual rock support applied is adapted based on the typical rock support shown on construction Drawings (e.g. thickness and extent of sprayed concrete, length and spacing of rock bolts). In an emergency, the Contractor is obliged to undertake independently such support measures as he deems necessary without the prior consent of the Owner's Representative and the Contractor remains responsible for the safety of the excavation.

Payment for excavation is made by excavation class and by bore class in TBM drives. Excavation classes are defined based on the degree of delay to tunnelling caused by rock support measures and are measured for payment based on the actual support which has been installed in the forward area (i.e. excavation classes not determined directly by geological parameters). The bore classes are measured based on the rock type (basalt, scoria, móberg, sediments) considering separately homogenous and mixed-face rock conditions. The measurement of excavation classes and bore classes are agreed jointly by the Contractor and Owner's Representative.

Care of water is measured for payment based on the measured water inflow in the heading and rear zones.

To forewarn of possible adverse geological conditions, the Contractor is expected to drill vertical cored exploratory holes in the roof and horizontal percussion pilot holes ahead of the face.

Contractual provisions are made for the case of extraordinary geological conditions. These are limited to exceptionally adverse and unexpected geological conditions and/or an unexpected influx of water severely in excess of the capacity of the facilities envisaged, under circumstances leaving no possibility of further advance by the construction methods reasonably provided for by the Contract.

3.3 TBM machines

Three machines are boring the headrace tunnels. The first one commenced drilling in April 2004 and all three were running by October 2004. Access into the headrace tunnels is provided through three separate adits, one at the northern end above the power station, one at the midway point and the third close to the main dam site. Draining of the tunnels is by gravity and therefore the location of the adit portals has to be at a ground elevation slightly lower than the headrace tunnel. This is achieved by locating the adits on the slopes of the plateau. Total length of these adits is around

7 km, and almost half the length was excavated by drilling and blasting while waiting for the TBM machines to be on site and operational.

The TBM machines are designed for a thrust more than 1400 tons. The cutters on the face are a new generation of large cutters, 19 inches in diameter. Number of cutters per machine is 46 to 48, each designed for a thrust of 31 tons. The length of each stroke is 1.87 metres. The TBM machines require about 3 MW of electric power each. The machine itself is about 25 metres long with the weight of 600 tons. When including bridge conveyor (20 metres) and back up system, the total length of the machinery is 123 metres and the total weight is 1150 tons.

The bored rock is transported to the adits and onwards to the disposal areas by electrically driven conveyor belts. These conveyors have a capacity of about 1000 tons per hour. As the drilling sequence by the three machines is planned, the greatest distance from a TBM to an adit at the end of the job will be as long as 16 km.

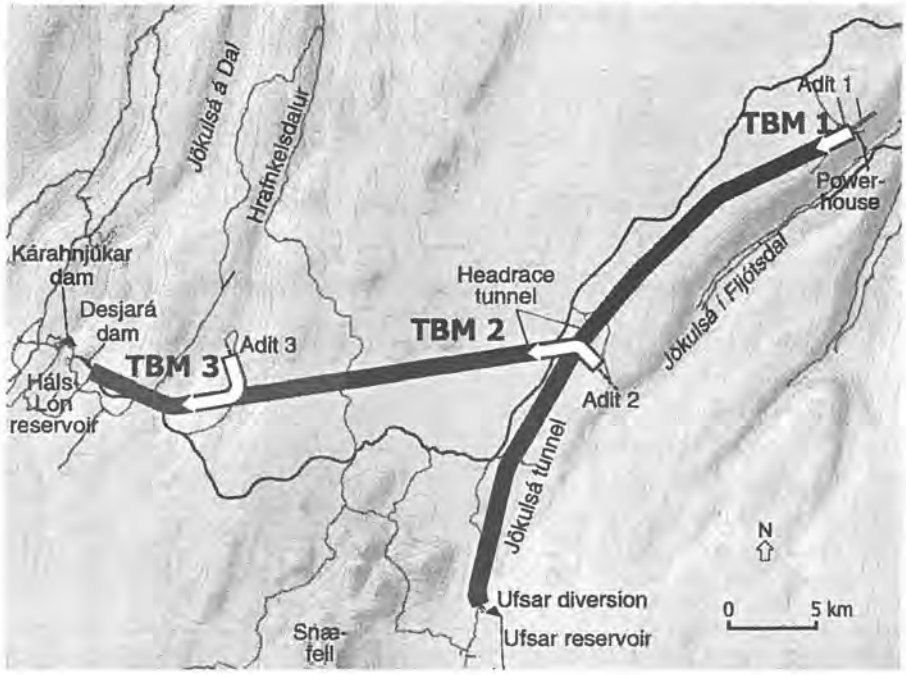


Fig. 5: TBM drives, 3 machines

Rock support in the headrace tunnels is mainly by rock bolts and shotcrete as required to meet the different conditions. As a minimum, 250 mm of wet mix shotcrete is applied to the crown over the entire length. Full lining is planned for the first one km from the headrace intake at the Hálslón reservoir.

The headrace tunnels are constructed by the Italian contractor Impregilo. The TBM machines are provided by the Robbins company, USA. By mid October 2004, 4 km of adit tunnels and 3 km of headrace tunnels had been bored by the three machines. Best advance until October 2004 by one machine has been in the "móberg" rock part, best day 80 metres, best week 326 metres and best month 1195 metres. The headrace tunnelling is scheduled to be complete by the end of 2006.

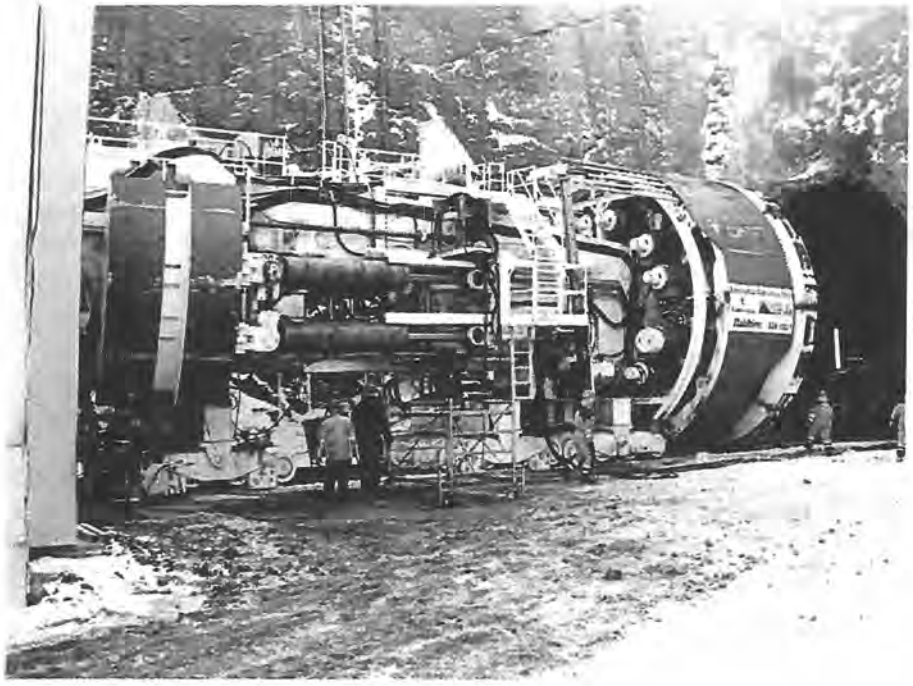


Fig. 6: First TBM assembled at Adit 3

4. Eastern diversion

A quarter of the total power plant energy is provided by the eastern glacial river and three diverted tributaries further east. Only minor storage is provided on this eastern part of the project, or 60 million m^3 at the main side tributary. The dam for the intake pond at the glacial river itself is a 37 metres high earth and rockfill dam and the total fill volume of the two main dams in the eastern part is just over 2 million m^3. An Icelandic contractor, Arnarfell, started work on the water intake late summer 2004 and will construct the first 3 km of the headrace tunnel by drilling and blasting. The reason why this part is drilled and blasted and not bored is to be safer for the overall schedule.

5. Surge tunnel and pressure shafts

Where the headrace tunnel ends directly above the power station, a surge tunnel is excavated by drilling and blasting to the surface at the top of the hill above. This tunnel is inclined, 1.7 km long and 4.5 metres in diameter. The top of the hill is at elevation 675 metres, 50 metres higher than the maximum storage level behind the dams. This tunnel is a part of the Impregilo contract.

At this downstream location, an intake structure with valves is also built and two vertical pressure shafts, 420 metres high, take the water down to the station. Reaming of these shafts was completed in September 2004 by raise boring. Drilled diameter is 4 metres and the shafts will be fully steel lined with concrete backfill in the slot between steel and rock. Inside diameter of the steel lining is 3.4 metres. It is believed that these are the highest continuous vertical steel shafts of this kind in the world.

The raise boring was performed by Skanska Raiseboring of Sweden, as subcontractor for the main civil contractor. The pilot holes from top down were drilled with exceptional accuracy, around 20 centimetres deviation from vertical over the height of 420 metres. This is an example of the accuracy of modern equipment, in this case a rotary vertical drilling system was used with directional control unit.

The bid procedure asked for optional inclined pressure shafts with shorter tunnels from the station to the valley but the vertical shaft solution proved the most economical. The pressure shafts steel lining and valves are supplied by DSB Stahlbau of Germany.

6. Power station

The power house cavern and the adjacent transformer cavern are situated about 1 km inside the mountain in the valley. Three tunnels connect the station to the valley, the tailrace tunnel, diameter 9 metres and 1.4 km long, a permanent access tunnel, diameter 7.5 metres and 1 km long, and a cable tunnel, diameter 4 metres and 1 km long. These tunnels are excavated by drilling and blast methods.

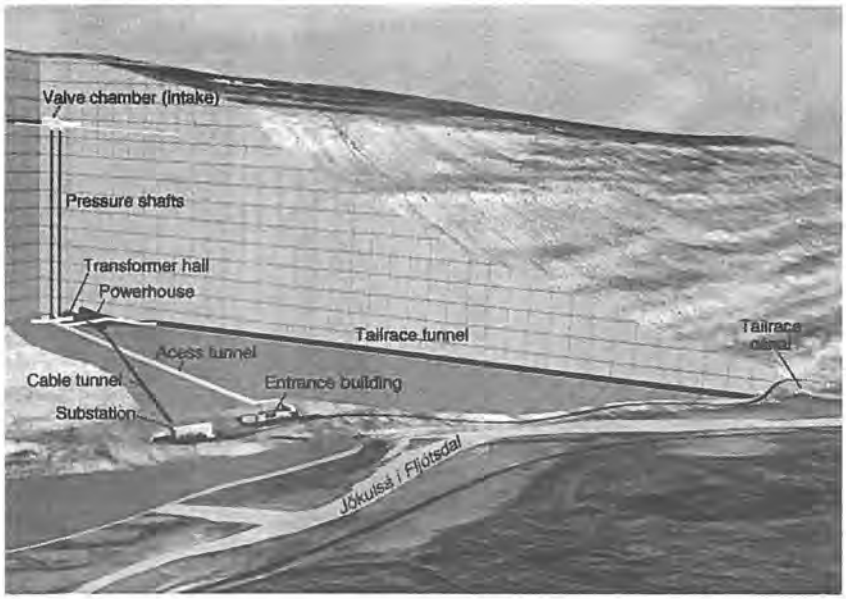


Fig. 7: Power station cross section

The power house cavern is about 120 metres long, 15 metres wide and up to 35 metres high. The transformer cavern is somewhat smaller. The rock here is 7 million years old slightly inclined layers of basaltic lava with softer interbeds. The rock mass conditions are rather heterogeneous with faults and dykes and moderate stress conditions. Rock support is by steel fibre shotcrete and rock bolts.

Excavation by drilling and blasting started late October of 2003 and all underground tunnelling and earthworks will be completed only just over one year later, before the end of 2004. The stress conditions will result in deformations of the power house cavern, which are currently being carefully monitored. The rock mass turned out to be relatively dry and dewatering is not a problem.

At the completion of the cavern excavation, structural concreting will be the main work and the installation of electro/mechanical equipment. The civil contractor is German/Danish/Icelandic consortium Fosskraft.

Fig. 8: Power house cavern works

The turbines are of the Francis type. The head is very high for this type of turbine, for such a high head, Pelton turbines were more conventional until fairly recently. The six 115 MW units are compact, the diameter of the turbine runners is only 1.4 metres. The runners are of the newly developed "splitter blade" runner type for better performance, meaning additional shorter blades between the main blades. The speed is very high for Francis turbines, 600 rev/min. The turbines, generators and associated equipment are supplied by VA-Tech Escher Wyss, Germany and Austria.

A switching station is built in the valley at the end of the cable tunnel, and from there, two 50 km long high tension lines, operated at 220 kV, connect the power station with the energy consumer, the Alcoa aluminium plant on the east coast.

7. Schedule, manpower and costs

Preparatory construction started in the fall of 2002, the main construction in springtime 2003, and the station will be in full operation late 2007. Work on the eastern diversion will continue through 2008.

It is estimated that the manpower required for the whole works including the power lines is around 4 million man-years and that the peak workforce on site in the year 2005 will be around 1500. Manpower on site in 2004 peaked at about 1400. The project is very international, about a quarter of the workforce is Icelandic; the remaining is largely from Europe but also from all other continents of the world.

The cost estimate for the whole project, power and transmission, is around 95 billion ISK or about 1.1 billion EUR. In October 2004, 90% of all contracts had been made.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2004

Tunnelling challenges in Nepal

K. K. Panthi
Department of Geology and Mineral Resources Engineering, Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Alfred Getz vei 2, N-7491 Trondheim, Norway

ABSTRACT: Nepal is a landlocked mountainous country with a population of approximately 23 millions. Being steep in topography and having many rivers originating from the glaciers of the Himalaya, Nepal has been gifted in the field of water resources. Being developing country Nepal needs to accelerate in developing its crucial infrastructures for the economic prosperity of the people living. This is achievable by developing vast water resources it has, by making short and efficient roads through the steep mountain topography, by extracting ore from the mines and by providing cost effective solution for the storage facilities. The development of all these needy infrastructures will not be possible unless tunnels and underground caverns are introduced in Nepal. However, due to compressional tectonic movement, the rock masses in Nepal and as a whole in the Himalayan region are highly folded, faulted, sheared, fractured and deeply weathered. As a result, many stability problems associated with this complex geological set up have to be faced during tunnelling. This is the major challenge that has to be faced and addressed in a scientific manner to make the tunnel option cost effective, feasible and safer. This paper discusses the major geological challenges that have been faced during tunnelling and also the possible areas where tunnels and underground caverns are needed in Nepal. In addition, some insights are made on the Norwegian contribution for the institutional development related to tunnelling in Nepal.

1 INTRODUCTION

The small country Nepal is situated within the southern slope of the Himalaya between the Tibetan Plateau and Gangetic plane and is bounded by two giant countries China and India, see Figure 1. The well known Himalaya is a mountain system in Asia, which comprises a series of parallel and converging ranges forming the highest mountain region in the world. According to Patric (2001), the 2,500 kilometres long Himalayan chain of the mountains forms an arc between the syntaxes prolonged from east Tibet to northwest Pakistan with a cover area of about 594,400 square kilometres. Of that area, Nepal covers a total land of 147,181 square kilometres occupying almost 25 percent land of the Himalayan range.

Nepal extends from east to west for about 890 kilometres and has a width ranging from 150 to 250 kilometres towards north-south direction. Within this very short width, the altitude of the country varies greatly from about 100 meters above sea level at its southern border to its maximum up to 8,848 meters above sea level (the Mount Everest) at its north giving very rough terrain and steep mountainous topography. From north to south, Nepal has four distinct geographical / geological regions such as higher Himalaya, the mid-hills (lesser Himalaya), the Swaliks (Churia) and the Gangetic plane (Tarai). The Swaliks, mid-hills and higher Himalayas covers almost 83 percent of its land representating Nepal as mountainous country. Because of large elevation difference in very short distance, the climatic condition of the country varies greatly. The higher Himalaya (above 3,500 meters) to the north has an alpine weather and is mostly covered by snow and ice. The climate changes gradually becoming mild and warm at the mid hills (lesser Himalaya) and finally is ending to sub-tropical hot weather at the deep valleys, Swaliks and Gangetic plane, where elevation is less than 1,000 meters.

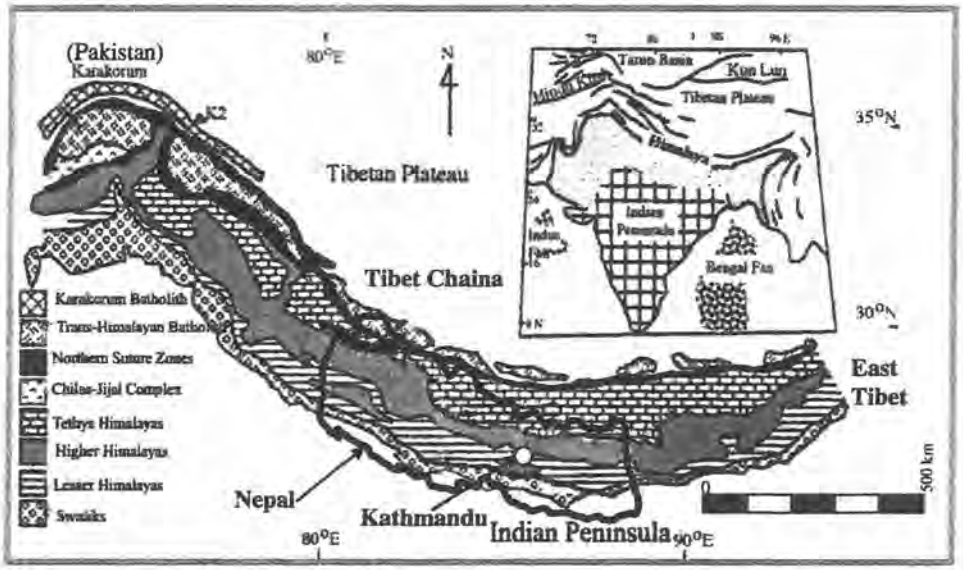


Figure 1. Location map of Nepal within the Himalayan geological formation (after Poudel and Arita, 2000)

Nepal is a landlocked developing country with a population of approximately 23.1 millions with an annual population growth of approximately two percent. The majority of this population (almost 85 percent) are still living in the rural areas (national census 2001). If this trend of population growth continues, it will reach to approximately 40 millions by the year 2030. On the other hand, there is an increasing migration trend of the people in the urban areas and it has been estimated that the population at the urban areas will reach as many as 33 percent by the year 2030 (MWR, 2003). This ever increasing population trend and urbanization is augmenting pressure and becoming a major challenge in the economic development of Nepal. As yet, the major economic resources of the country are water resources (energy, irrigation, and drinking water), agriculture, tourism and agro-tourism based industries. Therefore, the maximum utilization of these resources is inevitable. This is not possible unless we develop indispensable infrastructures such as hydropower schemes, irrigation systems, road networks, drinking water systems, storage facilities and so forth. Development of all these infrastructures will indeed demand the need for the utilization of underground space like tunnels and underground caverns.

In this respect, in recent past, the tunnelling activities have increased considerably in this country with the development of many medium scale hydropower projects. This increased activity in tunnelling has enabled us to gain more knowledge in tunnelling through the Himalayan rock mass. However, there are still many challenges to be faced and solved in future tunnelling, since past tunnelling experience has gave some what mixed feeling with respect to their successful completion. The majority of the tunnelling projects developed in past have had suffered severe stability problems that made delay in completion and cost overruns. Most of these tunnel instabilities are related to the complex geological set up of the Himalaya that poses major challenge in solving the difficulties. The main aim of this paper is to highlight major tunnelling challenges that have been faced in Nepal with a focus on the instability in tunnelling during their excavation. For this four projects that were either recently constructed or are under construction have been taken as an examples, see Figure 4. Moreover, some insights have been made on the Norwegian involvement and contribution in institutional development for transferring Norwegian tunnelling technology to Nepal.

2 NORWEGIAN COOPERATION IN TUNNELLING

The use of underground space though is not new in this country, since the early miners used the underground caverns and tunnels of smaller dimensions to extract ore and minerals such as copper, iron, lead, cobalt, nickel and different types of colour stones. However, the modern and institutionalized tunnelling came in light in Nepal only after the excavation of first ever tunnels and underground powerhouse for Tinau Hydroelectric Project located near the town called Butwal, see Figure 4. The contribution made by Mr. Odd Hoftun, a Norwegian missionary and a graduate of then Norwegian Institute of Technology (NTH), who came to Nepal in 1958 at the age of 30 to help build a missionary hospital at the western town Tansen (Dixit, 2004) was the first step on that endeavour. We Nepalese tunnelers feel proud and are fortunate to have an engineer from a country like Norway where the hydropower industry and tunnelling were at the booming stage of development at that time.

Mr. Hoftun, after a few years of work in building hospital at Tansen, realized that the real contribution he could make to Nepal would be to develop institutions that will able to build local capacity and knowledge in augmenting the vast water resources potential it has. Therefore, in 1963, he initiated to establish Butwal Technical Institute (BTI) at Butwal. According to Hoftun (2004), the main objective of BTI was to promote industrial development by setting up small enterprises where a skilled technical workforce could be produced through '*one the job*' training. In 1965, Butwal Power Company (BPC) was established with the aim to produce, transmit, distribute and sell electricity within Lumbini Zone in central Nepal. Immediately after being registered, BPC started the construction of Tinau Hydropower Project in 1966. To build this project majority funding was received from Norwegian Agency for Development Assistance (NORAD) as a development aid from the Norwegian Government through United Mission to Nepal (UMN) a Christian missionary organization active in the country. This development aid was the beginning of development assistance and cooperation received by Nepal from Norway.

Several of the Nepalese technicians and tunnelers who worked in building Tinau Project were among the first products of Butwal Techincal Institute (BTI). In addition, Tinau Project was the first ever hydropower projects in Nepal that includes underground structures having almost 2,400 meters long headrace and tailrace tunnels as well as an underground powerhouse cavern and was built into the very weak and fragile Siwalik sandstone and mudstone. Thus, the development of Tinau Project can be taken as a first milestone for the institutional development towards capability building for modern tunnelling in Nepal.

After the completion of Tinau Project in the early seventies, Mr. Hoftun initiated to establish another new organization that could focus on the construction work of tunnels, caverns and hydropower projects in Nepal. Accordingly, Himal Hydro (HH) was born in 1978 from the construction team that built first underground hydropower project in Nepal. Since then Himal Hydro has constructed many small and medium sized Projects (Himal Hydro, 2004). From approximately 75 kilometers of total tunnelling that has been carried out in Nepal till date more than 35 kilometers was tunnelled by Himal Hydro only. At present Himal Hydro enjoys being the only construction company in Nepal specialized in underground works and is capable of carrying works equivalent to international standards.

To take the challenges of the new millennium and increase its capability, Himal Hydro joined in a consortium with Statkraft Anlegg (NCC International Norway) for the construction of 60 MW Khimti I Hydropower Project in 1996. The Khimti Project is the first Bulid-Own-Operate-Transfer (BOOT) project in Nepal and it has got first Norwegian commercial investment. In view to promote Khimti, Himal Power Limited (HPL) was established by Statkraft SF in cooperation with Kværner Energy Norway, ABB Kraft, Asian Development Bank (ADB) and Butwal Power Company (BPC) of Nepal in 1993. The Project consists of

approximately 14 kilometers tunnelling through the Himalayan gneissic rocks, see Figure 3. The cooperation between Himal Hydro and Statkraft Anlegg (NCC International Norway) has played a significant role in the transfer of Norwegian tunnelling technology to Nepal. The continuous effort and contribution made by Mr. Henning Feldstad and other many Norwegian friends from Statkraft Anlegg (NCC International Norway) and other Norwegian institutions such as the Norwegian University of Science and Technology (NTNU) and the Norwegian Agency for Development Assistance (NORAD) in strengthening Himal Hydro has considerable value.

Besides, in 1980's, many other Norwegian experts came to work in Nepal through Norpower (now Norconsult) for the feasibility study of a famous project called Karnali Chasapani that has an installed capacity of 10,000 MW and in 1990's for the detail design and construction supervision of Kaligandaki "A" Hydroelectric Project. The Swecogrøner in cooperation with Fichtner from Germany have recently completed detail design of the Middle Marsyangdi Hydroelectric Project under construction. At present, Norplan is engaged in the detail design of a famous project called Melamchi Drinking Water Supply Scheme, which aims to supply water to Kathmandu valley and includes 26 kilometers long tunnel. The input received from these Norwegian companies during the course of their involvement in planning, design and construction is also contributing a lot in transferring Norwegian technology to Nepal.

One of the founder members of Norwegian Tunnelling Society (NFF), Mr. Ludvig Johan Bakkevig had made considerable efforts to strengthen Himal Hydro as he worked for quite a few years in Nepal. It was his effort that in 1980's encouraged NTNU Professor Einar Broch to visit this country. At that time Himal Hydro was engaged in tunnelling through highly sheared, thinly foliated and very weak phyllite of the Himalaya at Andhikhola Hydroelectric Project located in the central part of Nepal. NTNU Professor Bjorn Nilsen has visited to Nepal on several occasions since 1997 and observed the tunnelling challenge we face in tunnelling through rock masses of the Himalaya.

The academic contributions of these two professors is very important and fundamental to strengthen know how in rock engineering and tunnelling for Nepalese engineers who come every year to proceed their MSc degree in Hydropower at NTNU. The author himself, who is affiliated to Himal Hydro since 1986, has benefited a lot in improving theoretical as well as practical knowledge in tunnelling and rock engineering during MSc study at NTNU from 1996 till 1998. After return to home in 1998, the author worked as a construction manager at Khimti Project and was a part of the team whose effort played considerable role to successfully complete the project within schedule. At present the author is a Dr. Ing fellow and is working with Professor Nilsen in analyzing stability problems connected to tunnelling through Himalayan rock mass.

3 NEED FOR TUNNELLING IN NEPAL

In author's opinion, there are four areas where we simply will not be able to avoid tunnels and caverns in Nepal as we proceed with the development activities. They include; a) water conveying tunnels (hydropower, irrigation and water supply), b) transport tunnels, c) mining and d) food storage facilities. For the time being tunnelling is mainly focused for the development of hydropower projects and some what in mining sector.

3.1 *Hydropower and tunnelling*

As discussed above, Nepal is very steep in its topography and most of the higher Himalaya (above 3,500 m) is fully covered with snow and glaciers. Depending upon the altitude and monsoon effect the annual rainfall differs from less than 250 mm in the higher Himalaya to

more than 4,000 mm in the mid-hills (UNESCAP, 1996). Being snow fed and very steep in their gradient, most of the major rivers originating from the Himalaya have considerable potential in hydropower generation. In particular, those rivers originating from the elevation above 3,500 meters have perennial flow giving continuous flow during the year. For this reason, Nepal has been gifted with considerable hydropower potential, see Figure 2.

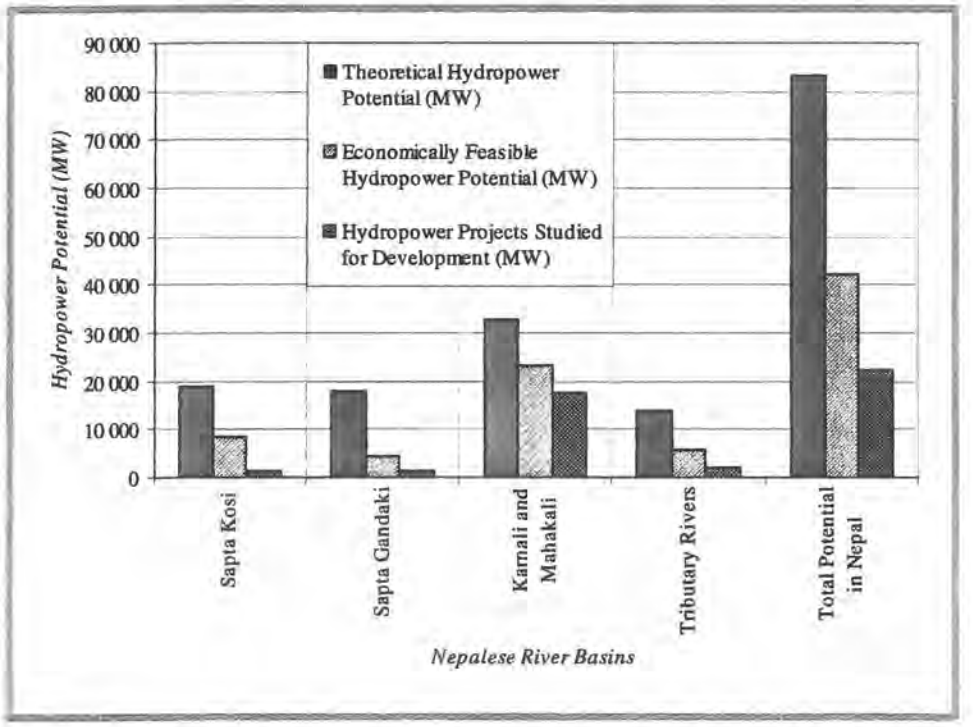


Figure 2. An estimated hydropower potential of different river basins in Nepal (source: MWR, 2003)

However, Nepal has so far managed to develop only about 560 MW hydropower energy till date and only 20 percent of the total population has got access to the hydropower energy. Apart from the domestic need of hydropower energy in Nepal, it is important to note that India could be an important energy market for Nepal in the days to come. Because, India consists of almost 1.2 billion people (approximately one-fifth of the world's population) and is experiencing rapid energy demand growth with huge energy deficit. Prasad (2004) predicts, by the year 2013, almost 220,000 MW installed capacity of electrical energy is required in India to cope with very rapidly growing economy. In contrast, at present, India has only 148,000 MW installed capacity and that too is mostly generated by burning the oil and hydropower contributes only 27,000 MW. Moreover, India is one of the major countries in the world that contributions a lot to global emissions of carbon dioxide and produces almost 250 millions tons of carbon dioxide annually (DoE, 2003). This suggests that the hydropower potential that exists in the Nepal Himalaya could be an alternative and environmentally friendly energy source that could help not only to full fill the energy demand to India but also help in reducing the carbon emission to the world.

In this respect, a number of possible hydropower projects have already been studied in different river basins of Nepal, see Figure 2, which comprises approximately 22,000 MW installed capacity and are ready for the materialization (MWR, 2003). However, at present, the local

developers in the country are mostly involved in medium and small scale projects and have not yet managed to be capable enough in undertaking the large projects giving ample opportunity for the foreign investment in this sector. Then again, substantial tunnelling is certainly being required to develop these economically viable hydropower projects in Nepal. As an example to such tunnelling requirement is recently constructed Khimti I Hydropower Project where 14 kilometres of tunnelling was carried out to generate 60 MW energy, see Figure 3.

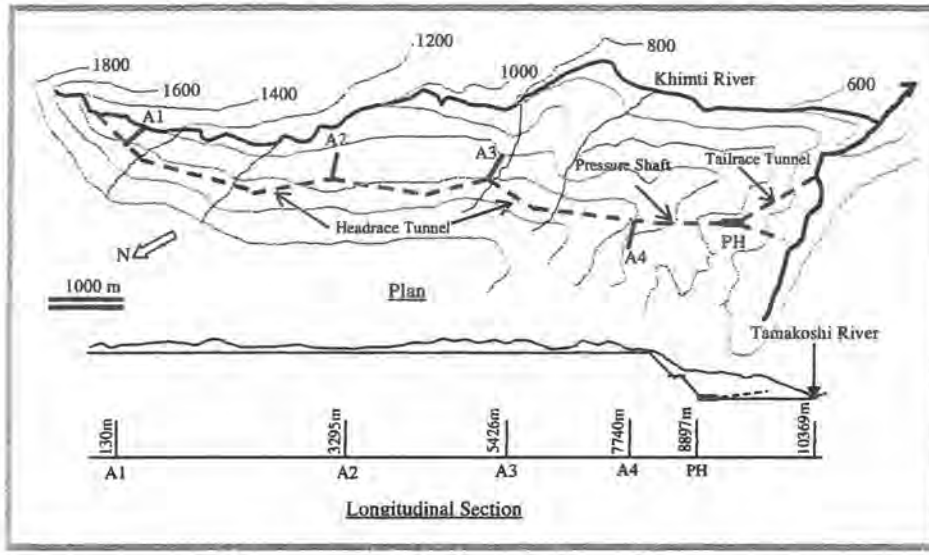


Figure 3. Layout of Khimti I Hydropower Project illustrating the need for tunnelling in hydropower

The study carried out by the Water and Energy Commission Secretariat (WECS) of the Ministry of Water Resources (MWR) indicates that more than 850 kilometres of tunnelling is needed to develop planned hydropower potentials in Nepal (in Joshi, 2000). All this demonstrates that the tunnelling opportunity for hydropower development in Nepal is tremendous that certainly attracts international tunnelling community and off course the Norwegian tunnelling community should also use this benefit and invest in the tunnelling field in Nepal.

3.2 *Transport and tunnelling*

A balanced, coordinated, well-managed and efficient transport system is a prerequisite for the sustainable development and economic growth of a country like Nepal. Being mountainous country with steep topography and having deep and narrow gorges, Nepal faces many challenges in the development of efficient transport system. There are many limitations for the development of good air and rail transport excluding in the southern flat land and in some inner valleys. Therefore, the most suitable and principle mode of transport in Nepal is the efficient road network, even though there exist many topographical and geological challenges in its development. Still, the development of such road network will enable to link different parts of the country and commercial centres contributing largely for the economic and social development of the country (Panthi, 1998). Apart from this, short and efficient roads are also needed as an access for the development of hydropower projects.

At present, Nepal offers its citizen one of the poorest levels of transport services providing road densities of only 500 meters per 1,000 people (UNESCAP, 1996). According to Nepal

Road Statistics 2000, a total of approximately 15,000 km road have been constructed of which 29 percent are blacktopped and 25 percent are gravel surfaced respectively and represent national and feeder highways, see Figure 4. On the other hand, almost 83 percent land of Nepal is situated in the mountainous area where majority people live. This situation poses considerable demands on the need to connect mountainous part of the country with the southern flat Gangetic plane where high level of economic activity exists and is also main access to the outside world. As a result, East-West and North-South running highways with excellent quality are very needy and important for the enhancement of macro economic activities and to connect the huge Indian market of the south with Tibetan and Chinese market of the north.

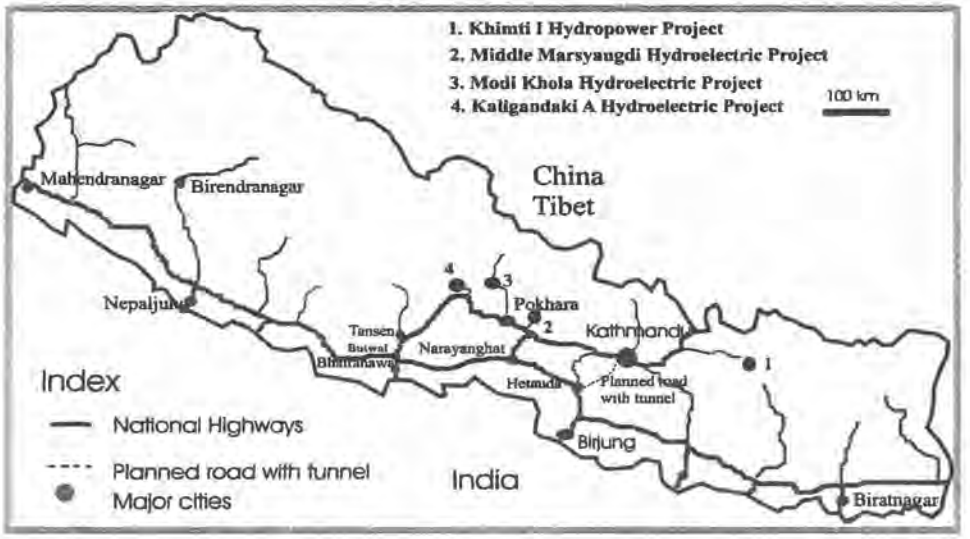


Figure 4. Existing national highways in Nepal with planned road with tunnel (modified from DoR, 2004)

However, the Himalayan region as a whole is affected by a constant tectonic uplifting as well as down cutting affects by different river systems. This effect is very aggressive at the Swaliks and mid-hills due to young geology and tectonic movement (Section 3). The active tectonic activity and monsoon weather acting on the predominantly fragile and deeply weathered rock mass have produced extremely rugged topography with steep slopes making mountain slopes highly unstable and erosion prone. Many rock and soil slope failures occur along the road cut slopes of Nepal especially during monsoon season. Such slope failures not only obstruct the transport movement but also make considerable human and property loss. In this regards, the construction and maintenance costs of the road projects are considerably higher in Nepal, since it requires extensive slope protection measures along the road cut slopes. Figure 5 is one of the many examples of the Prithivi highway, which is the only reliable gateway to capital city Kathmandu from rest part of the country. A major rock-soil mixed slide had started to occur in July 1999 at Krishnavir located at 83 kilometres west of Kathmandu. The slide further aggravated during the monsoon 2000 with a massive movement on the slope and is still active in every monsoon. According to Regmi and Sitaula (2003) almost 360 hours of complete road closure occurred during the monsoon period of 2000 and 2001 as a result of this major slide. Similar closures are routine in every monsoon period. The similar types of slides alone this and other highways in the mountainous region not only cause considerable economic damage but also create havoc within the population as such slides spark shortage of supplies to the inner valleys and hill areas due to complete road closure.

Figure 5. A major slide at Krishnavir on the Prithibhi highway "a main gateway to Kathmandu valley". Left shows slope protection works with gabion protection and right shows the extent of slope failure.

According to the Nepalese government's 10th national plan special initiation should be made for regional and sub-regional cooperation for the integrated development of transport sector in south Asia. The standard of major East-West and North-South highways must be as such that full fills the standard of Asian highways that makes it possible to convert these highways into the regional commercial routes with high rate of return. However, attention should be given in minimizing costs as well as environmental degradation in the process of design, construction, maintenance and rehabilitation of such road networks (NPC, 2002).

The quality target set by the government for major highways is only possible to achieve with the introduction of road tunnels on the highways running through mountainous part of Nepal. The introduction of such road tunnels will not only enable to reduce the road length but also to avoid the areas that are very steep and vulnerable with respect to the stability of the road cut slopes. As an example to such undertaking could be the planned Kathmandu – Hetauda direct link with an approximately 60 km road length, which consists of three road tunnels with total length of 8 km, see Figure 4. According to Panthi (1998), if this road project is implemented, it will replace the existing 224 kilometers long route to only 60 kilometers making it economically viable with high rate of return and will provide shortest connection from the southern flat land to the capital city Kathmandu and to Tibet China.

3.3 *Other infrastructures and tunnelling*

The other areas of infrastructure development where tunnelling is required in Nepal are irrigation, water supply, mining and storage facilities. Even though, there are many possibilities for the excavation of tunnels and underground caverns in these areas, very little have been done so far excluding few kilometers of tunnelling for irrigation and mining (Joshi, 2000). The introduction of underground storage caverns for example may help in the reduction of electrical energy considerably than that is required for cooling when such storage are kept outdoor. Furthermore, there are many tunnelling projects that have been planned for the purpose of improved irrigation and water supply schemes in Nepal. On of the notable tunnelling projects, which requires almost 26 km of tunnelling and has also fallen to national priority, is the Melamchi drinking water supply scheme that aims to supply drinking water to Kath-

mandu valley. According to NPC (2003), the drinking water demand of Kathmandu valley at present is about 170 million liter per day and only 140 million liters per day of supply is available. This demand is increasing rapidly and will reach to 250 million liters per day by the year 2007. This shortage is only possible to full fill if Melamchi project is implemented.

Even though, possibilities for the development of tunnels and underground caverns are huge in Nepal, many uncertainties and challenges exists in this field due to complex geological set up of the Himalaya.

4 GEOLOGICAL SETUP

Geologically, the Nepal Himalaya was formed due to the collision of the Indian plate with Eurasian plate about 70-50 Million years ago with the northward drift of the Indian plate at the rate of approximately 15-20 centimetres per annum. This drifting is still going on with an estimated rate of about 5 centimetres per annum. This active tectonic movement caused the under-thrusting of the Indian plate beneath the Eurasian plate and the formation of four major northwest-southeast trending tectonic thrusts (Patric, 2001). These major thrusts are the Main Frontal Thrust (MFT), the Main Boundary Thrust (MBT), the Main Central Thrust (MCT) and the South Tibetan Detachment Fault (STDF). Accordingly, from south to north, the rock formation in the Nepal Himalaya can be divided into five major tectonic zones such as the Gangetic plane, the Swaliks, the lesser Himalaya, the higher Himalaya and the Tibetan-Tethys zones, see Figure 1 and 6.

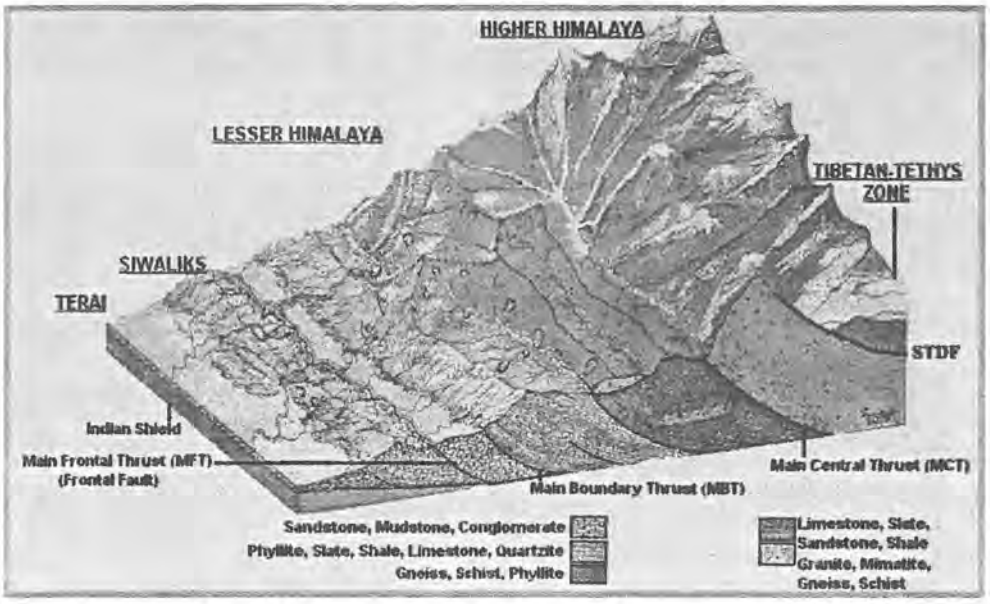


Figure 6. Block diagram showing the cross-sectional geological setup of the Himalaya (Deoja et. al, 1991)

According to Panthi (2003), from south to north, there is a gradual change in the type of rocks as well as their competency with respect to the engineering geological characteristics in this region. The Gangetic plane represents the southernmost tectonic division of the Himalaya where more than 1,500 meters thick Pleistocene to recent alluvial sediments are deposited. To the north of Gangetic plane Swaliks zone is situated where very young (14 to 2 millions year

old) sedimentary rocks such as sandstone, mudstone, siltstone, conglomerates and shale stone are dominant. These Swaliks rocks are very weak in their nature and are easily erodable, porous and highly weathered. To the north of Swaliks lies lesser Himalaya consisting of metasedimentary and crystalline sequences of rocks such as phyllite, slate, limestone, dolomite, schist, gneiss and quartzite. The rocks in this zone are more competent in their quality with respect to Swaliks rocks. The northernmost zone is the higher Himalaya, which lies north of the lesser Himalaya. This zone is composed of Precambrian complex, which is made up either with strongest crystalline rocks of the Himalaya such as granite, magmatite, amphibolite, schist and gneiss or Precambrian sedimentary sequences of medium strong shale, slate, phyllite, limestone and dolomite.

Since there is ongoing compression, the Himalaya is the most seismically active region of the world. The compressional tectonic stress regime has resulted intense deformation to the rock mass in this region leading to extreme folding, shearing, jointing and weathering. This is the main region for having rock mass of the Himalaya highly directional with increased schistocity and reduced strength. Consequently, the mechanical characteristics of the rocks vary considerably posing significant challenge in tunnelling with the probability of increase instability in tunnels.

5 TUNNELLING CHALLENGES

For economically viable tunnelling a method characterized by cost effectiveness and flexibility to adopt changing ground conditions and accuracy required in the prediction of rock mass quality during planning are crucial. The design phase decision in selecting tunnel alignment and predicting the rock mass quality and rock support requirement have direct influence on the overall cost and time required to any tunnelling projects (Nilsen and Thidemann, 1993). However, the past tunnelling experience in Nepal shows that the accuracy of planning phase geological investigations for underground works have often been rather poor (Bajracharya and Panthi, 2002). In addition, as discussed in section 3, the active tectonic movement in the Himalaya has made rock mass highly folded, faulted, sheared, fractured and deeply weathered. This complex geological setting thus has posed considerable stability problems in tunnelling and is a great challenge for the successful tunnelling in Nepal.

The majority of tunnelling carried out in the Himalaya have suffered severe stability problems, resulting in delayed completion and cost overruns (Bajracharya and Panthi, 2002; Goel, 2001 and Joshi, 2000). Principally, these stability problems in tunnelling in Nepal may be related to two major factors; non-geological and geological. The non-geological factor is related to the level of skills and expertise gained in tunnelling in relation to the interpretation and decision making skills during planning and construction phase of tunnelling projects. The ability to analyse, evaluate and tackle the stability issues during planning and construction and the tools, methods and technology used in that process have off course great significance, since erroneous interpretation may result in loss of millions.

The geological factor is related to complex geology of the region. This complex geology has influenced to the rock mass in four engineering geological arena due to which major stability problems have been the result in tunnelling in Nepal. These are; a) weak rock mass quality, b) high degree of weathering and fracturing, c) rock stresses and d) groundwater effect. The major geological difficulties and challenges that have been faced in tunnelling in Nepal are briefly discussed below based on four tunnelling project that have been recently constructed or under construction, see Figure 4 for their location and name.

5.1 *Rock mass quality*

Among the most featured inherent properties of the rock mass in the Himalaya is the strength anisotropy (schistocity) caused by the preferred orientations of mineral grains or directional stress history. The bedding and foliation that exists in the sedimentary and metamorphic rocks of Nepal have made their engineering properties highly directional, whether it comes to their deformability or strength. As a result of this directional behavior with respect to strength and deformability, many rocks in Nepal are highly incompetent. This directional behavior led to a considerable reduction on the self-supporting capability of the rock masses while tunnelling. This especially is the case when it comes to the highly deformable rocks such as shale, slate, phyllite, schist and micaceous gneisses (Panthi 2003).

Figure 7 is a typical example of tunnel collapse caused by this directional anisotropy, which resulted to weak bonding along the foliation plane of a typical Himalayan phyllite. Many such failures occurred in the recently constructed headrace tunnel of 144 MW Kaligandaki "A" hydropower project in Nepal. The Figure also gives typical range of anisotropy index that author summarized by laboratory testing of different rock samples brought from Nepal and India and also by literature review.

Figure 7. Headrace tunnel collapse at Kaligandaki "A" Hydroelectric Project (left) and tunnel face showing thin foliation plane with very weak bond (right) (Source: Pokhrel, 2002)

Another major feature of highly deformed rock mass of the Himalaya is frequent intercalation between different rocks and shear bands. Such intercalation is observed as close as an interval of even less than 50 centimetres. In many occasions, thing bands of very weak and highly deformed rocks such as slate, phyllite, schists and sheared mylonites are intercalated within relatively strong and brittle bands of rocks such as gneiss, quartzite and dolomite. As a result, these small bands of weak rock masses are squeezed and highly sheared within these stronger layers of rock mass converting tunnel to a mixed face conditions. Being weaker in their mechanical characteristics and highly schistose, these shear bands lack sufficient bonding / friction or having less self-supporting capability. Figure 8 is an example of such intercalation observed at the headrace tunnels of Khimti and Middle Marsyangdi Hydropower Projects in Nepal.

This phenomenon of directional behaviour and intercalation to the rock mass in Nepal and as a whole in the Himalayan region have resulted severe stability problems during tunnelling. On top of that there is a considerable effect in tunnel blasting as the attenuation effect makes it extremely difficult to achieve good blasting.

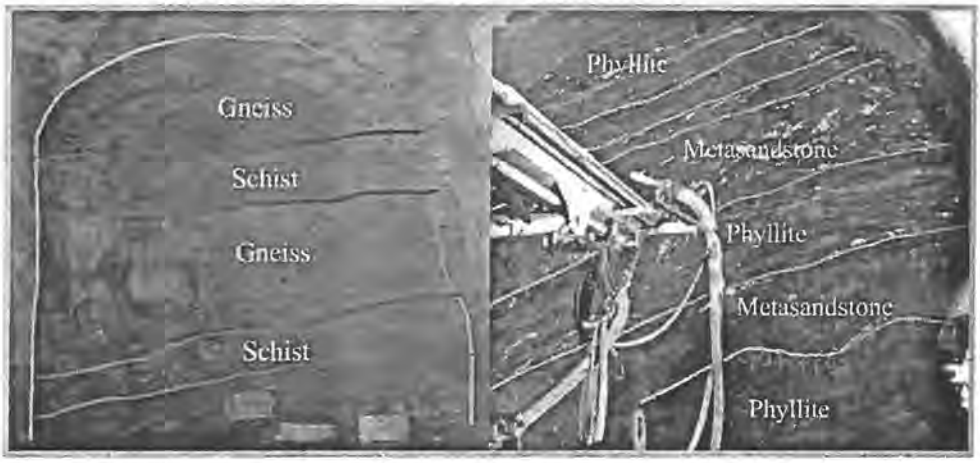


Figure 8. Intercalation between gneiss and schist at Khimti headrace tunnel (left) and intercalation between phyllite and metasandstone at Middle Marsyangdi headrace tunnel (right).

5.2 *Weathering and fracturing*

Most of the fractures (discontinuities) are formed as a result of movement caused by geological events at different times at different stress stages. In the Himalaya, fracturing is caused either by active tectonic movement or due to gravity effect. The combination of active tectonic movement and complex climatic conditions (active monsoon) of the region lead to aggravated weathering process into the fractured rock mass of the region with the start of slight staining along the fracture surfaces. However, as soon as the weathering process continues, the discontinuity surfaces change their characteristics and become highly altered and filled with clay minerals leading to the complete disintegration.

Along fracture zones and fault zones the weathering may reach to the considerable depth in this region. Being formed from the process of fracturing, shearing and hydrothermal alteration, the fracture zones and fault zones provide excellent environment for weathering process to intensify. As a result, very deep weathering effect exists in this region and in many occasions it may reach to even more than hundred meters. According to Panthi and Nilsen (2004) in some section of the headrace tunnel of Khimti project, the weathering was so deep that the decomposed organic soil was found at the tunnel face at depth more than hundred meters. Off course such condition in the tunnel face poses serious stability problem in tunnelling and needs to be well addressed in the process of rock mass quality evaluation at planning as well as excavation stage.

There are mainly two effect of rock weathering and fracturing with respect to tunnel stability in Nepal. The first is the immediate tunnel collapse during excavation, since the rock mass loses its cohesion (friction) and is unable to self sustain even for a very short period until the temporary support is placed. Many such collapses were occurred along the headrace tunnel and pressure shaft of Khimti project. Figure 9 is one of the examples of such incidence sowing a tunnel collapse that had triggered due to deep weathering at the upper pressure shaft of 60 MW Khimti Hydropower Project. As shown in Figure 9, a sink hole is formed all the way to the surface due to the collapse occurred in this tunnel. As discussed in chapter 5.4 below, the second is the excellent environment that is produced by weathering for the inflow and leakage from the tunnels, since many open channels may be formed along the fracture surfaces in the rock mass from where water may freely move.

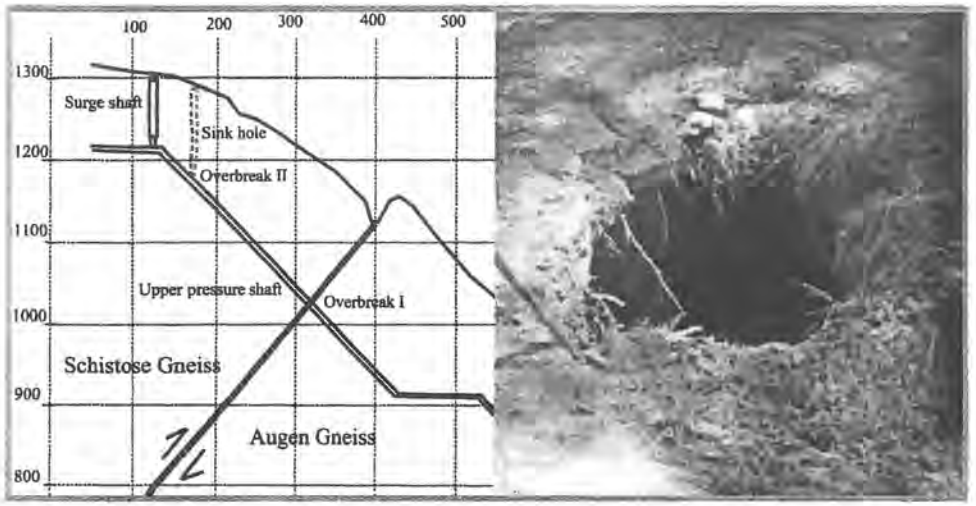


Figure 9. Cross section profile of the upper pressure shaft (dimension in meters) showing a tunnel collapse (left) and a sink hole of the same collapse that reached at surface (right) at Khimti I Hydropower Project.

5.3 *Rock stresses*

The third major stability problem faced during tunnelling in Nepal Himalaya is stress anisotropy in both deep sited and shallow sited tunnels. Due to topographic and demographic reason, most of the tunnel projects are constructed in the Swaliks and lesser Himalayan zones in Nepal, where highly deformed rocks such as shale, mudstone, siltstone, slate, phyllite, schist, schistose gneiss and highly sheared fault gouge and mylonites are dominating. In general, these highly deformed rock mass have very weak rock mass strength and tunnelling through such rock masses may cause severe squeezing as soon as the overburden stress exceeds the rock mass strength. The severe squeezing has been observed even in relatively low overburden, where tunnels pass through highly sheared fault zones with extremely poor rock.

Some of the examples of severe squeezing in the recently constructed tunnelling projects in Nepal are 144 MW Kaligandaki "A" Hydroelectric Project, 14 MW Modi Khola Hydroelectric Project and 60 MW Khimti I Hydropower Project, see Figure 4. These three projects are located in the lesser Himalayan zone and in different rock formations. The 5,910 meter long headrace tunnel of Kaligandaki project passes through highly sheared and thinly foliated phyllite. Squeezing of more than 50 centimetres was observed in the tunnel section where overburden reached above 450 meters, see Figure 10 right. A maximum squeezing of up to 80 centimetres was recorded at a section with an overburden of 600 meters (NEA, 2002 and Panthi and Gouro, 2001).

On the other hand, the headrace tunnel of Khimti and the pressure tunnel of Modi Projects have experienced squeezing even in relatively shallow depths. A horizontal convergence of about 20 centimeters was observed at chainage 630 of the Khimti headrace tunnel, where the tunnel passes through sheared schist at an overburden of approximately 100 meters. In case of the pressure tunnel at Modi Project, the squeezing was more severe with a horizontal convergence close to 1.5 meters (Figure 10 left). At this section, the tunnel passes through highly sheared fault gouge constituting intercalation of highly sheared and decomposed schist and completely crushed quartzite at an overburden of only about 75 meters. According to Himal Hydro (2001), the squeezing was so severe that the applied support of steel ribs and shotcrete had been completely buckled and collapsed due to excessive lateral force, see Figure 10 left.

Figure 10. Severe squeezing at Modi pressure tunnel (left) and Kaligandaki headrace tunnel (right) (Source: Sharma, 2001 and Pokhrel, 2002)

Such severe squeezing condition in the tunnel makes it extremely difficult to tackle the problem and is a major challenge in tunnelling in the Himalaya. In fact, no universal solution exists that may be used to control the instability caused by squeezing during tunnelling. The most effective solution is to predict squeezing so accurately in advance that may allow expansion of the excavation size equivalent to the amount of squeezing.

5.4 *Inflow and leakage*

As discussed above, as a result of compressional tectonic movement and shearing, the rocks in Nepal are deeply weathered and fractured. On the other hand, the effect of long monsoon increases the groundwater table to considerably high. Therefore, zones of weak rock masses, fault zones, sheared zones and fracture zones are highly permeable and water bearing (Panthi and Nilsen, 2004). Tunnelling through such permeable zones always results great difficulty and a considerable challenge. The past tunnelling in the Himalaya indicates the severity of the problems caused by the inflow and leakage. In many occasions several weeks and months were spent to control the inflow and leakage with a huge amount of resources spent in controlling the water inflow and leakage problems. The relevant example of such water induced problems that was faced during construction is the pressure tunnel of Modi Project, see Figure 11 right. At this tunnel considerable volume of rock debris was flowing into the tunnel.

Water leakage problems are not only limited to the excessive inflow during tunnelling as indicated in Figure 11 right, but also in a tunnel constructed for conveying water, where there is a high risk of losing valuable water after the completion due to excessive leakage. The relevant example to the water leakage problem is the Khimti headrace tunnel. As shown in Figure 11 left, about 200 liters per second of water was leaking from only a single location of Adit 2 of this tunnel (Panthi and Nilsen, 2002). For that reason, there exists a great challenge to establish method or tool that could be used in the process of stability analysis for tunnelling and also the method of tunnelling satisfactory to tackle the problems associated with water inflow and leakage.

Figure 11. Water leakage from Adit 2 of Khimti headrace tunnel after early water filling (left) and mass inflow of water mixed with debris from the shear fault at the pressure tunnel of Modi Project (right).

6 CONCLUDING REMARKS

It is well known fact that the key to the success or failure of any tunnelling project is dependent upon the quality of the rock mass that the given tunnel passes through and the rock support measures that are applied during tunnel excavation. In this respect, accurate evaluation, analysis and interpretation of the rock mass quality plays a significant role. A first step to such analysis is to establish reliable geological input data, or in other terms, the evaluation of the engineering geological characteristics of the rock mass. However, as highlighted above, the past tunnelling experience in the Himalaya shows that there are many uncertainties and challenges that have to be faced during tunnelling. In many occasions, it is not possible to find homogeneous rock mass, since there is a significant intercalation effect caused by the collision and subduction of two tectonic plates during formation of the Himalaya. Also, the compressional tectonic movement has intensified the fracturing and weathering process. And, the presence of monsoon weather is adding to the gravity of the problems. In addition, the steep topography and high mountains increase the gravity induced stresses, which may cause squeezing at the highly deformed and weak rock mass.

One challenge now is to decide how to address these tunnelling difficulties scientifically so that cost effective, feasible and safer tunnels can be made. In this respect, there is a great need for more research in the field of engineering geology with maximum focus on uncertainty and risk associated to the rock mass quality. The best way to deal with this situation is to introduce the probabilistic approach in combination with other analysis methods. The following remarks made by Hoek (2000) could be quoted here "*Given the inherently inhomogeneous nature of rock masses, probabilistic studies enables us to explore the influence of variations in the value of each input parameter and to base our engineering judgements upon the rate of change in the calculated value rather than on a single answer*".

Thus, in his future work the author will try to introduce the probabilistic approach in his PhD research. Hopefully, this may contribute towards more safe and cost effective engineering solutions in the field of tunnelling in Nepal Himalaya.

ACKNOWLEDGEMENT

The author gives sincere acknowledgement to Mr. Ram Hari Sharma of Himal Hydro and Mr. Sharad Pokhrel of Impregilo SpA Nepal for their help in providing some of the photographs related to the pressure tunnel of Modi Khola Hydroelectric Project and headrace tunnel of Kaligandaki "A" Hydroelectric Project. My supervisor Professor Bjorn Nilsen is highly acknowledged for his valuable comments and suggestions during preparation of the manuscript.

REFRRENCES

Bajracharya B. B. and Panthi K. K. 2002. Rock Support Optimization in Himalayan Tunnels. *Proceedings: ITA-AITES 2002 World Tunnelling Congress & 28th ITA General Assembly*. Sydney. pp 461-467.

Deoja B., Dhital M. and Wagner A. 1991. Risk Engineering in the Hindu Kush Himalaya. *International Centre for Integrated Mountain Development (ICIMOD)*. Kathmandu.

Department of Energy (DoE) .2003. South Asia Regional Overview. *Country analysis brief of the government of USA*. http://www.eia.doe.gov/emeu/cabs/sasia.html dated 29th September 2004.

Department of Road (DoR). 2004. Strategic Road Networks 1998 – 1999. *His Majesty's the Government of Nepal*. http://www.dormeu.gov.np dated 1st October 2004.

Dixit K. 2004. It was my calling. A short interview with Mr. Odd Hoftun on the occasion of United Mission to Nepal celebrating the 50 years. *Nepali Times weekly magazine*: 21-27 May 2004.

Goel R. K. 2001. Status of tunnelling and underground construction activities and technologies in India. *Tunnelling and Underground Space Technology*. Vol. 16-2, pp 63-75.

Himal Hydro (HH). 2001. Construction Report. *Modi Khola Hydroelectric Project*. Nepal.

Himal Hydro. 2004. *Information on webpage* http://www.himalhydro.com.np dated 26th September 2004.

Hoek E. 2000. Practical Rock Engineering. pp. 313. www.rocscience.com/roc/Hoek/Hoeknotes2000.html

Hoftun O. 2004. Author's communication via e-mail dated 8th October 2004.

Joshi P. R. 2000. Importance of tunnelling for infrastructure development in Nepal. *Journal of Nepal Geological Society*. Volume 22: 205-210

Ministry of Water Resources (MWR). 2003. Nepal country report presented by Minister for water resources His Majesty the Government of Nepal (HMGN). *Third World Water Forum*. Kyoto, Japan.

National Planning Commission (NPC). 2003. Tenth Plan. *His Majesty the Government of Nepal (HMGN)*. Unofficial translation from the webpage http://www.npc.gov.np dated 4th October 2004.

Nepal Electricity Authority (NEA). 2002. Project completion report. Volume IV – A. Geology and geotechnical. *Kaligandaki "A" Hydroelectric Project*. Syanga. Nepal.

Nilsen B. and Thidemann A. 1993. Rock Engineering. Hydropower Development Series. Volume 9. *Division of Hydraulic Engineering, Norwegian Institute of Technology*. Trondheim, Norway.

Panthi K. K. 1998. Direct link between Hetauda and Kathmandu - evaluation of proposed road tunnels, Nepal. *MSc thesis. Department of geology and mineral resources engineering. Norwegian University of Science and Technology (NTNU)*. Norway.

Panthi K. K. 2003. Tectonic influence on Himalayan formation, major rock types and their impacts in tunnelling. Review article written as a partial fulfillment to the course HFAVS 401 Scientific Writing. *Department of Language and Communication Studies*. Norwegian University of Science and Technology.

Panthi K. K. and Gouro R. K. 2001. Technical auditing of civil works of the Kaligandaki "A" Hydroelectric Project. *Office of the Auditor General of Nepal*. Kathmandu.

Panthi K. K. and Nilsen B. 2004. Significance of grouting for controlling leakage in water tunnels – a case from Nepal. *Paper submitted to ITA-AITES 2005 World Tunnelling Congress & 31th ITA General Assembly*. 07-12 May: Istanbul, Turkey.

Patric J. O. 2001. Subduction followed by collision: Alpine and Himalayan examples. *Physics of the Earth and Planetary Interiors*. Volume 127: 227-291. Elsevier Science B. V.

Poudel L. P. and Arita K. 2000. Tectonic and polymetamorphic history of the Lesser Himalaya in central Nepal. *Journal of Asian Earth Sciences*. Volume 18: 561-584

Prasad Y. (2003). Hydropower Potential and Future Prospect. *National Hydroelectric Power Corporation Limited (NHPC), India*. Webpage: www.nhpcindia.com dated 15th January 2004.

Regmi S. K. and Sitaula T. P. 2003. Krishnabhir slide a case study. *Proceedings: International seminar on sustainable slope risk management for roads*. The Government of Nepal Department of Roads (DoR) in association with Permanent International Association for Road Congress (PIARC). March 2003, Kathmandu, pp. 156-163.

United Nations Economic and Social Commission for Asia and Pacific (UNESCAP). 1996. Nepal country paper on infrastructure development. *The Ministerial Conference*. October 1996. New Delhi.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2004

BOTNIABANAN – ETT JÄRNVÄGSPROJEKT SOM FÖRBÄTTRAR KOMMUNIKATIONER OCH TRANSPORTER I NORRA SVERIGE

The Bothnia Line – improving, communications and transport in northern Sweden

Ingenjör Bo I Karlsson Botniabanan AB Örnsköldsvik

Sammanfattning

Den 27 november 1997 beslutade svenska regeringen och de fyra kommunerna Kramfors, Örnsköldsvik, Nordmaling och Umeå om att bygga en 19 mil lång järnväg mellan Kramfors och Umeå. Projektet påbörjades i augusti 1999 och beräknas vara färdigställt mellan Kramfors och Husum 2008, samt Husum och Umeå 2010 till en beräknad kostnad av 15 milliarder SEK inklusive finansiella kostnader och index.
Den nya järnvägen blir en 19 mil lång enkelspårig järnväg med 22 mötesplatser, 140 broar och 16 st bergtunnlar med en sammanlagd längd av 39 km, fördelat på 24,6 km spårtunnlar och 14,5 km service/räddningstunnlar.
Bergtunnlarna byggs i Skandinavien gnejs/granit formationen och meta gråvacka. Berget är i huvudsak av god kvalite` med ett Q-värde mellan1 – 100, (Barton et al. 1974). Dock förekommer zoner och områden som kräver extra ordinära åtgärder förstärkningsåtgärder.
Alla tunnlar utförs med kontinuerlig förinjektering. Generellt så är tre injekterings-klasser etablerade. Vatten förlustmätning avgör injekteringsskärmens storlek antal hål etc. Vid behov utförs efterinjektering. Dräner installeras för att skydda installationer mot dropp etc. när för- och efterinjektering inte givit godtagbart resultat.
Två sträckor (118 m och 102 m), i den 1 450 m långa Stranneberg tunnel hade liten eller ingen bergtäckning alls. Som temporär förstärkning valdes jetpelare och jordfrysning. Armerad betonginklädnad 65 cm för vägg och tak, samt 75 cm runt hela tvärsnittet utgör den slutliga förstärkningen.

SUMMARY

On the 27th of november 1997, an agreement for the construction of the Bothnia was entered into between the Swedish government and four municipalities (Kramfors, Örnsköldsvik, Nordmaling and Umeå) in counties of Västernorrland and Västerbotten. The Bothnia Line, a 190 km, single track, high-speed rail link running from Kramfors in the south to Umeå in the north, is one of Scandinavia's largets railway projects in modern times.
Amongst the features of the new, 190 km, single-track rail link are 22 passing places, 140 bridges and around 39 kilometres of rock tunnels.
The projects kilometres of rock tunnels includes 16 rail tunnels totalling 24.6 km in length. Service tunnels account for the remaining 14,5 km.
The project is split into 130 major contracts. The largets of this for the 32 km line between Offersjön and Bjällstaån south of Örnsköldsvik. Work started in august 1999 and scheduled for completion, between Kramfors-Husum 2008, and for Husum to Umeå 2010. The total estimated costs is SEK 15 billion.

The tunnels are being excavated through Scandinavian gneiss/granite formations and meta-greywacke. The rock is generally of good quality with typical Q-values (Barton et al. 1974) of between 1 and 100.
Grouted in rock bolts and fibre-reinforced shotcrete are being employed as the standard forms of rock reinforcement. Continuous pre-injection is being used in the construction of all tunnels.
To separate stretches (118 m and 102 m) of the 1,450 long Stranneberg tunnel had little or no rock burden. In these cases, reinforcement was provided by, respectively, jet grouting and soil freezing. Final sealing and rock reinforcement is provided by concrete cladding. The tunnel sections have a 65 cm lining for roof and walls, and 75 cm lining for the floor.

1. Allmänt om Botniabanan

Den 27 november 1997 träffades en överenskommelse mellan svenska regeringen och dom fyra kommunerna Kramfors, Örnsköldsvik, Nordmaling och Umeå i Västernorrland och Västerbottens län om att bygga en 19 mil lång järnväg, Botniabanan mellan Kramfors och Umeå.
Ett särskilt bolag bildades med ansvar att projektera och bygga enligt de krav som Banverket fastställt för stomjärnvägar, samt att ta upp de lån från svenska staten, som behövs för att genomföra bygget. Botniabanan ägs till 91 % av svenska staten och 9 % av kommunerna Kramfors, Örnsköldsvik, Nordmaling och Umeå.

Den nya järnvägen blir en 190 km lång enkelspårig järnväg med 22 st mötesplatser, 140 broar och 16 st bergtunnlar med en sammanlagd längd av 39 km varav cirka 24,5 km är spårtunnlar och cirka 14,5 km är parallellt liggande servicetunnlar / räddningstunnlar.

Översiktliga mängder anläggningsarbeten

- Bergschakt 7 000 000 tfm ^{3}
- Jordschakt 9 000 000 tfm ^{3}
- Urgrävningar 1 000 000 tfm ^{3}
- Krossning 5 500 000 m ^{3}
- Betong 400 000 m ^{3}
- Armering 40 000 ton

Projektet är indelat i 130 st större entreprenader såväl general- som totalentreprenader.
Den största entreprenaden är en totalentreprenad på 32 km mellan Offersjön – Bjällstaån söder om Örnsköldsvik.

Figur 1: Botniabanans sträckning mellan Nyland i Kramfors kommun, genom Örnsköldsvik, Nordmaling och Umeå

Järnvägen byggs enkelspårig till en standard som gäller för en nybyggd stomjärnväg för fjärrtrafik. Mötesstationer för 750 meter långa tåg anläggs på 10 – 14 km avstånd från varandra. Hastigheten för godståg skall vara 90-120 km/h, medan hastigheten för intercitytåg och snabbtåg skall vara 200 km/h resp. 250 km/h. Riktvärde för horisontalradie är 3200 m och minimivärde för horisontalradie är 1900 m. I riktvärdet ingår utrymme för framtida hastighetshöjningar. Mindre radier kan godtagas framför allt i närheten av stationer där hastigheten är lägre. Trafikering med 1 400 tons tågvikt med enkellok dimensionerar den maximala lutningen på högst 10 promille.

Banunderbyggnaden skall dimensioneras med en största tillåten axellast (STAX) på 30 ton. Alla korsningar mellan väg och järnväg utförs som planskilda korsningar.

Banverket utgör den granskande myndigheten för tunnel, mark och brokonstruktioner. Botniabanan är det första större järnvägsprojekt i Sverige som prövas enligt miljöbalken som trädde i kraft 1999, vilket medför en skärpning av miljökraven jämfört med vad som tidigare gällt för liknande projekt.

Projektet påbörjades i augusti 1999 och beräknas vara färdigställd mellan Kramfors och Husum år 2008 samt mellan Husum till Umeå år 2010 till en kostnad av cirka 15 milliarder SEK inklusive finansiella kostnader och index.

Projektet 190 km långa sträcka är indelat i fem delprojekt, varav fyra är anläggningsarbeten samt ett delprojekt bana, el, signal och tele (Best).

- Projekt Söder Kramfors-Bjästa 54 km Projektkontor Sidensjö
- Projekt Arnäsvall Bjästa-Husum 41 km Projektkontor Arnäsvall
- Projekt Nordmaling Husum-Sörmjöle 64 km Projektkontor Nordmaling
- Projekt Umeå Sörmjöle-Umeå 31 km Projektkontor Umeå
- Projekt Best Kramfors-Umeå 190 km Projektkontor Örnsköldsvik

.1 Tunnelarbeten

	Jvg Tunnel	Service tunnel	Entreprenör
Avslutade tunnelarbeten			
Stranneberget	1 436 m		Lemcon Ltd
Kalldalsberget	1 118 m		Lemcon Ltd
Hjälltatunneln	1 254 m		AF Spesialprojekter
Öberget	483 m		Lemcon Ltd
Pågående tunnelarbeten			
Åskottstunneln	3 270 m	2 270 m	Lemcon Ltd
Namntalltunneln	6 000 m	6 000 m	Skanska Sverige AB
Björnbölestunneln	5 200 m	5 200 m	Skanska Sverige AB
Finnborgstunneln	420 m		Veidekke AS /Lemcon Ltd /UE
Hällberget	595 m		Veidekke AS /Lemcon Ltd /UE
Gålnäs	390 m		Vägverket Prod. /Lemcon Ltd /UE
Varvsberget	2 080 m	1 000 m	Skanska Sverige AB
Åsberget	1 000 m		NCC Construction Sverige AB
Start november 2004			
Ava tunneln	320 m		MIKA AS
Håknästunneln	600 m		MIKA AS
Avtal första halvåret 2005			
Gamm-Herrgårdsberget (1)	234 m		
Gamm-Herrgårdsberget (2)	230 m		
Totalt	24 630 m	14 470 m	

Tunnelarbetena beräknas vara avslutade i början av 2007.

Figur 2: Tvärsektion spårtunnel 70 m^2 och servicetunnel 25 m^2

2. Miljökrav i entreprenader

.1 Bakgrund

I Botniabanans huvudavtal slås det bla fast att projektet skall ha "höga miljömässiga ambitioner" och många i projektet upplever det som att miljökraven har skärps jämfört med vad som gällt tidigare i liknande projekt.

När miljöbalken trädde i kraft år 1999 innebar det en hel del förändringar trots att det var "15 gamla lagar" som slogs ihop. Kort sagt kan man säga att kraven skärptes både på myndigheter och verksamhetsutövare och verktygen vässades. De allmänna hänsynsreglerna var nya och gäller alla alltid och ställer krav på att verksamhetsutövaren skall ha kunskap, vara försiktig använda bästa teknik osv. Drar man dessa regler till sin spets kan man ibland som verksamhetsutövare känna att det är omöjligt att göra någonting, men rätt använda visar de på en riktning som vi skall gå i och då är det positivt. Annat nytt var den omvända bevisföringen att det är verksamhetsutövaren som skall bevisa att det man gör inte stör. Straffsanktionerna skärptes också.

För att föra ut Botniabanans miljökrav till entreprenörerna ingår i alla förfrågningsunderlag, ett eller flera kapitel där miljöfrågorna och miljökraven specificeras.

.2 Kraven kan delas upp i:

- generella krav och
- krav via tillstånd och beslut från milljömyndigheter.

.3 Generella krav

Botniabanans generella miljökrav gäller alla entreprenader och omfattar följande rubriker:

- Emissioner- Utsläpp till luft, mark vatten
  Exempel: Krav på fordon, arbetsmaskiner, smörjmedel och bränsle.
- Etableringsytor, lager mm
  Exempel: Krav på drivmedelstankar, farligt avfall
- Processavlopp, länsvatten
  Exempel: Behandling av avloppsvatten från tunnlar och behandling av grumligt vatten.
- Buller, vibrationer och luftstötar
- Påverkan på mark, vegetation och djur
  Exempel: Skydd av berghällar, trädstammar, grod- och kräldjur
- Kemikaliehantering
  Exempel: Kemikalier som används ska vara godkända av Banverkets kemikalieråd
- Avfallshantering
  Exempel: Källsortering, farligt avfall
- Upplag
  Exempel: Utformning av upplagsområden, sulfidjordar
- Övriga krav
  Exempel: Nödlägesberedskap ska omfatta miljöolyckor, eldningsförbud

.4 Krav från miljömyndigheter tillstånd och beslut.

I järnvägsutredningar och järnvägsplaner finns miljökrav inarbetade i miljökonsekvensbeskrivningar samt i form av villkor från tillåtlighetsprövningar. Dessutom sakprövas en mängd verksamheter, tex uppläggning av jord och berg, krossar, bortledning av grundvatten, brostöd i vatten mm. Totalt kommer ca 400 sakprövningar att genomföras.

.5 Prövning av tunnlar enligt Miljöbalken i projekt Botniabanan
I miljöbalken finns inte tunnlar med som någon egen prövningspliktig punkt, jämför med tex avloppsanläggningar eller etablering av vissa industrier.

Bortledande av grundvatten är tillståndspliktigt och skall prövas i miljödomstolen. Utsläpp av avloppsvatten skall, beroende på föroreninginnehåll, prövas av den kommunala nämnd eller länsstyrelsens miljöprövningsdelegation. I Miljöbalken finns möjlighet att pröva flera sammanhängande ärenden i "ett och samma paket". Miljömyndigheterna har haft starka önskemål om att miljödomstolen ska pröva både bortledande av grundvatten och utsläpp av avloppsvatten vid ett och samma tillfälle. Det är dock sökanden som i sin ansökan avgör vad som skall prövas. I projekt Botniabanan har det visat sig svårt rent praktiskt att pröva både bortledande av grundvatten och utsläpp av processvatten vid ett och samma tillfälle, detta pga att det är svårt att beskriva tillräckligt mycket detaljer vad gäller behandlingen av processvatten i ett tidigt skede. Därför har projektet valt att i ett tidigt skede pröva bortledande av grundvatten och det influensområde som uppstår till följd av detta hos miljödomstolen. I ett senare skede, ofta i anslutning till upphandling av entreprenör, anmäls utsläpp av avloppsvatten till den kommunala nämnden. I det senare skedet finns kunskap om hur drivningen av tunneln planeras att utföras, etableringsområden odyl är avverkade så det finns större möjlighet att se vilka lokala förutsättningar som finns och det finns möjlighet att ta hänsyn till önskemål från entreprenören. Om någon förutsättning förändras, tex strategi för drivning av tunneln, finns också en större flexibilitet att ändra utsläppet av avloppsvattnet om det är prövat av kommunen än av miljödomstolen. Prejudicerande dom finns bla för Botniabanans tunnel genom Hjältakullen.

Tabell 1. Riktvärden för byggbuller inomhus dB(A)

Lokal	7.00 – 18.00 vardag	18.00-22.00 lör-,sön- och helgdag 7.00-18.00	22.00-07.00
Kontor	45	45	
Bostäder	45	35	25
Vårdlokaler	45	35	25
Skolor	40	40	

3. Information
Det är nödvändigt vid sådana här projekt att hålla allmänheten väl informerad om framdriften av arbetet och planerna före projektets start. Informationsavdelningen består av sju personer som arbetar med detta. Allmänheten informeras genom dom lokala tidningarna, flygblad, broschyrer, öppet hus etc.

4. Geologi
Bergtunnlarna i projektet ligger huvudsakligen i Skandinavien gnejs/granit formationen och meta gråvacka. Berget är i huvudsak av god kvalite` med ett Q-värde (Barton et al. 1974) mellan 1 – 100. Dock förekommer kross zoner och områden där bergtäckningen är liten eller ingen alls, som kräver extra ordinära förstärkningsåtgärder.

Tabell 2. Geotekniska klasser

Geoteknisk klass	Förutsättningar
GK 2	Normalt
GK 3	Q mindre än 1 och/ eller bergtäckningen mindre än halva tunnelbredden (fristående expert skall granska konstruktionen)

5. Generella konstruktionsföreskrifter tunnel

- Teknisk livslängd 120 år för bärande huvudsystem.
- Vattentäthet, tunnel skall vara tillräckligt tät mot inläckande vatten med hänsyn till, risk för skada genom omgivningspåverkan och tunnels funktion och säkerhet
- Tillgänglighet
- Rostskyddssystem

.1 Föreskrifter, bestämmelser och normer för byggnadsverket tunnel

- Standard BVS 585.40 BV – Tunnel. Standard för byggande av järnvägstunnel
- Handbok BVH 581.16 Banverkets komplement till AMA 98
- BKR 94 Byggnads och konstruktionsregler
- BBK 94 Betongkonstruktioner
- SS 13 72 20 Svensk Standard (med flera)
- Arbetsmiljöinspektionens föreskrifter

.2 Tunnels funktion och säkerhet

Med hänsyn till tunnlarnas funktion och säkerhet gäller särskilt att droppande och rinnande vatten ej får förekomma på kontaktledningssytem, installationer och utrustningar för nödsituationer samt elutrustningar
Brandvatten system installeras i alla tunnlar och den tekniska livslängden i sin helhet skall vara minst 40 år och för elektriska installationer, samt övrig maskinell utrustning minst 20 år.

.3 Dimensioneringskrav bärande huvudsystem

Bergmassan skall tillsammans med förstärkningen utgöra det bärande huvudsystemet och dimensioneras som en enhet. Dimensionering tar hänsyn till samverkan mellan konstruktioner och bergmassan. Bergmassans bärförmåga bestäms med avseende på godkända materialegenskaper. Sprutbetong dimensioneras för osprucket tillstånd.

.4 Provning

Förprovning och fortlöpande provning utföres för:

- Sprutbetong
- Bergförankring
- Injektering

Resultatet från den fortlöpande provningen skall kontrolleras och jämföras med resultatet från förprovningen.

6. Kort sammanfattning om utförandekrav

.1 Bergschakt tunnel

Allmänt: Bergschakt för tunnelpåslag och påslag för tvärtunnlar skall utföras med pilottunnel och efterföljande strossning till full area. Håldiameter på konturhålen skall anpassas till de svaga laddningarnas detonationsegenskaper

Skonsam sprängning: Hålavstånd kontur max 0,60 m, skadezon tak och väggar 0,3 m samt bottnar 1.1 m.

Sprängning för utökad sektion: Berguttag så att bergförstärkning och dräner ej inkräktar i den teoretiska sektionen.

Bergrensning: Elhydraulisk hammare max 250 kg, tryckspolning av bergytan 1,2 Mpa.

Kontroll och samtidig manuell skrotning, avsyning av bergrensningen före bergförstärkning.

.2 Sprutbetong

Sprutbetong skall uppfylla krav på:

- Tryckhållfasthet 40 MPa
- Böjdraghållfasthet 3.5 MPa
- Redusialhållfasthet 3,5 MPa
- Vidhäftning 0,5 Mpa mellan berg och betong, 1 MPa mellan skikt.
- Fibermängd 50 – 60 kg/m^3
- Vattentäthet Inträngning max 50 mm
- Stålfiber Sträckgräns min. 600Mpa
- Tjocklek Ingen yta får understiga 75% av beställd tjocklek
- Frostbeständighet 0,5 kg/m2 vid 56 cykler

.3 Bergbult

Kamstål K 500 B ingjutning med cementpasta, vct 0,30. Delmaterial skall uppfylla krav enligt BBK 94, 7.2. Kontroll sker genom utdragsprov och Boltometertest.

.4 Injektering

Tunnlarna förinjekteras kontinuerligt, vid behov utförs även efterinjektering.

Injektering skall i första hand utföras med cementbaserade injekteringsmedel. Bentonit får ej användas tillsammans med mikrocement som är mindre än 20 my. Klorhaltiga accelatorer får ej användas. Sulfatresistent cement skall användas om sulfathalten överstiger i vatten 600 mg/l och i mark 3000 mg/l. Vatten för injekteringsbruk skall uppfylla krav motsvarande de för betong enligt BBK 94, 7.2. Med hänsyn till beständigheten skall vct mindre än 1,0 eftersträvas. Sluthållfastheten, mätt som enaxiell tryckhållfasthet efter 28 dygn enligt SS 13 72 20 skall för cementbaserade bruk vara över eller lika med 10 MPa.

Tillsatsmedel och injektering med kemiska injekteringsmedel skall vara typgodkända av Banverkets kemikalieråd.

.5 Krav på inläckning

Kravet på inläckning av grundvatten i färdig anläggning varierar mellan 5 lit/min – 14 lit/min * 100 m tunnel. Inläckningskravet varierar på grund av tunnels belägenhet.

Kontroll av inläckande vatten utförs genom installation av mätvallar, samt att mätning sker i samband med helger när ett fortvarighets tillstånd på 48 timmar uppnåtts.

.6 Dräner

Dräner installeras för att skydda installationer mot dropp etc. när för- och efterinjektering inte givit godtagbart resultat.

- Dräner dimensioneras för egenvikt och montagelaster.
- Islast, 3 KN /m2 samtidigt verkande mot valv och horisontellt mot väggar,
- Sug och tryckkrafter från tåg , lufttryck vinkelrätt mot tunnels längdriktning plus minus 5,6 kPa och lufttryck på plus minus 1,0 kPa parallellt med tunnels längdriktning.

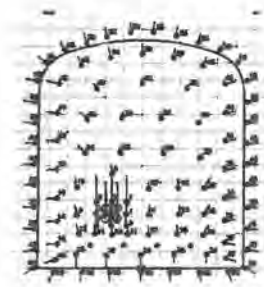
Tabell 3. Frostisolering

Meter in från tunnelmynning	**Isoleringens tjocklek**
Tunnelmynning vid lägre nivå	
0-300 m	100 mm
300-500 m	70 mm
Över 500 m	50 mm
Tunnelmynning vid högre nivå	
0-200 m	100 mm
200-400 m	70 mm
Över 400 m	50 mm

6. Utförande

.1 Bergschakt

Normalt tas tre salvor på en injekteringsskärm på 21 m. En normal veckoproduktion uppgår till 45-50 m färdig tunnel.

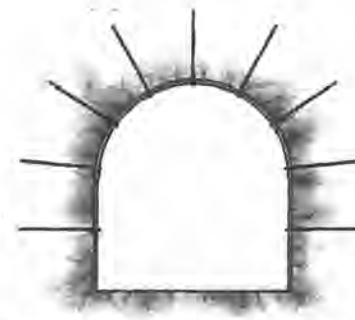


Figur 3: Borrplan för salva spårtunnel, L = 5,4 m
Skadezon vägg och tak 0,3 m och botten 1,1 m.

.2 Bergförstärkning

Bergförstärkning baseras på karterat Q-värde.

- Förstärkningsklass 1 Q › 10 tak 40 mm sprutbetong, bergbult.
- Förstärkningsklass 2 Q 4-10 tak 50 mm, vägg 40 mm sprutbetong, bergbult.
- Förstärkningsklass 3 Q 1-4 tak 75 mm, vägg 50mm sprutbetong, bergbult.
- Förstärkningsklass 4 Q 0,1-1 tak 100 mm, vägg 75 mm sprutbetong, bergbult.
- Omfånget av bergbult i respektive klass kan variera från selektiv- till systembultning beroende på de lokala omständigheterna.



Figur 4: Bergförstärkningsklass 2
Q = 4 – 10
Tak sprutbetong fiber 50 mm
Vägg sprutbetong fiber 40 mm
Bergbult L = 3 m

.3 Injektering

Tre standardklasser förinjektering är etablerade, men andra upplägg kan också förekomma beroende på rådande förhållanden. Nedan visas ett schema på tre injekteringsklasser i järnvägstunnel, normal skärm 21 m och avkortad skärm 11 m. Strategin för injektering i servicetunneln är densamma, fast med ett mindre antal hål.
Beroende på vattenförlustmätningen avgör injekteringsskärmens storlek, antal hål etc.

Tabell 4. Injekteringsutförande med cementbruk, spårtunnel

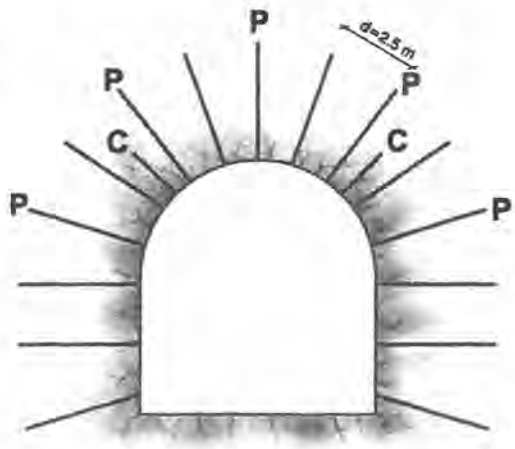
Arbetsgång	Antal hål Klass 1	Antal hål Klass 2	Antal hål Klass 3	Hål-längd	VCT	Cement kg	Tillsats Flytmede l %	Till-sats Övr	Anmärkn
Sonderingshål [1]	5	5	5	≤ 21 ≤ 11 [3]					
Injekteringshål i omgång 1	6	10	14	≤21 ≤11 [3]					
Injektering omgång 1	11	15	19		2 1 0,8 0,5	100 200 400 400	1-2 1-2 1-2	* * **	Injektering utförs till stopptryck 2,5 MPa över gw
Kontrollhål [2] Efter omgång 1	2	2	3	≤ 18 ≤ 9 [3]					
Injekteringshål i omgång 2	6	10	12	≤ 21 ≤ 11 [3]					
Injektering omgång 2	8	12	15		2 1 0,8 0,5	100 200 400 400	1-2 1-2 1-2	* * **	Injektering utförs till stopptryck 2,5 MPa över gw
Kontrollhål Efter omgång 2	2	2	2	≤ 21 ≤ 9 [3]					

1. Sonderingshål borras för bestämning av injekteringsklass och skärmlängd. Sonderingshål ingår i injekteringsskärm.

2. Kontrollhål avgör behovet av kompletterande injektering. Riktvärde $v_f > 0{,}3$ l /min/m, Mpa i något kontrollhål utförs ytterligare injekterings-omgång.

3. Avser hållängd vid avkortad skärm

* och ** tillsatser och acceleratortillsats



Figur 5: Injekteringsklass 2
17 hål inklusive 2 kontrollhål

7. Geokonstruktioner - frysning och jetinjektering för järnvägstunnel genom Stranneberget.

.1 Förutsättningar

Bergtunneln genom Stranneberget är totalt 1450 m lång och vald järnvägssträckning genom Stranneberget medförde att två delsträckor saknade helt eller delvis bergtäckning.
I en av djupsvackorna låg bergytan under blivande tunnelbotten och i den andra bergsvackan saknas bergtäckning från anfang och uppåt.
Under projekteringen studerades flera alternativ för att bygga tunneln med ovan vald stäckning.

Alternativen som studerades var

- Bygga betongtunnel i "öppen schakt" med slänt eller inom spont.
- Frysning från markytan och drivning av jordtunnel.
- Förstärkning av jorden med jetpelare och drivning av jordtunnel.

Alternativet med "öppen schakt" med slänt eller inom spont övergavs på grund av stort schaktdjup under grundvattennivån. Möjligheten att sänka grundvattennivån eller att slå en tät spont mot berg med gott resultat bedömdes som små. Ytterligare en bidragande orsak var att då skulle krävas schakt av sulfidhaltig jord. Deponier med sulfidhaltig lera läcker svavel och metaller och innebar en miljöåtgärd. Till detta kan läggas att närområdet inte är lämpligt för uppläggning av jordmassor på grund av stabilitets –och sättningsskäl.
Även gjorda kostnadsuppskattningar visade att stabilisering genom frysning var ett kostnadsattraktivt alternativ.

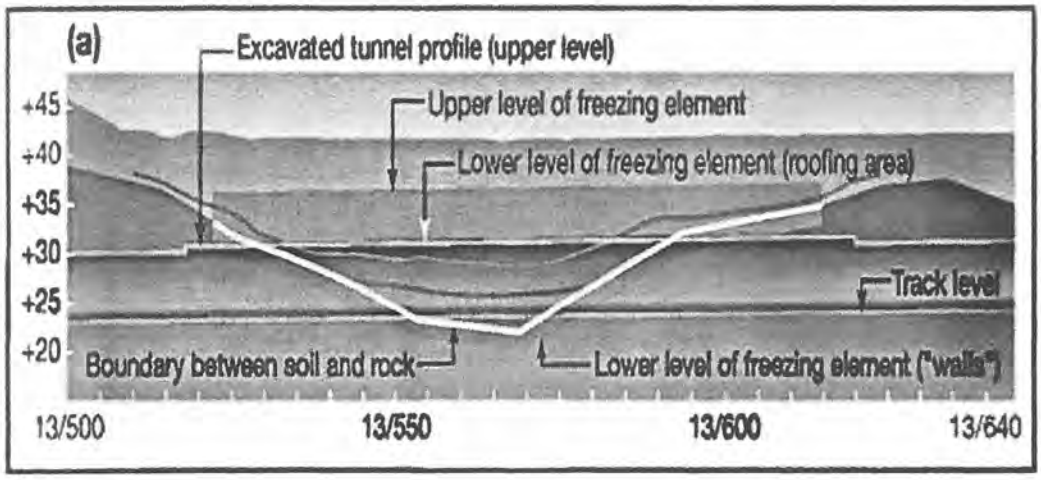
Projektören Golder Associates AB föreslog därför i förfrågningsunderlaget att geokonstruktioner skulle utföras med frysning och därmed möjliggöra tunneldrivning genom jord.
Under upphandling lämnades dock ett alternativt sidoförslag av generalentreprenören Lemcon Construction Ltd. De föreslog att den av geokonstruktionerna inom sträckan med liten bergtäckning skulle utföras med jetinjektering.
De två delsträckorna upphandlades på förslagsritningar som totalentreprenad där entreprenören ansvarade både för driftsförstärkningar och permanenta konstruktioner.

.2 Frysning - genomförande

Delsträckan för spårtunneln med ca 70m^2 yta är 102 m lång och tunneltaket ligger 7-10 m under markytan. Jordlagren består överst av sulfidhaltig lera som övergår i sandig siltig eller siltig sandig morän på berg. Översta metrarna av ytberget är uppsprucket. Eftersom grundvattenströmmar förekommer inom området som skulle frysas krävdes att pumpbrunnar monterades på båda sidor. Pumpning mellan brunnarna utfördes så att vattennivån hölls jämn för att på så sätt skapa den bästa förutsättningen för frysning.

Frysningen dimensionerades av VTT Bygg och transport från Finland.

Kylanläggningen bestod av NH_3 (ammoniak) – brinekylningsaggregat med en kylkapacitet på 740 kW, när brinetemperaturen är –32 till –35 grader C. Dimensioneringen av anläggningen skulle klara infrysningen på 90 dagar. Kylanläggningen innehåller glykol som förenklat kan sägas fryser ammoniak som i sin tur fryser köldmediet freesium.

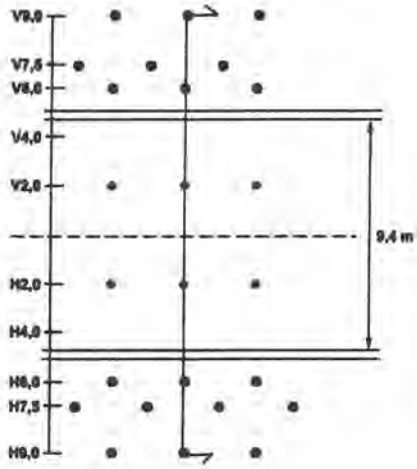


Figur 6: Strannebergtunneln profil över fryszon

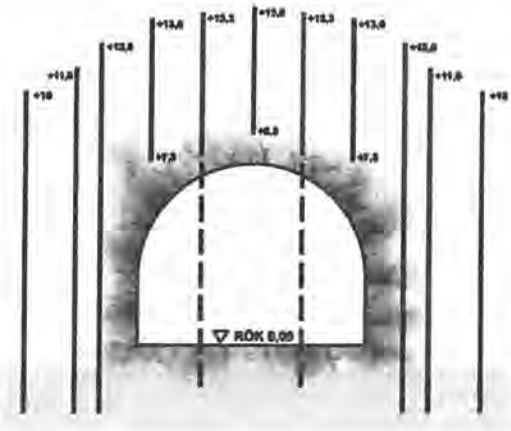
Arbetet med borrning och installation av foderrör, installation kylanläggning och nedfrysning pågick mellan januari 2002 och september 2002. Foderrör av stål (339 st.) med längder mellan 18-22 m borrades vertikalt i rutnät 3 m. Utanför tunnelsektionen borrades foderrören ner 2 m i friskt berg och i tunnelsektionen ner till bergnivå. I nedersta delen, där frysning önskades, monterades kylrör. Ett isolerat stålrörsystem bestående av fyra huvudlinjer med avgreningar, bestående av plastslang, installerades i varje foderrör.

Figur 7: Installation av frysrör i Strannetunneln

Kylaggregatet monterades parallellt med foderrören och kylmedlet bestod av kaliumformiat (saltlösning) som cirkulerades i ett slutet system. Dimensionerad tjocklek på frysta valvet beräknades till 3 meter men blev någon meter ytterligare i utförandet. Arbetet med tunneldrivning fick påbörjas efter att medeltemperaturen i jorden uppnått -15 grader C.
För kontroll av temperaturen monterades mätpunkter i 5 sektioner med 3 till 5 mätpunkter beroende på bredd. Som mest installerades 7 mätpunkter i höjdled.
Energiförbrukningen för frysningen uppgick till 2 000,000. kWh vilket ungefär motsvarar 100 normalvillors normalförbrukning.



Figur 8: Borrplan frysrör



Figur 9: Tvärsektion frysrör

Arbetet med tunneldrivning genom den frysta delsträckan har skett med avkortade salvor och omgående isolering av väggar och tak. Därefter monterades armeringsnät i två skikt som täcktes med sprutbetong. Därmed var driftförstärkningen avklarad som möjliggjorde att den permanenta betong inklädnaden, bestående av 13 monoliter 65 cm betong i vägg och tak, samt 75 cm i botten kunde utföras efter det att tunneldrivningen avslutats. För att färdigställa den permanenta liningen av armerad betong krävdes underhållsfrysning fram till september månad 2003.

.3 Slutsats för geokonstruktionen med frysning
Med ovan parametrar med bl.a. hög grundvattenyta är frysning en tekniskt säker, miljövänlig och ekonomisk försvarbar metod. Frysning av hela tunnelsektionen gav under drivningsskedet även stor säkerhet för tunnelarbetarna. Tidsåtgång för infrysning så att tunneldrivning lång jämfört med jetinjektering.

.4 Jetinjektering-genomförande
Delsträckan för jetinjektering av spårtunneln är 118 m lång och tunneltaket ligger mellan 6-8, 5 m under markytan. Jordlagren överst bestod av lera med underliggande lager av siltig sandig morän. Jetinjekteringen dimensionerades av Fundus AB i Finland. Totalt 3 705 m jetpelare (1030st.) installerades under mycket högt tryck med en diameter på 1,6 m.
Inblandningsmängd 1500 kg/m.

Arbetet med jetinjektering påbörjades med att ett provområde med pelare installerades. Efter härdning 14 dagar togs prover av några pelare och en centrumpelare schaktades fram för att kontrollera homogeniteten och anslutningen mot berg.
Pelarinstallationen utförs med ett pelarborraggregat och består i att en blandning av cement och vatten trycks ut i marken under mycket högt tryck. Metoden är i likhet med frysningen en driftförstärkning för att skydda personal, maskiner, förhindra sättningar och förbättra frontstabiliteten.
Borrning utfördes ner till 2 m i berg och därefter under uppdragningsmomentet sker jetinjektering av marken efter beslutad dimensionering. Slam avleds till lämpliga kontainrar eller fördjupning i marken. Vattenförbrukningen uppgick till 36 000 m3 för pelarna.
Installation av pelare påbörjades i februari 2002 och tog 80 byggdagar att slutföra.

Arbetet med tunneldrivning utfördes, förutom ett kortare parti där "spiling" utfördes för att förstärka taket, som konventionell tunnelsprängning. Noterbart är att inom det jetinjekterade området uppgick kostnaderna för tunneldrivningen endast till hälften jämfört med frysområdet.
Driftförstärkning utfördes på konventionellt men tjockare då viss osäkerhet om block och sten i underkant jetinjekteringen fanns under drivningen. Den permanenta betong inklädnaden bestående av 15 monoliter med armerad betong runt hela tvärsnittet har utförts lika som frysområdet.

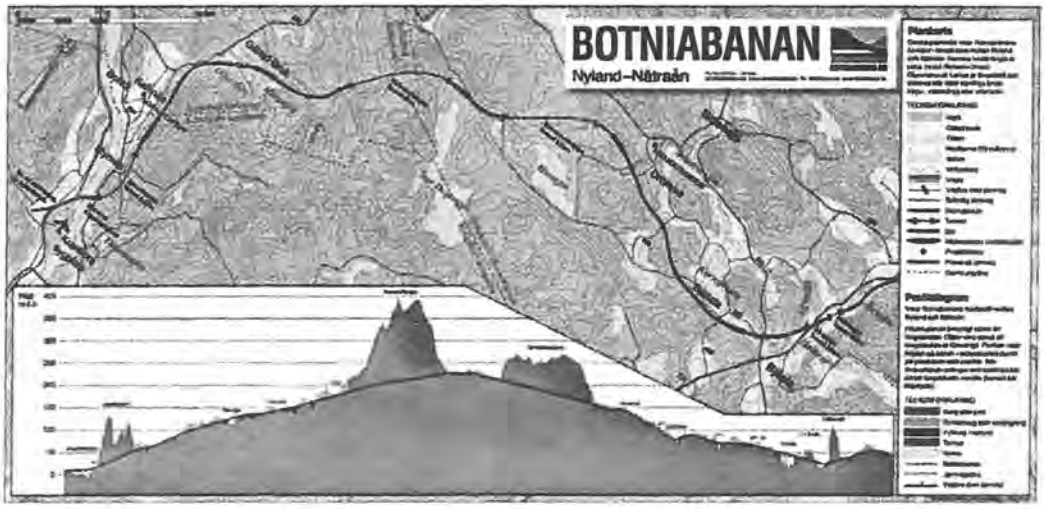
.5 Slutsats för geokonstruktion med jetinjektering
En geokonstruktion av jetinjektering medger tidigt drivning av tunnel jämfört med frysning. Tätning mot vatteninträngning jämförbar med frysning d.v.s. har fungerat mycket bra. Metoden är känslig för avvikelser i bergnivå men även om bergytan lutar ofördelaktigt för konstruktionen. Resulterade i ökade mängder med ökade kostnader som följd. Rösberg ökade kostnaden på grund av ökad längd pelare och kapacitetsminskning.

Figur 10: Kalldalstunneln

8. Totalentreprenaden Offersjön – Bjällstaån

Den största entreprenaden i projektet är en totalentreprenad Offersjön-Bjällstaån , söder om Örnsköldsvik, ett 32 km långt järnvägsbygge genom i stort sett obebyggda områden.
I entreprenaden ingår två järnvägstunnlar Namntalltunneln 6 km och Björnbölestunneln 5,2 km. Parallellt med dessa på ett avstånd c:a 10 m byggs också service / räddningstunnlar, totalt således 22,4 km tunnel. Spårtunnlarna har en area på 65-70 m medan servicetunneln har en area på min 22 m^2.

Totalentreprenören i det här fallet Skanska Sverige AB ansvarar för design och utförandet enligt principen för totalentreprenader. Projekteringen utförs i enlighet med Banverkets föreskrifter och handböcker (tekniska regelverk). Det betyder att entreprenaden är styrd i många stycken beträffande tekniska krav. Entreprenören har dock möjlighet att göra egna förslag till utförande, som kan godkännas under förutsättning att kraven i programhandlingarna innehålles.



Figur 11: Översikt Delprojekt Söder

Som framgår ovan är tunnelarbetena en stor del av entreprenaden. Dessa utförs till ett fast pris, dock med reglering enligt en incitamentsmodell för förstärknings-, injekterings och dräneringsarbeten. Grund för reglering av förstärknings- och injekteringsarbeten är bergets faktiska beskaffenhet jämförd med i kontraktet prognostiserad beskaffenhet. För dräneringsarbetena gäller att installerad dränmängd jämförs med dränmängd i kontrakt. Incitamentet innebär att beställaren ansvarar för 70 % av avvikelserna i faktiskt utfall jämfört med i kontraktet prognostiserade värden. Entreprenören ansvarar för resterande 30 %.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2004

SVEATUNNELEN – REKORDINNDRIFTER UNDER POLARE FORHOLD

The Svea tunnel – record performance in artic conditions

Prosjektleder Frode Nilsen, Leonhard Nilsen & Sønner As

SAMMENDRAG

For å lette adkomsten, få kortere transportavstand av kull og økt sikkerhet mot inntrengning av store vannmengder, besluttet Store Norske Spitsbergen Grubekompani As (SNSG) våren 2002 å bygge ny adkomst til den nye kullgruva Svea Nord. Flere alternativer ble utredet og det ble til sist bestemt å bygge en tunnel fra Svea Vest i havnivå og inn til det laveste punktet i Svea Nord på ca. kt. 285. Tunnelen hadde et tverrsnitt på 38,5 m2 og hadde en total lengde på 5.630 m (inklusive strossing inn i Svea Nord). Gjennom tunnelen ble det montert en conveyor for transport av kull fra gruva og ut i dagen, samt at den brukes ventilasjon av Svea Nord. Tunnelen ble gitt som et totalprosjekt til Leonhard Nilsen & Sønner As. Den gamle adkomsten til Svea Nord var en vei bygd oppover Høganesbreen som endte på ca. kt. 330. Denne veistrekningen var til tider svært tøff som satte store krav til lastebilsjåførene, og krevde et omfattende brøyte- og veivedlikehold. Arbeidene med forskjæringen startet i juli 2002 og tunneldrivingen startet november samme år. Gjennomslag inn i gruva ble tatt 3. desember 2003. Gjennomsnittelig ble det drevet 103,3 m og beste uke 150,1 m. Gjennomsnittet i permafrostsonen var ca. 56,5 m og utenfor frostsonen ca. 108,5 m

SUMMARY

Improved access, reduced transport distance for coal and increased safety with regard to large ingress of water were the main arguments when Store Norske Spitsbergen Grubekompani As (SNSG) in 2002 decided to build a new access to the new coal mine Svea Nord. The existing access was a road built on the Høganes Glacier, ending at 330 masl. The road had a bold alignment and put great demands to the truck drivers as well as to snow clearing and road maintenance. Several alternatives were investigated and the decision was to build a tunnel from Svea Vest at sea level to the lowest point in the Svea Nord mine at 285 masl. The tunnel has a cross section area of 38.5 m^2 and a length of 5630 m. The tunnel contains the conveyor for transporting the coal from the mine to the surface, and it is also used for mine ventilation purposes. The tunnel was awarded as a turnkey project to Leonhard Nilsen & Sønner As. The work started in July 2002 and the tunnel excavation started in November the same year. The hole through to the mine was blasted on December 3 2003. The average performance was 103.3 m/week and the best week resulted in 150.1 m of tunnel. The average performance in the permafrost zone was 56.5 m/week while it was 108.5 m/week outside the frost zone.

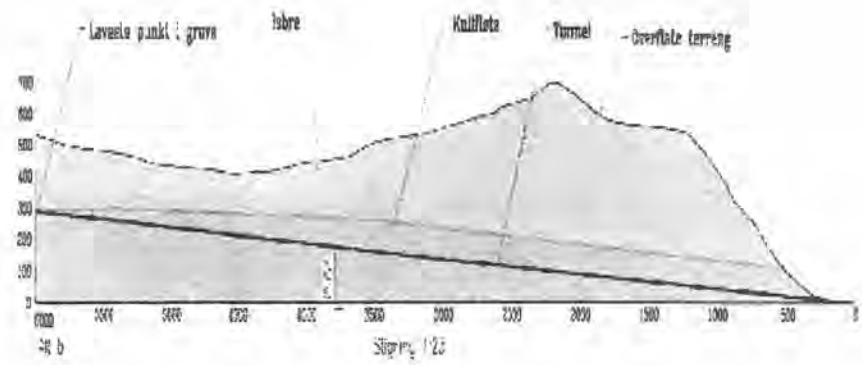
UTFORDRINGER I PROSJEKTET

Hovedutfordringen i prosjektet var logistikken med Svea's beliggenhet på nesten 78° nordlig breddegrad. Van Mijenfjorden fryser i slutten av november og åpner seg ikke for i begynnelsen av juli. Det betyr at alle materialer, alle tenkelige deler og alt utstyr må være inne i Svea innen utgangen av november. Dette satte store krav til Leonhard Nilsen & Sønner As i planleggingen av et prosjekt som dette. Det var nødvendig å sette opp store oppvarmede lagertelt for å lagre materialer som tilslag og tilsetning til betong samt sprengstoff. Lagerkostnadene var betydelige.

Transporten av personell til og fra fastlandet, og særlig mellom Longyearbyen og Svea kunne være svært vanskelig og usikker. Flyet mellom Svea og Longyearbyen kanselleres ofte og det var derfor ikke uvanlig at arbeidstakerne ble liggende værfast på en av disse stedene. Ofte ble det benyttet snøscooter og beltevogner de nesten 70 km mellom Longyearbyen og Svea for å skifte mannskap.

Bergartene i området er fra Krittiden og er ca. 70 - 120 mill. år. Det finnes lite kompetanse i Norge på tunneldrift i bergarter fra denne tidsepoken. SNSG innehar en del kompetanse på området, men dette er fra driving i kull og ikke i stein. Arbeidet gjennom permafrost var det knyttet stor usikkerhet til. Det var også knyttet stor usikkerhet til fjelloverdekning ved kryssing av Høganesbreen og ikke minst vanninntrengning i dette området. En del overraskelser ble det underveis, men de fleste ble umiddelbart løst på stedet.

Fremdriften var i seg selv en kjempeutfordring og dette satte store krav til Leonhard Nilsen & Sønner As som entreprenør. Opprinnelig plan innebar driving av 5.630 m Tunnel (inkl. strossing inn i Svea Nord) på 74 uker dvs. 76 m pr. uke inklusive all sikring og vegbanearbeider.



Figur 1 Lengdesnitt Sveatunnelen.

GEOLOGI

Berggrunnen langs tunnelen er sedimentære bergarter fra kritt og består av skiftende lag sandstein og siltstein. Tunnelen skjærer gjennom lagene med spiss vinkel. Sandsteinen var gjennomgående massiv med få sprekker. I siltsteinen var det markert skifrighet som kunne resulterte i flat heng. Der tunnelen hadde ca 600 m overdekning ble det registrert høye spenninger som resulterte i noe sprakefjell i sandsteinen, mens siltsteinene ble deformert. Nær halvparten av tunnelstrekningen ligger under breer hvor det ikke er permafrost i grunnen. I områder uten permafrost er det vannlekkasjer som varierer sterkt med årstidene og avsmeltingen av isbreene.

ARBEIDSTID

På grunn av lang reisetid og Svea's vanskelige adkomst ble Norsk Arbeidsmandsforbund og Maskinentreprenørenes Forbund enige om, etter anmodning fra de ansatte og ledelsen i Leonhard Nilsen & Sønner As, en arbeidstid som medførte 3 ukers arbeidsøkter i Svea og 3 ukers avspasering på fastlandet. Gjennomsnittsberegnet ble det arbeidet 33,6 timers arbeidsuke. For å kartlegge og dokumentere virkningen av denne arbeidstidsordningen, ble det skrevet en samarbeidsavtale med Institutt for samfunnsmedisinske fag, Seksjon for arbeidsmedisin ved Universitetet i Bergen. Det ble forsket på stress, søvnplager og psykososiale forhold.

Dette er en skiftgang som er meget effektiv. Den fortjener å bli sett nærmere på også nede på fastlandet og da kanskje med skiftgang 2 + 2.

Konklusjonen i sluttrapporten var at arbeidstakerne ikke viste tegn til å utvikle helseplager pga. nevnte skiftgang. Langtidseffektene er selvfølgelig ikke blitt undersøkte.

UTSTYR

Tunnelrigg:	Atlas Boomer L2C
Reserverigg:	Tamrock 206
Lastemaskin:	Volvo L180
Sprøyterigg:	AMV 7000
Lift:	AMV-lift
Transport:	7 stk tandem lastebiler med 14 m3 lastekasser

FORSKJÆRINGEN

I forskjæringen ble det prosjektert med 100.000 m3 med frosne løsmasser. En 135 m lang stålkulvert med tverrsnitt på ca. 85 m2 skulle monters gjennom løsmassene. Totalt ble det skrudd over 40.000 bolter under montasjen av stålkulverten.

Det viste seg at fjellet lå betydelig lengre inn enn forutsatt og det medførte at det måtte tas ut rundt 200.000 m3 med løsmasser. Høsten 2002 var ekstremt mild på Svalbard og dette medførte at løsmassene tinte under arbeidet med påfølgende rasutvikling. I lange perioder var det derfor umulig å arbeide inne i forskjæringen. På grunn av masseøkningene og den milde høsten ble arbeidene med forskjæringen 1 mnd forsinket.

TUNNELARBEIDENE

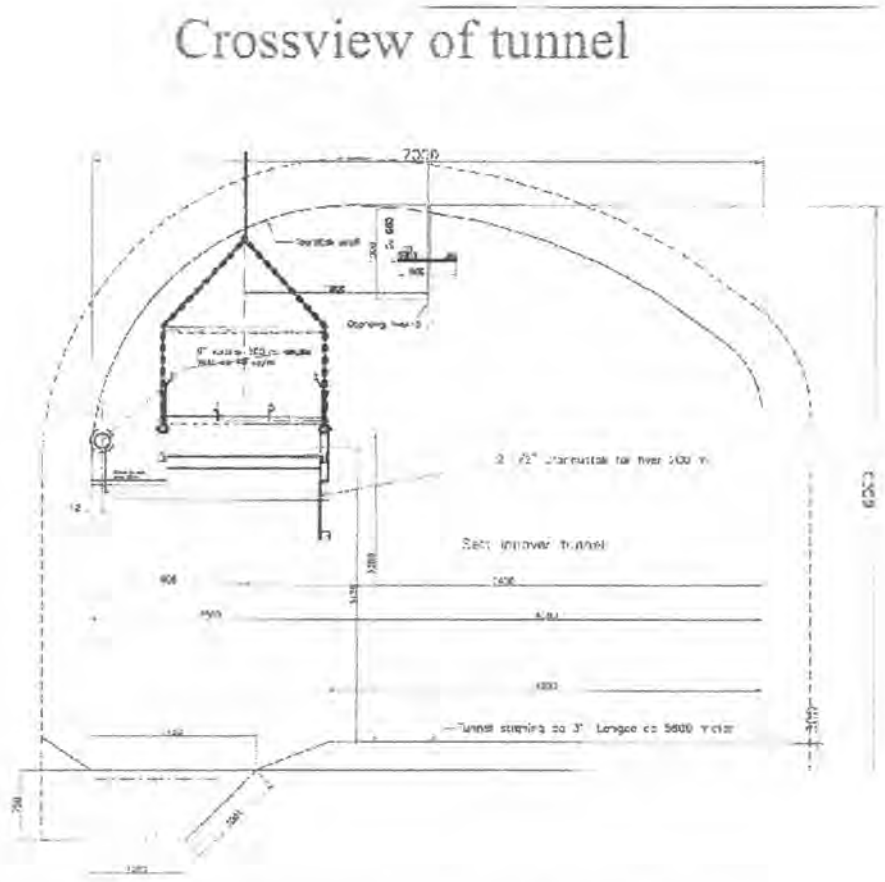
Sikring av tunnelen skulle skje med rensk, bolting og sprøytebetong. Sprøytebetongen skulle utføres fra ligg til ligg og utføres for hver 3. salve med tilsetning av sprut-34. De første 480 m av tunnelen gikk gjennom permafrosten. Dette medførte en del bore- og ladevansker, men det største problemet var sikkerheten. Det viste seg at temperaturen i sprøytebetongen tinte isen i fjellet slik at vi fikk blokkfall gjennom sprøytebetongen før denne var herdet. I tillegg viste seg nødvendig med å gå over til alkaliefri akselerator, Mapequick AF 2000, slik at sprøytebetongen herdet før vannet i fjellet tinte. Det krevdes nøyaktig boring med hullene på svak stigning slik at det ikke stod vann igjen i borehullene som frøs til is og tettet hullet. Arbeidene gjennom permafrosten var svært arbeids- og tidkrevende, og satte store krav til arbeidstakere og ledelse. Fjerning av is på alle flater som skulle sprøytes var en selvfølgelighet

Etter at permafrostsonen var passert lå fremdriften nærmere to måneder etter planen. På dette tidspunktet ble enighet mellom Store Norske Spitsbergen Grubekompani As og Leonhard Nilsen & Sønner As om en forsering av tunnelen. Det viste seg nødvendig med bruk av sprøytebetong på hver salve og bruk av AF 2000 var en nødvendighet for å kunne klare fremdriften. Siden det i utgangspunktet var ment å bruke Sprut-34 som tilsetning i sprøytebetongen, og det kun var tatt med et lite parti med AF 2000, minket lageret faretruende allerede i februar. Isen ligger på Van Mijenfjorden fra november og fjorden åpner seg ikke før i begynnelsen av juli. Tilfeldigvis skulle Kystvakten på treningstur med sin nye båt KV Svalbard. Denne fungerer også som isbryter og vi fikk Kystvakten til å komme inn Van Mijenfjorden med 200 tonn med AF 2000.

Til prosjektet ble det investert i en ny tunnelrigg, Atlas Boomer L2C. Det ble valgt en to-boms rigg utfra tunneltverrsnittet og det faktum at bergartene er lett borbare. Effekten av en tredje bom ville være liten på grunn av samtidighet. Valget av tunnelrigg viste seg å være svært lykkelig. Høy borekapasitet kombinert med høy driftssikkerhet var avgjørende for å kunne klare store inndrifter. Lastingen ble utført med Volvo L180 med sidetippskuffe. Transporten ble utført i egenregi med 14 m3 tandem lastebiler. På det slutten ble det benyttet 7 stk lastebiler og normal lastetid var fra 1 time og 10 min til 1,5 time. Å ha en god kjørebane til enhver tid var en tvingende nødvendighet. Det var nødvendig med bruk av slaghammer på stuffen rett etter lastingen var utført. Ved bruk av slaghammer økte brytingen med ca 20 – 25 cm pr. salve. Sprøytebetongen ble utført med AMV 7000.

Som sprengstoff ble det valgt Dyno Nobels SSE-system, emulsjonssprengstoffet Titan 7000. Dette gjorde at lastingen kunne starte straks etter sprengningen var gjort. Foruten kontroll av sprengasser i tunnelen, ble det fortløpende tatt gassmålinger for å kontrollere evt. innsig av eksplosjonsfarlig metangass fra berggrunnen.

SNSG drev ca. 150 m ort i kullfløtsen fra Svea Nord og ned mot tunnelen. Tunnelen lå i et lavere nivå enn kullfløtsen. Bergmassene mellom tunnelen og kullfløtsen ble så strosset ned fra tunnelen. Tunnelen ble da omdefinert som en del av gruva med de restriksjoner det medfører å drive i en kullgruve. Det ble bl.a. nødvendig å bruke spesialsprengstoff som Carbonitt 5 og tennere med Cu-kapsling. Høydeforskjellen mellom gruva og tunnelen ble utjevnet over 125 m.



Figur 2 Tunneltverrsnitt. Conveyor plassert oppe til venstre over grøft.

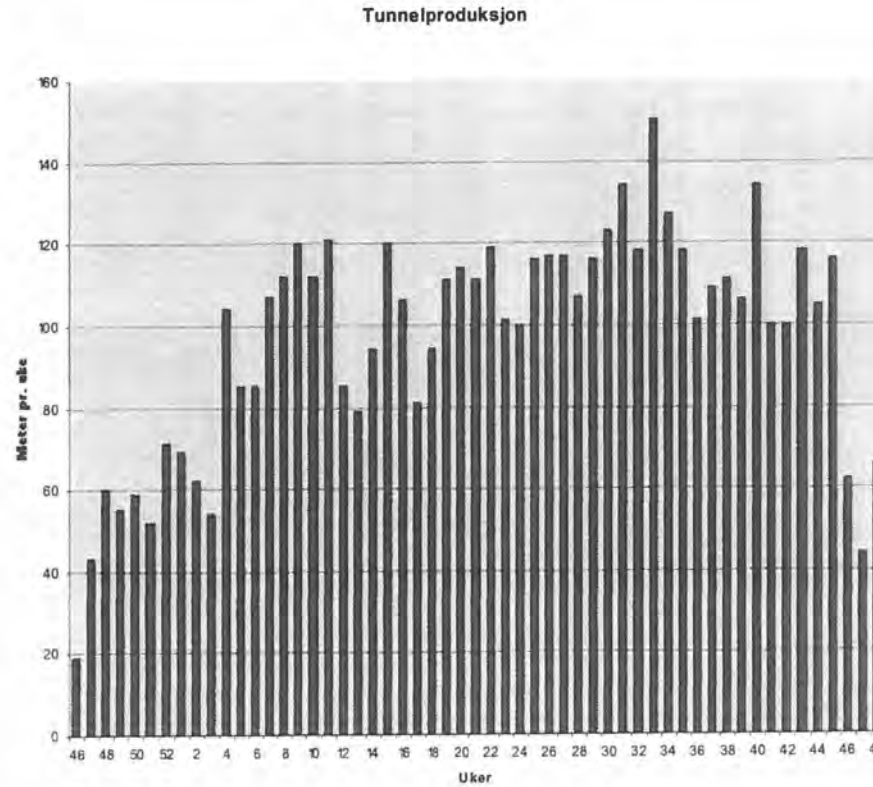
FREMDRIFT

Gjennom permafrostsonen var inndriftene mellom 43 m og 69 m pr. uke. Gjennomsnittet lå da på 56,5 m. Etter at permafrostsonen var passert, økte ukeinndriftene betraktelig. Etter relativ kort tid lå inndriftene på over 100 m/uke. Inndriftene økte jevnt utover året og i uke 33 i 2003 ble det oppnådd 150,1 m.

Forholdene var denne uka optimale. Fjellforholdene var meget bra og det var kun nødvendig å sprøyte på annen hver salve, for øvrig den eneste uka i hele byggeperioden hvor dette var mulig. Gjennomsnittet på tunneldrivingen gikk opp til 108,5 m.

Første tunnelsalve ble sprengt 16. november 2002 og "gjennomslaget" ble holdt 2. desember 2003 kl. 07.14. På ca. 54 uker ble det totalt sprengt ut 5.675 m tunnel. Av dette var 5.464 m på hovedtunnelen og det øvrige var vann- og sandlager, traforom, vaskehall etc. Selve gjennomslaget ble markert med at det ble boret et 4" hull inn i gruva. SNSG skulle da heise ned flasker med cognac gjennom hullet ned til arbeiderne fra Leonhard Nilsen & Sønner As. Flasken var for stor og festen måtte utsettes en dag til cognacflasker med mindre diameter var ankommet anlegget.

Anlegget ble totalt forsert med fire måneder i forhold til opprinnelig fremdriftsplan. På grunn av Leonhard Nilsen & Sønner As sine store fremdrift for tunnelen, kan SNSG produsere 3 mill. tonn kull og få et overskudd over 200 mill. kroner for 2004.



Figur 3 Ukeinndrifter Sveatunnelen (eks. nisjer, lager, traforom etc.).

KONKLUSJON

Hvorfor lyktes Leonhard Nilsen & Sønner As med så høye inndrifter?

1. Riktig valg av utstyr. Tunnelriggen Atlas Boomer L2C fungerte svært godt på dette prosjektet. Hjullasteren Volvo L180 var svært effektiv til tunneltverrsnittet og utkjøringskonseptet.
2. Riktig valg av sikringsmidler hvor Rescon Mapei's AF 2000 var avgjørende for hurtig og god sikring. Bruk av Dyno Nobels SSE-system muliggjorde at lastingen kunne start opp kort etter at salven var sprengt.
3. Godt planleggingsarbeide og tilrettelegging under arbeidets gang. Et tradisjonelt prosjekt i "Leonhard Nilsen & Sønner Ånden" med en slank og effektiv organisasjon.
4. Ingen konflikter på anlegget som kan forekomme ved f.eks bruk av underentreprenører. Leonhard Nilsen & Sønner As utførte og hadde full kontroll av alle operasjoner rundt prosjektet.
5. Samarbeidet med Store Norske Spitsbergen Grubekompani As var særdeles godt og basert på full tillit mellom partene. Byggeherren var meget dyktig med å legge forholdene til rette slik at prosjektet skulle gå bra.
6. Meget dyktig og løsningsorienterte tunnelarbeidere som gjorde et fantastisk arbeide under vanskelige forhold. Perfekt blanding av tunnelarbeidere fra ulike miljøer.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2004

MILJØ I TUNNELDRIFT - HMS
MILJØFORURENSNINGER OG HELSEEFFEKTER VED DRIVING UNDER JORD

Bente Ulvestad, dr. med. , bedriftslege Mesta as

SAMMENDRAG

Vi ønsket å undersøke forekomst av luftveissymptomer og redusert lungefunksjon hos arbeidstakere eksponert for partikler fra boring, sprengning og dieseleksos.

212 tunnelarbeidere og en referansegruppe på 205 anleggsarbeidere som jobbet utendørs, ble inkludert i en tverrsnittsstudie. Luftveissymptomer og lungefunksjon ble studert i relasjon til antall år utsatt for eksponering, kontrollert for røyking. En subgruppe på 29 ikke-røykende betongarbeidere som hadde arbeidet i et tunnelanlegg i ett år, ble undersøkt med utåndet NO, spirometri og spørreskjema. Kohorten fra tverrsnittsstudien ble inkludert i en prospektiv studie og undersøkt på nytt etter åtte år.

Blant tunnelarbeiderne var prevalensen av kronisk obstruktiv lungesykdom 14 % versus 8 % i referansegruppen. Tunnelarbeiderne hadde et signifikant økt fall i forsert ekspiratorisk volum i ett sekund (FEV_1), relatert til antall år utsatt for eksponering. Betongarbeiderne, som kun hadde jobbet ett år ved et tunnelprosjekt, viste økt nivå av utåndet NO sammenliknet med en gruppe som hadde utført samme arbeidsoppgaver utendørs. I den prospektive kohortstudien fant vi et økt fall i FEV_1 blant tunnelarbeidere som var assosiert med kumulativ eksponering for respirabelt støv og kvarts.

Fortolkning: Inhalasjon av produksjonsgenerert støv og gass fører til økt risiko for utvikling av kronisk obstruktiv lungesykdom. Sykdommen bør godkjennes som yrkessykdom hos tunnelarbeidere, uavhengig av røykevaner.

CHRONIC OBSTRUKTIVE PULMONARY DISEASE IN TUNNEL WORKERS.

SUMMARY

Background. As tunnel workers are exposed to particles from drilling, blasting and diesel exhaust, we aimed to assess the occurrence of respiratory symptoms and lung function decline in underground construction workers and relate these findings to exposure.

Material and methods. 212 tunnel workers and a reference group of 205 outdoor construction workers participated in a cross-sectional study. Respiratory symptoms and lung function were studied in relation to exposure. A subgroup of 29 non-smoking concrete workers who had been exposed to tunnel environment for one year, were examined by acoustic rhinometry, exhaled NO, spirometry and a questionnaire. Finally 122 tunnel workers were included in a prospective study in 1991 and re-examined in 1999.

Results. Among the tunnel workers the prevalence of chronic obstructive pulmonary disease (COPD) was 14 % vs. 8 % in the reference subjects. Compared to the reference subjects, the tunnel workers had a significant decrease in FEV_1, related to years of exposure. Concrete workers from the tunnel site had significantly increased exhaled NO levels and nasal mucosal swelling compared to subjects who had performed similar tasks outdoors. The decrease in FEV_1 was associated with cumulative exposure to respirable dust and quartz.

Interpretation. Inhalation of construction-generated dust and gases enhances the risk of chronic obstructive pulmonary disease in tunnel workers.

1. INNLEDNING

Anleggsarbeidere, og spesielt tunnelarbeidere, er eksponert for en rekke kjemiske substanser som støv, dieseleksos, kvarts, oljetåke, nitrogendioksid og karbonmonoksid (1). Helseplager i forbindelse med arbeid i tunneler og fjellrom har vært assosiert med eksponering for støv og gass (2). Store mengder mineralstøv og gasser som nitrogendioksid og karbonmonoksid frigjøres ved sprengning av fjell. Grad av kvartseksponering vil avhenge av geologiske forhold på stedet. Det blir generert støv ved fjellboring, betongsprøyting og ved transportoperasjoner. Dieseldrevne maskiner, som brukes i de fleste anleggsprosesser, produserer karbonmonoksid, nitrogendioksid, forskjellige hydrokarboner og partikler (1).

Så tidlig som i 1939 ble akutt bronkitt beskrevet som et problem blant tunnelarbeidere (3). Man var usikker på hva årsaken kunne være, men mistenkte eksponering for dieseleksos. I senere år har studier vist at eksponering for dieseleksos kan forårsake inflammasjon og antioksidant respons i luftveiene (4), samt bronkial obstruksjon (5). Håndtering av sprengstoff har forårsaket luftveisirritasjon (6). Det har vært påvist redusert lungefunksjon etter utstrakt betongsprøyting (7). Silikose har vært beskrevet hos fjellborere (8), og studier har vist at kvarts kan være en uavhengig faktor for utvikling av luftveisobstruksjon (9). Nedsatt lungefunksjon, inflammasjon i luftveiene og bronkial hyperreaktivitet har vært beskrevet etter eksponering for nitrogendioksid (10, 11) og også etter eksponering for oljetåke (12).

Vi har gjennomført en undersøkelse av kronisk obstruktiv lungesykdom hos tunnelarbeidere, dels for å undersøke om tunnelarbeidere i Norge under normale arbeidsforhold er så høyt eksponert at det utgjør en helsetrussel, dels for å få til forbedringer i arbeidsmiljøet.

2. MATERIALE OG METODE

2.1 Undersøkelsespopulasjonen

Alle tunnelarbeidere og andre anleggsarbeidere ved 15 forskjellige anlegg i Norge ble invitert til å delta i en tverrsnittsstudie. De kliniske testene ble utført ved anleggene, og helsepersonell returnerte til anleggene flere ganger inntil deltakelsen var 100 %. Studiegruppen bestod av 212 mannlige tunnelarbeidere (stuffarbeidere, betongsprøytere, betongarbeidere) og en referansegruppe på 205 utendørs anleggsarbeidere (forskalingssnekkere og jernbindere). Studiegruppen og referansegruppen hadde samme skiftplan. Ingen av anleggsarbeiderne som jobbet utendørs, hadde jobbet i tunnelanlegg tidligere. Tunnelarbeiderne og referansegruppen var sammenliknbare når det gjaldt alder, atopi og røykevaner.

Ved ett av tunnelanleggene, der det ble utført store betongarbeider, ble alle mannlige, ikke-røykende betongarbeidere (n = 29) bedt om å delta i en egen studie. Denne subgruppen, som hadde arbeidet inne i tunnelen i nøyaktig ett år, ble sammenliknet med en gruppe betongarbeidere som utførte tilsvarende arbeidsoppgaver ute i det fri (n = 26).

Fra den opprinnelige kohorten (n = 417) deltok 345 personer (83 %) i en prospektiv kohortstudie. De ble først undersøkt i 1991, så igjen åtte år senere. Personer som var 55 år eller eldre i 1991, ble ekskludert fordi avtalefestet førtidspensjon fra 62 år er vanlig i bransjen, og det dermed ville være liten sjanse til å finne dem igjen som anleggsarbeidere åtte år senere. Personer som hadde fått diagnosen astma eller kronisk obstruktiv lungesykdom i 1991, ble også ekskludert (13 tunnelarbeidere og to utendørsarbeidere). I tillegg var 37 personer forhindret fra å møte til undersøkelse i 1999. I 1999 bestod derfor studiegruppen av 96 tunnelarbeidere, 178 utendørsarbeidere og 71 anleggsingeniører, som alle var blitt undersøkt i 1991.

2.2 Kliniske undersøkelser

Et spørreskjema ble besvart av den enkelte ved oppmøte til undersøkelsene. Det samme spørreskjemaet har vært brukt i tidligere norske studier (13) og ble validert i 1989 (14). Skjemaet omfatter spørsmål om luftveissymptomer og astma diagnostisert av lege, og det ble også brukt til å kategorisere røykevaner. Studiegruppene ble kategorisert som aldrirøykere, tidligere røykere eller røykere. Tidligere røykere var de som hadde sluttet å røyke for mer enn 12 måneder siden. Blant tidligere røykere og røykere ble det kalkulert «pakkeår» ved å multiplisere varighet av røyking (i år) med gjennomsnittlig antall sigaretter daglig dividert med 20.

Lungefunksjonsundersøkelser ble gjennomført med et belgspirometer (Vitalograph S med PFT2 PLUS printer, Buckingham, UK) etter retningslinjene fra American Thoracic Society (ATS) (15). Anvendte variabler var forsert vitalkapasitet (FVK) og forsert ekspiratorisk volum i ett sekund (FEV_1) og $FEV_1/FVK \cdot 100$ (FEV_1 %). Lungefunksjonsvariablene ble uttrykt som absolutte verdier og som prosent av forventet. Referanseverdiene fra European Coal and Steel Community (ECSC) ble brukt (16). Følgende definisjoner på obstruktiv lungesykdom, tidligere anvendt av Bakke i 1991 (17), ble brukt: *Bronkial astma* ble diagnostisert dersom man oppgav på spørreskjemaet å ha fått astmadiagnose stilt av lege. Spirometrisk luftstrømsobstruksjon ble diagnostisert dersom forholdet $FEV_1/FVK < 0,7$ og $FEV_1 < 80$ % av forventet verdi. *Kronisk obstruktiv lungesykdom* ble diagnostisert hos personer med symptomene kronisk hoste, hoste med ekspektorat, tungpustethet eller piping i brystet som samtidig hadde $FEV_1/FVK < 0,7$.

Nitrogenmonoksid (NO) målinger i luft fra nese og lunger ble utført med et kjemiluminescensapparat (LR 2000, Logan Research, Rochester, UK). Utåndet og nasal NO ble målt etter retningslinjene som er beskrevet i European Respiratory Societys Task Force Report (20). Økt nivå av utåndet NO ble betraktet som en markør på inflammasjon i luftveiene.

Screening for atopisk allergi ble utført med Phadiatop (Pharmacia Diagnostics AB, Uppsala, Sverige) (21).

2.3 Eksponeringsmålinger

Det ble utført eksponeringsmålinger i tidsrommet mellom mars 1996 og desember 1998. Personlig eksponering for støv og gass ble målt hos totalt 189 anleggsarbeidere fordelt på 16 forskjellige anlegg. Resultatene fra eksponeringsmålingene er publisert i en egen artikkel (1). Eksponeringsvariabler som ble inkludert i undersøkelsen var totalstøv, respirabelt støv, kvarts, oljetåke og nitrogendioksid.

2.4 Analytiske metoder

Demografiske data ble summert for hver yrkesgruppe. Aritmetisk gjennomsnitt og standardavvik ble brukt for kontinuerlige variabler, antall med prosent for kategoriske variabler. Assosiasjonen mellom luftveissymptomer (ja/nei) og kovariablene yrkesgruppe, røykevaner, år ansatt i samme jobb og atopi (ja/nei) ble analysert ved logistisk regresjon. Kronisk obstruktiv lungesykdomdata ble analysert på samme måte. Assosiasjonen mellom lungefunksjonsvariablene og de ovennevnte

kovariablene ble analysert med variansanalyse (ANOVA). Kovariablene ble dikotomisert og interaksjonsledd ble vurdert. I oppfølgingsstudien etter åtte år ble det estimert kumulativ eksponering ut fra aritmetisk gjennomsnitt for hver enkelt eksponeringsvariabel for hver enkelt arbeider. Kumulativ eksponering for respirabelt støv og kvarts var ikke så høyt korrelert som de andre eksponeringsvariablene og ble derfor valgt til multippel regresjonsanalyse for forandring i lungefunksjon (delta-FEV_1). Modeller for fall i FEV_1-verdi i relasjon til alder, røyking og kumulativ eksponering som forklaringsvariabler ble estimert fra regresjonslikningen: delta-FEV_1 = C + C1 · alder + C2 · røyking + C3 · kumulativ eksponering for respirabelt støv + C4 · kumulativ eksponering for kvarts.

3. RESULTATER

3.1 Luftveissymptomer

Tunnelarbeiderne hadde høyere prevalens av hoste, tungpustethet ved belastning, tetthet og piping i brystet enn referansegruppen (tab 1). Morgenhoste var assosiert med røyking i begge grupper.

Tabell 1 Prevalens (prosent) av luftveissymptomer blant 212 tunnelarbeidere og referansegruppe av 205 anleggsarbeidere som jobbet utendørs

Luftveissymptomer	Tunnelarbeidere	Referansegruppe	OR [1]	95 % KI [2]
Morgenhoste	65 (30)	55 (27)	1,08	0,68 - 1,72
Hoste om dagen	37 (17)	23 (11)	1,94	1,25 - 5,79
Kortpustethet ved anstrengelse	50 (23)	29 (10)	3,47	1,96 - 6,45
Tetthet i brystet med piping	56 (26)	27 (13)	2,56	1,51 - 4,42

[1] Oddsforhold (OR) er justert for år i samme jobb (< 10 år, 10 - 20 år, > 20 år), atopi og røyking (aldri, tidligere, røyker nå) ved logistisk regresjon

[2] 95 % konfidensintervall for OR

I undergruppen av ikke-røykende betongarbeidere ble det rapportert signifikant mer symptomer fra luftveiene (tett nese (76 % versus 42 %), sår hals (65 % versus 23 %), hoste med ekspektorat (38 % versus 0 %), tetthet og piping i brystet (38 % versus 0 %) blant dem som arbeidet i tunnelanlegget enn i den utearbeidende referansegruppen.

3.2 Lungefunksjon

Verdiene av FVK (% av forventet) og FEV_1 (% av forventet), relatert til år i samme jobb, falt signifikant mer hos tunnelarbeiderne enn hos referansegruppen. FEV_1 % var redusert hos tunnelarbeiderne sammenliknet med referansegruppen. Prevalensen av kronisk obstruktiv lungesykdom var 14 % blant tunnelarbeiderne og 8 % i referansegruppen. Oddsforhold for kronisk obstruktiv lungesykdom er vist i tabell 2.

Tabell 2 Determinanter for kronisk obstruktiv lungesykdom i anleggsbransjen

Kovariabler	OR	95 % KI
Yrkesgruppe (tunnelarbeidere versus referansegruppe)	2,50	1,31 - 4,96
Røyking (røyker nå/tidligere versus aldri)	2,55	1,16 - 6,43
Antall år ansatt		
10 - 20 versus < 10	2,56	1,13 - 6,32
> 20 versus 10 - 20	1,54	0,74 - 3,14
Atopi (ja/nei)	1,15	0,44 - 2,66

Subgruppen av ikke-røykende betongarbeidere som hadde jobbet ett år i et tunnelanlegg, hadde ingen signifikant reduksjon i lungefunksjon sammenliknet med referansegruppen.

I oppfølgingsstudien etter åtte år ble det vist et fall i FEV_1 som var assosiert med kumulativ eksponering for respirabelt støv ($p < 0,001$) og kvarts ($p = 0,02$) (tab 5). Ut fra regresjonsmodellen ble det estimert at hos en 40 år gammel arbeider ville det årlige fallet i FEV_1 i gjennomsnitt være 25 ml hos en ikke-eksponert ikke-røyker, noe som tilsvarer forventet fysiologisk fall. Til sammenlikning ville det estimerte årlige fallet være 35 ml hos en ikke-eksponert røyker og 50 - 63 ml hos en ikke-røykende tunnelarbeider, avhengig av hvilke arbeidsoppgaver som ble utført.

Tabell 3 Multippel lineær regresjonsmodell for delta-FEV_1 (ml) over oppfølgingsperioden blant 345 tunnel- og anleggsarbeidere ($R^2_{justert}$ = 0,15)

Kovariabler	Regresjonskoeffisient	Standardfeil	P-verdi
Konstant	53	61	0,39
Alder (år)	3,6	1,4	0,01
Røyking	80	26	0,002
Kumulativ eksponering for respirabelt støv (mg · år/m^3)	10,6	2,8	< 0,001
Kumulativ eksponering for kvarts (mg · år/m^3)	271	121	0,02

3.3 Nasal og utåndet NO

Det var ingen signifikant forskjell i nivåer av nasal NO mellom de to gruppene. Arbeidere som rapporterte nesetetthet, hadde signifikant høyere nivåer enn arbeidere uten dette symptomet (910 ± 46 versus 779 ± 45, $p = 0,04$). Arbeiderne i tunnelanlegget hadde signifikant høyere nivåer av utåndet NO enn referansegruppen (8,4 ± 1,1 versus 5,6 ± 1,1 ppb (parts per billion), $p = 0,003$). Nivået av utåndet NO blant arbeidere som klaget over tetthet i brystet og piping ($n = 11$) var

signifikant høyere enn hos arbeidere uten dette symptomet (9,6 ± 1,2 versus 6,3 ± 1,1 ppb; p = 0,004).

4. DISKUSJON

Studien viser at prevalens av luftveissymptomer, årlig tap i FEV_1 og utvikling av kronisk obstruktiv lungesykdom er høyere blant tunnelarbeiderne enn i referansegruppen av utearbeidende anleggsarbeidere. Tunnelarbeidere har et tilleggstap i FEV_1 utover det forventede fysiologiske tapet, som er like stort som det fysiologiske, også når det korrigeres for røyking.

Betongarbeidere som hadde jobbet ett år i tunnelanlegg, hadde signifikant mer luftveissymptomer enn referansegruppen. Undersøkt med sensitive, ikke-invasive metoder hadde de også økt nesetetthet og økte nivåer av utåndet NO, hvilket kan indikere en lavgradig, subklinisk inflammasjon med affeksjon av både øvre og nedre luftveier.

I den longitudinelle studien var vårt hovedfunn et årlig, signifikant fall i FEV_1 på tvers av yrkesgruppene som var assosiert med kumulativ eksponering for respirabelt støv og kvarts. Også referansegruppen av utearbeidende anleggsarbeidere hadde en høyere prevalens av kronisk obstruktiv lungesykdom (8 %) enn hva som er beskrevet i den generelle befolkningen (5,4 %) (17). Dette kan forklares ved at også referansegruppen er eksponert for gass og støv (1), men i en mindre utstrekning enn tunnelarbeiderne.

4.1 Eksponering

Mobiliteten i anleggsbransjen skaper spesielle problemer for epidemiologiske undersøkelser. Faktorer som hyppig bytte av arbeidsgiver, anleggsplasser som bygges fort opp og så avsluttes, arbeidere som flyttes fra én landsdel til en annen kanskje flere ganger i løpet av ett år gjør det vanskelig å gjøre seg opp en mening om den enkeltes eksponeringshistorie. I tillegg har anleggsbransjen komplekse eksponeringer, slik at det å relatere en helseeffekt til én type eksponering som oftest blir umulig. Dette vil spesielt være tilfellet for sykdommer som kronisk obstruktiv lungesykdom og astma, der årsaken vanligvis er en annen enn yrkeseksponering.

Luftveissykdom som resultat av eksponering for toksiske substanser kan oppstå enten ved kortvarige toppeksponeringer eller ved kontinuerlig, mer lavgradig eksponering. Tunnelarbeidere kan bli utsatt for ekstremt høye konsentrasjoner av både støv og gass i kortere perioder (1), og så for kontinuerlige, lave konsentrasjoner. Dersom man ser på gjennomsnittlig eksponering over lang tid vil man kanskje oppleve nivåer som normalt vil bli vurdert som ufarlige. Ut fra vår studie kan vi ikke si om det er høy korttidseksponering eller langvarig lavere eksponering som er av betydning.

Fordi korrelasjonen mellom kumulativ eksponering for totalstøv, respirabelt støv, kvarts, nitrogendioksid og oljetåke var høy, var det vanskelig å skille mellom de forskjellige typer eksponering i forhold til fall i lungefunksjon. Vi valgte å bruke respirabelt støv og kvarts i analysene fordi begge i tidligere undersøkelser har vist seg å kunne føre til luftstrømsobstruksjon (9). Nitrogendioksid og oljetåke kan imidlertid også ha vært viktige eksponeringsfaktorer for utvikling av luftveisobstruksjon blant tunnelarbeiderne. Eksponering for 2 ppm (parts per million) nitrogendioksid over fire timer har vist seg å kunne gi nøytrofil inflammasjon i luftveiene (10, 11). I vår studie var den gjennomsnittlige eksponeringen for nitrogendioksid moderat (0,8 ppm) (1). I en studie fant vi imidlertid at tunnelarbeidere vil kunne oppleve svært høye kortvarige eksponeringer av nitrogendioksid når de passerer «skyteproppen» på vei ut eller inn av tunnelen (6), og i en eksperimentell studie er det demonstrert at gjentatte eksponeringer for nitrogendioksid kan føre til nøytrofil inflammasjon i nedre luftveier (22). Disse studiene støtter hypotesen om at kortvarige, høye eksponeringer for nitrogendioksid kan være assosiert med kronisk tap av lungefunksjon.

Røyking, som er den viktigste årsaken til kronisk obstruktiv lungesykdom, er en konfunderende faktor dersom det er forskjell i røykevaner mellom eksponert og ikke-eksponert gruppe. I vår

studie var det en jevn fordeling av røykere i de to gruppene anleggsarbeidere (tunnelarbeidere, utendørsarbeidere), mens gruppen av ingeniører i den longitudinelle studien hadde en lavere prosent av røykere. Røyking kan også være effektmodifiserende i den betydning at effekten av eksponering kan være sterkere hos storrøykere. Derfor ble det kontrollert for røyking i alle dataanalyser der røykere var inkludert.

4.2 Kronisk obstruktiv lungesykdom som yrkessykdom

Kronisk obstruktiv lungesykdom er ingen reversibel sykdom. Utvikling av kronisk obstruktiv lungesykdom blant tunnelarbeidere ble observert både blant røykere og ikke-røykere. Funnene i denne studien viser at tunnelarbeidere som utvikler kronisk obstruktiv lungesykdom, må vurderes med tanke på yrkessykdom uavhengig av røykevaner. Ved yrkessykdom av denne type har pasienten krav på menerstatning etter folketrygdloven § 13 - 17 og kompensasjon for økonomiske tap og utgifter som er oppstått ved yrkessykdom etter lov om yrkesskadeforsikring fra 1990.

4.3 Forebyggende tiltak

Lover og reguleringer for å beskytte og overvåke arbeidere i eksponerte yrker er ikke nytt i Norge. Helt siden 1937 har det vært lovpålagt helsekontroll, som har inkludert røntgenundersøkelse av lungene hvert tredje år, for arbeidere som har vært eksponert for kvarts. Fra 1974 ble det etablert liknende programmer for alle industriarbeidere med økt risiko for pneumokoniose.

Hensikten med regelmessige helsekontroller av arbeidere i eksponerte yrker var tidlig oppdagelse av sykdom for å kunne sette inn forebyggende tiltak slik at ytterligere eksponering ble unngått, og for ev. å sette i gang behandlingstiltak. Til tross for disse reguleringene har vi vist at eksponering for gass og støv i anleggsbransjen i Norge, spesielt blant tunnelarbeidere, er assosiert med risiko for ytterligere nedsatt lungefunksjon, luftveissymptomer og kronisk obstruktiv lungesykdom. Dette betyr at mer må gjøres for å redusere eksponering ved arbeid i tunnelanlegg. Bruk av åndedrettsvern kan være nødvendig i spesielle situasjoner, men er ingen ønskelig løsning, da det er svært ukomfortabelt. Arbeidstilsynet aksepterer derfor ikke bruk av åndedrettsvern på permanent basis som et akseptabelt forebyggende tiltak.

Andre tekniske løsninger for å redusere forurensning i tunnelanlegg er nødvendig. Det er foreslått erstatning av dieseldrevne maskiner med elektrisk drevne, forbedret ventilasjonssystem og bruk av lukkede, ventilerte hytter på anleggsmaskinene. Andre forslag er å redusere eksponering fra dieseleksos ved katalysering og filtrering med aktive kullfiltre, og å redusere eksponering for nitrogendioksid ved å benytte moderne sprengstoff. Røykeavvenning vil i tillegg være nødvendig for å unngå videre fall i FEV_1 og dårlig prognose.

5. KONKLUSJON

Anleggsarbeidere, og spesielt tunnelarbeidere, er eksponert for en rekke agenser som gir økt risiko for utvikling av kronisk obstruktiv lungesykdom. Teknologiske løsninger for å redusere eksponering for støv og gass i tunnelanlegg er nødvendig. Kronisk obstruktiv lungesykdom bør godkjennes som yrkessykdom hos tunnelarbeidere, uavhengig av røykevaner.

Prosjektet ble støttet av NHOs arbeidsmiljøfond og ble gjennomført i samarbeid med Statens arbeidsmiljøinstitutt. Takk til entreprenørselskapet Selmer ASA, nå Skanska, for støtte og velvilje.

6. LITTERATUR

1.
Bakke B, Stewart PA, Ulvestad B, Eduard W. Dust and gas exposure in tunnel construction work. Am Ind Hyg Assoc J 2001; 62: 457 - 65.
2.
Sullivan PA, Bang KM, Hearl FJ, Wagner GR. Respiratory disease risks in the construction industry. Occup Med 1995; 10: 313 - 34.

3.
Henry MG. Acute tunnel gas bronchitis - with case report. Ind Med 1939; 8: 477 - 80.
4.
Blomberg A. Air passage inflammatory and antioxidant responses to oxidative and particulate air pollutants - experimental exposure studies in humans. Clin Exp Allergy 2000; 30: 310 - 7.
5.
Ulfvarson U, Alexandersson R, Dahlquist M. Pulmonary function in workers exposed to diesel exhausts: the effect of control measures. Am J Ind Med 1991; 19: 283 - 9.
6.
Bakke B, Ulvestad B, Stewart P, Lund MB, Eduard W. Effects of blasting fumes on exposure and short-term lung function changes in tunnel construction workers. Scand J Work Environ Health 2001; 27: 250 - 7.
7.
Kessel R, Redl M, Mauermayer R, Praml GJ. Changes in lung function after working with the shotcrete lining method under compressed air conditions. Br J Ind Med 1989; 46: 128 - 32.
8.
National Institute for Occupational Safety and Health (NIOSH). NIOSH alert: request for assistance in preventing silicosis and deaths in rock drillers. DHHS Publication no. 92 - 107. Cincinnati, OH: NIOSH, 1992.
9.
Humerfelt S, Eide GE, Gulsvik A. Association of years of occupational quartz exposure with spirometric airflow limitation in Norwegian men aged 30 - 46 years. Thorax 1998; 53: 649 - 55.
10.
Blomberg A, Krishna MT, Bocchino V, Biscione GL, Shute JK, Kelly FJ et al. The inflammatory effects of 2 ppm NO_2 on the air passages of healthy subjects. Am J Respir Crit Care Med 1997; 156: 418 - 24.
11.
Frampton MW, Morrow PE, Cox C. Effects of nitrogen dioxide exposure on pulmonary function and air passage reactivity in normal humans. Am Rev Respir Dis 1991; 143: 522 - 7.
12.
Massin N, Bohadana AB, Wild P, Goutet P, Kirstetter H, Toamain JP. Air passage responsiveness, respiratory symptoms, and exposure to soluble oil mist in mechanical workers. Occup Environ Med 1996; 53: 748 - 52.
13.
Melbostad E, Eduard W, Magnus P. Chronic bronchitis in farmers. Scand J Work Environ Health 1997; 23: 271 - 80.
14.
Kongerud J, Vale JR, Aalen OO. Questionnaire reliability and validity for aluminium potroom workers. Scand J Work Environ Health 1989; 15: 364 - 70.
15.
American Thoracic Society. Standardization of spirometry - 1987 update. Am Rev Respir Dis 1987; 136: 1285 - 98.
16.
Quanjer PH, Tammeling GJ, Cotes JE, Pedersen OF, Peslin R, Yernault JC. Lung volumes and forced ventilatory flows. Eur Respir J 1993; 6 (suppl 16): 5 - 40.
17.
Bakke P. Obstructive air passage diseases and occupational airborne exposure. Doktoravhandling. Bergen: Universitetet i Bergen, 1991.
18.
Hilberg O, Jackson AC, Swift DL, Pedersen OF. Acoustic rhinometry: evaluation of nasal cavity geometry by acoustic reflection. J Appl Physiol 1989; 66: 295 - 303.
19.
Djupesland PG, Chatkin JM, Qian W, Haight JS. Akustisk rhinometri. Ny metode for objektiv beskrivelse av passasjeforholdene i nesen. Tidsskr Nor Lægeforen 1996; 116: 3111 - 4.
20.
Kharitonov S, Alving K, Barnes PJ. Exhaled and nasal nitric oxide measurements: recommendations. Eur Respir J 1997; 10: 1683 - 7.
21.
Eriksson NE. Allergy screening with Phadiatop and CAP Phadiatop in combination with a questionnaire in adults with asthma and rhinitis. Allergy 1990; 45: 285 - 92.
22.

Blomberg A, Krishna MT, Helleday R. Persistent airway inflammation but accommodated antioxidant and lung function responses after repeated daily exposure to nitrogen dioxide. Am J Respir Crit Care Med 1999; 159: 536 - 43.
23.
Ulvestad B, Bakke B, Melbostad E, Fuglerud P, Kongerud J, Lund MB. Increased risk of obstructive pulmonary disease in tunnel workers. Thorax 2000; 55: 277 - 82.
24.
Ulvestad B, Lund MB, Bakke B, Djupesland PG, Kongerud J, Boe J. Gas and dust exposure in underground construction is associated with signs of airway inflammation. Eur Respir J 2001; 17: 416 - 21.
25.
Ulvestad B, Bakke B, Eduard W, Kongerud J, Lund MB. Cumulative exposure to dust causes accelerated decline in lung function in tunnel workers. Occup Environ Med 2001; 58: 663 - 9.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2004

RALLARENS BETYDNING FOR NORSK HYDROS UTBYGGING I VESTFJORDDALEN FOR SNART 100 ÅR SIDEN

THE IMPORTANCE OF THE WORKMEN, RALLAR's, FOR NORSK HYDRO's DEVELOPMENT IN VESTFJORDDALEN ABOUT 100 YERS AGO

Per Pynten tidligere laboratoriesjef Hydro Rjukan

SAMMENDRAG

Norsk Hydro ble stiftet 2. desember 1905. Sam Eyde forsto verdien i de norske fossefall. Han kjøpte, sammen med sine samarbeidspartnere, Rjukanfossen på slutten av året 1902. Deretter ble det foretatt oppkjøp av rettigheter og eiendommer fra Møsvatn til Tinnsjøen. Planene var å bygge en kunstgjødselfabrikk. Hydro sendte sine beste ingeniører, med erfaring fra Notodden, til Vestfjorddalen for å lede arbeidet.

Rallarne, som reiste fra anlegg til anlegg, strømmet nå til Vestfjorddalen. Det var sulten som drev dem fra de usle kårene hjemme. Det var en broket forsamling av nordmenn, svensker og noen finner. De var yrkesstolte og tålte ikke kritikk fra ingeniører.

Det var rallarne som tok det tunge slitet.Tunnelen fra Skarfoss til Vemorktoppen, lengde 4,5 km og et tverrsnitt på 32 m², ble drevet ut med håndkraft, med håndbor og trillebør. Særlig slitsom var lasting og kjøring av trillebørene med stein.

Transportbehovet var stort. Fra Notodden foregikk transporten med hest til Tinnoset, videre med lektere på Tinnsjøen og så videre med hest oppover Vestfjorddalen.
Arbeidet med å lage jernbaneforbindelse tok omkring to år. På strekningen fra Notodden til Såheim var det i gjennomsnitt 800 mann i arbeid. 18.februar 1909 var skinnene lagt helt frem til Såheim, og godstransport kom i gang fra samme dag.

Vemork kraftstasjon sto ferdig og kom i drift i 1911, den gang verdens største kraftstasjon.
Såheim kraftstasjon kom i drift i 1916.
På Såheim ble det bygd en hel bybebyggelse, hovedsaklig på nord siden av elven Måna. På syd siden av elven ble fabrikkanleggene bygd. Fabrikken kom i drift i november 1911.
Stedet Såheim fikk nytt navn i 1912, nemlig Rjukan.

SUMMARY

Norsk Hydro was founded 2. December 1905.
Sam Eyde understood the value of the Norwegian waterfalls. He was one of the buyers of the waterfall Rjukanfossen at the end of the year 1902. Land and properties were bought from Lake Møsvatn and down to Lake Tinnsjøen. The plan was to build a fertilizer plant in Rjukan. Norsk Hydro sent all their best engineers with experience from the building of Notodden, to manage the work in Vestfjorddalen.

The workmen, called RALLARs , travelled from one plant- or railway construction to another. The hunger drove them from their poor homes. They were different kind of men coming mainly from Norway and Sweden, but also some from Finland. They were proud of their work and did not accept criticism from the engineers.

The RALLARs flocked to Vestfjorddalen where they took all the physical hard work in building of the new society. The tunnel from Skarfoss to Vemorktoppen, with a length of 4,5 km and a cross-section on 32 m², was carved out by handwork only. The only tools used were hand drills and wheelbarrows. Loading and wheeling the wheelbarrows with stones were especially hard work.

The need for transportation during the construction work was enormous. From Notodden the transport was carried out by horses to Tinnoset, on barges on Lake Tinnsjøen and then again by use of horses up the valley Vestfjorddalen. Building a railway connection took nearly two years, and an average of 800 men were in work on the distance from Notodden to Såheim. 18. February 1909 the rails were connected all the way to Såheim, and the transport of goods started this same day.

The Vemork Power Station was finished and in operation in 1911. At this time it was the world's biggest power station. The Såheim Power Station started up in 1916.
At Såheim a town with houses for living was built up. This was at the north side of the river Måna while the plant was built at the south side of the river. The plant came into operation in November 1911. The place called Såheim was renamed to Rjukan in 1912.

FOREDRAG

Vannet som samles i Møsvatn kommer fra Hardangerviddas vestre og søndre del. Det vestligste punkt som fører vann til Møsvatn ligger bare 16 km fra Sørfjorden i Hardanger. Før utbyggingen lå Møsvatn ca 902 m.o.h. På vannets lange ferd til Frierfjorden og havet styrter det skumhvitt i flere fosser. De største ligger like vest for Rjukan. Her ligger på rekke Skarfossen, Kvernhusfossen og Rjukanfossen. Ovenfor Skarfossen er det ca 855. m.o.h. Rjukan sentrum ligger på ca 300 m.o.h. Her har vi på en kort strekning, ca 11 km, hele 555 meters fall.

Rjukanfossen ble oppdaget av bergassessor Esmark i 1810, og han bekjentgjorde dette mektige fossefall i Telemark. Dette førte til at utover på 1800-tallet begynte turister å ta seg frem til Vestfjorddalen for å beskue fossen. Gården Krokan, som lå i bratthenget like øst for Rjukanfossen, ble i 1869 kjøpt opp av Den Norske Turistforening og gjort om til DNT's første turisthytte. Noe senere ble det ved Rjukanfossen bygd et hotell. A/S Hotel Rjukan sto ferdig i 1897, etter datidens forhold et prektig hotell. Hotellet overtok også turistforeningens hytte. Eierne av hotellet, Kielland-Torkildsen og Borchgrevink, hadde også kjøpt opp hele Rjukanfossen og en del fallrettigheter oppstrøms. Hotellet går konkurs på slutten av året 1901.

På denne tiden hadde Sam Eyde ingeniørkontor i Kristiania med mange ansatte. Som den fremsynte mann han var, forsto han verdien i de norske fossefall. Sammen med andre hadde han begynt med oppkjøp av fossefall. Nå var Sam Eyde interessert i å kjøpe Rjukanfossen. Den var skilt ut som egen eiendom og Kielland-Torkildsen ville ikke forhandle om salg av fossen før det konkursrammede hotell var solgt. For Sam Eyde var hotellet verdiløst, men han

kjøper hotellet 11.august 1902. Forhandlinger om kjøp av fossen starter. Det er mye interessant som nå skjer, men kort fortalt er Sam Eyde og hans samarbeidspartnere eiere av Rjukanfossen før året 1902 er omme.

Eyde så verdien i fossen, men visste ikke hva den skulle brukes til. Det var først etter at han ble kjent med professor Kristian Birkeland, 13.februar 1903, og de i fellesskap utviklet Birkeland-Eydes lysbueovn han forsto hva energien skulle brukes til: Nemlig produksjon av kunstig gjødning. A/S Rjukanfos ble stiftet, og det ble satt i gang oppkjøp av eiendommer og rettigheter fra Møsvatn til Tinnsjøen. Oppmåling og planlegging ute i marka ble startet. På Sam Eydes ingeniørkontor ble det tegnet og planlagt til minste detalj. Norsk Hydro ble stiftet 2.desember 1905.

4. juli 1907 er alle planer og tegninger ferdige og utbyggingen starter for full kraft. Det var et stort verk som nå ble satt i gang. Arbeidet pågår på mange steder samtidig. Det skal bygges jernbane fra Notodden til Tinnoset, jernbaneferje på Tinnsjøen, jernbane fra Mæl til Såheim og videre opp til Vemork, demning ved Møsvatn og Skarfoss, tunnel fra Skarfoss til Vemorktoppen, rørgate og Vemork kraftstasjon, på Såheim en stor kunstgjødsel-fabrikk og en moderne bybebyggelse.

Da alle planer og tegninger var ferdig 4.juli 1907, sendte Hydro sine beste ingeniører , med erfaring fra Notodden, opp til Vestfjorddalen for å lede arbeidet. Det var unge menn. En egen glans sto det rundt Sigurd Kloumann. Under bygging av kraftstasjon i Svelgfossjuvet ved Notodden, måtte maskindeler fires 48 meter ned i juvet. Til Kloumann, som ledet arbeidet, ble det sagt at det finnes ikke i hele Skandinavia en kran som kan klare de tyngste maskindelene. Til dette svarte Sigurd Kloumann: "La oss bygge en så stor kran". Og det ble gjort.

Det var ikke problem å skaffe arbeidskraft. Fra nær og fjern strømmet tusener på tusener til Vestfjorddalen for å få jobb og være med på å bygge et industrisamfunn mellom fjellene. Rallarne, eller slusken som de selv likte å kalle seg, reiste fra anlegg til anlegg. Nå strømmet de til Vestfjoddalen.

I Kvernhusfossen, like ovenfor Rjukanfossen, ble det tidlig bygd en provisorisk kraftstasjon. Det var for å skaffe strøm til lys og pumper ved tunnelarbeide og anlegsstrøm for øvrig. En av de som var med og bygde denne kraftstasjonen var forfatteren Arthur Omre, eller Arthur Antonisen, som han den gang het. Kraftstasjonen hadde to francisturbiner som til sammen ytet 600 hestekrefter. Fallhøyden var 26,5 m og i tillegg ble suget utnyttet etter at vannet hadde passert turbinene.

For å gi en beskrivelse av rallaren gjengis det her fra professor Helge Dahls bok Rjukan bind I sidene 76 og 77:

Ikke hvem som helst nådde opp til å bli ekte rallar. Han måtte gå i en streng skole, til og med <konfirmeres>, noe som ofte skjedde på en heller tøff måte, og avansere gjennom flere grader. Begynte det en ny mann, hendte det ofte at laget satte opp et svingende tempo så han ofte ble sprengt. Det kalte de å arbeide en mann ut av laget - om han ikke dugde.

Hvor han enn stod i rekken, kjente den ekte rallaren seg som fagarbeider, og han holdt sitt yrke for det fornemste i verden. Nederst sto jordarbeiderne, så kom betongstøpere og alminnelige fjellarbeidere. De lærte litt av hvert på så mange arbeidsplasser og kunne snart brukes til alt innenfor sitt yrke. Men de ble ikke holdt for rett bus om de ikke hadde vært ved det nordsvenske kraftanlegget Porjus, sovet på kalkovnen i Eidanger og langs de tusen veier.

og knoget på Rjukan. Først da ble de regnet for førsteklasses, hadde avlagt studenteksamen og hørte til det ramsalte rallararistokratiet. Slike karer var suverene mestere med feisel og bor og kunne lett slå inn en <engelskmann>. Uten opphold stod de i i timevis og slo på bornakken med en nesten nifs presisjonig og en rytme som en moderne jazzdirigent ville ha misunt dem, slik det berettes om Andreas Nesmarken i innslag 7.

Rallarne kom for å arbeide og tjene penger. Sulten drev dem ut av de usle kårene hjemme. De kjente ikke 8 timers dagen, men gikk 10-12 timer på dagskift og like mange på nattskift, for det meste på langtidsakkord, for eksempel fra jul til påske.

Søndagen tok de fri om det ikke stod noe ekstra på. I så fall nøyde de seg med en mindre pause midt på dagen. Et langskift var nesten to skift i ett, fra lørdag kveld til mandag morgen. Femti år senere kunne ingeniør Tormod Gjestland se for seg skiftbyttet: Lange rekker av tause menn med karbidlykt i hånden gikk fra brakkene til arbeidsstedet med en kald natt foran seg og ikke noe annet å gle seg til enn søvnen når det harde slitet var over.

Gunvald Hemb (senere funksjonær ved fabrikkens innkjøpskontor) deltok i 1909 som elektromontør i et sprengningskompani ved Møsvatn. Han forteller om rallarne der: - Det var en broket forsamling av nordmenn, svensker og noen finner. Svarte, lurvete, skjeggete og rent uhyggelige å skue ved første øyekast. Men skinnet bedrar. Spør om de ikke var <renhårige> og kjekke karer å ha med å gjøre. Hele gjengen var gjennomsyret av det mest smittende humør, og de trallet og sang ustanselig, trass i at de arbeidet i sterk kulde og snødrev. Det gikk oss kaldt nedover ryggen ved å iaktta deres arbeid med opptining av frossen dynamitt. <Unna, din jævel, ellers blåser dere ad helsike til!> lød det promte hvis man kom i veien.

Det rådde en jernhard disiplin i arbeidslagene. Ikke noe unødvendig prat, aldri diskusjoner om det ene eller det andre, ikke noe stykkevis og delt. <Slå rett på bornakkens stål!>. Alle gikk fullt og helt opp i arbeidet. Det kunne bli for mye av det gode. Lagene sprengte ofte akkorden og kunne på den måten bringe fortjenesten ned i det lange løp.

Rallaren var i det hele så yrkesstolt og uavhengig at han ikke tålte kritikk på arbeidsplassen. Grep ingeniører og syninger inn, mente han at det skyldtes lyst til å kommandere, og så slengte han heller sekken på ryggen og tok landeveien fatt. Som regel viste ingeniørene seg skvære og reale og forstod seg på rallaren og hans egenart. De kunne opptre som mannfolk og gjelde for <renhårige>. Men busen skalv aldri i knærne når han snakket med en ingeniør. Noe formynderi ønsket han heller ikke. Ingeniør Olav Heggstad sørget for at arbeidslaget hans satte fortjenesten inn i banken. Ved pasketider dro alle mann til Notodden, tok ut innskuddene og turet bort pengene til siste øre i Kristiania. Heggstad måtte ordne med fribilletter og <forskott> for å få dem tilbake til tunnelen mellom Skarfoss og Vemork.

Professor Helge Dahl har her gitt en god beskrivelse av rallaren. De som tok de tunge tak, ofte med livet som innsats.

Kraftutbyggingen foregikk, i første omgang, i to trinn. Vemork kraftstasjon sto ferdig i 1911 og Såheim kraftstasjon sto ferdig på slutten av året 1915. Tunnelen fra Skarfoss til Vemorktoppen ble bygd fra 1907 til 1911 og har en lengde på nærmere 4,5 km og et tvrrsnitt på 32 m². Såheimtunnelen ble bygd fra 1911 til 1915 og har en lengde på 5,7 km og tverrsnitt på 26 m². Her går undervannet fra Vemork videre til Såheim.

Arbeidet med Vemorktunnelen foregikk med håndkraft, med håndbor og trillebør. Å bore et hull på ca 2 meters lengde i vanlig fjell, brenne ut og skyte, ble regnet som et alminnelig dagsverk. Særlig slitsom var lastingen og kjøringen av trillebørene med stein. Det ble ikke spart på dynamitten. Det var dyktige tunellbaser, så utsprengt masse i forhold til

dynamittforbruk var allikevel ganske stort. Under arbeidet med Såheimstunellen ble det de siste årene benyttet luftbor, men lasting og transport foregikk som før med håndkraft.

Fra Vemorktoppen og ned ble det klargjort for rørgate og kraftstasjon. Det ble sprengt så stein, jord, trær og busker for tilværs i en enste ildmørje. Rør etter rør kom på plass i seksjoner på 7500 kilo. Der fjellgarden Vemork lå, reiste kraftstasjonen seg. Den ble bygd i betong og kledd med naturstein, 110 m lang og 22 m bred. Et arkitektonisk mesterverk tegnet av professor Olaf Nordhagen. Arbeidsformann Ferdinand Iversen fortalte at midt i et virvar av all verdens språk og dialekter, i larmen av roterende blandingsmaskiner og knirkende spill, midt i dunsten av lort og svette gikk ingeniørene og kontrollerte hver bolt og forankring i de kjempemessige fundamentene. Her løp man ikke fra et halvgjort godtkjøpsarbeid. Alt var beregnet til å tåle en permanent påkjenning gjennom alle tider til dommens store dag.

Vemork kraftstasjon sto ferdig og ble satt i drift i 1911. Den gang verdens største kraftverk. Fallhøyde på 276 m og i 10 rør ble vannet ført til 10 turbiner som hver ytet 14500 hestekrefter. Såheim kraftstasjon ble satt i drift på begynnelsen av året 1916, med en fallhøyde på 274 m. Fra fordelingsbassenget inne i fjellet ble vannet ført i rør, i tunnel, til turbinene som ytet 167 000 hestekrefter.

I den aller første tiden da tunnel- og damarbeidene startet, var det dårlige boforhold. Rallarne lå ofte under åpen himmel bare med noe granbar over seg. Det ble imidlertid raskt reist en del brakker. Etter hvert ble det på Vemorktoppen en hel liten brakkeby, og det var kokkelag med en fast kokke i hver brakke. Stor plass var det allikevel ikke. To mann delte en seng. De som kom tilbake fra skift, overtok sengene til de som gikk på skift. Om vinteren kunne det bli kaldt. Veggene besto bare av planker. Selv om de fyrte så ovnen var rødglødende, var det kaldt i sengene som sto mot ytterveggen. Basen tok gjerne dynamitten med inn i brakka for å hindre frost eller tine den opp. Der lå den som ostepakker rundt den rødglødende ovnen og var klar til bruk når karene tørnet ut. Forfatteren Kristofer Uppdal arbeidet i Vemorktunnelen ved innslag 7. Han skriver i et brev til Arne Garborg: *Dette kropsarbeide eg driv, er av det tyngste som finst. Og so brakkelive er ikkje gildt.*

Uppdal er et godt eksempel på spennvidden i den sammensatte rallarflokken. Mange var beleste og intelektuelle. Ikke alle tedde seg så bra. Etter lange perioder med tungt slit, var det godt med en forandring. Når oppgjøret kom etter langakkorden tok mange på seg sine fineste klær og dro til Notodden, Skien, Kongsberg eller aller helst til Kristiania for å feste. Da levde de i sus og dus så lenge pengene varte. En gjeng på vei fra Rjukan sendte en gang telegram til politimesteren på Notodden: *Gjør finkan (arresten) ren for bønder og lus. Nu kommer slusken. Ærbødigst Elektriska Pelle.*

Rallarne hadde en sterk utviklet rettferdighetsfølelse. Det betydde alt for den ekte rallar å være real, hjelpsom, ærlig, raus, vise samhold, gjøre rett og skjel for seg over alt, i arbeid som i samvær ellers. I de trange brakkene som skulle huse så mange, var det en uskreven lov at man aldri skulle legge seg bort i kameratenes gjøremål. Hver fikk holde på med sitt, bare han ikke prøvde å yppe til strid eller kiv. Dikterspiren fikk sitte i fred med sine manuskripter mens de andre spilte kort.

Transportbehovet var stort. Bortsett fra stein, sand og en del trelast fra Hydros eget sagbruk, måtte alt transporteres opp fra Notodden. Det var hestetransport til Tinnoset. På Tinnsjøen foregikk transporten med lektere som ble trukket av slepebåter. Fra Fagerstrand var det en par

hundre hester som trakk varene opp til Såheim.

Det var viktig å få den planlagte jernbaneforbindelse fra Notodden til Såheim ferdig, med jernbaneferje på Tinnsjøen. Arbeidet med banen startet på ettersommeren 1907. På strekningen til Tinnoset var det i gjennomsnitt 550 mann som arbeidet og på det meste 1000 mann. På ferjebryggene og oppover Vestfjorddalen var det i gjennomsnitt 250 mann og på det meste 400 mann. På tross av en 3 måneders lang streik i 1908 gikk arbeidet fort unna. 18.februar 1909 var skinnene lagt helt frem til Såheim. Transport av gods kom i gang fra samme dag. Banen ble høytidelig åpnet av kong Håkon VII den 9.august 1909.

I hele Dal sogn var det ved århundreskiftet 366 innbyggere. På Såheim var det våren 1907 bare noen få karrige gardsbruk da ingeniører og rallare begynte å strømme til. I løpet av få år vokste en by frem med en sentral gate som, naturlig nok, fikk navnet Sam Eydes gate. Sam Eyde var svært opptatt av arkitektur og han knyttet til seg datidens dyktigste arkitekter. Byen ble planlagt og regulert til minste detalj. En moderne by med gater, fortau, vann og kloakksystem, parker og en boligbebyggelse med haver begynte å vokse frem. I sin bok, Mitt liv og mitt livsverk, skriver Sam Eyde: *Helt fra studietiden i Berlin hadde jeg interessert mig for arkitektur, og i mine selskaper skulde jeg få rikelig anledning til å fungere som byggherre og samarbeide med arkitekter. Før Hydros anlegg blev reist hadde de som oppførte fabrikkanlegg i stor utstrekning glemt å tenke på den estetiske side ved saken, og den dag i dag kan man rundt omkring i landet se heslige monumenter over smakløshet og hastverks-arbeide.*

Byen reiste seg hovedsakelig på nordsiden av elven Måna. På sydsiden av elven ble fabrikkanleggene bygd. Store anlegg og arkitektonisk vakre fabrikkbygninger. Ovnshuset hadde en grunnflate på 6000 m². Kjelehus og kompressorhus med 1500 m². Den største og mest imponerende bygning var tårnhuset med en grunnflate på 7000 m² og en høyde på 30 m. Størkneri, knuseri og pakkeri ble samlett i en bygning med en grunnflate på 3000 m². Embalasjefabrikkens grunnflate var 4000 m². Dessuten ble oppført materiallager, maskin og plateverksted, lagerbygning for tønne-stav og ferdige tønner, kontorbygninger, laboratorium med mer.

Etter den første hektiske byggeperioden, 1907 til 1911, kom fabrikken i drift i november 1911.

Da utbyggingen startet i 1907 var det mange dyktige og hederlig mennesker som kom til Såheim. Men det kom også mange høyst tvilsomme eksistenser, noen direkte ramp, det hjalp staten til med. Løslatte forbrytere og andre plagsomme individer ble sendt til Såheim. En tid rådde det noe kaotiske forhold. I den del av Såheim som ikke var eid av Hydro skjøt det i været et virvar av bygninger som sto i sterk kontrast til Hydros vakre velregulerte bydel. I den private bydelen kom det raskt kafeer, hoteller, skjenkestuer og bolighus. Etter et besøk på Såheim i 1908 skriver Bratsberg-Demokraten: *Det er svært til drikk og turing på Såheim. Det er livsfarlig å ferdes ute - særlig på vegen fra Admini til Nedre Bøen! ... gaukene er tallrike som gresshoppene i Egypt!* Venstre representanten fra Bratsberg amt, sorenskriver Grivi, interpelerte i stortinget i 1909: *Hva akter regjeringen å gjøre for å råde bot på de lovløse tilstander som for tiden synes å råde i Vestfjordalen.* Oppgavene ble løst, stedet vokste og et moderne bysamfunn tok form.

Rjukan var navnet på Rjukanfossen og områdene der omkring. Hydro gikk sterkt inn for at

navnet Såheim skulle erstattes med Rjukan. Forslaget fra Hydro fikk stor tilslutning fra distriktet . Tinn kommune stilte seg også positivt til endringen. Postverket hadde en del motforestillinger, andre statlige instanser var positive. Fra 15. november 1912 var stedets navn Rjukan.

Hydros utbygging i Vestfjorddalen for snart 100 år siden var at imponerende verk som vakte beundring, ikke bare i Norge, men i store deler av verden for øvrig.

På Rjukan har vi fire monumenter. Foran Rjukanhuset står det en Birkeland-Eyde lysbueovn og en peltonturbin. På Rjukan torv står Sam Eyde på sin sokkel og i rallarparken står rallaren på sin sokkel. Der står de, på hver sin sokkel, åndens og håndens arbeidere.

Kilder:

Helge Dahl: Rjukan, bind I. Tinn kommune 1981.
Kr. Anker Olsen: Norsk Hydro gjennom 50 år. Norsk Hydro 1955.
Sam Eyde: Mitt liv og mitt livsverk. Gyldendal norsk forlag 1939.
Espen Søbye: Ingen vei hjem. Arthur Omre, en biografi. Aschehoug 1992.

Sivilingeniør Ruth G. Haug
Statens vegvesen, Vegdirektoratet

NYTT FRA NFF

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

NYTT TYIN KRAFTVERK. VERDENSREKORD VANNTRYKK I UFORET VANNVEI.

New Tyin Power Plant. World Record with 1030 m water head on unlined headrace tunnel

Master of Management/Siv. Ing. Øystein Lilleland, Norsk Hydro ASA, og
Siv. Ing Morten Lund, Norconsult a.s

SAMMENDRAG
Nytt Tyin kraftverk er det hittil største oppgraderingsprosjektet innen vannkraft i Norge. Oppgraderingen er i realiteten et nytt kraftverk som erstatter det gamle, og består av 21 km nye tunneler i tillegg til kraftstasjon og andre bergrom. Det er oppnådd en verdensrekord for vanntrykk på uforet vannvei (1030 m). Kraftstasjonsområdet kunne i flyttes lengre ut enn forutsatt, noe som bidro til stor reduksjon av opprinnelig økonomisk risiko. Prosessen for endelig plassering av kraftstasjonen, sammen med en systembeskrivelse av nytt og gammelt kraftverk vil være hovedtema for denne artikkelen.

SUMMARY
New Tyin Power Plant Project is the largest water power upgrading project in Norway till now. The upgrading consists of a totally new power plant, replacing the old power plant. The project includes 21 km of new tunnels, excavation of the power station and other caverns. Water pressure on unlined tunnel is 1030 m, which is a world record. It is a typical Norwegian method of design to optimize location of power stations in order to minimize length of steel lining, using mechanical properties of the rock. The power station was moved further out (reduced length of access tunnel) due to higher tensions in the rock than presumed. This meant a considerable reduction of the presumed economic risk. The evaluations and results from final placing of the power station, together with a description of the power plant system is the main theme of this article.

10.1 INNLEDNING

Nytt Tyin kraftverk ble satt i drift 1. oktober 2004. Dette markerer avslutningen av en lang prosess for oppgradering av gamle Tyin kraftverk. NVE krevde at smisveiste rør måtte skiftes ut på Tyin kraftverk, som et av flere kraftverk i årene rundt 1990. Med to smisveiste rør i 45 grader sjakt i fjell og 1000 høydemeter var det åpenbart at en måtte vurdere alternativer til utskifting I tillegg var det naturlig å vurdere muligheten for å effektivisere anlegget og hente inn mer produksjon. Forsyningssituasjonen til Hydro Aluminium i Øvre Årdal ved manglende kraftproduksjon i en oppgraderingsfase med de økonomiske konsekvenser dette kunne få, ble et vesentlig element i vurderingene. Med denne bakgrunn ble det konkludert med at beste løsning ville være å bygge et helt nytt kraftverk, som kombinerte deler av infrastrukturen i det gamle kraftverket. Den valgte løsning ga mulighet til kontinuerlig kraftproduksjon ved eksisterende kraftverk inntil en omkoblingsfase fra eksisterende til nytt kraftverk.

10.2 MILJØPROSJEKT /HMS

Hydro ønsker å markere byggingen av nytt Tyin kraftverk som et miljøprosjekt. Uten at dette er tema i artikkelen, er det verdt å merke seg at uttak av 1,4 mill m3 masser har medført marginale problemer med hensyn til innbyggerne i Øvre Årdal og i hytteområdene på fjellet. Uttak av masser skjedde svært tett inn på befolkningen i det trange tettstedet. På fjellet var det massetransport og deponering svært tett på hytteområder. Snarere har utnyttelsen av massene tilført verdier for samfunnet ved bruk til ulike formål, og endelig landskapsmessig avslutning av anlegget skulle gi en helhetlig høy kvalitet som "kunden" i form av lokalsamfunnet, etter de tilbakemeldinger som er gitt, er svært tilfreds med

Foto 1 Nytt lukehus Tyinosen

Foto 2 Friområdedel av deponi Grandane

Foto 3 Deponi ved tverrslag Biskopvatn, 2 km lang fylling som underlag for oppgradert riksveg 53

Det var også et svært ambisiøst mål med hensyn på å unngå alvorlige skader på anlegget. H-verdi målet var H< 3. Etter ca. 650.000 registrerte arbeidstimer er det registrert en mindre alvorlig fraværskade. Dette gir en H verdi på 1,5. Dette er Hydro svært fornøyde med, tatt i betraktning at det ble drevet 21 km med tunneler i tillegg til fjellhaller i til dels kraftig sprakefjell. Fokus rundt arbeidssikring under driving og godt samarbeid med entreprenør for å holde en kontrollert, men tilstrekkelig sikring under driving har vært sterkt medvirkende til at det ikke ble skader under fjellarbeidene.

10.3 KONTRAKTEN

Det ble valgt en EPC (Engineering, Production, Construction) kontraktsmodell for bygging av nytt Tyin kraftverk. Modellen innebærer et detaljprosjekteringsansvar hos kontraktør, og en del andre elementer som er utradisjonelt innen denne type anlegg i Norge. Modellen tillater i større grad å legge rundsum elementer i forespørsel ved at entreprenøren har detaljprosjekteringsansvar og dermed i større grad står fritt til å velge løsninger for ulike anleggsdeler. Samtidig vil det være stor grad av detaljerte spesifikasjoner der driftsorganisasjonen har bestemte krav i henhold til egen driftsfilosofi, prosedyrer og krav til likehet mellom de ulike kraftverk i Hydro. Derved blir kontraktsmodellen en kombinasjonskontrakt, der både elementer fra enhetspriskontrakten og totalentreprisemodellen er representert.

Oversikten viser noen av hovedsamarbeidspartnerne ved Tyinprosjektet

EPC kontrakt med Hydro	EPC Kontraktør	Underleverandører til EPC kontraktører
Byggkontrakt	**Skanska Norge AS** Alle fjell- og betongarbeider	**NVK Vandbygningskontoret** Detaljprosjektering og ingeniørgeologisk rådgiving (blant annet for injeksjonsarbeider) **Lysaker og Thorroud** Maskintekniske leveranser i vannveiene utenom kraftstasjonen **Gunnar Karlsen (GK)** Ventilasjonsarbeider **VA Tech Hydro** Trykkrør/Stålforing **YIT** Huselektro (Lys og stikk)
Mekaniske arbeider	**GE Hydro** Turbiner og mekanisk i kraftstasjonen	
Elektrotekniske arbeider	**Alstom Power** Generatorer, trafoer, kabling etc.	

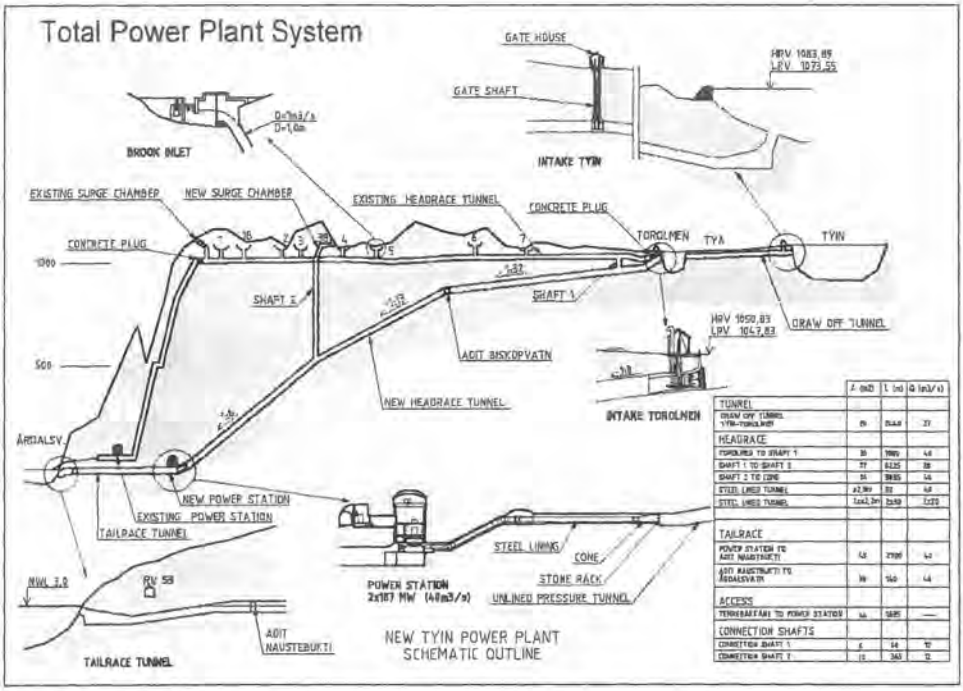
Tabell 1

Hydros egen prosjektavdeling (Prosjekter, tidligere HTP) har kjørt prosjektet på vegne av Hydro Energi som oppdragsgiver.

Totale kostnader for bygging av det nye kraftverket vil bli noe i overkant av 1 milliard NOK når anlegget står ferdig, eksklusive byggherrens kostnader. Dette er en god del lavere en opprinnelig budsjett, der det var lagt inn betydelige beløp for mulig flytting av kraftstasjon og forlengelse av stålforing

10.4 SYSTEMBESKRIVELSE OG YTELSER NYTT TYIN KRAFTVERK

Figur 10-1 viser en systemskisse av nytt og gammelt kraftverk



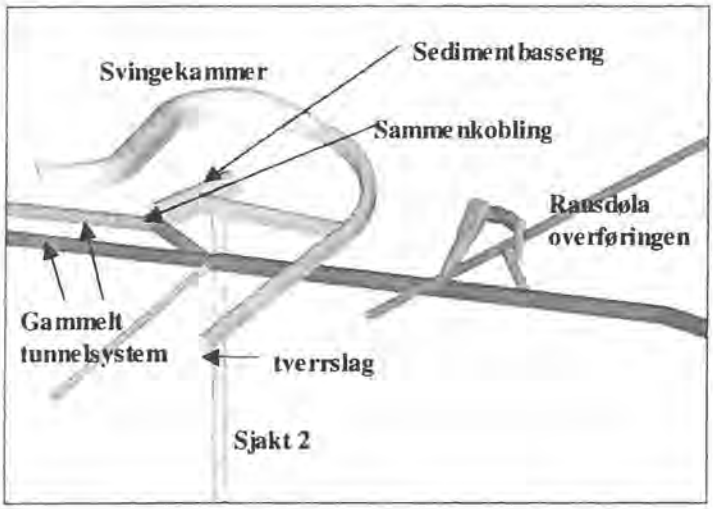
Figur 1 Systembeskrivelse av Tyin kraftverk. Nytt og deler av gammelt.

Tyin er reguleringsmagasinet til nytt Tyin kraftverk. I konsesjonen ble det søkt om 5 meter senking i forhold til tidligere LRV. Under høringsrundene ble det imidlertid store innvendinger mot en senking av Tyin, og dette ble tatt ut av konsesjonen slik at situasjonen er uendret for Tyinmagasinet. Torolmen er inntaksmagasin for kraftverket, og tidligere ble det i elva Tya mellom Tyin og Torolmen tappet inntil 20 m3/s som var kapasiteten i gammelt kraftverk. I nytt kraftverk er kapasiteten doblet, og det ble vurdert som sikkerhetsmessig uakseptabelt å tappe med store variasjoner (inntil 40 m3/s) i elveleiet som går gjennom et hytteområde med stor turaktivitet. Derfor ble det etablert en tappetunnel på i overkant av 2 km mellom Tyin og Torolmen, med ny tappeluke og lukehus.

Ny tilløpstunnel ble drevet fra et tverrslag ved Biskopvatn mot Torolmen, og til dels på synk mot kraftstasjonen. Fra stasjonssiden ble det drevet mot Biskopvatn i stigning 1:6 til gjennomslag.

Den gamle tilløpstunnelen er benyttet i nytt system som takrenne for eksisterende og nye bekkeinntak. Tunnelen er sammenkoblet ved to loddsjakter (1 og 2). Det er etablert nytt inntak for ny tilløpstunnel og det gamle inntaket er utfaset. Ved kjøring av kraftverket fordeler vannet seg i ny og gammel tunnel ved sjakt 1. Ny tunnel (36 m2) har mindre tverrsnitt mellom sjaktene (28 m2), på grunn av at gammelt tunnelsystem benyttes. Ved sjakt 2 går vannet fra gammel tunnel inn igjen på ny tunnel mot kraftstasjon.

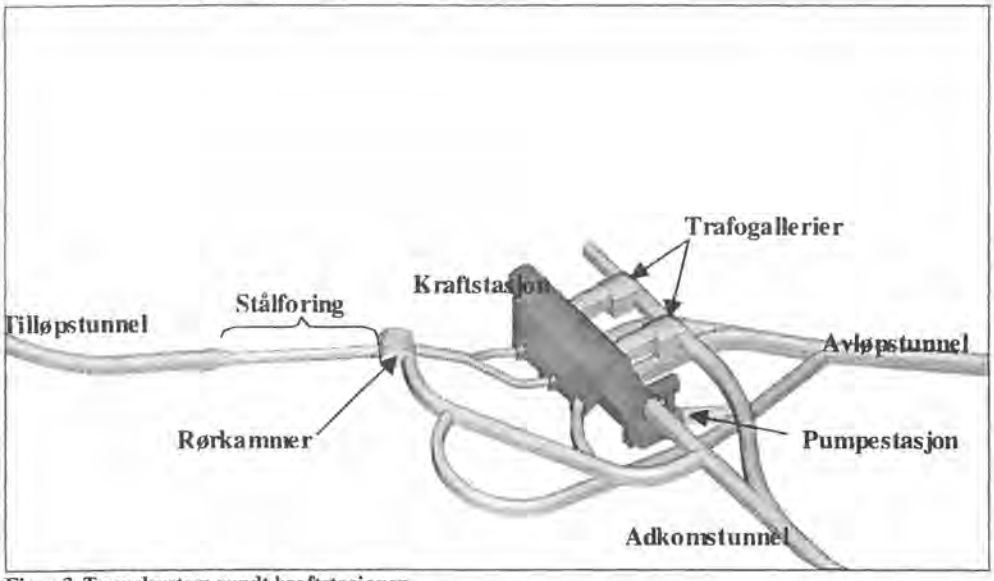
Svingesjakten er etablert i kombinasjon med sjakt 2 ved et svingebasseng med avlufting ut mot dagen, som er kombinert med et bekkeinntak (se fig. 10-2)



Figur 2 Tunnelsystem ved sammenkobling og svingekammer

Gammel tilløpstunnel er avstengt ved topp av rørgater, og nedstrøms er gammelt anlegg definert utfaset.

Kraftstasjonssystemet er vist på figur 10-3. Det spesielle med stasjonen er at det er etablert en pumpestasjon i kombinasjon med kraftstasjonen. Når gammelt kraftverk ble utfaset, mistet Aluminiumsverket sitt reserve kjølevann fra undervannet. Løsningen for dette var å etablere eget pumpeanlegg fra nytt undervann, som pumper vann via rørgate i vegbanen 1,3 km ut til et høydebasseng ved starten av adkomsttunnelen. Fra høydebassenget føres vann via rørgate ned en kabeltunnel ut til ringledning på aluminiumsverket. Kabeltunnelen fører høyspent fra trafoer ved stasjon ned til SF6 anlegget som transformer strøm til riktig nettspenning.



Figur 3 Tunnelsystem rundt kraftstasjonen

Avløpstunnelen er drevet fra et tverrslag under riksveg 53 ved Årdalsvatn (Naustbukti) og inn mot kraftstasjonen. Fra avløpstunnel er det drevet ut til gjennomslag i Årdalsvatn, som ligger 30 meter lavere enn undervann gammelt kraftverk (i Tya ovenfor aluminiumsverket). Massetransporten som kom ut ved Naustbukti ble transportert til Grandane med lekter og det ble lagt en stor sjøfylling til 60 m dybde, som er etablert til friområde/industriareal etter første prioritets ønske fra Årdal kommune.

Hoveddata Nytt og gammelt kraftverk

	Gamle Tyin Kraftverk	Nytt Tyin Kraftverk
Nedbørsfelt	380 km2	382 km2
Midlere årsavløp	556 mill m3	+559 mill m3
Magasinkapasitet (Tyin)	368,7 mill m3	368,7 mill m3
Brutto fallhøyde	1005 m	1040 m
Falltap	Ca. 70 m	Ca. 7 m
Slukeevne	23 m3/s	2x20 = 40 m3/s
Installert effekt, nominell	6x32 = 192 MW	2x187 = 374 MW
Brukstid	6400 timer	3740 timer
Produksjon	1180 GWh	1398 GWh

Tabell 2 Data for nytt og gammelt Tyin kraftverk

10.5 SAMMENKOBLING

Gamle Tyin produserte som normalt gjennom hele byggeperioden for nytt Tyin kraftverk, inntil tidspunktet for sammenkobling av nytt og gammelt tunnelsystem sommer 2004. Måten dette ble gjort på var som følger:

- Seks nye bekkeinntak ble etablert i 2003 ved å rømme sjakter ned på tilløpstunnel i drift. Vurderinger tilsa at massene fra rømmingen ville fordele seg i tilløpstunnelen uten at dette ville medføre skadelig massetransport til sjakt og turbiner. Dette ble i etterhånd bekreftet ved inspeksjon av tunnel og sandfang ved overgang til trykksjakt sommer 2004.
- Sjakt 1 for øvre sammenkobling ble boret fra dagen ned til ny tilløpstunnel, tett inntil eksisterende tunnel
- Sjakt 2 på 450 meter ble rømmet fra utsprengt kammer/sandfang til ny tunnel. En lot det stå igjen et fjellparti ved sammenkobling mot eksisterende tunnel
- Første gangs oppfylling sommer 2004 ble gjort ved fylling av nytt tunnelsystem via nytt inntak. Produksjon i gammelt kraftverk gikk som normalt.
- Eksisterende system ble tappet ned til topp av trykksjakt og sammenkobling til sjakt 1 og 2 ble sprengt. Massene ved sjakt 2 ble lastet ut via tverrslag svingesjakt før videre oppfylling kunne skje.
- Oppfylling fortsatte til nivå med Torolmen (topp) med minimalt produksjonstap.
- En fortsatte produksjon i gammel stasjon inntil mekanisk og elektroteknisk testing av generatorer og trafoer var gjennomført for deretter å trinnvis innfase aggregat 1 og 2 til nettet med samtidig utfasing av aggregater i eksisterende stasjon.

10.6 STASJONSPLASSERING OG GEOLOGI

10.6.1 Topografi og geologi

Topografien i området er røff med hovedmagasinet Tyin lokalisert på et platå inne på nesten 1100 moh. Tilløpstunnelen følger Tyedalen frem til et tverrslag ved Biskopvatn. Herfra går det en trykktunnel gjennom fjellpartiet mellom Tyedalen og Rausdalen, ned til kraftstasjonen nede ved Øvre Årdal. Begge dalførene fremstår som dype kløfter i terrenget ned mot hoveddalen ved Øvre Årdal.

Bergartssammensetningen i området er relativt kompleks, med prekambriske og kambrosiluriske bergarter fra Jotun-Valdresdekkekomplekset som er skjøvet over fyllittbergarter fra Fortun-Vangdekket. Skyvesonen har slakt fall utover mot Årdalsvatn, slik at hoveddelen av anlegget blir liggende i bergarter fra det øverste dekkekomplekset.

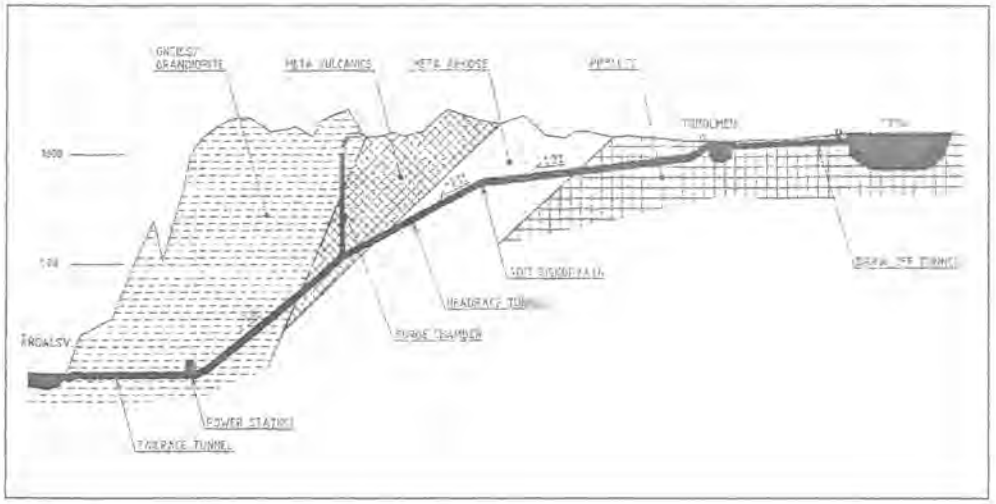
Den østlige del av anlegget, overføringstunnelen mellom Tyin og inntaksmagasinet Torolmen, samt deler av tilløpstunnelen fra Torolmen ligger i fylittbergarter som stammer fra Fortun-Vangdekket, og dels nedre del av Jotun-Valdresdekkekomplekset. Bergartene har en foliasjon som stryker NNØ med fall 25-30° mot øst.

Videre vestover mot tverrslaget ved Biskopvatn og ca. 2 km nedover trykktunnelen opptrer en omvandlet sandstein/kvartsittisk bergart med en utpreget flat oppsprekning/benkning.

Deretter kommer en strekning på ca. 2,5 km med omvandlede prekambriske vulkanske bergarter, opptredende hovedsakelig som en grønlig gneis.

Nederste del av trykktunnelen, kraftstasjonsområdet og adkomst- og avløpstunnelen ligger i en mørk gabbroid gneisbergart med hyppige innslag av lys trondhjemitt. Bergartene har liten til moderat grad av oppsprekning med noe varierende og udefinert foliasjon.

Prinsipielt er bergartsfordelingen vist på figur 4.



Figur 4 Bergartsfordelingen ved nye Tyin kraftverk

Et steilt sprekkesett med strøk i hovedsak nord-sør til nordnordøst, dog med lokale variasjoner, danner hovedoppsprekningen ut over foliasjonssprekker.

Tre markerte svakhetssoner krysser anlegget.

Sonen som danner Rausdalen krysser avløpstunnelen ca. 2,1 km inn fra utløpet. Denne sonen viste seg å opptre som et markert sprekketog og gav små problemer for tunneldriften.

Lærdalsforkastningen er en regional forkastning som kan følges fra Jotunheimen og nesten ned til Voss. Denne krysser anlegget både i svingesjakten og i trykktunnelen ca, 2,4 km oppstrøms stasjonen. Sonens sentrale del er 0,5 - 1 m bred og inneholder svelleleire. Berget langs sonen er sterkt oppknust og omvandlet og inneholder også en del leire.

10.6.2 Forundersøkelser

Feltkartlegging i terrenget er utført høsten 1997 for å klarlegge bergartsfordelig, oppsprekning og svakhetssoners opptreden.

Det ble utført 3-dimensjonale element analyser av bergmassivet for analysere spenningssituasjonen i berget og vurdere av gjennomførbarhet og foreløpig plassering av kraftstasjon og konus i planleggingsfasen.

Det er boret 2 kjerneborhull fra dagen for å vurdere bergforhold, lekkasjeforhold og spenningssituasjonen i berget. Det første borhullet er boret til ca. 535 m dyp, ca. 500 m lenger ut i dalsiden enn den da planlagte trykksjakten. Dette hullet viste reduserte spenninger med dypet under 300 m dybde. Det ble derfor boret et dypere hull ned til området for den planlagte kraftstasjonen. Splitte og jekketester fra dette borhullet viste at planlagte stasjonsplassering lå

med en sikkerhetsfaktor mellom 1,0 og 2,4. Det var fortsatt knyttet en del usikkerheter til målingene, og en måtte være forberedt på at det kunne bli behov for å flytte stasjonen lenger inn i bergmassivet eller gå med en lenger foret tunnel frem til trykksjakten.

Endelig plassering av kraftstasjon og trykksjakt skulle bestemmes basert på spenningsmålinger og splittetester utført i adkomsttunnelen under sprengning av denne.

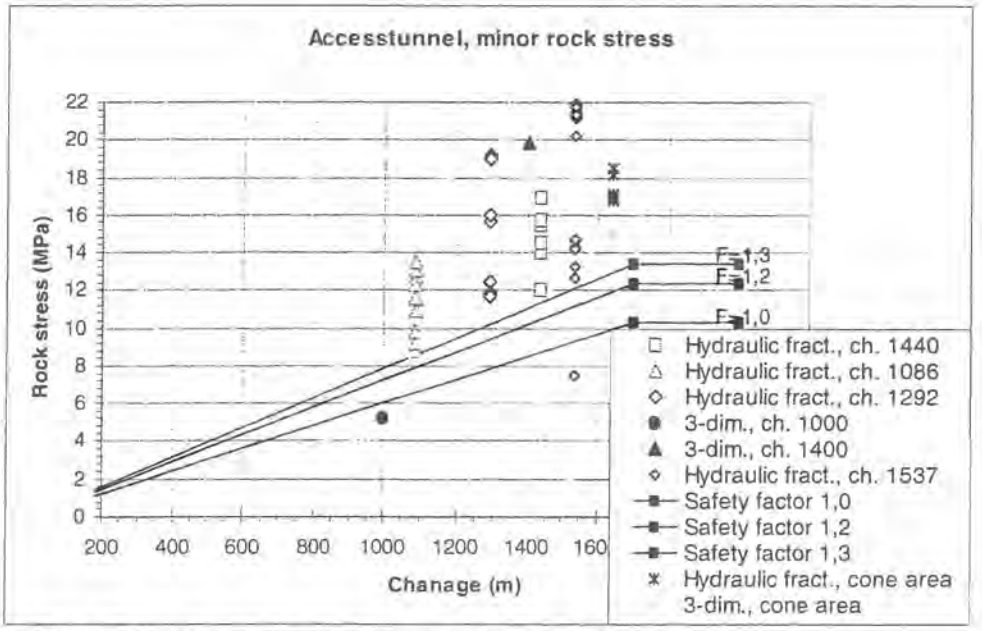
10.6.3 Spenninger i berg

Det er utført 3-dimensjonale spenningsmålinger og hydraulisk splitting i adkomsttunnelen ved flere målestasjoner. Pelenumrene ved plasseringen av disse er gitt i tabell 1.

Pelenummer	Type måling
1000	3-dimensjonale spenningsmålinger
1086	Hydraulisk splitting
1292	Hydraulisk splitting
1400	3-dimensjonale spenningsmålinger
1440	Hydraulisk splitting
1537	Hydraulisk splitting
1625	3-dimensjonale spenningsmålinger
1625	Hydraulisk splitting

Tabell 3 Plassering av målinger i adkomsttunnelen

Resultatene fra de utførte målingene er vist grafisk på figur 5.



Figur 5 Spenningsmålinger og splitting innover i adkomsttunnelen

Første spenningsmåling ved pel 1000 viste lavere verdier enn forventet ut fra målingene i kjerneborhullet fra kraftstasjonsområdet. De stemte imidlertid relativt bra med de reduserte spenningene som var målt i det første, korte kjerneborhullet. Målingene i dette borhullet var utført i omtrent samme området som adkomsttunnelen nå var drevet inn i. Det ble en del diskusjon om plasseringen av kraftstasjonen, og mulighetene for å flytte denne innover i bergmassivet. Stigningen i adkomsttunnelen ble endret for å tilpasse seg en eventuell flytting av stasjonen inntil 400 m innover i berget, om de videre målingene skulle vise at dette var nødvendig.

De videre splitteforsøkene gav mer optimistiske resultater. Testing med hydraulisk splitting ved pelenumrene1086, 1292 og 1440, samt en ny spenningsmåling ved pel 1400, viste alle spenninger som lå høyere enn det en tidligere hadde forventet.

Etter en del diskusjoner og vurderinger ble muligheten for en flytting av kraftstasjonen utover i bergmassivet sett på. På figuren er det lagt inn grenselinjene for sikkerhetsfaktorene 1,0, 1,2 og 1,3 på plassering av konus. Det er tatt med to konusplasseringer på disse linjene; en konservativ plasseringen med konus på ca. pel 2000, og en mulig plassering med stasjonen flyttet ca. 120 m utover i forhold til opprinnelig planlagt plassering. Det ble lagt mye tankearbeid ned i de to undermåleren som en ser på grafen, men en valgte å se bort fra dem da det ved det første målestedet viste seg å opptre en svakhetssone som kunne påvirke resultatene, og den siste målingen var beheftet med noe usikkerheter i forbindelse med bergforhold og utførelse.

Det ble til slutt bestemt å plassere stasjonen 120 m lenger ut enn opprinnelig planlagt og gjøre en siste verifiserende spenningsmåling i tillegg til hydraulisk splitting i området for konus før denne ble endelig plassert. Mulighetene for å forlenge den forede delen av tunnelen for å oppnå høyere bergspenninger ble holdt åpen. Målingene fra konusområdet viste imidlertid meget høye spenninger, og opprinnelig design ble derfor beholdt. Stasjonen og konus ble plassert med en sikkerhetsfaktor på min. 1,3.

10.6.4 Injeksjon av stålforet del av tilløpstunnelen

Det viste seg at berget i konusområdet var meget massivt og godt med liten grad av oppsprekning.

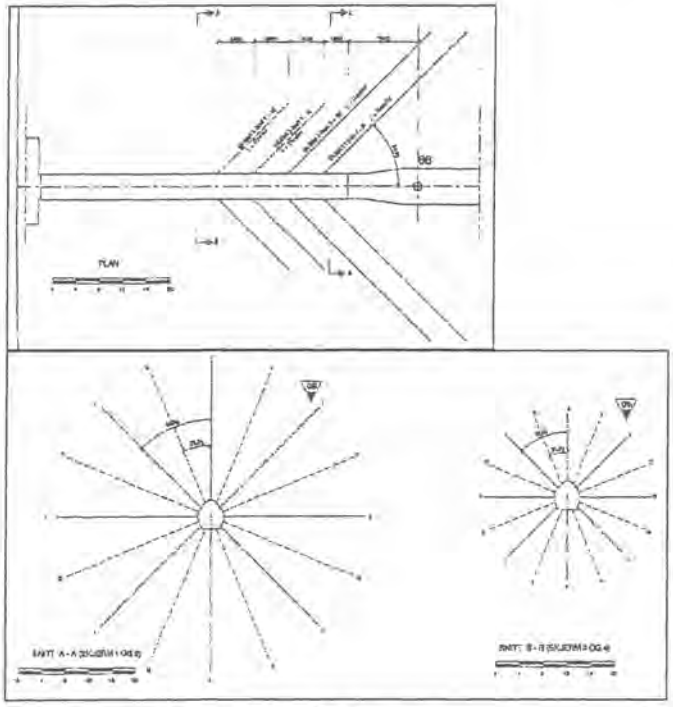
Det ble utført følgende injeksjonsopplegg:

1. Dypinjeksjon før innstøping av trykkrør
   Det ble boret 4 skjermer som vist på figur 3. 2 skjermer ble boret med 34 m lange hull, og 2 skjermer med 17 m lange hull. Skjermene ble vinklet ca. 45° med tunnelen. Det ble boret 8 hull i hver skjerm. Etter vanntapsmålinger i hullene viste berget seg å være svært tett. Derfor ble det bestemt at alle hull ble injisert direkte med epoxy, og ikke en første runde med mikrosement som planlagt.
2. Kontaktinjeksjon mellom berg og betong
   Denne ble utført i hele innstøpningens lengde. Kontaktinjeksjonen er utført gjennom injeksjonsslanger. Det er injisert en barriere i oppstrøms og nedstrøms ende av innstøpningen, hovedsakelig bestående av polyuretan. Mellom barrierene er det injisert 11 sløyfer med epoksy. For detaljer om plassering og injeksjonsmiddel i slangene , se figur 4.
3. Kontaktinjeksjon mellom trykkrør og betong
   Kontakten er injisert gjennom injeksjonsslanger. Det er injisert en barriere oppstrøms

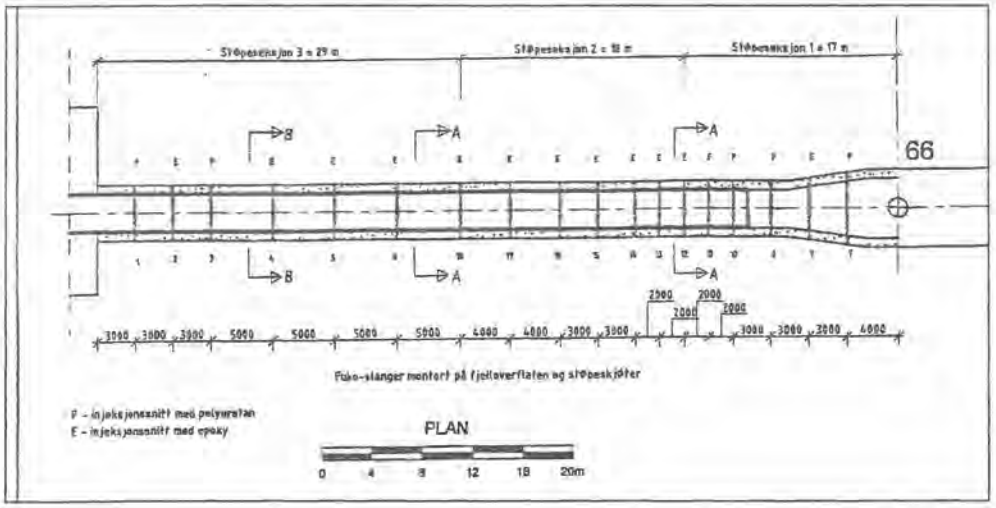
og nedstrøms med polyuretan i ytterste slangesløyfen og epoksy i de innenfor. Injeksjonen mellom barrierene består av 3 sløyfer med epoksyinjeksjon.

4. Kontrollinjeksjon
   Det er boret 4 skjermer á 8 hull, innenfra trykkrøret, gjennom betongen og 10 m inn i berg. Disse er injisert med epoksy.

Totalt gikk det inn1970 kg epoksy i dypinjeksjonen og ca. 9 tonn til kontakt- og kontrollinjeksjonen.



Figur 6 Dypinjeksjon i konusområdet



Figur 7 Kontaktinjeksjon for overgangen berg - betong ved innstøping av trykkrøret

Injeksjonen har vært vellykket. Rett etter oppfylling av vannveien ble det målt ca. 0,3 l/min i innlekkasje i rørkammeret. Injeksjonen har kommet på en totalkostnad på ca. 4 mill. kr.

10.6.5 Sprak - stabilitetssikring

Under utsprengning har det opptredd til dels meget kraftig sprak i de dypere deler av anlegget. Det er målt maksimale spenninger i berget på opp mot 50 MPa i kraftstasjonsområdet.

I adkomst- og avløpstunnelene, som ble drevet samtidig innover mot stasjonen startet spraken relativt raskt, og det ble raskt etablert et system for effektiv arbeidssikring Dette bestod av bruk av fiberarmert sprøytebetong med alkaliefri akselerator sammen med systematisk bolting med 3 m lange polyesterforankrede bolter. Det ble sprutet et 5-10 cm tykt lag sprøytebetong og boltet i mønster 1,25 - 2 m i begge retninger i heng og vederlag avhengig av sprakens intensitet.

Det er vesentlig i området med de gabbroide gneisene og trondhjemittintrusivene sprakeaktiviteten har opptred, da med høyest aktivitet i den lyse trondhjemitten. Etter hvert som tilløpstunnelen fra tverrslaget ved Biskopvatn ble drevet nedover mot kraftstasjonen og kom inn i disse bergartene ble det sprak også her.

Bergforholdene i selve kraftstasjonshallen har vært bra, selv om spenningene har vært høye. Arbeidssikringen har bestått av 5 - 10 cm fiberarmert sprøytebetong og systematisk bolting i heng og vederlag. Veggene ble systematisk boltet i mønster 2 x 2 m, med i hovedsak 6 m lange bolter på grunn av bergspenningene og høyden på veggene. For den permanente sikringen er arbeidssikringen supplert opp til å bestå av min. 10 cm fiberarmert sprøytebetong og systematisk bolting i mønster 1,5 x 1,5 m i heng og vederlag, boltelengde 4 og 5 m. I veggene består permanentsikringen av min. 5 cm fiberarmert sprøytebetong og noe supplerende bolting. Det er utført numeriske analyser for å optimalisere den permanente sikringen i kraftstasjonen og trafoområdet.

10.6.6 Svelleleire - stabilitetssikring

En del av sonene som krysser tilløpstunnelen inneholdt leire. Denne leiren ble undersøkt hos SINTEF etter mistanke om at den kunne være svellende. Det viste seg at den i en del tilfeller var det.

Det var to markerte soner som viste seg å inneholde svelleleire i tillegg til noen mindre soner. Det var Lærdalsforkastningen, ca. 2,5 km oppstrøms stasjonen og hovedsonen ved Biskopvatn, ca. 7,3 km oppstrøms stasjonen.

Sonen i Lærdalsforkastningen var av noe begrenset bredde, men lå med slakt fall, slik at den påvirket tunnelen over en lengde på ca. 70 m. Denne sonen ble sikret ved å bolte fast 10 cm PE-skum mot leirsonen og 5 cm PE-skum mot leirinfisert sideberg langs sonen. Det ble lagt armeringsnett på utsiden av platene og deretter sprøyte alt inn med 40-50 cm fiberarmert sprøytebetong. Hele området ble boltet med 2,4 og 3 m lange bolter i mønster 1,5 - 2 m. I sålen ble det utført isolert sålestøp forankret med bolter.

Sonen ved Biskopvatn stod tvers på tunnelen og var en meget markert svelleleiresone med en bredde langs tunnelen på ca. 12 m. Her ble det valgt full utstøpning som permanent sikring. Det ble montert 10 cm PE-skumplater mot leiren i sonen. I sålen ble det utført isolert sålestøp.

Mindre soner med svelleleire ble sikret med isolasjon av selve leiren rundt hele profilet, støp i sålen og heng og vegger dekket med 20 - 50 cm tykk fiberarmert sprøytebetong i tillegg til systematisk bolting, c/c 2 m.

10.6.7 Vann i berget

Vanninnbrudd har ikke vært noe problem ved anlegget. Det har kun vært noen få av sonene som har vært vannførende og dette har ikke skapt noen problemer for tunneldrivingen. Det ble sonderboret foran stuff for å lokalisere bergkvalitet og vannføring i de 3 største sonene som var ventet å krysse anlegget. Dette var kløften opp fra Biskopvatn sonen i Rasusdalen og Lærdalsforkastningen. Ingen av dem viste seg å være vannførende og de gav ikke uventede store problemer på stuff. Alle 3 sonene ble arbeidssikret med normale sikringsmetoder (sprøytebetong og bolter).

10.6.8 Boret svingesjakt, ca. 450 m med diameter 3,8 m

Svingesjakten ved anlegget er boret med pilot og opprømming. Dette er en vertikal sjakt på lengde ca. 450 m med diameter 3,8 m. Sjakten krysses av Lærdalsforkastningen og det var knyttet en del usikkerheter til denne.

Hele sjakten er filmet med videokamera. På filmen synes konturen å stå bra med meget lite utfall fra veggene i hele sjaktens lengde.

På grunnlag av resultatet fra filmingen og de høye kostnadene forbundet med å utføre noen permanent sikring i sjakten ble det valg å la sjakten stå usikret. Det er imidlertid sprengt ut en stor grop ved foten av sjakten for å kunne ta imot nedfall som måtte komme i årenes løp. En del nedfall forventes i forbindelse med Lærdalsforkastningen.

10.7 OPPSUMMERING STASJONSPLASSERING OG INJEKSJON

Det var naturlig nok stor spenning knyttet til første gangs oppfylling av nytt Tyin kraftverk. Med neglisjerbar lekkasje kan det konkluderes med at vurderingene av geologien,

stasjonsplassering og ikke minst injeksjonsprogrammet har vært en suksess. Av ulike viktige elementer for at resultatene ble så bra skyldes både geologien i seg selv, og at plasseringen av stasjonen også var svært heldig med hensyn på særdeles lite sprekker i fjellet. Den viktigste årsaken til at lekkasjene er så lave som i dette tilfellet er også injeksjonsmetodikken. I tillegg til svært gjennomtenkte løsninger med hensyn på injeksjonsopplegg, slangeplasseringer, er det gjennomgående benyttet epoxy til all injeksjon. En kunne muligvis oppnådd lavere kostnader ved å kombinere materialer i større grad, men det synes absolutt akseptabelt å sikre resultatet teknisk ved bruk av materiale med størst inntrengningsevne selv om det kostnaden er høyere. Konsekvensen ved større lekkasjer på så høyt vanntrykk gjør merkostnaden til en meget akseptabel forsikringspremie

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 2004
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

Avdelningschef Torbjørn Naarttijärvi
LKAB

MODERN GRUVDRIFT VID LKABs UNDERJORDSGRUVOR I MALMFÄLTEN

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 2004
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

Avd.direktør Finn Harald Amundsen
Statens vegvesen, Vegdirektoratet

NYTT EU-DIREKTIV FOR TUNNELSIKKERHET – KONSEKVENSER FOR NYE OG EKSISTERENDE TUNNELER ?

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2004

LAGRING AV SPRENGSTOFF UT IFRA SECURITY HENSYN

Storage of Explosives from a security point of view

Senioringeniør Hans-Jørgen Eriksen, Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap

SAMMENDRAG

Etter flere tyverier av eksplosiver fra ulike lager vurderer myndighetene om dagens krav til sikring av lagrene er tilfredstillende og hvorvidt det bør tas initiativ til skjerpet regelverk på området. Dette gjelder i særlig grad vurderingen av og konsekvensene ved eksplosiver i urette hender for kriminell aktivitet, men også "brukstyveri" i fjellsprengningsbransjen, og i ytterste konsekvens eksplosiver stjålet fra lager for bruk ved terrorhandlinger. Lov og forskrift er overordnet utformet med hensyn til sikkerhetsnivå, og legger ingen føringer for hvordan kravene til sikkerhet oppfylles. Veiledningen til forskrift setter frem en del forslag til løsninger som, om de etterkommes, anses for å oppfylle regelverkets krav til forsvarlig håndtering av eksplosivene.

SUMMARY

After numerous thefts of explosives from different storages, the authorities are evaluating whether the current requirements related to securing these storages are satisfactory, and to what extent the authorities should initiate more stringent rules in this area. This especially relates to the evaluation and consequences of explosives getting into criminal hands, but also stolen goods in the blasting industry, and of course stolen explosives intended for terrorist actions.
The current legislation is based upon a superior framework with consideration to safety and security, and does not give any restrictions as to how the requirements related to security are met. Provision guidance includes propositions/guidelines that are considered to meet the set of regulations in place to ensure secure handling of explosives, if implemented.

Generelt om lov og forskrift

Oppbevaring av eksplosiver reguleres gjennom brann- og eksplosjonsvernloven av 14. juni 2002 nr 20, forskrift av 26. juni 2002 nr 922 om håndtering av eksplosjonsfarlig stoff og av forskrift av 6. desember 1996 om systematisk helse-, miljø- og sikkerhetsarbeid i virksomheter.

Formålet med brann- og eksplosjonsvernloven er å verne liv, helse, miljø og materielle verdier mot brann og eksplosjon, og har således et hovedfokus rettet mot ulykkes og skadeforebyggende plikter bl.a. i forbindelse med håndteringen av eksplosiver. Håndtering av eksplosiver skal foregå på en slik måte at omgivelsene er tilfredsstillende sikret og slik at risikoen forbundet med håndteringen er redusert til et akseptabelt nivå. Selv om lovens hovedfokus er sikkerhet så vil sikringshensyn (security) måtte inngå i vurderingen av om de farlige stoffene håndteres på en

forsvarlig måte. I forskrift om håndtering av eksplosjonsfarlig stoff er det tatt inn konkrete bestemmelser begrunnet i sikringshensyn.

Både brann- og eksplosjonsvernloven og forskrift om håndtering av eksplosjonsfarlig stoff er funksjonsbaserte og inneholder derfor ikke detaljerte tekniske krav til hvordan eksplosiver skal oppbevares. I veiledning til forskriften har direktoratet gjennom forslag til løsninger angitt hvilket sikkerhetsnivå som er akseptabelt på området. Velges andre løsninger enn de som skisseres i veiledningen, må det dokumenteres at de valgte løsninger tilfredsstiller det samme sikkerhetsnivået som forslaget i veiledningen.

I forbindelse med tillatelser til oppbevaring har direktoratet også den praksis at de forslag til løsning som skisseres i veiledningen blir stilt som vilkår for tillatelsen. Dersom det gjennom tilsyn avdekkes av vilkåret ikke er oppfylt, og det ikke kan dokumenteres at de alternativ valgte løsninger tilfredsstiller et akseptabelt sikkerhetsnivå, er dette avvik som følges opp med pålegg om utbedringer.

I henhold til internkontrollforskriften er den som oppbevarer eksplosiver forpliktet til å kartlegge farer og problemer forbundet med oppbevaringen, og på denne bakgrunn vurdere risikoen, samt utarbeide tilhørende planer og tiltak for å redusere risikoforholdene. Den som innehar en tillatelse til oppbevaring av eksplosiver må følge med på utviklingen/endringen i området rundt lageret for å vurdere om dette krever nye sikkerhetsforanstaltninger utover det som var behovet når tillatelsen ble gitt.

Økt kriminalitet i lokalmiljøet kan være ett forhold som tillatelsesinnehaver bør være oppmerksom på å innta i sin risikovurdering. Tilsynsmyndighetene kan også med hjemmel i forskriftens § 7-2 annet ledd pålegge virksomheten å innføre adgangs- og adferdsrestriksjoner, områdeovervåkning med mer dersom hensynet til personers sikkerhet og virksomhetens sårbarhet krever det.

Direktoratets vurdering

Selv om lov og forskrift ikke inneholder detaljerte tekniske krav til hvordan eksplosivlagre skal sikres, er det direktoratets vurdering at et funksjonsrettet regelverk ikke er til hinder for å ivareta et akseptabelt sikkerhetsnivå i forhold til vern mot tyveri. Et funksjonsrettet regelverk kombinert med et levende internkontrollsystem er et regelverksregime direktoratet har sett som mest hensiktsmessig i forhold til raskt å kunne endre praksis på et område, ut i fra både nye tekniske løsninger og andre ytre forhold som nye trusselvurderinger. Det er direktoratets vurdering at det formelle regelverket knyttet til oppbevaring, som er forholdsvis nytt, ivaretar sikkerheten på en tilfredsstillende måte. Det kan imidlertid stilles spørsmål ved om de forslag til løsninger, som skisseres i veiledningen til oppbevaringsbestemmelsene, etablerer et tilfredsstillende sikkerhetsnivå sett i fra et sikringshensyn.

Bygningstekniske forhold

Med en overgangsordning frem til 1. januar 2002 ble det innført nye regler for sprengstofflagre, for å øke sikkerheten i forhold til omgivelsene. Dette medførte bl.a. at sikkerhetsavstandene til bebodde områder ble doblet. I tillegg ble kravene til bygningstekniske forhold og fysisk sikring av lagrene skjerpet.

Forskriftens krav i § 7-4 første ledd er at rom, bygning eller innretning for oppbevaring av eksplosiv vare skal være utført og innredet slik at det ikke oppstår særlige fare for brann eller eksplosjon, og slik at varen ikke kommer på avveie eller urette hender.

Hvordan forskriftens krav kan tilfredsstilles fullt ut utdypes i veiledningen som følgende :.

- *Magasin*

Oppbevares eksplosiver i et magasin skal dette ha tak, vegger og gulv av 20 cm dobbelarmert betong. Velges annet bygningsmateriale må tilsvarende innbruddssikkerhet dokumenteres.
Uavhengig av den mengde eksplosiver som oppbevares i lageret, så skal dører være godkjent etter norsk standard NS 3170 i minst klasse 3. Dørene skal være utstyr med minst 2 FG- godkjente (forsikringsselskapenes godkjenningsordning) innstukne låseenheter hvorav minst en skal være av en hakereiletypen. Dørkarmene skal innfestes i henhold til kravene i NS 3157.

NS 3170 omfatter krav til dørers innbruddssikkerhet. Standarden stiller ikke krav om at dører skal være av et spesielt materiale, men til at døren skal være motstandsdyktighet i minimum 10 minutter mot slag og støt fra nærmere spesifiserte angrep med verktøy. De "innbruddsverktøy" som spesifiseres er håndverktøy som slegge, kubein, bormaskin, vinkelskjærer med mer

NS 3157 omfatter krav til innbruddssikkerhet for dørkarmens innfesting og til bl.a. hvilke prøver disse skal gjennomgå for å kunne betegnes som innbruddssikre.

Direktoratets vurdering av magasiner

Det er direktoratets vurdering at kravene til magasin etablerer et tilfredsstillende sikkerhetsnivå når det gjelder "vanlig" innbruddssikkerhet. Når kravene til innbruddssikkerhet skal vurderes er det et moment i vurderingen at en del av det som stjeles, stjeles for å brukes i anleggs/fjellsprengningsvirksomhet, og ikke til kriminelle handlinger. Dette er også noe som bekreftes av politiet.

Et av de siste tyveriene var fra et lager som var utstyrt med dører av 2mm stålplater med innlegg av steinull, avlåst med hakereillås i dør og hengelås Trio-Ving 5634 for avlåsing av slå. Dette er ikke i henhold til standard NS 3170. Direktoratet konkluderer med at døren ikke tilfredsstiller kravene til innbruddsikkerhet.

Stålcontainer

DSB avgjør i hvert enkelt tilfelle om container kan benyttes som eksplosivlager. Dersom dette tillates så beskrives det nærmere i veiledningen hvordan denne skal være utformet. I tillegg til å tilfredsstille NS-ISO 1496 er det både lås, dør, gulv, vegger og tak beskrevet nærmere.

Direktoratets vurdering av stålcontainere

Containere som tillates for oppbevaring av eksplosiver kan variere i størrelse. Det er derfor et vesentlig poeng at containere forankres i grunnen, slik at de ikke lett kan

transporteres bort. Et krav om forankring ligger forsåvidt implisitt i forskriftens krav om at innretning for oppbevaring skal være utført slik at varen ikke kommer på avveie eller urette hender. Dette er imidlertid ikke synliggjort i veiledningen. Det er direktoratets vurdering at de konstruksjonmessige kravene til stålcontainere er tilfredsstillende i forhold til innbruddssikkerhet, men at veiledningen er mangelfull når det gjelder beskrivelser av hva som kreves av forankring for å tilfredsstille forskriftens krav om at eksplosiver ikke skal komme på avveie eller i urette hender.

Fysisk sikring av lager

Eksplosivlagre skal være omgitt av gjerder. Porten skal være låst med FG godkjent hengelås i minst klasse 3.

Permanente lager som inneholder over 10 000 kg skal i henhold til veiledningen alltid ha innbruddsalarm.

Direktoratets vurdering av krav til fysisk sikring

Det er direktoratets vurdering av det sikkerhetsnivå som det legges opp til i veiledingen ved at det kun er lager over 10 000 kg som skal sikres med alarm ikke er tilfredsstillende ut i fra et sikringshensyn.

Det bør derfor både ut i fra brann- og eksplosjonsvernslovens ALARP - prinsipp og en generell kost/nytte vurdering, vurderes om alarm bør innføres som et vilkår for alle tillatelser, med unntak for noen klasser med eksplosiver av mindre farlighetsgrad, eksempelvis noen pyrotekniske varer. Med dagens tekniske løsninger bør manglende strømfremføring til lageret ikke være til hinder for et slikt krav.

Krav til vakthold

I henhold til forskriftens § 7-7 siste ledd skal oppbevaringsstedet kontrolleres regelmessig.

I veiledningen er dette utdypet ved at det skal etableres et system for regelmessig kontroll av lageret, for å sikre at dette til enhver tid er i forskriftsmessig stand. Ut i fra kravet til sikker drift er det i veiledningen gitt en anbefaling om at en enkel kontroll skal gjennomføres minst 1 gang pr. uke, og at det skal gjennomføres en hovedkontroll minst en gang pr måned.

Selv om dette kravet er tilfredsstillende ut i fra et sikkerhetshensyn, så etablerer en slik praksis kanskje ikke et godt nok sikkerhetsnivå ut i fra sikringshensyn. Det er direktoratets vurdering at veiledingen på dette punket bør endres, slik at forskriftens krav om regelmessighet blir definert som daglig. En daglig kontroll bør også utføres til ulike tider, for å forhindre forutberegnlighet.

Det skjer stadig en utvikling innen automatisk overvåkning. Det bør vurderes om det skal innføres krav om automatisk overvåkning av eksplosivlagre, for eksempel innrettet slik at det gjøres opptak ved innbruddsforsøk.

Er alle lager oppgradert i henhold til de nye kravene?

DSB inngikk i juni 2002 en avtale med Bergvesenet, som gjør at Bergvesenet fører tilsyn med bruk og oppbevaring av eksplosiver på sine tilsynsobjekter, dvs. gruver, steinbrudd og lignende.

I 2003 utførte DSB og Bergvesenet til sammen 125 tilsyn på eksplosivområdet hvorav 71 var tilknyttet oppbevaringssteder. På disse 71 anleggene var det 13 oppbevaringsforhold hvor oppbevaringsstedet ikke tilfredsstilte forskriftens krav om innbruddsikkerhet.
Tilsynet viste således at de fleste virksomhetene nå har oppgradert sine oppbevaringssteder, slik at de tilfredsstiller de nye kravene til innbruddssikkerhet.

Direktoratet vil allikevel sende ut et skriv til innehavere av oppbevaringstillatelser gitt før 1. januar 2002, og be om en egenerklæring om at lageret er i henhold til forskriftens krav og samtidig varsle uanmeldte inspeksjoner.

Vi vil også be om en tilbakemelding fra kommunene og be de følge opp de lagre de har gitt tillatelse til.

Alle lagre over 250 kg er registrert i DBSs grunndatasystem. Direktoratet har de siste årene jobbet aktivt for til enhver tid å ha en så oppdatert oversikt over eksplosivlagre som mulig. Det kan nevnes at direktoratet i mars d.å. innførte nye rutiner for ytterligere å bedre oversikten over lager med midlertidige tillatelser. En oppdatert oversikt er et viktig grunnlag for det tilsyn som gjøres på området..

For ytterligere og intensivere tilsynet med eksplosivlagrene ønsker direktoratet i nær fremtid å vurdere om tilsynsansvaret også for de lagrene DSB gir tillatelse til bør overføres til kommunene. Dette som et ledd i tilsynsfordelingen mellom DSB og kommunen som forutsettes foretatt iht forarbeidene til brann- og eksplosjonsvernloven.

Færre og større lager?

DSB har gitt tillatelse til flere hundre lager fordelt over det ganske land. I tillegg gir kommunen tillatelse til lager på under 250 kg.

Det kan stilles spørsmål ved om man bør legge opp til et tillatelsessystem hvor man går bort i fra alle små lagre og heller etablerer noen større regionale lager. Direktoratet vil imidlertid ikke anbefale en slik omlegging av tillatelsesregimet uten etter en grundigere og bredere vurdering enn det det har vært anledning til å gjøre i denne omgang. En slik omlegging vil bl.a. ha som konsekvens at det transporteres mer eksplosiver på veg. En eksplosivtransport som vil kunne være et vel så lett "bytte" for de "profesjonelle" kriminelle som et lager.

Bedre statistikk over eksplosiver på avveie

I henhold til forskriftens § 7-12 skal den som oppbevarer eksplosiver alltid sende melding til politiet og DSB ved innbrudd eller tilløp til innbrudd. Av ulike grunner så er det ikke alltid at dette blir innrapportert. En av grunnene kan være at innehaver ikke

har den oversikt over eksplosiver i lageret som han til enhver tid skal ha i henhold til forskriftens § 7-8. DSB vil derfor særlig følge opp dette ved tilsyn.

DSB vil også ta et initiativ overfor politiet for å få til et bedre samarbeid både i forhold til innkomne meldinger om innbrudd og om eventuelle funn av eksplosiver. Dette for å få et bedre bilde av utviklingen på området og derigjennom et bedre grunnlag for å vurdere behov for skjerpede tiltak.

Direktoratet vil også vurdere innrapporteringsskjemaet for å se om dette kan gjøres bedre.

Direktoratet har for 2005 planer om å få utført en studie av eksplosiver på avveie for å finne ut hvor de forsvinner fra og hvorfor slik at det kan stettes inn mer målrettede tiltak.

Initiativ overfor bransjen

DSB har allerede initiert kontakt med de største aktørene i bransjen, for bl.a å diskutere sikring av lagre. Direktoratet vil også vurdere om det er behov for å initiere møter med andre store entreprenører og aktører på området. Direktoratet vil også fokusere sikring av eksplosiver i de ulike fora hvor man møter representanter fra bransjen. Det kan også nevnes at direktoratet har planer om å lage et opplegg for seminar/info for sprengningsvirksomheter om de plikter de har. Sikring av eksplosivene vil være ett tema det vil være naturlig å fokusere på.

Konklusjon

Som ovenfor nevnte vurdering viser mener direktoratet at det formelle regelverket knyttet til oppbevaring av eksplosiver er godt nok når det gjelder sikring mot tyveri. Direktoratet vi imidlertid gjøre enkelte endringer i veiledning som vil medføre at forskriftens sikkerhetsnivå blir tolket strengere,dvs. en ny og strengere forvaltningspraksis. Det bygningstekniske kravet til "innbruddstid", dvs hvor lang tid det vil ta for å komme inn i lageret, vil bli utvidet og alarm og hyppigere kontroll av lagrene vil bli en del av endringene i kravene. Dette vil igjen ha betydning for de vilkår som stilles for tillatelser om oppbevaring. Selv om dette ikke er formelle regelverksendinger, men en strengere fortolkning av sikkerhetsnivået, vil det være behov for bred informasjon om endringene og behov for en overgangsperiode.

Men bakgrunn i at kravene til innbruddssikkerhet ble skjerpet for kun få år siden, mener direktoratet at det ut i fra bl.a. kost-/nyttevurderinger ikke er behov for å gjøre ytterligere innskjerpinger i forskriftene til bygningstekniske tiltak for eksplosivlagre, basert på situasjonen slik den er nå.

Dersom politi eller nasjonal sikkerhets myndighet, NSM, mener det er en økende risiko for at "profesjonelle kriminelle" eller terrorister vil gjøre innbrudd i eksplosivlagre for å bruke eksplosivene i kriminelle handlinger, må direktoratet følge opp dette. Direktoratet vil da måtte gå igjennom regelverket med dette nye trusselbildet for øye, for å komme med ytterligere forslag til tiltak som kan heve sikkerhetsnivået i forhold til et sikringshensyn.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2004

PRAKTISKE ERFARINGER OG MULIGHETER MED SSE STRENGLADNINGSSYSTEM

Practical Experiences and Possibilities using SSE String Charging System

Sjefingeniør Arve Fauske, Dyno Nobel Europe

SAMMENDRAG

Innføring av bulksprengstoffer som ANFO og mekanisk ladeutstyr i tunnelsprengning rasjonaliserte ladeprosessen og dermed drivehastigheten. Men det spesifikke sprengstoff-forbruk økte så vel som ladningskonsentrasjonen i de enkelte borehull, sammenlignet med anvending av bunn-pipeladningsprinsippet og patronerte sprengstoffer. Dette førte igjen til bl.a. økte sprengningsinduserte vibrasjoner og større skadesonedyp i gjenstående fjellflate ved bruk av bulksprengstoffer.
Ved introduksjonen av emulsjonssprengstoffet SSE var ladetrucken forsynt med et uttrekksystem for ladeslangen som kunne legge igjen en streng av emulsjonen med en ladningskonsentrasjon sprengningsteknisk tilpasset kontur-eller innerkonturhull.
En begrenset skadesone i konturen skulle dermed være i varetatt. Men øvrige hull i salven var i utgangspunktet tiltenkt ladet 100% SSE frem til uladet del av hullet.
Under tunnelsprengning med restriksjoner i urbane strøk og liten overdekning
ville enhetsladningen raskt kunne overskride kravet til vibrasjoner, med mindre salvelengden ble redusert tilsvarende. Da korte salver ikke er ønskelig av hensyn til fremdriften, og patronerte sprengstoffer av hensyn til lagringsproblematikk, pris etc., ville alternativet kunne være å anvende strengladning i hele salven.
Dette foredraget omfatter resultater av forsøk utført med SSE strengladning av forskjellige kutter og hele salver fra forskjellige tunnelprosjekter i Skandinavia.

SUMMARY

Introduction of bulk explosives like ANFO, and mechanical charging equipment in tunnel blasting increased the efficiency of the charging process, and consequently the rate of drifting. But the specific explosives consumption increased as well as the charge concentration in the different boreholes, compared to using the bottom-/pipe charge principle and cartridged explosives. This again led to greater crack zones in the remaining rock face, and also increased blast induced vibrations.
When the emulsion explosive Titan SSE was introduced, the charging truck was supplied with a retraction system for the charging hose, which could leave a string of the emulsion in the bore hole with a charge concentration blast-technically adjusted to the contour, or the inner-contour holes. A limited crack zone should then be taken care of. However, all the other bore holes in the round were basically intended for charging of 100% SSE emulsion towards the uncharged part of the bore hole.

During blasting of tunnels in urban areas under small cover and vibration restrictions, and using bulk emulsion explosives, the vibration limits could rapidly be exceeded, unless the blast length was reduced correspondingly. When short rounds are not desirable due to reduced rate of drifting, as well as cartridged explosives out of the consideration of storage difficulties, higher price etc. The alternative might be applying string charging of the SSE emulsion in the whole round, in order to maintain maximum blast length, and at the same time be able to keep up with the vibration limits.
This paper comprises results from tests executed with SSE string charging of different cuts and rounds, and practical experiences from the utilization of the string charging system from different tunnel construction sites in Scandinavia.

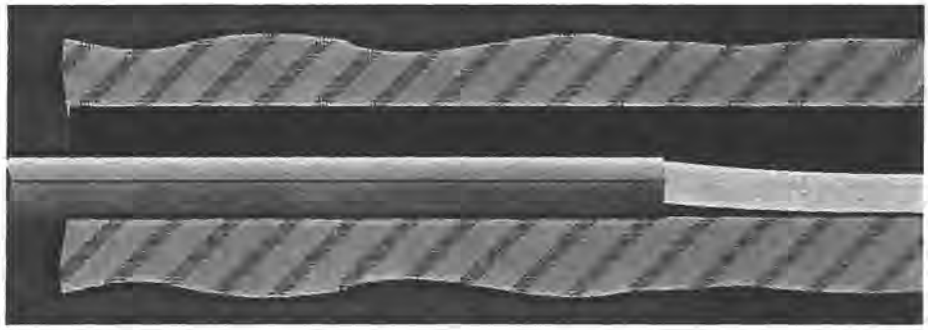
INNLEDNING

Dyno Nobel introduserte et nytt bulkemulsjonssystem beregnet for tunnelsprengning og annen sprengning under jord i 1995, kalt SSE (Site Sensitized Emulsion). Systemet består generelt av en ladetruck, to lagringstanker og pumper for emulsjonsmatrise og det kjemiske sensiteringsmiddel. Emulsjonsmatrisen er klassifisert som UN 5.1 oksyderende stoff som betyr at systemet ikke er underlagt gjeldende lagrings-og transportsbestemmelser for et konvensjonelt sprengstoff. Den pumpbare matrisen blir et sprengstoff først i borehullet, etter at densiteten er redusert gjennom en gass-sensiteringsprosess som avsluttes i borehullet.
Sprengstoffet, SL 700 som er en vann-i-olje emulsjon blir karakterisert å ha meget god vannbestandighet. I tillegg omsetter det seg effektivt som igjen resulterer i høy detonasjons- og fragmenteringsenergi og minimal utvikling av giftige sprenggasser og røyk.
SSE-systemet har fått en rask utbredelse dels på grunn av gode allround egenskaper sammen med en høy grad av sikkerhet, og et positivt bidrag til et forbedret miljø under jord.

STRENGLADNINGS-SYSTEMET

Et av målene ved utviklingen av SSE-systemet [2] var å kunne benytte et universelt sprengstoff på stuff, dvs. samme type sprengstoff anvendes i alle hull. Bulkladning av konturhull (100% fyllingsgrad) ville naturlig nok ikke kunne anvendes på grunn av kraftig sprekkedannelse fra borehullet. For å tilpasse eksisterende lademetoder ville ladningskonsentrasjonen måtte reduseres med f.eks 75% for konturhullene og 50% for innerkonturhullene for å tilfredstille kravet om akseptabel slettsprengning og skadesonedyp.
Dette ble løst ved hjelp av et mekanisk retraksjonssystem for ladeslangen som ble montert i ladekorgen. Retraksjonsenheten trekker automatisk ut ladeslangen etter en forhåndsstilt hastighet. Ladeslangen legger da igjen en sammenhengende streng av emulsjon utover i borehullet definert av pumpekapasiteten og retraksjonshastigheten. (Fig.1). For konturhull er det innebygget en liten forsinkelse, som forøvrig er justerbar, før uttrekkmekanismen trer i funksjon. Derved legges det igjen en liten bunnladning sammen med tennpatronen. Ved anvending av strengladning må man være oppmerksom på at emulsjonen ekspanderer radielt i borehullet. Strengen må derfor lades lenger ut

enn ved 100% fyllingsgrad. Ekspansjonen skjer i dette tilfelle utover i borehullet under gasseprosessen.
I stor utstrekning anvendes Nobel prime, 15x150mm som tennpatron for SSE. Denne kan stikkes inn i ladeslangen og vil bli skjøvet ut av emulsjonsstrømmen i bunnen av hullet. Ladeprosessen forenkles spesielt i trasige hull sammenlignet med ordinære dynamittpatroner. Strengladningssystemet er patentert av Dyno Nobel.



Q = C/V (kg/m)

Fig.1. SSE-systemet tillater fleksibel ladetetthet (ladningskonsentrasjon) Q (kg/m) som er en funksjon av en konstant pumpekapasitet (kg/sek) dividert med en kontrollert uttrekkhastighet (m/sek).

Konturssprengning med strengladning

Erfaringene med SSE strengladning i sammenheng med konturssprengning er overveiende
gode. I det opprinnelige konseptet inngår det som nevnt en liten bunnladning som bidrar til å sikre en best mulig omsetning av strengen utover i borehullet. Konturhullene lades normalt med en konsentrasjon på 0,4 kg SSE/m i et 48 mm borehull, med en bunnladning på 0,5 kg (0,3m). Tilsvarende for innerkonturhullene som ordinært har en konsentrasjon på 0,9 kg/m og en noe større bunnladning dvs. ca.1 kg (0,6 m). Fulladet hull ved samme hulldiameter har en konsentrasjon på ca. 1,8 kg SSE /m.
Ved anvendelse av nevnte ladningskonsentrasjoner i et tilpasset boremønster er sprengningsresultatene som regel tilfredsstillende, med mindre geologien skaper problemer med sterk oppsprekning og flere sprekkesett som krysser konturen. Resultatet blir da ofte støvelskaft (glasögon) og gjenstående kontur som krever omskytning. Dette resultatet er imidlertid ikke unikt for strengemulsjon i kontur, men inkluderer også andre lademåter, f. eks detonerende lunte, rørladninger, etc.
Et dårlig konturssprengningsresultat i tunnelsprengning har ofte sammenheng med for stor spredning i forsinkertider for de høyeste intervallnumrene i tennernes pyrotekniske system.

Under ellers like forhold vil det gå ut over sprengningsresultatet til det verre dersom bunnladningen i konturhullene uteblir, og strengladningens konsentrasjon utgjør det laveste anbefalte nivå, dvs. 0,35 kg SSE/m.
Med hensyn til skadesonedyp har SveBeFo og Dyno Nobel utført forsøk med SSE strengladning for å finne ut sprekkedannelsen i det omliggende berg.
De preliminære forsøk ble utført ved et steinbrudd i Syd-Sverige og viste at en strengladning på 0,35 kg SSE /m initiert med Nobel prime og elektroniske tennere ga et resultat i sprekkelengder fra 0,2-0,3 meter med et gjennomsnitt på 0,24 meter.

Test av skadesonedyp utført ved SL 03 Södra Länken

I Sverige opererer man med forskjellige sprengningsklasser for skånsom sprengning. I dokumentene til byggherren for Södra Länken var kravet til skadesonedyp 0,3 meter (VTS 2) for majoriteten av parsellen SL 03. Ut fra de preliminære forsøk betydde dette at kontraktørene for Södra Länken fikk tillatelse til å anvende SSE i alle hulltyper (med unntak av et par mindre områder hvor kravet var 0,1 meter).
Byggherren forlangte i tillegg at det skulle utføres en avsluttende test av sprekkedannelse i tunnelene etter at prosjektet hadde startet. Denne testen skulle ledes og rapporteres av SveBeFo [1].
Hensikten med denne testen var å bevise at resultatet fra de preliminære forsøk kunne reproduseres på stedet i de aktuelle tunnelene. I dette tilfelle måtte målingene utføres i tunnelveggen etter salven er sprengt. Ved hjelp av en diamantsag lages skiver som brytes ut i en tykkelse 0,1-0,15 m og danner et hulrom som vist på skissen (Fig.2).

Dimensjoner på hulrommet :

H = 2,5 m
D = 0,5 m
L = 0,5 m

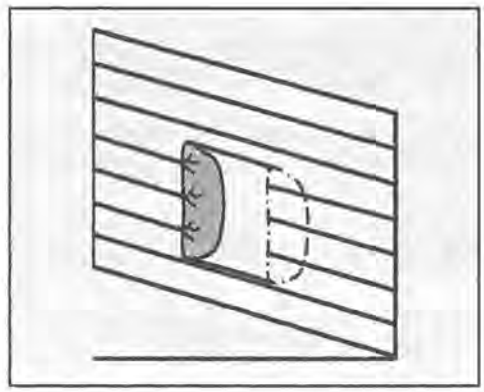


Fig.2. Hulrom i skåret ut i bergveggen for å kartlegge sprekkedannelse.

Tre forskjellige tester ble utført:

1. SSE strengladning avfyrt med Nonel tennere
2. SSE strengladning avfyrt med elektroniske tennere
3. Gurit 17 mm rørladninger avfyrt med elektroniske tennere (referanse)

I veggene ble alle hullene avfyrt med samme tennernummer, normalt Nonel LP nr. 50, eller tilsvarende forsinkertid for elektroniske tennere.

Øvrige salvedata :

- Hulldybde 5,2 meter
- Hulldiameter 48 mm for kontur- og innerkonturhull
- Forsetning 0,8-1,2 m og hullavstand 0,7-0,9 m for hull i veggen

Strengladningen for konturhullene i veggen var 0,35 kg SSE/m, mens 0,9 kg SSE/m ble anvendt i innerkonturhull.

Tabell 1. Resultater sprekkeforsøk

Forsøk	*Sprekkelengde, m*
1. SSE strengladning, Nonel	0,3
2. SSE strengladning, elektroniske	0,2
3. Gurit 17 mm, elektroniske	0,1

Som ventet ble de beste resultatene oppnådd ved bruk av elektroniske tennere. Derimot ble det anvendt Nonel-systemet som en normal prosedyre i tunnelene, hvilket tilfredsstiller kravet fra Byggherren, Vägverket. Dette betød igjen at 0,35 kg SSE/m ble standard prosedyre vedrørende strengladning ved dette tunnelprosjektet. Strengladningen ble imidlertid senere korrigert til 0,4 kg/m.

STRENGLADNINGSTEKNIKK FOR HELE TUNNELSALVER

Hensikten med strengladning utover det som er kjent som kontur og innerkonturladning, er dels for å redusere enhetsladningen for å imøtekomme vibrasjonskrav, og dels redusere det totale sprengstofforbruk i salven. Om man lykkes med dette betyr det i praksis at man kan opprettholde høy inndrift på bekostning av høyere spesifikk boring, hvilket totalt sett blir en billigere løsning. Alternativet er kortere salver, og/eller anvending av patronerte sprengstoffer.

Test i Bragernes-tunnelen

Bragernes-tunnelen er en 3 km lang veitunnel som utgjør en del av ringveisystemet i Drammen. Tunnelen betegnes T 9 og har et tverrsnitt på ca. 80 m^2 . Bergartene i Bragernes-tunnelen hadde ulik sammensetning, men strengladningsforsøkene ble gjennomført i en middels sprengbar Rombeporfyr.
Et parti i tunnelen planlagt for nisje ble stilt til rådighet for preliminære forsøk med strengladning som først ble utført med 2 forskjellige kuttyper. Senere ble det testet strengladning i hele tunnelsalven med bl.a. registrering av vibrasjoner.

Ladningskonsentrasjon i kutt

Siden bulksprengstoffene ble introdusert i tunnelsprenging for omlag 30 år siden, har også kutten vært gjenstand for lading med bulk, fortrinnsvis ANFO. Dette medførte naturlig nok til en kraftig økning når det gjelder ladningskonsentrasjon i kutten i forhold til bruk av patronerte sprengstoffer, eller i forhold til strengladning med SSE.
Erfaring har vist at overlading av kutten går som regel bra, men kan av og til medføre sammensintring av kutten i enkelte bergarter pga. for høy ladningskonsentrasjon.
Da det er helt avgjørende for en vellykket tunnelsalve at kutten funksjonerer tilfredsstillende, ble det i utgangspunktet valgt en kutt som skulle gi et sikrest mulig resultat. Dette fordi vi hadde liten eller ingen erfaring med anvending av emulsjons-strengladning i kuttområdet og strossehull forøvrig.
Det er en rekke forhold som bestemmer praktisk hullavstand og ladningskonsentrasjon i kutten, bl.a., borehullsdiameter, grovhullsdiameter, salvelengde, sprengstoffets energi, g volumstyrke og ikke minst bergartens sprengbarhet.
Dersom det ble brukt patronert sprengstoff, f.eks. Glynit 30x400 mm i kutten utgjør dette 0,85 kg/m, lades ANFO i kutten utgjør dette 1,6 kg/m, og for SSE nærmere 1,8 kg/m for 48 mm hull. En ladningskonsentrasjon på 0,85 kg/m er altså tilstrekkelig for rensprengning av kutten.
Med dette erfaringsgrunnlag ble det valgt en strengladning på 0,9 kg SSE/m i en kutt med avstanden 220 mm mellom ladet hull 48 mm og 4" grovhull.
Det ble boret og sprengt 2 forskjellige kutt-typer (begge parallelhullskutter) i en nisje 50 meter bak stuff. Begge kuttene ble initiert med T-patron (32x170 mm Dynamit), mens tenningsopplegget var noe forskjellig.

Tabell 2. Kuttyper i strengladningsforsøk. Fig.3 og 4

Kutt 1 : F-kutt	Spesial parallelhullskutt. 7 stk. 4" grovhull. Tidligere anvendt ved gjennomsprengning av frysesonen i Oslofjords-tunnelen.
Kutt 2 : S-kutt	Parallellhullskutt. 4 stk. 4" grovhull. Standard kutt anvendt på anlegget.

Sprengningsresultater For F-og S-kutt

F-kutten ga et særdeles utmerket resultat, men dette kom ikke helt overraskende. Denne kutten ble konsekvent anvendt i forbindelse med sprengning gjennom frysesonen i den undersjøiske Oslofjord-tunnellen. I dette prosjektet var man avhengig av 100% tilfredsstillende resultat. Kuttens konstruksjon som sådan gir også en meget sikker åpning med sine 3 ekstra grovhull i system.
Tunnelbas Kjell Mykstu og kollega kunne umiddelbart klatre inn i den 2 m^2 store og 5,2 meter dype, "klokkerene" kutten. Kuttens 18 hull ble ladet med 0,9 kg SSE/meter og initiert med LP 0, og millisekundserien 3-20. Kutten var i tillegg godt rensket for løsmasse. Avklipningen av vegger og tak vitner om et tilsynelatende optimalt tennsystem og presis boring.

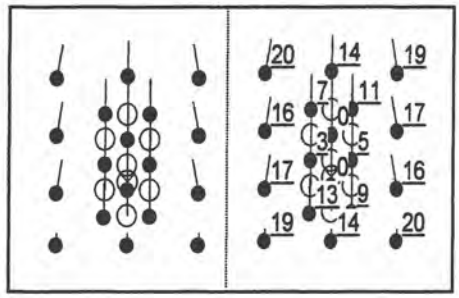


Fig.3. Bore-og tenningsplan for F-kutt.

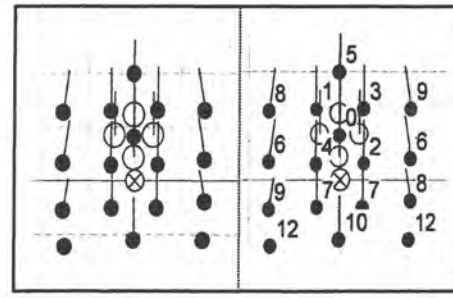


Fig.4. Bore-og tenningsplan for S-kutt.

Enkelte gjenstående halvpiper bekrefter at borehullene ikke på langt nær er overladet. Med tanke på sprengning av full salve ville en ytterligere utvidelse av denne åpningen i høyde og bredde raskt forvandle den resterende prosessen til ren strossing.
S-kutten brøt også til bunns, men funksjonssvikt inntraff for 2 hull. Et hjelpehull i hvert hjørne oppe feilfunksjonerte (pilte). Risikoen for et dårlig resultat om hele salven ble skutt med strengladning var dermed tilstede. S-kutten har imidlertid svært gode resultater å vise til i ordinær drift. Kuttens 17 hull ble ladet med 0,9 kg SSE/m og initiert med LP-serien fra 0-12.

Fig.5. Tunnelbas Kjell Mykstu og kollega på plass i F-kutten umiddelbart etter sprengning. Et meget godt resultat.

Årsaken til feilfunksjonen kan ha vært for svak ladning som følge av boreavvik, eller uheldig påvirkning fra detonerende nabohull, eller ladeteknisk svikt. Det ble anvendt dobbelt så lang intervalltid og kutten var betydelig mindre rensket enn F-kutten (Tabell3).

Fig.6. S-kutten etter sprenging. To øvre hjelpehull på hver side av kutten feilfunksjonerer. Ikke fullt så godt resultat.

Tabell 3. Sammenligning av data og resultat for kutt F og S.

	F-kutten	S-kutten
Antall hull, ladet	18	17
Antall hull uladet	7	4
Innboret lengde,m	5,2	5,2
Spes.boring, bm/m^3	12,5	2,1/10,9
Kuttareal/masse, m^2/fm^3	2,0/10,4	10
Ladning SSE, kg/hull	4,7	4,7
Ladn.kons., SSE, kg/m	0,9	0,9
Spes.ladn., kg/m^3	8,1 (15,6)*	7,3 (14,0)*
Primer	T-patron	T-patron
Tennere	Nonel MS 3-20, LP 0	Nonel LP 0-11
Intervalltid	25-50	75-100
Brytning, %	100	-
Resultat ; Se fig. 5 og 6	Utmerket boring. Utmerket resultat. Rensprengt kutt. Rette kanter. Nesten all masse kastet ut.	Noe ujevn boring. Manuell boring. Bra brytning i senter. Feilfunksjon for 2 hull. Mindre masse kastet ut.

*) Spesifikk ladning ved "normal" lading av kutt, dvs. 100%.

Sprengning av full strengladningssalve

Resultatet fra kuttforsøkene i Bragernes-tunnellen la grunnlaget for å anvende F-kutten for neste steg. Uten flere kuttforsøk ble det utarbeidet en bore-og tenningsplan for full tunnelsalve med strengladning, salve 212 (Fig.7.). Brytningsforløp for strengladningssalven (Fig. 8). Boreplan for referansesalvene 210-211, samt 213-217 (Fig.9).

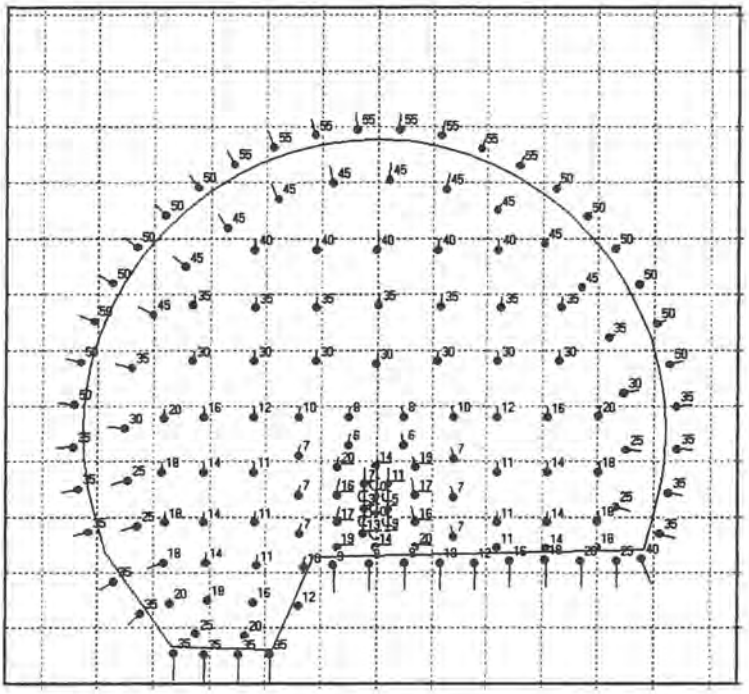


Fig.7. Bore-og tenningsplan for full strengladningssalve. Salve nr.212.

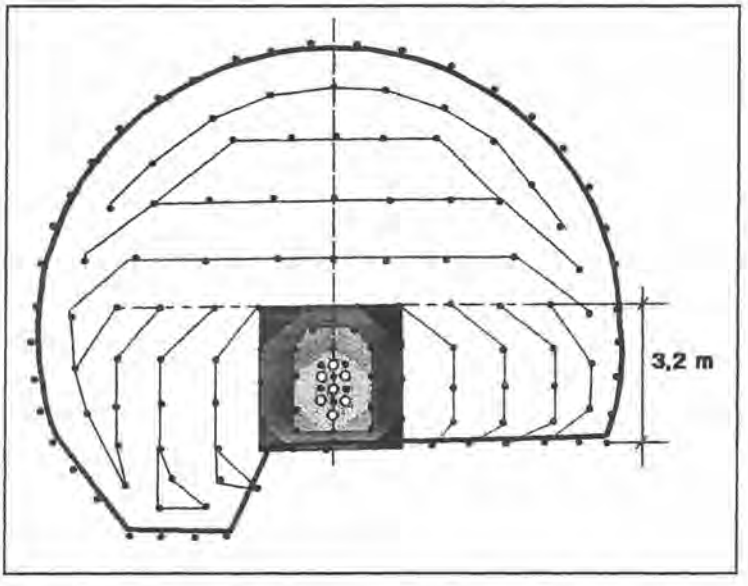


Fig.8. Brytningsforløp full strengladningssalve. Salve nr. 212.

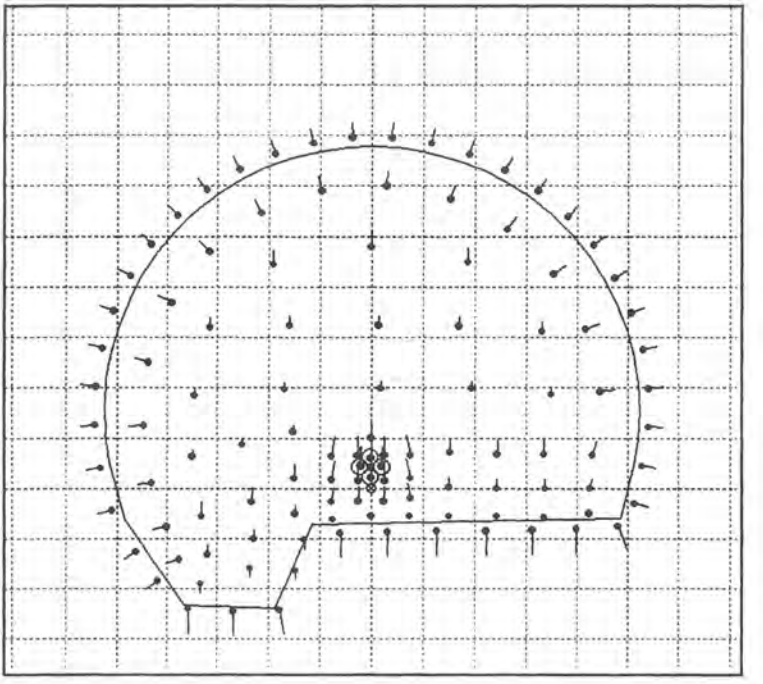


Fig. 9. Boreplan for referansesalvene 210-211 og 213-217.

Tabell 4. Sammenligning av data fra strengladningssalven og referansesalvene.

Tekniske data	Strengladningssalve 212	Referansesalver 210-217
Tverrsnitt, m^2	80	80
Innboret lengde,m	5,2	5,2
Borehulldiameter, mm	48	48
Spes.boring, bm/m^3	2,0	1,6
Antall borehull	143	115
Ladning SSE i kontur, kg/hull	2,5	2,5
Ladning SSE i strossehull, kg/hull	4,0-4,4	6,1-7,5
Ladning SSE i kutt/liggere, kg/hull	4,7	8,5-9,0
Ladn.kons., SSE, kg/m	0,9	1,8
Total ladn. SSE	607,4 (-187)	794,4 *)
Spes.ladn., kg/m^3	1,46	1,9
Sprengningsresultat	Meget bra	Meget bra

**) Gjennomsnittlig forbruk for referansesalvene*

Strengladningssalven ga meget tilfredsstillende resultat. Maksimal brytning, men det ble noe ekstra rensk over grøftesonen (Tabell 4).
Det ble anvendt samme kutt og tennsystem som da den ble skutt separat. Tennsystemet ble tilpasset boringen og brytningsforløpet. Brytningsforløpet ble lagt opp utradisjonelt for å komme raskere over i en strossesituasjon. Dermed ble det i prinsippet bare satt inn en hullrast mer på hver side av kutten enn for en konvensjonell salve. Med den store bredden på åpningen, hele 3,2 meter på odd, viste det seg at en spesifikk ladning på 0,9 kg/m^3 var tilstrekkelig for brytning i sidestross nede.
I strengladningssalven (salve 212) ble det anvendt gjennomsnittlig 187 kg mindre enn i standardsalvene. Det ble ladet 607,4 kg i strengladningssalven, mot teoretisk beregnet 602,7 kg. Dette tilsvarer 607,4/143 = 4,24 kg i gjennomsnitt pr.hull. Spesifikk ladning for strengladningssalven 1,46 kg/m^3, mot gjennomsnittlig 1,91 kg/m^3 for referansesalvene.
I prinsippet ble det ladet max. 4,7 kg i kutthull og liggere. I kontur maks. 2,5 kg og i de øvrige hull 4,0-4,4 kg.

Reduksjon av sprengingsvibrasjoner

Det ble målt vibrasjoner ovenpå tunnelen, dvs. for målepunktene 86 (i trasèen bak salvene), 88 (i trasèen foran salvene), 89 og 87 tilside vest for tunnelen. Resultatet viste betydelige lavere rystelser og en generell nedgang i toppverdi på i forhold til foregående salve og 3 etterfølgende salver, se forøvrig tabell 4. Gjennomsnittlig ga strengladningssalven 53% lavere vibrasjonsnivå enn referansesalvene.
Måleresultater fra sonder plassert 60 meter og 80 meter bak stuff viste en økning i toppverdien fra strengladningssalve 212 til referansesalve 213 på henholdsvis 31% og 55%.

Tabell 5. Sprengstofforbruk og vibrasjonsmålinger.

Salve Nr.	SSE pr. salve kg	Mer-for-bruk, kg	Måle-pkt. 86 mm/s	Diff. +/- %	Måle-pkt. 89 mm/s	Diff. +/- %	Måle-pkt. 87 mm/s	Diff. +/- %	Måle-pkt. 88 mm/s	Diff. +/- %
210	822	215	-	-	-	-	-	-	-	-
211	791	184	2,8	43	-	-	5,4	57	1,2	25
212*	607	-	1,6	-	1,2	-	2,3	-	0,9	-
213	773	166	2,1	31	2	67	3,5	52	1,2	33
214	758	151	2,3	44	2	67	3	30	1,4	56
215	748	141	2,3	44	2,5	108	2,9	26	1,9	111
216	804	197	-	-	-	-	-	-	-	-
217	861	254	-	-	-	-	-	-	-	-

**) Salve 212 utgjør strengladningssalven.*

MULIGHETER MED STRENGLADNINGSSYSTEMET

Erfaringer fra Chalmer -tunnelen

Chalmer-tunnelen utgjør en del av Kringen-prosjektet [3] i Gøteborg og representerer det første tunnelprosjektet hvor strengladningssystemet ble brukt for første gang . Tunnelen går med til dels meget liten overdekning gjennom hele trasèen. Tunnelene dukker inn under Carlanderska sjukhuset fra Södra vägen og gjør en svak stigning (4 %) opp til Chalmers-området og er 1050 meter lange. Overdekningen varierer fra 6-50 meter, hvorav 50 % av trasèen har en overdekning fra 6-20 meter. Tunnelen består av 2 parallelle løp à ca. 40 m^2 med en innbyrdes avstand fra 5-10 meter. Entrepenør var Selmer Anläggning AB
Bergarten varierer, men fra påhugg Chalmers-siden dominerer Norit, kjent som en meget tung og seigsprengt bergart (2,9-3,1 kg/dm^3). Et stykke inn i fjellet forsvinner bergarten og resten av tunnelen består hovedsakelig av en middels sprengbar Gneiss-variant.

Sprengingstekniske utfordringer

De sprengningstekniske utfordringer ved dette prosjektet bestod naturlig nok i utgangspunktet å tilfredsstille de grenseverdier som er satt for de sprengningsinduserte vibrasjonene. Dersom man samtidig ønsker å opprettholde høyest mulig inndrift, eller salvelengde krever dette en lavest mulig enhetsladning, og i tillegg et optimalisert tennsystem med hensyn til vibrasjoner.
Dette kan oppnås ved å bruke et Nonel hybridsystem i kombinasjon enten med patronerte sprengstoffer, eller med et strengladningssystem for hele salven.
Strengladningssystemet ble utprøvet i såvel kutt som i stross i Bragernes-tunnelen med godt resultat. Men dermed er det ikke sagt at systemet funksjonerer tilsvarende i alle bergartsmatriser og bergavsetninger.
SSE-systemet lades tradisjonelt 100% i produksjonshull, dvs. for full salvelengde, 5,2 meter kan ladningsmengden komme opp i 8,5-9 kg. Med en slik ladningsmengde vil man ikke greie å tilfredsstille restriksjonene på vibrasjoner med den lave overdekningen. I så fall måtte enhetsladningen og derved salvelengden sterkt reduseres.
Entreprenøren var fra starten av fast bestemt på å bruke SSE-systemet ved tunnelanlegget, og hadde selv bygget opp en ladetruck påmontert Dyno Nobel's Mini-SSE . Tunneldriverne ivret etter å komme i gang med bulklading som er langt mindre tidkrevende enn lading med patronerte sprengstoffer.
Oppstarten med SSE strengladningssystem funksjonerte ikke som planlagt. Selv med full-ladede borehull (100% SSE) og høy spesifikk ladning ble resultatet til dels tunglastede salver. Bruken av SSE ble utsatt inntil en revurdering av hele systemet og en handlingsplan ble lagt på bordet.

Handlingsplan for ny oppstart med SSE

I følge handlingsplanen ble det lagt opp til å bruke en emulsjon som bygger 1,1 kg/m i kutthull og stross oppe, og en bunnladning på 0,7 kg, dvs. henholdsvis 4,5 og 4,0

kg/hull. Emulsjonen har da en densitet på 0,8 kg/l i bunnen av hullet og 0,75 kg/l utover i hullet. Innerkontur 0,8 kg/m (Fig.10). Konturhullene forslås ladet med 0,4 kg/m.
Initiering med Dynamittpatron min. 200g, unntatt kontur hvor det er tillatt maks. 150 gram (Tabell 6).
Boreplanen ble endret slik at det bores 4 hull i bredden for stross oppe. Konturhull-avstanden er øket til 70 cm fra vederlaget og opp. Innerkontur ble øket med 2 hull.
Kutten ble endret til en standard 4" kutt. Ingen øvrige endringer. Totalt antall hull 120.
Justering av boreplanen underveis.
Tenningsplanen ble endret slik at det ble større samvirkning i brytningsprosessen, noe som kan gi en liten økning i vibrasjonene. Til gjengjeld er det en antatt bedre separering av tenntidspunkter i stross oppe, dvs. nærmere målepunktene. Koblingsplanen er prinsipielt den samme som før.

Tabell 6. Oppstartsprosedyre med SSE strengladning.

Fremdrift	Handling
Steg 1	SSE lades i stross + innerkontur oppe. Inntil 3 salver.
Steg 2	SSE lades i innerkontur + stross oppe + stross nede m/hjelpehull, eksklusive kutt. Inntil 3 salver.
Steg 3	SSE lades i alle hull inklusive kutt, eksklusive kontur
Steg 4	SSE strenglades i alle hull inklusive kontur

*) Kontursprengning kjørt i forsøksammenheng, ellers begrenset omfang

Fremdrift med Mini-SSE-systemet

Handlingsplanen ble i det alt vesentlige fulgt og Mini-SSE-systemet ble satt i drift frem til gjennomslag i april 2001. Salvelengden var gjennomgående 4.2 –5,2 meter og strengladningssystemet funksjonerte tilfredsstillende. Dette med unntak av ytterkonturen som gjennomgående ble ladet med 17 mm Dynotex rørladninger og 10 grams det.lunte.
Med bakgrunn i kravet om maksimalt skadesonedyp forlangte byggherren en dokumentert ladningsmengde på maks. 2,0 kg i de enkelte 5,2 meter konturhull. Dette tilsvarer en marginal ladningskonsentrasjon (0,35 kg/m) hvor også bunnladningen uteblir. Under ellers vanskelige geologiske forhold forårsaker dette som tidligere nevnt for stor frekvens gjenstående berg (glasögon) og etterfølgende omskyting. Konsekvensen ble et annet ladningsalternativ som byggherren kunne akseptere.

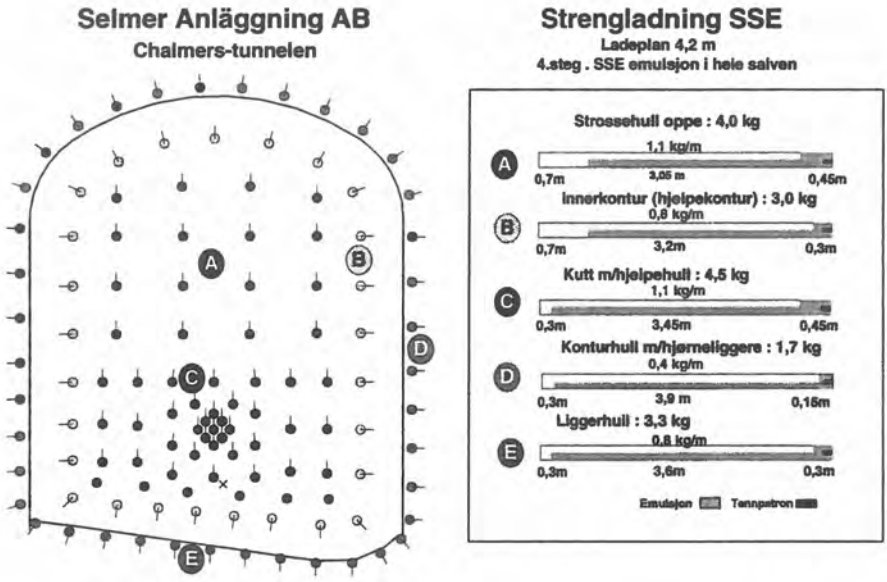


Fig.10. Ladeplan for oppstartsprosedyre SSE strengladning i hele salven. Maks. ladning pr. hull 4,5 kg ved 4,2 m salvelengde.

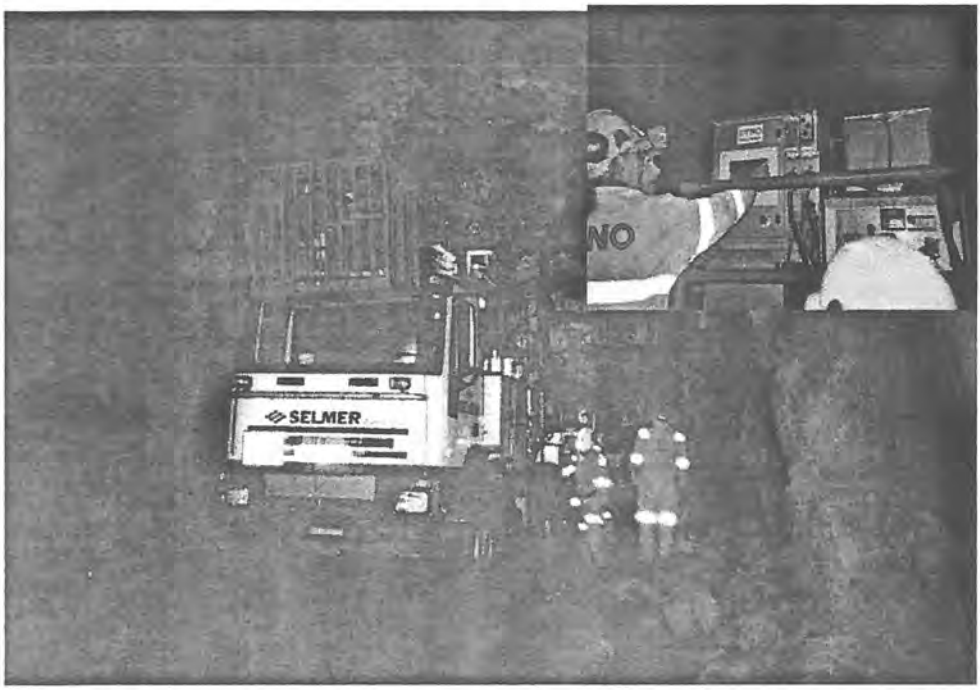


Fig.11. Mini-SSE ladetruck på stuff i Chalmers-tunnelen. Den er forsynt med 2 uttrekkmekanismer for strengladning fra ladekorg og fra såle. Innfelt : Innstilling av lademengder før oppstart av ladingen.

Konturssprengning

Med hensyn til rasjonalitet hadde entreprenøren hele tiden et ønske om å anvende SSE også i ytterkonturen. Et preliminært forsøk i henhold til steg 4 i handlingsplanen ga tilfredsstillende resultat. Den nye ladestrengen ble øket og innstilt på ca. 450 gram/m og en teoretisk bunnladning på 330 gram.
Det ble besluttet å utføre en test over 50 meter tunnellengde (10 salver) hvor SSE strengladning ble sammenlignet med Dynotex 17 mm og 10 g det. lunte. Det ble registrert synlige halvpiper som var lengre enn halve borelengden.
Besiktningen ble inndelt i 3 grupper, venstre vegg, anfang til anfang og høyre vegg. Kontrollen ble utført etter rensk. (Tabell 7).
Denne gang ble bunnladningen dokumentert ved måling i plexiglassrør. Resultatet ble 320 gram og en lengde på 0,2 meter. Konturladningen ble igjen innstilt på ca. 450 g /m i borehull med gjennomsnittsdybden 5,1 meter. Uladet lengde ca. 0,35 meter. Boremønster i kontur, E = 0,6 m. V = 0,8 m. Initiering LP-serien.

Tabell 7. Sammenligning av synlige halvpiper under konturssprengningstest. Gjennomsnittsverdier etter sprenging av 10 salver.

Salve 1-10, $\bar{x}$	V.vegg	%	Anf. til Anf.	%	H.vegg	%
Dynotex 17mm/det. lunte	2,6	37	8,9	63	3,6	51
SSE 0,45 kg/m	4,6	66	8	57	4.6	66

Konturtesten viste et gjennomsnittlig bedre resultat for strengladning med SSE enn med Dynotex rørladninger linet med detonerende lunte. Under besiktningen kunne det ikke påvises noen visuell forskjell på borehullspipene.
Ved å legge igjen en konturladning på 0,45 kg/m som gir en totalladning på 2,5 kg i et 5,1 meters hull, oppnås en mer stabil konturssprengning enn tilfelle er ved å benytte en marginal mengde på 0,35 kg/m som gir en totalladning på 2,0 kg/m. Det ble imidlertid ikke utført fysisk måling for dokumentasjon av sprekkedannelsen for de forskjellige ladningsmengder på stedet.

BUNN-PIPELADNINGSPRINSIPPET

Sprengstoffreduksjon

Etter introduksjonen av strengladningssystemet i Chalmer-tunnelene i 2000 har systemet blitt utviklet videre og forbedret. For å imøtekomme vibrasjonsrestriksjoner under tunnelsprengning og annen sprengning under jord er systemet i dag i stand til å levere en mer eksakt og definert bunnladning og strengladet pipeladning. Denne utviklingen har gjort systemet interessant også for ordinær tunnelsprengning med

hensyn til å redusere det totale sprengstoff-forbruket i salven, uten at det behøver å gå på bekostning av økt spesifikk boring. Fra et sprengningsteknisk synspunkt er det riktig å differensiere ladningskonsentrasjonen i borehullet, idet innspenningsforholdene krever mindre energikonsentrasjon i pipeladningen enn i bunnen av hullet.

Utprøvning

Vi har allerede pekt på at ladningskonsentrasjonen i kuttområdet blir ofte for høy ved bulkladning som ved sprenging kan føre til plastisk deformasjon, eller sintring i enkelte bergarter, bl.a Fyllitt. Dersom kutten sintrer blir resultatet deretter og store deler av salven står igjen. Dette fikk Selmer Skanska erfare på Tyin-anlegget ved driving mot vest i Fyllitt av den 35 m^2 store overføringstunnelen.
Anlegget benyttet i startfasen ordinær Titan SSE i et ladesystem med bulkfylling av alle hull unntatt konturen. Det oppsto raskt problemer med rensprengning av kutten. For å bøte på problemet ble det brukt Dynamitt-rørladninger av typen Dynorex i de 5 indre hullene i kutten. Øvrige hull ble ladet ordinært med Titan SSE. Dette opplegget funksjonerte tilfredsstillende, men i tillegg til ulempen med bruk av Dynamit ble det totale sprengstoff-forbruket forholdsvis høyt. Spesifikk ladning kunne variere fra 2,8-3,2 kg/m^3 i et 40 m2 stort tunneltverrsnitt.

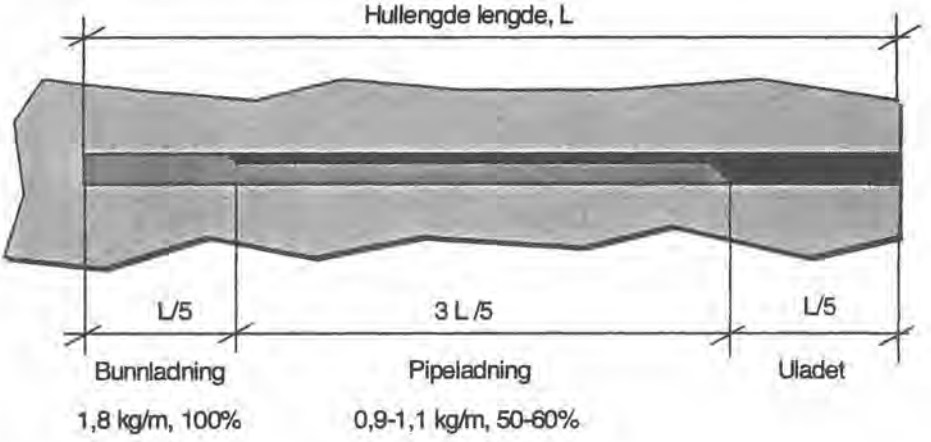


Fig.12 Bunn-pipeladningsprinsippet. Forholdet mellom bunn-pipeladning og uladet del reguleres etter behov.

I samarbeid med Selmer Skanska ble det besluttet å prøve ut bunn-pipeladningsprinsippet og bruk av strengladet Titan SSE ved denne stuffen i mars 2003. Det ble boret en salvelengde på 5,15 meter med borehullsdiameter 48 mm. Antall grovhull 4-5, 4". Antall borehull pr. salve 77-80. Det ble i disse forsøkene ikke gjort noe inngrep med boremønster, tennsystem eller kuttkonstruksjonen. Det var kun lademåten som ble endret i den dagsaktuelle boreplanen.
Det ble testet ut i alt 7 salver hvor strossehullene ble gradvis erstattet av strengladede hull. De 2 siste salvene ble strengladet i alle hull unntatt ett. Det ble forutsatt en

bunnladning på 1 meter, med en pipeladning på 1,1 kg/meter i stross nede og kutthull. Stross oppe ble ladet med kontur II. Konturhullene ble ladet med kontur I. Siste strengladet salve hadde en gjennomsnittlig lademengde på 3,0 kg for kontur I, 5,1 kg for kontur 2, og 6,0 kg for stross/kutthull.
Med dagens utstyr kreves spesielle forberedelser for å kalibrere både ladetrucken og og uttrekkmekanismen. Det pågår for øvrig et kontinuerlig arbeid for å forbedre dette systemet, så vel når det gjelder retraksjonsenheten som utstyret som er nødvendig på stuff for å unngå forsinkelse av ladeprosessen.
Strengladningsmetoden funksjonerte tilfredsstillende gjennom hele utprøvnings-prosessen frem til strenglanding av hele salven. I dette tilfelle ble det oppnådd et godt sprengningsresultat i Fyllitt med et spesifikt sprengstoffforbruk på 2,2 kg/m^3 , eller generelt 150 kg lavere forbruk pr.salve sammenlignet med standard salvene på anlegget. Standard spesifikt sprengstoffforbruk varierte fra 2,8-3,2 kg/m^3.
Med bunn-pipeladningsprinsippet og bruk av Titan SSE emulsjon hadde man altså oppnådd å løse funksjonsproblemet i kuttseksjonen samt å redusere det totale sprengstofforbruket med nærmere 30%.

KONKLUSJON

Utviklingen av strengladningssystemet har vist seg å være et viktig supplement til bruken av Titan SSE for tunnelsprenging.
Erfaringene så langt viser at strengladning av Titan SSE emulsjon funksjonerer tilfredsstillende under ordinære forhold for konturhull, så vel som for andre hull i en tunnelsalve sammenlignet med alternative ladninger.
I tunnelsprenging og annen sprengning under jord vil det alltid være et behov for å lade en eller flere forskjellige ladningskonsentrasjoner i den samme salven.
Slik utrustning er utprøvd og ser ut til å åpne for bruk av emulsjonssprengstoff i situasjoner hvor det ellers ikke hadde vært mulig, f. eks sprengning av urbane tunneler med liten overdekning og vibrasjonsrestriksjoner.
I tillegg vil man ha en opsjon på reduksjon av det totale sprengstoff-forbruket i ordinære tunnelsalver ved å anvende bunn-pipeladningsprinsippet.
Redusert ladningskonsentrasjon er også en fordel under forhold hvor man vil minimalisere dannelsen av finstoff.
Titan SSE-systemet vil være gjenstand for kontinuerlig utvikling med hensyn til forbedring av utstyr og sprengstoffkvalitet levert i borehullet.

Referanser

[1] Ouchterlony, F. og Olsson, M. , SveBeFo, "Dags at komplettera befindtlig skadezonstabell". BK 2000 Diskussionsmöte, Stockholm.
[2] Fauske, A., Dyno Nobel Europe, "The SSE Bulk Emulsion System: A new Explosives System designed for Tunnelling and Blasting Underground". ITA World Tunnel Congress 1999, Oslo.
[3] Fauske, A., Dyno Nobel Europe, "Tunnelsprengning i tettbebygde strøk – Kringen". Storefjellseminaret 2000, Gol.

[4] Fauske, A., Dyno Nobel Europe, "Tunnelsprenging, nye metoder og teknikker". Storefjellseminaret 2000, Gol.
[5] Fauske, A., Dyno Nobel Europe, "De nye jernbanetunnelene gjennom Alpene, St. Gotthard og Lötschberg Basistunneler – Sprengningstekniske løsninger og leveringssystemer". Fjellsprengingskonferansen, Oslo 2001.
[6] Fauske, A., Dyno Nobel Europe, "Practical Experiences and Possibilities using Titan SSE String Charging System" EFEE 2nd World Conference on Explosives and Blasting Technique" Praha, 2003.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2004

ERFARINGER FRA OPS, KLETT - ORKANGER
EXPERIENCES FROM THE BOT-PROJECT KLETT - ORKANGER

Sivilingeniør Bjørn Kielland, Skanska Norge AS

SAMMENDRAG

15 km sør for Trondheim pågår for tiden bygging av 22 km ny E39 mellom Øysand og Thamshavn. I prosjektet inngår ca 10 km tunnel, 12 større og mindre bruer/ kulverter, 15 km tilstøtende lokal- og gang/ sykkelveger, samt store masseforflytninger i dagen.

Pr. 20. oktober 2004 har drøyt 800 000 timeverk ført til at de fleste m^3 og tonn har funnet sin endelige plass. Totalentreprisen på 1.4 mrd Nkr har fått en ferdighetsgrad på ca 75%. Det redegjøres for noen erfaringene så langt, og for mulige utfordringer frem mot åpning torsdag 1. september 2005.

SUMMARY

Some 15 km to the south of Trondheim the construction of 22 km of New E39 is currently in progress. The project encompasses approx. 10 km of tunnels, 12 major and minor bridges/culverts and 15 km of adjacent local roads, foot-paths and cycle lanes. In addition extensive area arondations have been carried out in the day zones.

So far in excess of 800.000 manhours have been produced, implying that the majority of m3 and tons have found their final place. The turn-key contract with a value of NOK 1.400 million has as of 20. October 2004 achieved approx. 75 % degree of completion. This paper highlights some of the experiences so far, and outlines possible challenges towards the opening of the road on Thursday 1. September 2005.

1. Generelt

15 km sør for Trondheim pågår for tiden bygging av 22 km ny E39 mellom Øysand og Thamshavn. Prosjektet er det første av 3 vedtatte OPS prosjekt innen norsk samferdsel. (OPS – Offentlig Privat Samarbeid). I prosjektet inngår en byggekontrakt i totalentreprise på størrelsesorden 1.4 mrd Nkr. Byggetid april –03 til september –05. I tillegg inngår en drifts- og vedlikeholdskontrakt som strekker seg over 25 år. Verdi ca 400 mill kroner.

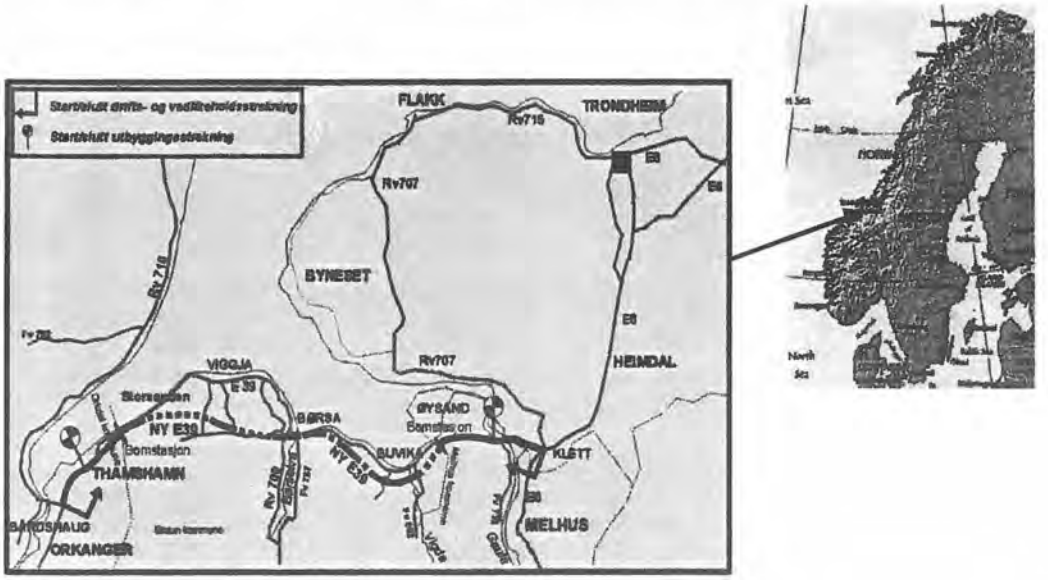


Fig 1. Oversiktskart OPS E39 Klett – Bårdshaug.

Prosjektet ble redegjort for på fjorårets konferanse, [1]. Siden da er ferdighetsgraden løftet fra ca 20% til ca 75%. En del av våre erfaringer er redegjort for i det følgende.

2. Hva har vi gjort:

Status pr 20. oktober – 04.

- Ferdighetsgrad : ~75%
- Totalt utført : 1050 mill Kr.
- Total bemanning : 420 stk

Fig 2 Saltnesbrua Buvika

	Utført	%
• Tegninger	1180 stk	98
• Tunneler	10.400 m	99
• Graving	810.000 m^3	99
• Sprengning	815.000 m^3	99
• Fylling	820.000 m^3	92
• Asfalt	55.000 t	48
• KC peler	145.000 m	100
• Vert dren	85.000 m	100
• Betong	14.000 m^3	93

3. Erfaringer

.1 Betongarbeidene

Fundamentering av bruene i leire var en stor utfordring. Under Saltnesbrua ble det satt 2700 m friksjonspeler. De lengste 90 m. Jobben ble løst på en utmerket måte av E-Service. En nyinnkjøpt forskalingsvogn blir brukt på 3 av 4 hovedbruer, og vil gi oss 17 gangers ombruk. Etter 2 bruer og 13 flytt er erfaringene så langt meget gode. Sammen med armering på "rull", Bamtec, har systemet gitt oss syklustid pr. spenn på to uker.

.2 Dagsoner

.1 Leire

Omfanget av leire, både "vanlig" og "kvikk", var meget godt avdekket før anleggstart, og ga oss bare én større overraskelse: En "hengende" dal i Furuvika parallelt med fjorden viste seg å inneholde 40.000 m^3 leire som måte masseutskiftes med stein.

Kvaliteten på kvikkleira var til dels dårligere enn antatt. For åpne friksjonspeler medførte dette for en av bruene lengdeøkning av pelene på nær 50% fra 60 til 90 m. For en annen bru med lukkede spissbærende peler til fjell måtte pelearbeidene stanses midlertidig to ganger pga for høy poretrykksoppbygning.

Likeledes måtte en av fyllingene mot brulandkarene bygges opp av 3.000 m^3 EPS (Isopor). Tre andre landkar likeledes innfyllt med ca 10.000 m^3 Leca.

I positiv retning gikk at ved å fjerne ca 200.000 m^3 leire for Skaun kommune i et kommende boligfelt, kunne utgå ca 30.000 m Kalk Cement peler. Dette til økonomisk vinning for de impliserte parter.

Kryssområde i Børsa er oppbygd av ca 150.000 tonn stein. Her ville "normale" byggemetoder ha medført ca 100 cm setning over 5-6 år. Her ble det med god virkning satt ned ca 70.000 m vertikal dren. 80 cm setning har kommet på 6-8 mnd. Se fig 3.

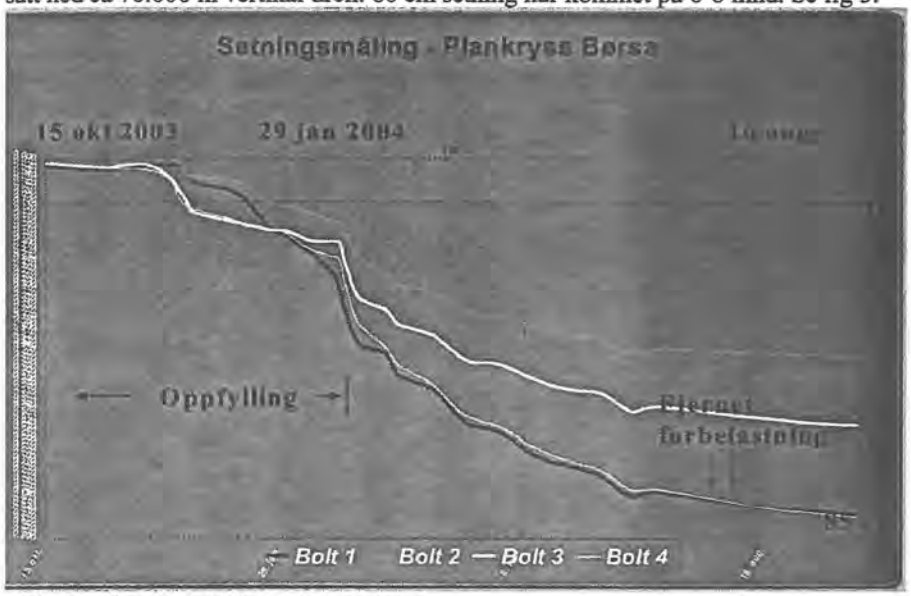


Fig 3 Setningsutvikling Kryss Børsa.

.2 Høye fjellskjæringer

At noen av fjellskjæringene i sterkt sidebratt terreng mot en tett trafikkert E39 ville gi store utfordringer var ingen stor overraskelse,- særlig på steder der høydeforskjellen ned på gammelveien er 50-60 m. En annen utfordring var passasjen av Elkem Smelteverk i Orkanger,- med krav om 100% drift i byggetiden.

Begge oppgaver løst av Koren, Syltern AS og Vassbakk & Stol på en fremdragende måte. Drygt 800.000 Fm^3 tatt ut ved hjelp av ca 250 arbeidsomme salver,- dette uten nevneverdige episoder.

Dog skaffet fjellkvaliteten oss ekstraarbeid i Furuvika. Her ble stabiliteten av et parti på ca 6000 m^3 skjæringsvegg vurdert så lav at hele partiet ble stykkevis sprengt ned,- med tilhørende store forsinkelser og kostnader.

Lengst Øst i Thamshavnparsellen ble et parti på 500 m i dagen revurdert i en tidlig fase pga av sammenhengende fjellskråninger på 30-50 m. En smidig og rask offentlig saksbehandling førte til at dette partiet ble regulert inn i en noe forlenget Storsand-tunnel. Dette med totalt noe større byggekostnader, men med vurdert lavere utgifter i driftsperioden. Økt sikkerhet både i bygge- og trafikkfasen ble også vektlagt. Dette som et eksempel på at OPS-modellen kan generere fornuftige og langsiktige løsninger.

Fig 4 Høye skjæringer i Furuvika

.3 Lav mekanisk styrke på bergartene

Bergartene i prosjektet,- grønnsteiner og glimmerrike gneiser, viste seg å ha en mekanisk styrke i underkant av hva vi hadde forventet. I alle forsterkningslag (0-250) ble det derfor investert i uttak av bruddsubbus (0-20). Pga bløt grunn ble også denne lagtykkelsen økt fra 80 cm til 110 cm i dagsonene.

.3 Tunneler

.1 Generelt

Med lav aktivitet på tunnelfronten på landsbasis, har Skanska fått en bra ressursutjamning på dette prosjektet: 5 produksjonsrigger på det meste. Beste uke 258 m totalt. Beste stuff 108 m/uke (73m^2). Snitt pr. stuff ca 45 m/uke.

.2 Sikringsomfang

Det er innsatt ca 25.000 sikringsbolter og sprutet ca 20.000m^3 sprutbetong. En fjellfolding i Viggja tunnelen ga oss uventet tung sikring i form av spiling og sprutbetongbuer over et parti på ca 300 m. Heldigvis ikke på kritisk veg.

Sikringsomfanget er i sum overskredet med i overkant av 10 mill kroner.

.3 Vann/ lekkasje

Lekkasjenivåene i tunnelen er for det meste overholdt uten injeksjon. Bare over et parti på noen hundre meter i Storsandtunnelen var forinjeksjon nødvendig. Her var fjellet arbeidsomt å tette med ukeinndrifter rundt 10-20 m.

Behovet for Vann- og Frostsikring er foreløpig prognostisert til 65%,- noe i underkant av hva vi hadde ventet.

Fig 5 Gjennomslag Mannsfjell 17.09.04 (1770m)

.4 Prosjektstyring

Dagens bemanningsoversikt viser følgende sammensetning:

• Timelønnede Skanska	:	156 stk
• Funksjonærer Skanska	:	60 stk
• Underentreprenører	:	204 stk
Sum	:	420 stk

Vi har satt bort to større dagsoneparseller i rene underentrepriser. Innledningsvis ble det også gjort seriøse forsøk på å sette ut en større tunnelpakke i underentreprise. Dette lyktes vi ikke med. I omsetning utgjør UE-andelen i prosjektet ca 1/3, og har gitt oss totalt 8-10 enheter som rapporterer:

- Kvalitet
- Fremdrift
- Økonomi

Totalt i prosjektet er det håndtert over 5 mill tonn masser. Det har vært en stor utfordring å optimalisere bruken av disse på kryss og tvers av de ulike parseller.

I en tradisjonell entrepriseform med 10-15 delkontrakter og tilsvarende mange aktører, ville dette med alle sine "spennende" grensesnitt fort ha blitt flaskehalser av økonomisk og fremdriftsmessig karakter.

Prosjektmodellen gir også god mulighet til å påvirke fremdriften positivt på en lite byråkratisk måte. Det er pr. dato innbygd 6-8 uker reservetide i prosjektet som kan bli god ha mot slutten.

.5 HMS (Helse, Miljø, Sikkerhet)
Status pr. 20. oktober-04:

	Utført	
	Mengder	Mål
• Timeverk (tusen)	830	-
• RUH (Rapport Uønsket Hendelse)	1429 stk	1422 stk
• SJA (Sikker Jobb Analyse)	202 stk	142 stk
• H	0	0
• Totalfravær	1.5%	< 3.0%

Suksessfaktorer bak denne statistikken er:

- Heltidsengasjerte Verneleder/ Hovedverneombud
- RUH/ SJA
- Vernerunder
- Alternative oppgaver
- Positiv fokusering
- Lederengasjement

Fig 6 303 dyktige aktører

4. Hva har vi igjen

Status pr 20. oktober -04

- Rest Volum : Ca 350 mill Kr
- Resterende byggetid : 315 dager

Fig 7 Kryss Børsa - .... ikke helt ferdig

	Gjenstår	
	Mengder	%
• Tunnel:		
▫ Asfalt:	16.400 t	50
▫ Betongvegger:	11.500 m	55
▫ V/F-sikring:	4.800 m	61
• Dagsoner:		
▫ Forsterkningslag:	44.000 m^3	25
▫ Asfalt:	42.000 t	53
▫ Rekkverk:	9.500 m	79
• Betong:		
▫ Betong:	1.000 m^3	7
• Tekniske fag:		
▫ Ferdighetsgrad:	-	86

5. Videre utfordringer

- Fortsatt fullt fokus på HMS,- unngå "verdensmester" effekten
  - Ekstra fokus på HMS i en hektisk sluttfase med mange nye og ulike aktører i prosjektet.
- Flytte fokus fra m3 og tonn til innebygd kvalitet, dokumentasjon og finish.
  - Leder for drift- og vedlikeholdskontrakten tiltrer prosjektet 10 mnd før åpning av vegen.
- Tiden skal ikke bli en knapphetsressurs
  - Alle delobjekt skal ikke bare være "nesten" ferdig,- de skal snarest mulig være helt ferdig.
  - Internt sluttbefaring av i alt ca 40 delobjekter startes som en kontinuerlig prosess de siste 10 mnd før åpning.

Fig8 Torsdag 1. sept 2005 ...forhåpentligvis bare vanning på dagsorden.

Referanse:

[1] *"Fjellsprengningskonferansen, 2003.17. OPS - Forventninger og forhåpninger ved utbygging Klett / Orkanger."*
Sivilingeniør Bjørn Kielland. Selmer Skanska AS.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2004

ENTREPRISEOPPGJØR I RETTSAPPARATET- en falitterklæring for bransjen?

Settlement of construction-claims in Court- a detrimental effect on the industry?

Sivilingeniør Gunnar Garnes, PMC, Project Management Consultants AS

SAMMENDRAG

Altfor mange entrepriseoppgjør er brakt inn for et fra før hardt presset rettsapparat. At mer eller mindre vanlige oppgjørssaker for utførte arbeider etter kontrakt mellom to parter havner i årelange juridiske utredninger i rettsapparatet, reises det spørsmål ved.
Sakene kommer i beste fall dårlig ut i en kost/ nyttevurdering, og når dette blir vanlig, bidrar det også til et lite heldig inntrykk av hele bransjen. Referanse til resultater av slike rettsprosesser påviser et potensiale for forbedringer i kontraktsstrukturer og samarbeidsmodeller. Alternativ konfliktløsning og konfliktforebygging bør tilstrebes og er en utfordring for alle bransjens aktører i hele byggeprosessen. Det henvises blant annet til Storbritannias arbeid med dette problemet, "Sir John Egan-report" og dannelsen av "Construction Excellence"-Forum.

SYNOPSIS: There has been a too frequent reference to court proceedings in claims settlement in the construction industry.Such proceedings are timeconsuming and costly and normally lead to a loose/ loose situation for all involved. This reflects badly on the whole industry who gets an image of low productivity, low quality, weak economy and low recruitment appeal. Reference is made to Sir John Egan –report in the UK, and the resulting " Construction Excellence-forum", as well as " Value Engineering" in the USA. Alternative approaches to avoidance and solution of a conflicts in constructionprocesses are enlightened.

DEFINISJON

Entreprisesaker kan eksempelvis inndeles i hovedsak slik:

- Saker med to profesjonelle parter, dvs.med profesjonell byggherre som for eksempel Statens vegvesen, Statsbygg og større presumtivt kompetente entreprenører.
- Saker mellom en større profesjonell hovedentreprenør og en eller flere mindre underentreprenører/ underleverandører.
- Saker med engangsbyggherrer hvor kompetansen ligger utenfor byggeprosessen,hvor entreprenøren normalt i størst grad vil bli tillagt profesjonalitetskravet.
- Forsikringssaker. (Forsikringsselskaper vil ofte ha en litt annen prinsipiell interesse i årsakssammenheng og ansvarsfordeling ved skader/ feil og mangler og hva som er dekket/ ikke dekket.)

Det er særlig sakene mellom de profesjonelle aktørene, altså de 2-3 første som umiddelbart gir grunnlag for spørsmål, og som bør ha det største potensialet for forbedringer.
Konsulentene er i høyeste grad aktører, men i disse betraktningene er det hovedsakelig tatt utgangspunkt i oppgjør mellom byggherre og entreprenør for utførte arbeider. Konsulenten

identifiseres i denne sammenheng oftest med byggherren, og blir sjelden egen part, med eget økonomisk ansvar.

En entreprenør utfører et (bygge) oppdrag for andre mot betaling, og forutsettes ved god drift og kvalitet sikre sin utvikling og sunne økonomi.

En byggherre skal ha utført et byggeoppdrag mest mulig optimalt for å kunne ta dette i bruk til sitt primærformål og gir dermed premissene for oppdraget.
En offentlig byggherre opptrer i denne sammenheng på almenhetens vegne for å forvalte ressursene på best mulig måte og i tråd med de politiske beslutninger og pålegg. Derigjennom bør prosjektene også gjennomføres mest mulig samfunnsøkonomisk riktig.

Søkelyset må også settes på rettssaker i oppgjør mellom hovedentreprenører og deres underentreprenører/ underleverandører. At sluttoppgjør må bringes inn i rettsapparatet er et sykdomstegn også i denne sammenheng ,og får som regel negative konsekvenser for partene totalt sett.

SITUASJONEN I BRANSJEN

Hele bygge-og anleggsbransjen har fra gammelt av hatt en høy status med veg og jernbanebygging, og boksavelig talt byggende virksomhet. En vegmester/ vegsjef var en stor mann (for det var menn) i samfunnet og en overingeniør hadde høy status både i privat og offentlig virksomhet. Bransjens stilling ble forsterket i gjennoppbyggingstiden etter 1945, " vi bygger landet" og ikke minst gjennom kraftutbyggingen og utviklingen av betongplatformer til oljevirksomheten.
Dessverre har det senere etter hvert utviklet seg en "image"som bringer oss nedover i publikums og egne øyne. Bransjen fremstår preget av svak produktivitetsutvikling og kompetanseoppbygging, obskur etikk og lav lønnsomhet, noe som igjen gir dårlig kvalitet, og dermed lav kundetilfredshet og publikumsapell. Svak rekruttering til utdanningen i bransjen på alle nivåer er et typisk tegn på dette.
I England førte en liknende situasjon til at myndighetene grep inn med nedsettelse av en egen offentlig kommisjon med det formål å anspore varige forandringer og fornyelser i bransjen. Resultatet var en grundig rapport- Sir John Egan report- som igjen har avstedkommet et offentlig drevet forum: "Construction Excellence " med eget nettsted. Her kan man finne diskusjonforum, litteratur, kurs, utredninger, veiledninger etc. innen nytenkning, samarbeidsmodeller og kvalitetsforbedring, produktivitetsøkning m.m.

I USA har det i alle år vært en forutsetning for igangsetting av alle typer offentlige prosjekter at de har blitt gjenstand for såkalt " Value Engineering" som analyserer alle forhold ved prosjektene, også i selve gjennomføringsprosessen.

UHENSIKTSMESSIG BRUK AV RETTSTID

BA-bransjen, spesielt representert ved Statsbygg, Statens Vegvesen og de største entreprenørene, har blitt storforbrukere av rettstid i de fra før hardt pressede domstolene. Hvor formålstjenlig er dette, og skal vi la det fortsette ?

Vi har lenge hatt en relativt stor mediadekning av den fortvilte situasjon ved domstolene, hvor det tar altfor lang tid å få behandlet alvorlige straffesaker i rettsapparatet på grunn av ressurs-

og kapasitetsmangel. Etter Finance Creditsaken ble det slått stort opp at den tok 3 mndr. i lagmannsretten og hadde saksomkostninger på 14,5 millioner og representerte 15 årsverk i etterforskning/ saksforberedelse. Det dreide seg da om tidenes største bedragerisak og om 1,2 milliarder kroner. Dette var en kriminalsak med stor samfunnsmessig betydning og rettsbehandlingen hadde forhåpentligvis stor preventiv nytteverdi for fremtiden.
Da er det interessant å se på et grovt overslag over noen liknende nøkkeltall i rettsoppgjøret i en stor entreprisesak:
Etter 4 år og to rettsrunder har saksomkostningene i rettsaken vedrørende Oslofjordforbindelsen kommet opp i nær 40 mill. kroner. Dette representerer ca. 40 årsverk. Statens Vegvesen har betalt ca. 60 mill. kroner inkl. renter til entreprenøren. Entreprenøren sitter igjen med ca. 40 mill. kroner av dette minus de interne kostnader som ikke inngår i saksomkostningene for retten.
Samlede kostnader for Statens Vegvesen løper anslagsvis tilsvarende opp mot 80-90 millioner kroner. Det er ikke registrert noen oppslag i media for dette regnestykket og om logikken og fornuften i denne formen for oppgjør. Den representerer neppe god forretning for entreprenøren og kan heller ikke betegnes som god forvaltning fra Statens side.
Hvorfor reagerer man ikke mer på disse (mis)forhold? En rask kost/ nytte vurdering burde kunne berettige en relativt stor innsats i form av oppmannsarbeid/mekling og/ eller voldgiftsbehandling.
Eksempelvis ville 3 årsverk i en meklingsgruppe inkludert juridisk rådgivning kunne koste under 3mill.kroner.
Alle slike saker har heldigvis ikke denne størrelsesorden, men dette illustrerer forholdet med all tydelighet.

Oslofjordtunnelen har fått uheldig publisitet i ettertid, ikke på grunn av dette, men på grunn av svikt i styring av pumpeanlegg, vanninnstrømming fra dagsonen og ras i deler av tunnelen, med påfølgende stengning og avisoppslag.
Vi vet i dette forum at dette ikke har så oppsiktsvekkende forklaringer som media kan gi inntrykk av, i allefall at det ikke fortjener så store tabloide oppslag. Kostnadene til utbedringene ble utførlig utpenslet i media. Tankekorset er at disse var omtrent i størrelse med de foran omtalte saksomkostninger for retten. Dette fikk ikke noen tilsvarende oppmerksomhet.
Ekstra galt blir dette når nettopp Oslofjordforbindelsen var et fremragende eksempel på bransjens evne til godt faglig samarbeide, og kompetanse og løsningskreativitet fra alle involverte i et teknisk svært utfordrende og komplisert prosjekt. På tross av full stans, bygging av ekstra omløpstunnel, nedfrysing og spesiell drift ble anlegget fullført på tiden og uten større driftsmessige komplikasjoner. Full honnør til alle ansvarlige og involverte som gjorde dette mulig. Slikt kan bransjen være bekjent av og burde fokusere på å få fram.

Alt i alt et talende eksempel på en tap/tap-situasjon.

NÅR OPPGJØR HAVNER I RETTEN

- Års behandlingstid
- Store saksomkostninger
- Store interne kostnader som ikke kan kreves godtgjort
- Uproduktiv binding av ressurser hos partene
- Problematisering kontra løsningsorientering
- Dårlige relasjoner
- Negativ PR

Ikke noe av dette kan i utgangspunktet være ønskelige effekter for noen av partene.
Det er neppe god forretning for en entreprenør å vente i alt fra 2-5/6 år på å helt eller delvis få tilkjent eller avslått et oppgjør i retten, etter å ha brukt mesteparten i saksomkostninger og dertil har belastet nøkkelpersoner med ettertidig dokumentasjon og prosessoppfølging, som ellers er viktige for annen produktiv virksomhet og utvikling.
Satt litt på spissen blir mye kreativiteten blir benyttet til oppkonstruering av tvilsomme krav for å sikre seg et sterkere utgangspunkt i en rettssak i stedet for videreutvikling og produktivitet i nye prosjekter.

Tilsvarende er det lite akseptabel forretningsdrift å konstruere begrunnelser for tilbakeholdelse av oppgjør til underentreprenører, basert på mer eller mindre fantasifulle ettertidige reklamasjoner og/ eller motkrav. Taktikken med å pålegge en liten underentreprenør uten administrative ressurser uforholdsmessige formalkrav, dokumentasjonskrav og varslingskrav er heller ikke god forretningsskikk eller moral.

Det samsvarer ikke med god forvaltning og ressursbruk når slike saker utvikles og binder midler og personell i år.
Kost/ nytte gjelder også i denne sammenheng og analysen bør få mer gjennomslag i administrasjonen , selv om prosessutgiftene ikke blir så synlige og følbare for den enkelte, noe en tydeliggjøring og resultatkrav ville avdekke.

Avdøde vegsjef Nesje i Buskerud uttalte det klart i et innledende byggemøte: Vi har alle her til syvende og sist samme oppdragsgiver. Samfunnet rundt oss vil i ettertiden ikke synes godt om oss som er satt til å utføre dette dersom vi ikke løser dette på en ryddig og ordentlig måte oss i mellom og her på stedet.

Det kan oftest bli svært dyrt å få et endelig helt eller delvis medhold. Begge parter blir i realiteten tapere både økonomisk og i goodwill. I noen tilfelle går den ene parten konkurs under eller som følge av prosessen med de negative ringvirkninger dette skaper. Den rettslige behandlingen blir da helt fånyttes. De endelige avgjørelsene oppfattes ofte feilaktige og fjernt fra faglig logikk av begge parter når de blir basert på stivbente formuleringer i lovtekster og Norsk Standard, fjernt fra faktiske forhold i anleggsdrift og opplevelsen av virkeligheten under stedlig kontraktsadministrasjon og oppfølging. Det er som kjent bare naturlovene som ikke egner seg for tolkning og dispensasjoner.

Når vi ved en oppgjørskonflikt henviser saken til juridisk behandling er i realiteten løpet kjørt for partene. Da blir det resultatet av det som fremlegges og fremkommer i rettsalen avgjørende, ikke nødvendigvis det som var de faktiske forhold der og da på anlegget.
I det øyeblikk man refererer saken til rettsapparatet har man mer eller mindre gitt opp sitt eget ansvar for saklig og fagbasert diskusjon og skjøvet problemet over til jurister og domstol. I mange tilfelle må dette karakteriseres som en falitterklæring, i de tilfellene hvor diskusjonen gjelder oppgjør for utførte arbeider og hendelser på et anlegg man som profesjonell aktør er satt til å styre og gjennomføre på best mulig måte. Utenfra oppfattes det som ansvarsfraskrivelse og dårlig håndverk.

Jurist skal på hver side settes inn i saken. Herigjennom forsterkes ensidigheten i fremstillingen og konfliktstoffet og formaliteten skjerpes på bekostning av pragmatisme. Fra nå av settes ressursene og kreativiteten inn på å oppkonstruere og fabrikkere dokumentasjon som skal overbevise juristen ensidig og vektlegge den ene sides standpunkter,

altså det motsatte av løsningsorientering. Problemstilling og konflikt blir teoretisert og eskalert, ikke forenklet og redusert.

Resultatet er at man ender opp med en tidkrevende diskusjon med ikke-fagfolk i retten omkring temaer som ikke egner seg i dette forum.
Ukelange innledningsforedrag fra en prosessfullmektig som beskriver et anleggsarbeide med mer eller mindre heldige faguttrykk og vektlegginger, belærende om betongarbeider, sprengningsarbeider, fremdriftsplanlegging, tunnelventilasjon, vinterarbeider m.m har neppe den tiltenkte positive effekt for klienten.
Prosessfullmektigen som har gjort seg flid med å lage denne avhandlingen, lar seg ikke lett stoppe i fremførelsen , selv om dommerne finner mye unødig tidsbruk i denne sammenheng. Det føres en rekke vitner som av kanskje prosess-strategiske grunner plages med en for dommerpanelet irrelevante spørsmål.
Norsk Standard forutsettes å være et verktøy for bruk for å unngå eller å løse konflikter. Godt hjulpet av juristene blir det mer "en organisert konfliktmodell", slik at man i ettertid prosederer spissfindig på varsling/ ordlyd/ måte og strenge tidsfristkrav uten å kunne ta hensyn til den form og tone som har preget anleggsadministrasjonen og de faktiske hendelser og forhold som eksisterte på aktuelt tidspunkt samt årsakssammenheng.

HVA ER ALTERNATIVENE VED TVIST ?

- Andre rettshjelpere enn advokater
- Siling av tvistespørsmål
- Rettslig megling
- Bruk av mer fagbasert megling, oppmannsavgjørelser og voldgift
- Referansegrupper/løpende rådgivning og/ eller megling.
- Forebygging

Dommere har fremmet ønske om å gi "advokatene konkurranse i rettsalen " i sivilsaker, ved å åpne for "andre mer passende" rettshjelpere. Dette er nok ikke myntet spesielt på entreprisesaker, men kan for disse begrunnes blant annet som ovenfor. Dette ville spare rettstid og sikkert forenkle behandlingen i rettsalen. Problemet vil alltid være tilgangen til uavhengige, objektive rettshjelpere med tilstrekkelig faglig (og juridisk/ formell) innsikt i det begrensede norske faglige miljø.
Bruk av faglige meddommere er den vanlige variant, og selv oppnevningen av disse kan ende i lengre prosesser . Da er man også allerede inne i en tradisjonell rettsforhandlingsprosedyre.

En "siling" av konfliktstoffet med strengere begrensninger på hva som skal slippe til i retten er både påkrevet og ønskelig, men reiser spørsmål om hvem som er kvalifisert til å forestå slik siling uten at dette også blir gjenstand for langvarige prosedyrer.

Mekling er en ordning som får stadig større anvendelse internasjonalt og i Norge i flere typer saker. Mekling forutsetter gjensidig respekt for den annen parts ståsted og situasjon og pragmatisme, kompromissvilje og løsningsorienterte, beslutningsdyktige partsrepresentanter. I forslag til ny tvistemålslovtekst gjøres mekling til en langt mer sentral rolle i rettspleien.

Norsk standard inneholder bestemmelser om mekling ved tvist. Dette benyttes i altfor liten grad. Når store statlige byggherrer stryker Standardens bestemmelser i sine kontraktsformularer slik at dette alternativ utelukkes i utgangspunktet har man allerede lagt opp til det motsatte av samarbeid og løsningsorientering, og legger grunnlaget for til langvarige rettsbehandlinger.

Mekling kan enten foregå direkte mellom partene eller for en domstol.
Fra 01.01.1997 ble det ved etablert ordning med rettsmekling ved domstol, og i 2004 deltar 38 domstoler i slik ordning. Denne ordningen forutsetter imidlertid at sak allerede er reist for domstolen. Slik mekling vil begrense saksomkostningene noe, men vil også kunne "runde av" resultatet litt mindre juridisk korrekt og mer pragmatisk og faglig logisk.

Den Norske Advokatforening har utviklet egen ordning for mekling ved advokat med et stort antall (300) såkalt " godkjente meklere" med spesiell utdanning eller praksis i mekling. Egne meklingsretningslinjer er utarbeidet. Denne ordningen forutsetter ikke at saken er brakt inn for retten på forhånd. En medvirkning med faglig baserte meklere burde være en interessant tilnærmingsmåte, både fordi også advokatmeklere i en slik meklingssituasjon mer baserer seg på partenes behov, interesser og realistiske forutsetninger enn på juridiske posisjoner, og at meklingen kan foregå med personer i direkte inngrep med situasjonen på anlegget. Slik effektiv mekling forutsetter at partene deltar med beslutningsdyktige representanter med tilstrekkelig delegert myndighet.

Etablering av en hensiktsmessig sammensatt rådgivergruppe/ referansegruppe til prosjektgjennomføringen er også en for lite benyttet ordning. Der den er benyttet har det først og fremst dreid seg om prosjekteringsspørsmål, bolting og sikringsomfang m.m. Dette har vist seg meget effektivt og virksomt. Erfaringen viser også at det er ønskelig at slike referansegrupper utvider sin virksomhet til å gi råd og mekle i spørsmål om driftsopplegg, kontraktsspørsmål og oppgjørsdiskusjoner. Ikke minst vil konsekvensanalyser av fastlåste situasjoner være til stor hjelp for beslutningstakerne. Fordelene som er åpenbare er blant annet faglig innsikt, tilstedeværelse fra prosjekteringsstadium til ferdigstillelse og sluttoppgjør-kontinuitet, samt eventuelt dynamikk i bemanningen av gruppen i de forskjellige faser. Kost/ nytte og "Risk management" vil komme i forgrunnen.

KONKLUSJONER

Gjennomføringen av et anleggs/ byggeoppdrag er en prosess som er helt avhengig av teamarbeid i alle ledd og kompetente, likeverdige beslutningsdyktige aktører. Organiseringen er sentral, men samarbeid er også til enhver tid avhengig av organisasjons- og personkjemi.
I næringslivet benyttes mange virkemidler for å bedre relasjonene i ledelse og mellom kolleger, og ikke minst til kunder og brukere. Et uttrykk er såkalt "coaching".
Dette bør benyttes i adskillig større grad i bransjen, både i ledelse, motivasjon, etikk og samarbeid internt og i prosjekter. Dette vil kunne stimulere til bedre kjemi og produktivt samarbeide med dermed større effektivitet, kvalitet og optimalisering av teknologi og økonomi. Det ligger et betydelig forbedringspotensiale i samarbeidsmodellene, kontraheringsmåte og kontraktsadministrativ praksis.

- Denne bransjen som helhet må "heise opp sokkene", ta en alvorlig diskusjon om tingenes tilstand, ta tilbake faget vårt og vise at vi kan løse de oppgaver vi er satt til på en profesjonell og etisk god og fremtidsrettet måte.

- Dagens utvikling med Offentlig privat samarbeid (OPS)og Partnering som strukturerte og nye prosjektutviklings-og samarbeidsformer krever at man tenker og arbeider på en

ny måte, slik at den samlede kompetanse bidrar til optimale prosjektgjennomføringer som bransjen kan være bekjent av. Bare slik kan man oppnå den ønskede vinn/vinn-situasjon som gir godt utviklingsarbeide.

- Norsk Standard må benyttes med fornuft og pragmatisme som et verktøy i byggeprosessen, ikke som "organisert konfliktmodell" med fokus bare på økonomi og jus i ettertid.
  Det er ikke akseptabelt at den omforenede standard blir endret og omarbeidet i enkelte byggherrers kontraktsformularer etter eget forgodtbefinnende.

- Ressurskrevende og tidskrevende konflikter må forebygges ved innsats av referansegrupper, rådgivere og coaching av sentrale aktører både i prosjekt og internt.

- Byggherrer, konsulenter og entreprenører må sette fokus på egenkompetanse og organisering for best mulig effektivitet, kvalitet og tillitsbygging.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2004

NYTT DOBBELTSPOR JONG - ASKER
GODT FORBEREDT KONTRAKT - EN NØKKEL TIL GODT RESULTAT.

New double track railway Jong - Asker.
Well prepared contract - a key to success.

Sivilingeniør Gunnar Asting, Norconsult AS

SAMMENDRAG

Artikkelen gir en beskrivelse av prosjektet nytt dobbeltspor mellom Jong og Asker som er en delparsell av planlagt nytt dobbeltspor fra Skøyen til Asker. Strekningen som er ca 7 km lang, er dominert av tunneler og det er lagt vekt på omtale av de anleggstekniske forhold. Videre beskrives de kontraktsmessige forutsetninger som ble utformet for entreprisene og som antas å være av spesiell interesse i forbindelse med et anleggsprosjekt av denne type. Det er lagt spesiell vekt på grunnlag for regulering av byggetid, vurderinger av krav til tetting av tunnelen og forinjeksjonsarbeidene. To partier av tunnelene med svært liten fjelloverdekning er omtalt spesielt.

SUMMARY

This paper describes the planning of a 7 km long new double track railway section dominated by tunnels between Sandvika and Asker, two western suburbs of Oslo. The paper outlines the contractual conditions in the two main civil construction contracts. Emphasis is put on conditions for regulation of construction time, evaluations on the requirements to water tightness and the method of water sealing by pregrouting. No results from the actual construction are given here as this is given in another paper to be presented at the conference.

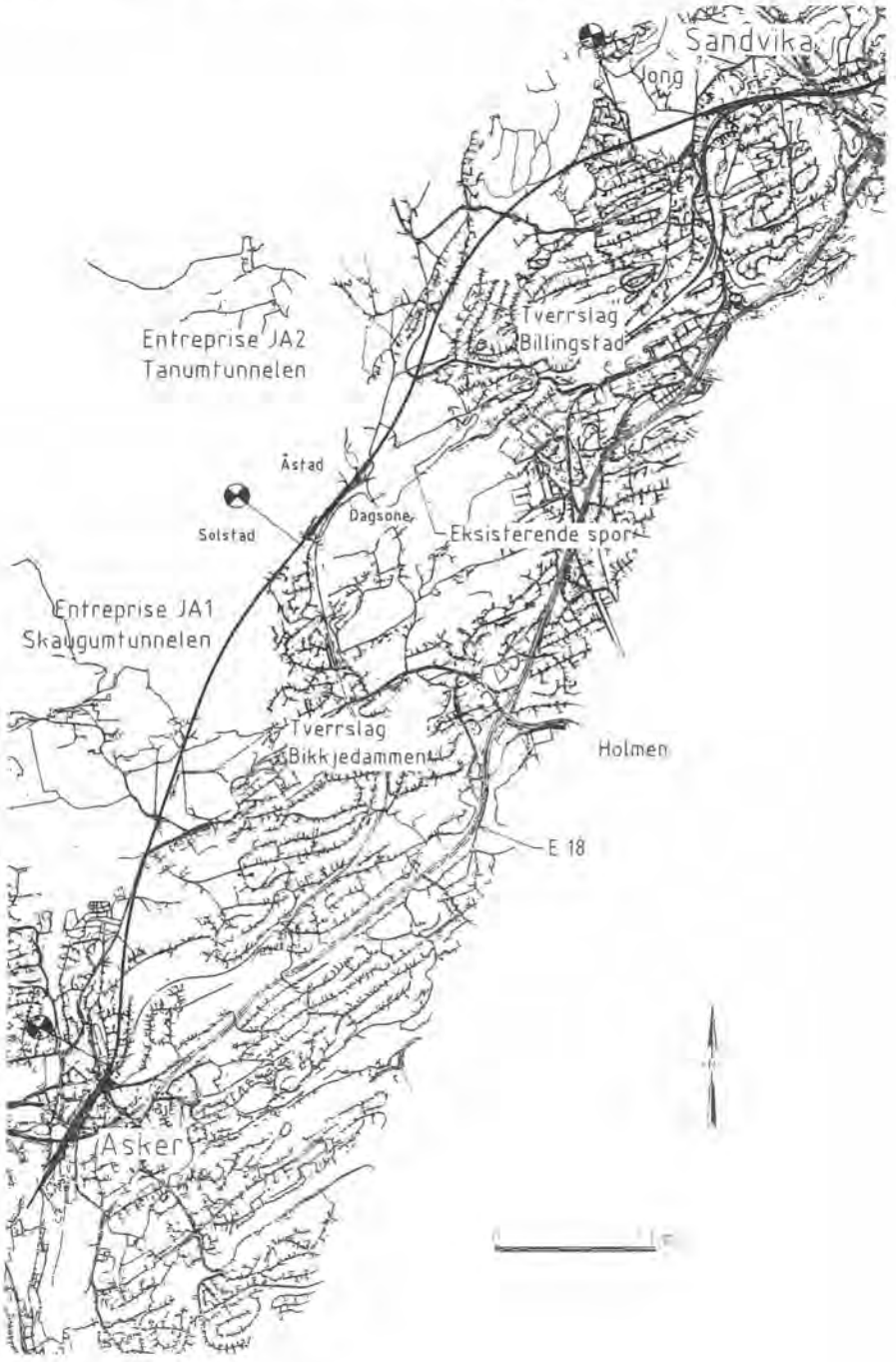
1. INNLEDNING

Prosjektet nytt dobbeltspor for parsell Jong - Asker inngår som en del av planlagt nytt dobbeltspor Skøyen - Asker. Utbyggingsarbeidene utføres i regi av Jernbaneverket Utbygging (JU). Anleggsmessig kan strekningen deles i to: ny uavhengig linje Jong - Asker, med tungt innslag av tunneler, og Asker stasjon med bygging tett inntil spor i drift. Norconsult AS har vært rådgiver for underbygningsarbeidene fra og med detaljplanarbeidet som startet januar 1999. Detaljplan for parsell Jong - Asker var ferdig utarbeidet i september 2000, byggeplan i april 2001 og anbudsutsendelse i september 2001. Asker stasjon ble sendt ut på anbud i juni 2002. Planlagt ferdigstillelse for hele strekningen er satt til 1. august 2005.

Oversikt over nytt dobbeltspor på strekningen Jong – Asker er vist på figur 1.

Dette foredraget tar for seg tunnelarbeidene på strekningen fra Jong til innføringen til Asker stasjon og har som hovedformål å beskrive de kontraktsmessige forutsetninger som ble

innarbeidet i entreprisene for tunnelarbeidene. Det er lagt vekt på anleggstekniske forhold av spesiell interesse knyttet til selve tunneldriften og da spesielt tetting av tunnelene.



Figur 1. Oversikt nytt dobbeltspor Jong – Asker

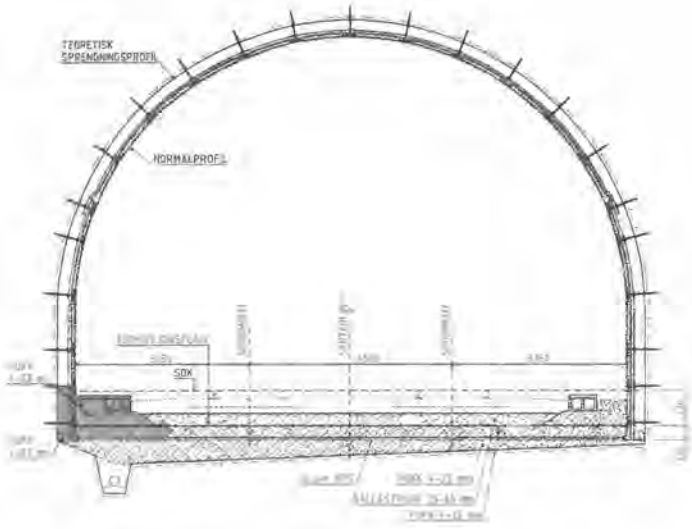
Jernbaneverket Utbygging satte fra starten opp viktige mål for prosjektet. Det var en klar målsetting å ta hensyn til det ytre miljø som bebyggelse, natur etc. Et sentralt tema var å unngå grunnvannssenkning med de uheldige konsekvensene som dette medfører. En gjentakelse av de uheldige forholdene man hadde ved Romeriksporten måtte for all del unngås. Det var en oppfatning i prosjektet at tettingsarbeidene i forbindelse med Romeriksporten ikke representerte "State of the Art". JU så det som helt avgjørende for sine utbyggingsprosjekter at tilliten til norsk tunneldrift ble gjenopprettet. NO tok tak i dette og sørget for at tettingsarbeidet ble en vesentlig del av kontraktsgrunnlaget.

Det er ikke gjort noen omtale av anleggsgjennomføringen. Dette behandles i etterfølgende foredrag.

2. PROSJEKTBESKRIVELSE

Helt fra de første utredninger for nytt dobbeltspor mellom Sandvika og Asker har det vært tenkt tunnelløsninger. I alternativsutredninger i detaljplanfasen ble det bla. sett på løsning med én lang tunnel fra Jong til Asker, men som endelig løsning i detaljplanen ble det valgt 2 tunneler med en mellomliggende dagsone.

I parsellen som er nesten 7 km lang inngår 2 fjelltunneler: Jong - Åstad 2716 m, benevnt Tanumtunnelen, og Solstad - Asker 3610 m, benevnt Skaugumtunnelen. Mellom disse ligger dagsonen Åstad - Solstad, 630 m. Ved Jong er tunnelen direkte tilknyttet en strekning med betongkulvert. I tidlige planfaser ble det ved Jong også planlagt tilretteleggelse for avgrening for Ringeriksbanen, men dette ble tatt ut i løpet av byggeplanperioden. I Asker ender fjelltunnelen i en ca 130 m lang betongkulvert som utgjør innføringen til Asker stasjon.



Figur 2. Typisk normalprofil for fjelltunneler i frostsone.

Langs store deler av traséen er det bebyggelse og infrastruktur som det måtte tas hensyn til i planleggingen av arbeidene. Da deler av bebyggelsen er fundamentert på løsmasser, som i området vanligvis er setningsømfintlige leirer, innebar dette en potensiell fare for setninger med tilhørende skader.

Dimensjonerende hastighet var opprinnelig 200 km/time. Etter inngåelse av kontraktene for tunnelentreprisene ble denne endret til 160 km/time og derved kunne tverrsnittet reduseres noe. sprengningstverrsnittet for normalprofil i frostsone er ca 105 m². Figur 2 viser et typisk normalprofil for tunnelene.

Entrepriseinndeling.

Det ble valgt å inndele underbygningsarbeidene for parsell Jong - Asker i forholdsvis store entrepriser. Følgende inndeling ble valgt:

- **Jong - Solstad**, entreprise JA 2, bestående av tunnel Jong - Åstad + dagsone Åstad - Solstad.
- **Solstad - Hønsveien**, entreprise JA1, bestående av tunnel Solstad – Hønsveien, dvs. hele Skaugumtunnelen unntatt de siste 400 m før Asker.
- **Hønsveien - Asker.** Disse siste 400 m av Skaugumtunnelen inngikk i entreprise JA5 for Asker stasjon.

De 2 førstnevnte entreprisene gikk ut samtidig for å få med eventuelle fordeler ved å slå disse sammen til én entreprise. Det viste seg imidlertid at dette ikke gav fordeler og det ble derfor ikke sammenslåing.

For entreprisen JA1, Solstad – Hønsveien, var det bla. lagt inn opsjon som gikk ut på å inkludere fjelltunnelen Hønsveien - Asker med drift fra Asker. For å redusere antall tunnelentrepriser valgte Jernbaneverket å gjøre bruk av denne opsjonen. Den endelige entrepriseinndelingen for tunnelarbeidene ble da:

- Entreprise JA2, Jong - Solstad.
- Entreprise JA1, Solstad - Asker.

I det etterfølgende er de to entreprisene omtalt nærmere.

Entreprise JA2, Jong - Solstad.

Entreprisegrensene fremgår av figur 1.

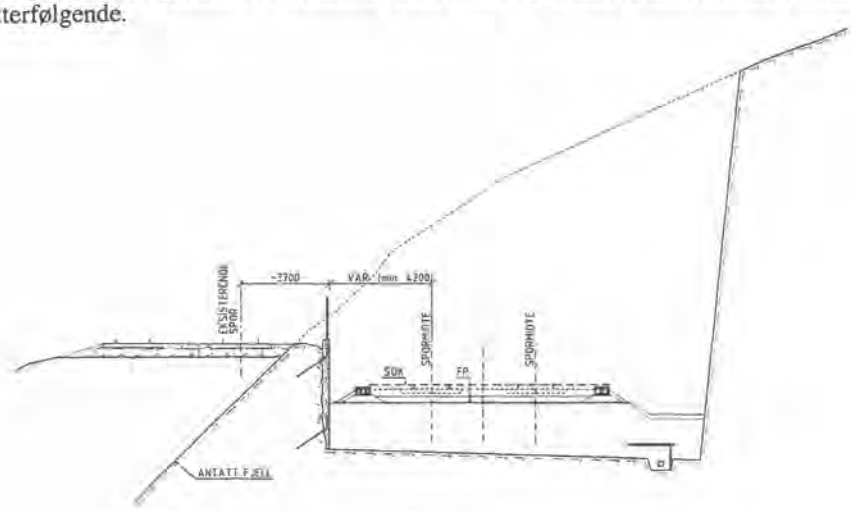
Som resultat av de anleggstekniske vurderingene av entreprisen ble det for tunnel Jong - Åstad, ca. 2720 m lang, valgt å etablere et tverrslag, lengde ca. 120 m, ved Billingstad. Her var et egnet område for hovedrigg og det var kort veg inn til tunneltraséen. Det ble således lagt inn forutsetning om tunneldrift på 3 stuffer, 2 fra tverrslaget ved Billingstad og dessuten fra Jong. Det ble ikke ansett som hensiktsmessig eller ønskelig å drive fra Åstad.

Ved Jong var det en konflikt med hensyn til anleggsadkomst ved at betongkulverten over Jong-jordene, som ble utført i en allerede inngått kontrakt, var planlagt ferdig før tunnelarbeidene startet opp. Dette ble løst ved at det ble satt av en åpning i kulverten og etablert en nedkjøringsrampe før tunnelentreprisen startet opp. Den siste seksjonen av

betongkulverten mot tunnelpåhugget og gjenstøping av åpningen for anleggsadkomst ble forutsatt utført av tunnelentreprenøren.

Tunnelen har god fjelloverdekning bortsett fra et parti ved Billingstad. Her ble spesielle tiltak vurdert. Utførelsen av dette partiet er spesielt omtalt senere.

Dagsone Åstad - Solstad innebar omfattende arbeider og også en del utfordringer: dam og kulvert for Stokkerelva, høy fylling, høy skjæring tett inntil eksisterende spor, store mektigheter med løsmasser og lange portalbygg i hver ende. Et snitt på det trangeste stedet er vist på figur 3. Arbeidene i forbindelse med denne dagsonen er ikke nærmere omtalt i det etterfølgende.



Figur 3. Tverrprofil på det trangeste stedet i dagsonen.

Entreprise JA1, Solstad - Asker.

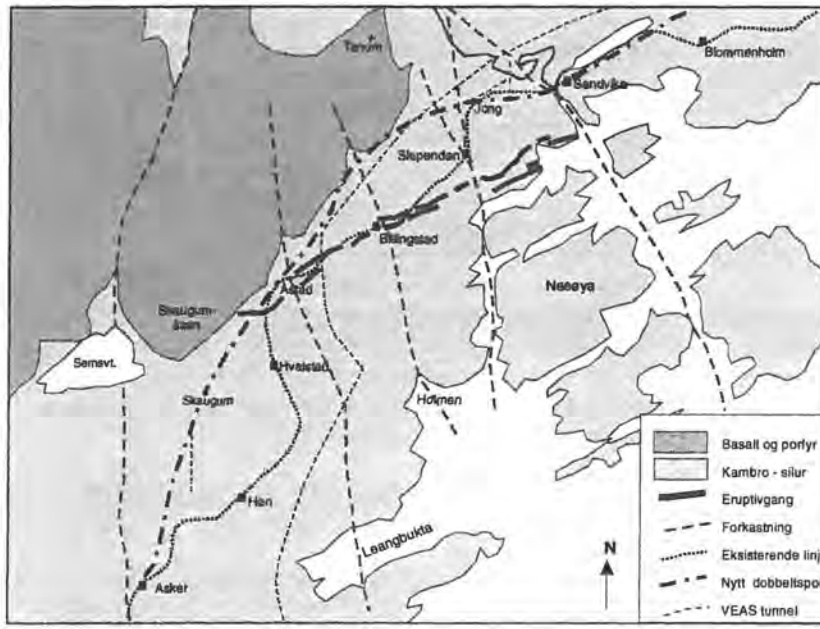
Entreprisegrensene fremgår av figur 1.

Denne entreprisen er en ren tunnelentreprise. Fjelltunnelen på 3610 m er lengre enn i JA2-entreprisen. Denne lengden inkluderer forannevnte opsjon på 400 m tunnel drift fra Asker. Entreprisen var tidskritisk med hensyn til ferdigstillelse av hele parsellen. Det var også for denne entreprisen nødvendig å etablere tverrslag av hensyn til fremdriften av anleggsarbeidene. Etter vurdering av ulike alternativer ble det valgt å gå inn ved Bikkjedammen ved Kirkeveien, fra et forholdsvis trangt område eid av Skaugum. Tverrslaget ble 320 m og lenger enn for den andre entreprisen. Dette gjorde denne entreprisen ennå mer tidskritisk for prosjektet. For å redusere byggetiden ble drift også fra Solstad vurdert. På grunn av miljøhensyn måtte imidlertid anleggsadkomst skje fra Åstad og gjennom dagsonen og derfor i konflikt med anleggsarbeidene der. Det var imidlertid tatt med en opsjon for entreprise Jong – Solstad med noe drift fra Solstad. Dette ble sett på som en nødløsning og det ble heller aldri aktuelt å benytte denne opsjonen.

Tunnelene i entreprisen ligger i områder med god fjelloverdekning, men den siste strekningen inn mot Asker overdekning mellom 5 og 10 m. På de siste ca. 40 m varierer fjelloverdekningen mellom 1,5 og 4 m. Det er dessuten bebyggelse rett over tunnelen. Denne strekningen er spesielt omtalt senere.

3. GRUNNFORHOLD. UTFØRTE UNDERSØKELSER.

Området ligger geologisk innenfor Oslofeltet og berggrunnen består hovedsakelig av sedimentære kambro-siluriske bergarter bestående av kalkstein, leirstein og leirskifer gjennomsatt av permiske eruptivganger. Disse bergartene er overlagret av lavastrømmer som foregikk i tilknytning til nedsynkningen av Oslofeltet. Like nordvest for traséen er de kambro-siluriske sedimentære bergartene stedvis overlagret av Asker-gruppens sedimenter fra karbon-tiden med overliggende permiske eruptive dagbergarter. Det var ventet at ca. 200 m av hovedtunnelen ville ligge i Askergruppens sedimentære bergarter med dårlig bergkvalitet. Det er en komplisert geologi innen området, som imidlertid er relativt godt geologisk kartlagt. Geologien er enkelt fremstilt i figur 4.



Figur 4. Geologisk oversikt

Som grunnlag for forhåndsvurderingene av bergforholdene ble følgende undersøkelser utført:

- kjerneboring i og ved traséen for hovedtunnelen.
- refraksjonsseismikk for å få informasjon om løsmassemektighet og bergkvaliteten i spesielle områder.
- Ingeniørgeologisk kartlegging over hovedtunnel og tverrslag.
- Sondérboringer for kartlegging av bergoverflaten.

For å bestemme løsmasseoverdekningen ble det utført et stort antall boringer, vesentlig knyttet til kritiske partier av traséen. Det ble også utført noen prøvetakinger.

For å kunne registrere grunnvannsnivåene på kritiske steder og for å kunne følge utviklingen i anleggsperioden, ble det etablert en rekke borede fjell- og løsmassebrønner. De fleste av disse ble instrumentert for fjernregistrering ved hjelp av mobiltelefonnett.

I områder hvor det forelå et potensiale for setningsskader, ble det foretatt grundige tilstandsregistreringer av bygninger.

Det ble etablert en ingeniørgeologisk modell som ble benyttet for beregning av geologidata over til mengder for bolter, sprøytebetong etc.

4. GENERELLE KONTRAKTSMESSIGE FORUTSETNINGER.

Utgangspunktet for kontraktsbestemmelsene var NS 3430 med Jernbaneverkets endringer (kap. C) samt spesielle kontraktsbestemmelser (kap. D). I tillegg ble det utarbeidet en god del prosjektspesifikke bestemmelser foran i kapittel E, beskrivelse og mengdeoppstilling. I denne tekstdelen var det detaljert beskrivelse bla. av rigg- og driftsforhold, tunnelarbeidene samt arbeider i dagen. Som delkapitler under tunnelarbeider ble utførelsen av forinjeksjon, sikring etc. beskrevet. De tekniske bestemmelsene var basert på Statens vegvesens Prosesskode, men med en del definerte endringer og tillegg.

Det ble i arbeidet med anbudsdokumentene lagt stor vekt på utforming av de kontraktsmessige forutsetningene. Det var et uttrykt ønske fra JU at kontraktsbestemmelsene skulle være balanserte med hensyn til byggherrens og entreprenørens interesser og at mest mulig informasjon skulle være tilgjengelig for entreprenøren. Det var også et sterkt ønske fra byggherre og rådgiver at en skulle unngå uklarheter og mulighet for taktisk prising, spesielt innefor injeksjonsarbeidene. Dessuten ble det arbeidet mye med forhold rundt mengder og framdrift. I denne forbindelse ble det holdt et eget dagsseminar med deltakere fra JU og rådgiver for å gå gjennom ulike tema i kontraktsbestemmelsene.

I det etterfølgende er de viktigste kontraktsbestemmelsene innen de ulike områder gjennomgått.

5. ARBEIDSTID, EKVIVALENTTIDER, TIDSFRISTER OG FREMDRIFT.

For prosjektets gjennomføring var det viktig at det ble satt stramme tidsfrister, men det var også et mål at kravene til fremdrift skulle være mulig å oppfylle. Milepæler ble utarbeidet basert på at entreprenøren fikk dispensasjon fra arbeidstidsbestemmelsene for å etablere en skiftordning for tunnelarbeidene som gav 101 arbeidstimer pr. uke. Det ble videre forutsatt 46 arbeidsuker pr. kalenderår. Det ble fra byggherrens side ikke satt begrensninger mht. arbeid også ut over denne arbeidstiden, så lenge entreprenøren hadde de nødvendige tillatelser.

Det ble etablert en rekke milepæler for å ha best mulig styring på fremdriften. Eksempel fra entreprise JA1, Solstad - Hønsveien (Asker) er vist i tabell på figur 5.

Nr.	Beskrivelse	Milepæl dato	Bonus pr. dag	Dagmulkt
1)	Kvalitetsplan overlevert byggherren.	5 uker etter kontrakts-inngåelse		10.000,-
2)	Prosjektstyringsbasis overlevert byggherren.	5 uker etter kontrakts-inngåelse		10.000,-
3)	Klart for tunneldrift i hovedtunnel fra tverrslag ved km 21.000. Fristen er regulerbar iht. ekvivalenttidsregnskapet.	01.07.02		50.000,-
4)	Ferdig tunneldrift på strekn. km. 21.760-23.240. Fristen er regulerbar iht. ekvivalenttidsregnskapet.	08.03.04	40.000,-	200.000,-
5)	Ferdig tunneldrift på strekn. km. 21.000 - 19.255. Fristen er regulerbar iht. ekvivalenttidsregnskapet.	24.05.04	40.000,-	200.000,-
6)	Ferdig underbygning og klar til spor og elektro på strekn. km. 21.760- 23.240. Fristen er regulerbar iht. ekvivalenttids-regnskapet. (Fristen reguleres ved utløsing av opsjon).	04.08.04	40.000,-	200.000,-
7)	Ferdig underbygning og klar til spor og elektro på strekn. km. 19.255 - 21.000. Fristen er regulerbar iht. ekvivalenttidsregnskapet.	19.11.04	40.000,-	200.000,-
8)	Overlevering av FDV-dokumentasjon	3 uker før sluttfrist		10.000,-
9)	Overlevering til byggherre; Ferdig alle underbygningsarbeider inkl. opprydding, grøntanlegg, gjerder, etc.	13 uker etter milepæl 7 **(Sluttfrist)**		50.000,-

Figur 5. Eksempel på milepæler fra entreprise JA1, Solstad - Hønsveien.

Det gås her ikke nærmere inn på omtale av de enkelte milepæler. I tabellen er også angitt dagmulkter knyttet til de enkelte milepæler. For noen milepæler var det knyttet mulighet for entreprenøren å oppnå bonus under spesielle forutsetninger, bla. dersom han tilbød strammere ekvivalenttider (se nedenfor) enn det som var oppgitt som anbudsforutsetning.

Tidsfristene var beregnet ut fra et ekvivalenttidsregnskap. Det er vanlig at det etableres ekvivalenttider for sikringsarbeider, men det spesielle var at det for dette prosjektet ble etablert ekvivalenttider for alle typer arbeider som ble definert som fremdriftsbestemmende. Som eksempel er det på figur 6 vist en tabell over ekvivalenttidene for entreprise JA1, Solstad - Hønsveien. Arbeider i kontrakten som ikke er medtatt i tabellen, ble altså definert til ikke å være bestemmende for fremdriften og har ikke betydning for beregning av frister.

	Aktivitet		Ekvivalenttider:
	A. Arbeider foran stuff:		
1.	Boring av sonderhull		80 bm/time
2.	Injeksjonstid		1 time/time
	B. Sprengningsarbeider:		
1.	Sprengning av gjennomgående tunnel	- hovedtunnel	60 m³ /time
		- tverrslag	30 m³ /time
2.	Sprengning med redusert salve-lengde, tillegg til tid for sprengning	- lengde 2 – 3 m	0,5 lm/time
		- lengde < 2 m	0,4 lm/time
3.	Sprengning med flerdelt tverrsnitt (3-delt), tillegg til tid for sprengning		0,3 lm/time
4.	Restriksjon ved boring, pigging, etc., tillegg til tid for sprengning	- hovedtunnel	3 lm/time
		- tverrslag	4 lm/time
5.	Sprengning, utvidelse av profilet for tyngre sikring	- heng og vegger	30 m³/time
		- såle	15 m³/time
	C. Stabilitetssikring på stuff:		
1.	Ekstra rensk, manuell		3 tv/time
2.	Ekstra rensk, maskinrensk		1 time/time
3.	Alle sikringsbolter, inkl. ettergysing, uavhengig av boltelengde		12 stk./time
4.	Forbolter, uavhengig av boltelengde		6 stk./time
5.	Nett		10 m²/time
6.	Fjellbånd		25 m/time
7.	Sprøytebetong (med og uten fiber) inkl. tilrigging og rengjøring av fjelloverflaten		8 m³/time
8.	Sikringsbuer av sprøytebetong armert med vanlig armering	- hovedtunnel	0,4 stk./time
		- tverrslag	0,6 stk/time
9.	Oppdeling av sikringsbue ved flerdelt tverrsnitt, tillegg til tid for bue		0,5 stk/time
10.	Sikringsbuer av sprøytebetong armert med gitterbuer	- hovedtunnel	0,3 stk./time
		- tverrslag	0,5 stk./time
11.	Støp av såle ved dårlig berg	- hovedtunnel	0,5 lm/time
		- tverrslag	0,7 lm/time
	D. Arbeider etter gjennomslag i hovedtunnel :		
1.	Sikringsstøp (vegger og heng)		0,15 lm/time
2.	Vanntett utstøping (såle, vegger og heng)		0,10 lm/time
3.	Formasjonsplan (bunnrensk, grøfter etc.)		2,5 lm/time
4.	Vann- og frostsikring inkl. brannsikring		1,5 lm/time
5.	Vannsikring inkl. brannsikring		2,5 lm/time
6.	Øvrige etterarbeider i tunnel		2,5 lm/time

Figur 6. Ekvivalenttider for entreprise JA1, Solstad - Hønsveien.

6. TETTING AV TUNNELER

Som ved andre tunnelprosjekter i Oslo-området har spørsmålet om tetting for å unngå grunnvannssenking vært et sentralt tema. Begrunnelsen for å begrense innlekkasjen til tunnelene og derved grunnvannssenking, er å unngå følgende:

- Setninger av bebyggelse fundamentert på løsmasse med påfølgende skader.
- At grunnvann blir borte i eksisterende brønner i området.
- Skadelig påvirkning på vegetasjon i området.

I detaljplanfasen ble det fokusert sterkt på dette temaet og det ble gjennomført omfattende hydrogeologiske analyser og vurderinger for å etablere et grunnlag for de arbeider som skulle gjennomføres. Resultatet ble sammenfattet i en egen tettestrategirapport. Arbeidet dannet grunnlaget for arbeidet videre med disse problemstillingene i byggeplanarbeidet. Det ble gjennomført et åpent seminar i forbindelse med vurdering av tettestrategi.

Områder langs tunneltraséene ble klassifisert i henhold til størrelse på potensielle setninger.

Med grunnlag i 2D og 3D grunnvannsmodeller og hydrogeologiske vurderinger ble det utført beregninger for å bestemme størrelsen på influensområder for grunnvannssenkning og hvilke tetteklasser de enkelte tunnelstrekninger måtte plasseres i for å unngå skade på omgivelsene. Resultatet fremgår av figur 7 tatt fra tettestrategirapporten. Dette tettestrategiarbeidet ble presentert i detalj på Fellessesjonen bergmekanikk/geoteknikk i 2000.

Det var over 100 husstander som hadde vannforsyning fra brønner enten som primær eller sekundær vannforsyning. Alle de som hadde det som eneste (primær) vannforsyning har imidlertid fått tilkobling til offentlig nett i forbindelse med gjennomføringen av prosjektet.

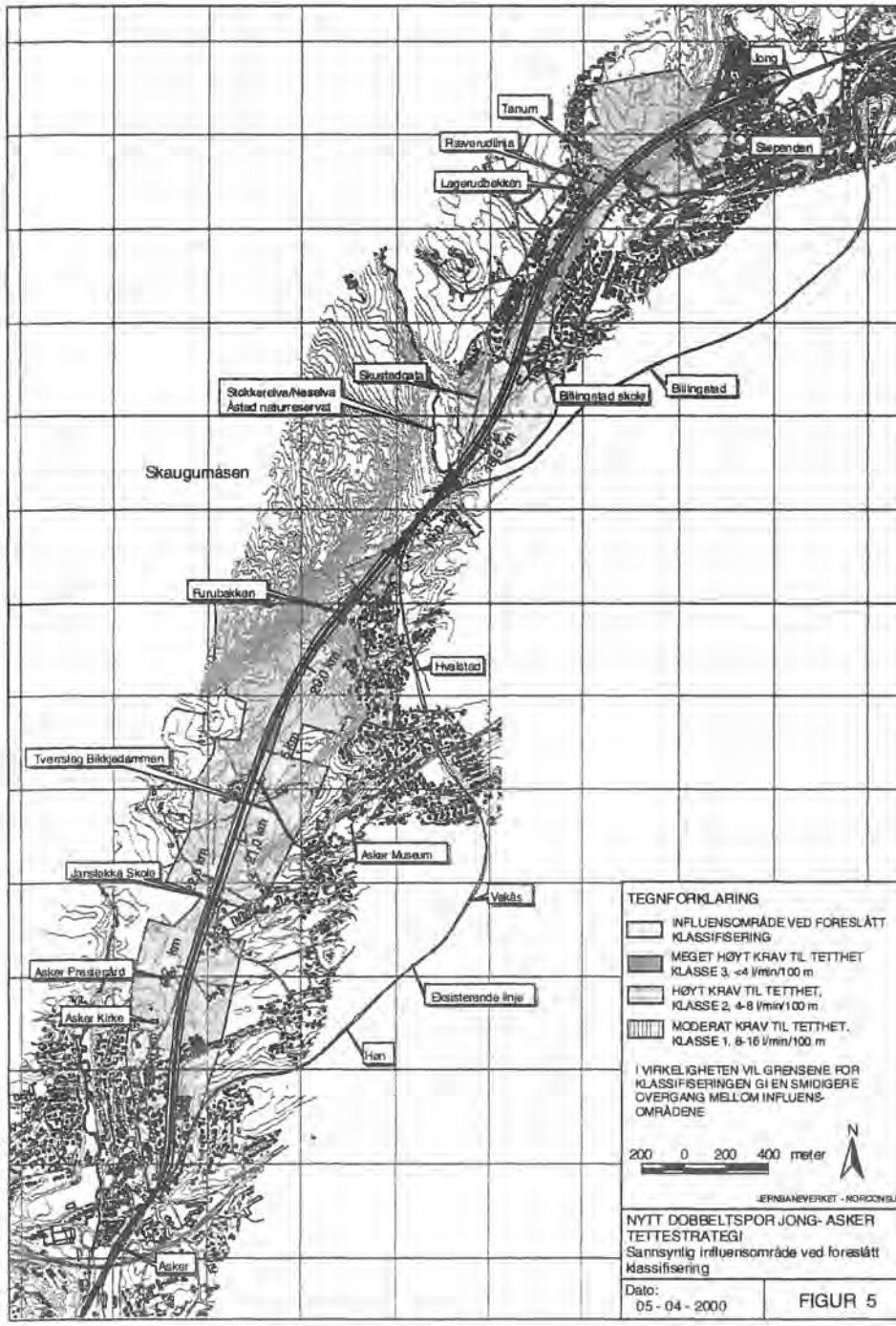
Vurdering av sårbarhet til vegetasjonen i området med hensyn på senkning av grunnvannstanden er utført av spesialkompetanse. Her fikk man innspill også fra Norges Naturvernforbund, avdeling Asker og Bærum.

Ved kombinasjon av hensynet til de ovennevnte faktorer ble det etablert 3 klasser for tillatt innlekkasje i tunnelene:

Tetteklasse 1 : 8 - 16 l/min/100 m tunnel.
Tetteklasse 2 : 4 - 8 l/min/100 m tunnel.
Tetteklasse 3 : < 4 l/min/100 m tunnel.

Tettemetode.

Det var på bakgrunn av tettestrategirapporten klart at man måtte utføre en systematisk forinjeksjon for å kunne lykkes i forhold til tettekravene. Av miljøhensyn ble det i prosjektet bestemt at kun sementbaserte injeksjonsmidler skulle benyttes.



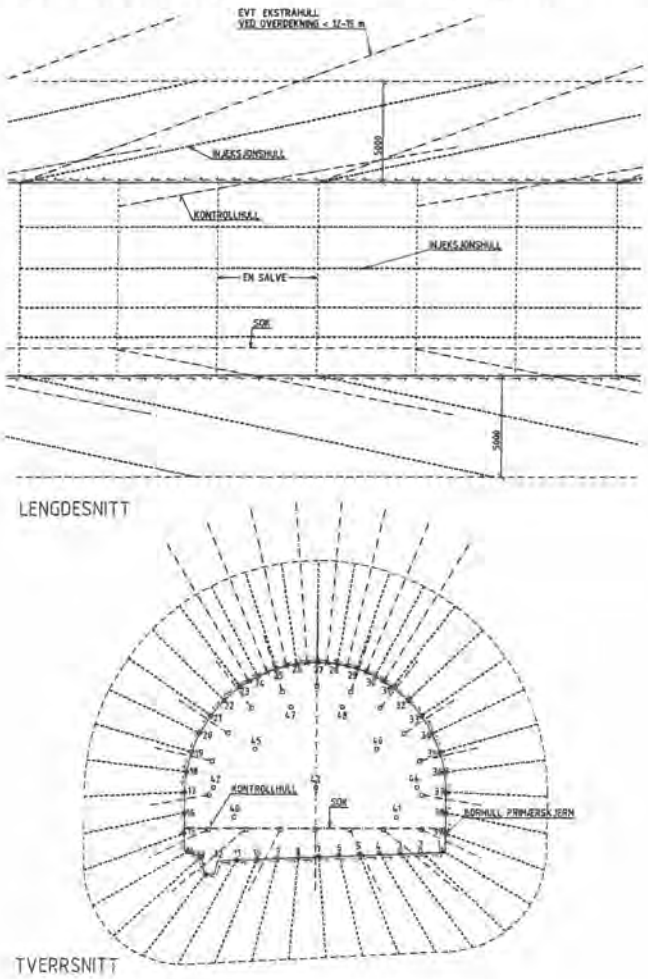
Figur 7. Influensområder for grunnvannssenkning og tetteklasser langs tunneltraséen.

Det hadde i løpet av de senere år blitt gjennomført noen prosjekter med forinjeksjon der resultatene fra bruk av sementbaserte injeksjonsmidler hadde vært svært gode. Her nevnes Storhaugtunnelen i Stavanger og Baneheitunnelen i Kristiansand. Erfaringene fra disse prosjektene kom jernbanetunnelene til gode ved at Tarald Nomeland og Steinar Roald ble engasjert som rådgiver i forbindelse med beskrivelsen av tettearbeidene. Det ble også, som nevnt, gjennomført et seminar med deltakere fra entreprenører, leverandør av injeksjonsmidler, byggherre og rådgivere.

Prinsippene for tetting ble beskrevet detaljert i anbudsdokumentene. Hovedtrekkene for injeksjonsarbeidene er omtalt i det etterfølgende.

Forinjeksjon.

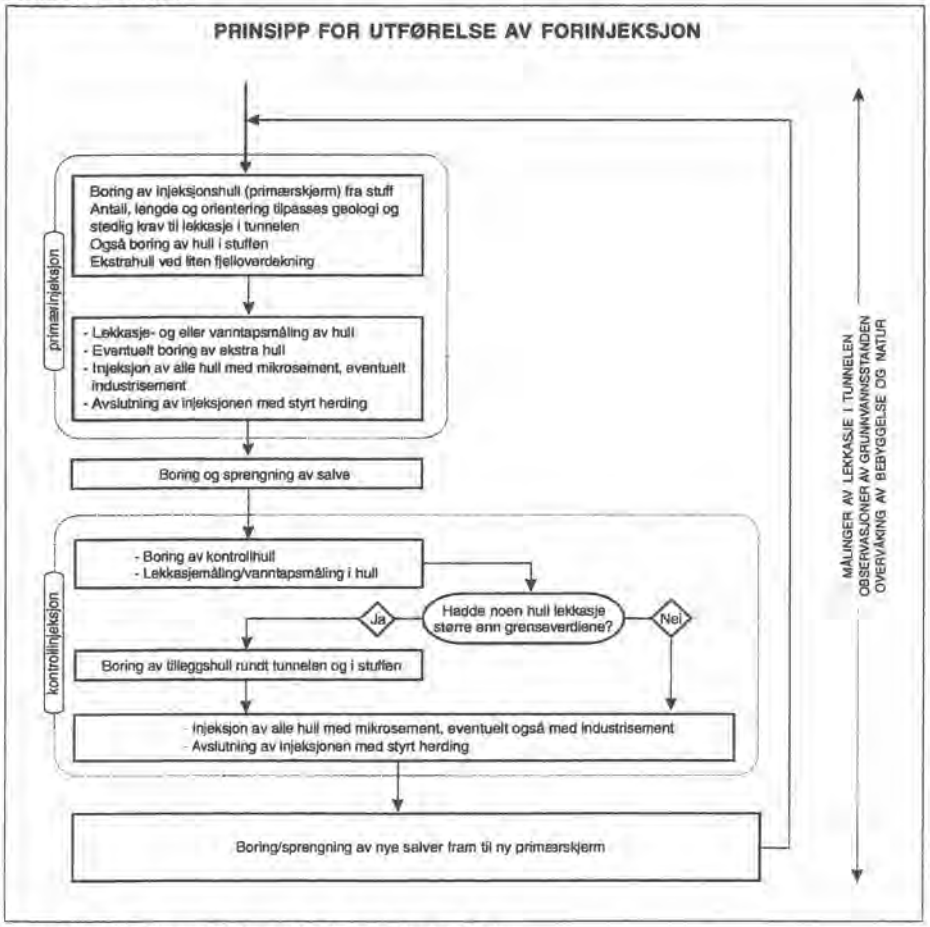
Det ble i utgangspunktet definert 3 ulike borskjermer for forinjeksjon tilpasset de 3 ulike definerte tettenivåene, dvs. tillatt lekkasje hhv. 16, 8 og 4 l/min/100 m. Som eksempel er skjerm for den strengeste tetteklassen vist på figur 8.



Figur 8: Forinjeksjonsskjerm for tetteklasse 3, maksimum lekkasje 4 l/min/100 m.

Forinjeksjonen skulle gi permanent tetting og bare tettemidler som var volumstabile og langtidsstabile kunne benyttes. Det ble forutsatt at bare sementbasert injeksjonsmidler skulle brukes. Det ble stilt krav om at all injeksjon i en skjerm skulle gjennomføres i én kontinuerlig injeksjonsomgang da dette erfaringsmessig vil gi best resultat. Entreprenøren måtte i en slik situasjon sørge for nødvendige tillatelser for utvidet arbeidstid ut over normaltiden. I eksempelet på figuren er det vist en primærskjerm med 48 hull inkludert hull midt i profilet for tetting av stuffen. Ved mindre fjelloverdekning enn 12-15 m utføres ekstrahull som bores og injiseres først. Etter at primærskjermen er injisert og tilstrekkelig herdet, sprenges én salve og det bores et antall kontrollhull. I eksempelet er vist 18 kontrollhull. Dersom kontrollhullene skulle vise at det ikke er oppnådd tilstrekkelig tetthet, bores tilleggshull som injiseres. Et flytdiagram for utførelsen av forinjeksjonen er vist i figur 9. Det var viktig at prosedyrene som var beskrevet i kontrakten ble fulgt, men også viktig at nødvendige tilpasninger ble foretatt underveis avhengig av målt innlekkasje og observasjoner av grunnvannstanden i brønnene langs traséen.

For å få til den nødvendige fleksibiliteten for å oppnå en optimal utførelse, ble kontraktene bygget opp med godtgjøring av injeksjonsarbeidene etter medgått tid. Dette er nærmere beskrevet senere.



Figur 9. Flytdiagram for utførelse av forinjeksjon.

Krav til utstyr.

Fordi oppgjør for injeksjonen bla. skulle gjøres opp etter medgått tid var det viktig å stille krav med hensyn til kapasitet på utstyr. I anbudet ble det satt følgende krav til injeksjonsutstyret:

- Injeksjonspumpene skal gi minimum 60 l/min ved opptil 100 bar pumpetrykk.
- 3 separate injeksjonsenheter skal være operative samtidig på stuff. En ekstra pumpe- og injeksjonslinje skal være til disposisjon på anlegget.
- Kolloidblander skal ha minimum hastighet 1500 o/min.

For hullboringen ble følgende krav satt:

- Bordiameter min. 50 mm
- borrigg som kan bore 3 hull samtidig
- Borsynk på min. 1,5 m/min

Alle hull vannspyles med trykk minimum 80 bar ved innføring av spylesonde med tilnærmet radielle dyser. Dette ble krevd for å forbedre inntrengningsevnen i hvert hull.

Avviksmåling av borhull var beskrevet utført i et visst omfang ved oppstart av arbeidene.

Innlekkasjemåling, vanntapsmåling.

Innlekkasje forutsettes målt i alle hull med pakker plassert 1,5 m inn i hullet. Det var også forutsatt utført vanntapsmålinger i et visst omfang, men da mest for å etablere en sammenheng i forhold til innlekkasjemålingene.

Injeksjonsmidler.

I anbudet ble det satt opp materialkrav som vist på figur 10.

Materiale	Krav
A. Mikrosement	Portland-type. Maksimum kornstørrelse: 12 micron
B. Industrisement	Portland type.
C. Superplastisiser	Tilsetning etter produsentens spesifikasjoner
D. Tilsetningsstoff	Mikrosilika (Groutaid eller tilsvarende). Korngradering skal være finere enn sementen. Stoffet skal gi en dokumentert bedre inntrengningseffekt i sandkolonne og i sprekker. Tilsetning skal anslagsvis være 10 - 30% av sementvekten.
Mørtel med A eller B	Maksimalt 2 % fritt vann i kolonneforsøk. Vann/sementforhold: 0,6 - 1,0. Marsh-viskositet: 40 (A) - 45 (B)
Mørtel med styrt herdning	Brukes i siste blanding der trykk ikke oppnås. Mørtelen må lett kunne doseres for ulik herdetid. Mørtelen skal godkjennes av byggherre.

Figur 10. Krav til injeksjonsmidler i anbud.

Følgende 2 blandinger var definert:

Blanding 1, startblanding: Blanding av mikrosement (A), superplastisiser (C) og D. Alle hull injiseres med denne blandingen. Injeksjon avsluttes først når foreskrevet trykk, som skal holdes i minst 2 minutter, er oppnådd. Dersom det ikke blir oppnådd trykkoppbygging før det er pumpet inn 250 liter injeksjonsmasse, injiseres med industrisement (blanding 2).

Blanding 2: Blanding av industrisement (B), superplastisiser (C) og D. Hull injiseres til foreskrevet trykk. Dersom det er injisert 800 kg sement pr hull i såle og 600 kg for øvrig uten at trykk er oppnådd, skal injeksjonen i dette hullet avsluttes med en blanding med styrt herding.

Injeksjonsutførelse.
Med hensyn til utførelse gjelder bla. følgende forutsetninger:

- Alle borhull injiseres, også de som er tørre. Hullene i sålen injiseres først.
- Kommuniserende hull injiseres samtidig.
- Pakningsplassering er normalt i dybde 1,5 m.
- Normalt kan hull for salve starte opp når injeksjonen er avsluttet, men dette forutsettes vurdert avhengig av injeksjonsforløpet.
- For fjelloverdekning større enn 15 m, injiseres med 100 bar trykk i såle og 80 bar i hengen. Ved mindre overdekning reduseres trykket. Trykket vurderes også ut fra masseutgang/blokkfall i tunnelen.

Det er krav om en omfattende rapportering av injeksjonsarbeidene.

Oppgjør for injeksjonsarbeidene.

Følgende regler for materialkostnader ble innarbeidet i anbudene:

- Bruk av injeksjonsmaterialer gjøres opp som kostpris etter medgåtte mengder. Alle kostnader frem til levering ved blander er inkludert.
- Prosess for pakkere skal inkludere alle materialkostnader.
- Injeksjonsboring avregnes etter medgåtte mengder. Pris inkluderer materialkostnader og slitasje på borrigg, borkroner, borstenger etc.

I tillegg til materialkostnader dekkes injeksjonstiden iht. medgått tid etter følgende regler:

- Injeksjonstid defineres som tiden fra første ansett for boring av ny skjerm til injeksjon i siste hull er avsluttet.
- Prosessen inkluderer alle kostnader for personell, rapportering, spyling, lekkasjemåling, borrigg, injeksjonsutstyr og annet utstyr som ikke er inkludert i prosessene for materialer. Inkludert er også spyling av hull, måling av innlekkasje og rapportering.

8. SPRENGNING

Kontraktsforutsetningene for sprengningsarbeidene var stort sett de vanlige for slike anlegg, men her nevnes noen spesielle bestemmelser:

- Det var krav om oppmåling av tverrsnittet ved lasermåling for hver salve.
- Det var krav om bruk av emulsjonssprengstoffer for å redusere nitrogenforurensningen av tunnelvannet. Unntak var konturhull hvor rørladninger var tillatt.
- Det var forutsatt at det ikke var tillatt å sprenge i tidsrommet mellom kl. 22:00 og 07:00. For de strekninger hvor det heller ikke var tillatt å meisle eller bore i samme tidsrom, ble det gitt tillegg i egne regulerbare poster, målt pr lm tunnel hvor denne restriksjonen var nødvendig.
- For å redusere mengden av suspendert materiale i tunnelvannet var det satt krav om tørr vegbane.

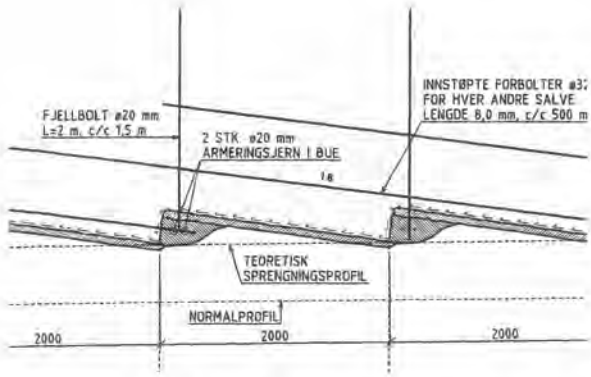
9. STABILITETSSIKRING

Det var et mål at stabilitetssikring av fjellet i størst mulig grad skulle skje med vanlige sikringsmidler som rensk, bolting og sprøytebetong. Det var imidlertid noen partier av tunnelene som hadde svært liten overdekning delvis kombinert med svakhetssoner. Det ble her forutsatt drevet med forbolting, sprøytebetongbuer og korte salver, i tillegg til vanlig bolting og sprøytebetong. Av sprøytebetongbuer ble det beskrevet 2 alternativer, ett med vanlig armering som ble sprøytet inn og ett med prefabrikerte gitterbuer. For begge typene kombineres buene med radielle bolter. Det var et mål at ikke noen deler av tunnelen skulle støpes ut på stuff. Det var ikke krav om støpeskjold på stuff, men entreprenøren skulle inkludere risikoen for ikke å ha støpeskjold i sine riggprosesser. Det var imidlertid medtatt prosesser for eventuell utstøping bak stuff som permanent sikring av lokale partier.

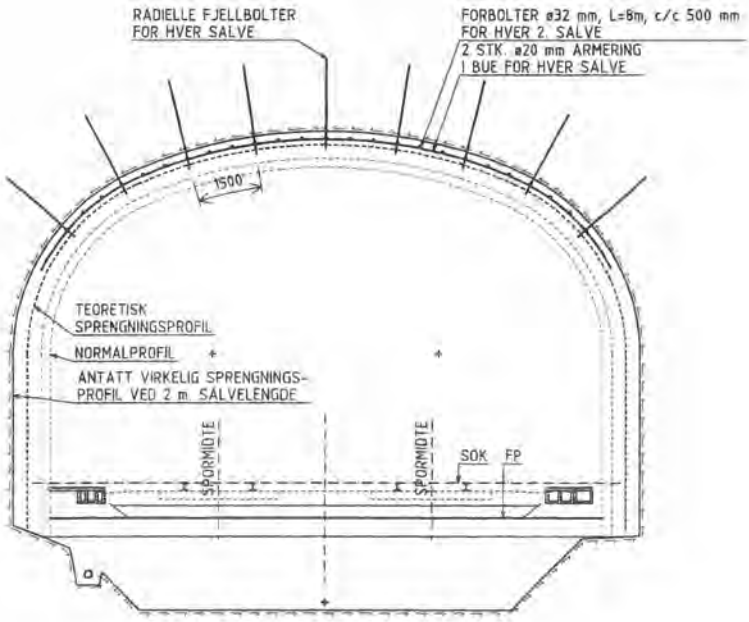
Stabilitetssikring på stuff ble definert som sikring som utføres mellom stuff og enden på ventilasjonsduken, antatt 60 - 100 m lengde. Arbeidssikring var forutsatt utført fra stuff og 25 m bakover. Permanent sikring skulle i hovedsak utføres etter avtale med byggherren på stuff fra disse 25 m og bakover til enden av ventilasjonsduken.

Som eksempel på sikring med forbolter og sprøytebetongbuer, vises på figur 11 løsningen som ble prosjektert for de første 40 m fjelltunnel fra Asker.

På denne tunnelstrekningen ved innføring til Asker var fjelloverdekningen liten, ned mot 1,5 m, og dessuten var det bebygget med eneboliger over tunnelen.



LENGDESNITT

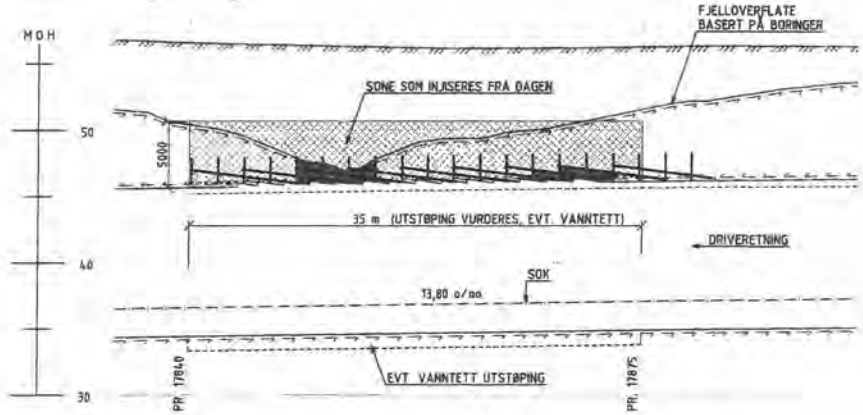


Figur 11. Driving og sikring ved innføring til Asker.

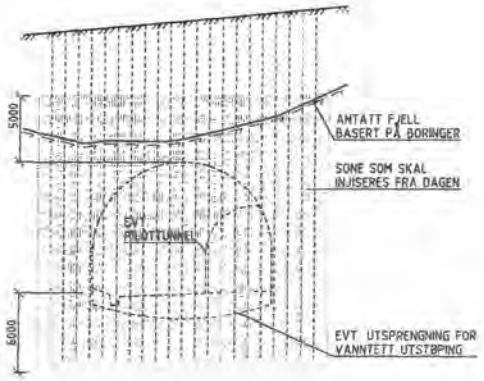
Et annet kritisk parti for tunneltraséen var en svakhetssone med liten overdekning ved Billingstad. Partiet lå innenfor området som var avsatt som riggområde. Situasjonen er vist på figur 12.

Boringer hadde tidlig avslørt at det var dypt til fjell i området og detaljboring viste at det var en svakhetssone som krysset tunneltraséen. Tidlig i detaljplanfasen ble arbeidet med en løsning med nedramping fra terreng og støping av kulvert i åpen byggegrop. Etter at lengdeprofilet ble senket noe, begynte man imidlertid å vurdere mulige tunnelløsninger. I detaljplanen er det beskrevet frysing av et 40 m langt parti som hovedalternativ. I arbeidet

med byggeplanen ble det imidlertid vurdert slik at det var mulig å komme gjennom med svært forsiktig tunneldrift. For å bedre muligheten for denne gjennomføringen, ble det beskrevet at det før tunneldriften kom frem til stedet, fra dagen skulle utføres injeksjon av løsmasser over fjell og ned under bunn av tunnel. For det tilfellet at situasjonen krevde det, ble det lagt inn et alternativ med driving av pilotstoll gjennom området for å vinne tid til å vurdere endelig løsning.



LENGDESNITT



TVERRSNITT

Figur 12. Svakhetssone ved Billingstad.

10. AVSLUTNING

Det skulle forhåpentligvis fremgå av det som er omtalt foran at byggherre og rådgiver var samkjørte i arbeidet og at det ble lagt ned betydelig arbeid for å etablere et så godt kontraktsmessig grunnlag som mulig for de to tunnelentreprisene for strekningen Jong - Asker. Hvordan det så gikk ved gjennomføringen av entreprisene, vil fremgå av etterfølgende innlegg.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2004

NYTT DOBBELTSPOR JONG-ASKER
- FELLES ERFARINGER FRA ANLEGGSGJENNOMFØRINGEN

New double-tracked railway between Jong and Asker
- Common experiences during excavation

Prosjektleder Erik Frogner, AF Spesialprosjekt
Byggeleder Nina Rongved, Jernbaneverket Utbygging

SAMMENDRAG

Innlegget gir en oppsummering av de to tunnelentreprisene JA-1 og JA-2 på det nye dobbeltsporet mellom Sandvika og Asker. Dobbeltsporprosjektet er et av de største pågående landbaserte prosjektene med ca 3,7 MRD i totalinvestering. Prosjektet vil gi en betydelig kapasitetsøkning og forbedret regularitet på Norges mest trafikkerte jernbanestrekning når togtrafikken settes på de nye sporene i siste del av 2005. De felles erfaringene som blir trukket frem i dette innlegget er hovedsakelig hentet fra JA2-parsellen hvor forfatterne har representert henholdsvis utførende hovedentreprenør og byggherre. Av viktige elementer nevnes:

- Faktaopplysninger vedr. sikringsmengder, tunnellengder, drivetider etc.
- Injeksjonsarbeider på JA-2 – mengder, utstyr og resultater.
- Driving og sikring inkl. geologiske utfordringer på strekningen.
- Sprengning nær eksisterende spor i drift i forbindelse med dagsone Åstad.
- Organisering hos både byggherre og entreprenør.
- Ulike samarbeidsprosesser i kontraktsforholdet.

SUMMARY

This paper describes the main aspects of the two tunnelling contracts JA-1 and JA-2 on the new railway link between Sandvika and Asker. The project is one of the largest on-shore ongoing projects with at total investment of 3.7 billion NOK. The new line will increase the capacity and regularity at the busiest railway line in Norway when it is completed at the end of 2005. The experiences, which are mentioned in this paper are mainly focused on the JA-2 parcel, where the authors are represented respectively by the executing contractor and the client.
The paper deal with the following aspects:

- Facts about rock support, tunnel length, excavation performance etc.
- Pre-grouting work at the JA-2 project - Quantity, equipment and results.
- Excavation and support included geological challenges.
- Blasting close to an existing and fully operated railway as a part of the open-cut section.
- Information about the organisation within both the client and the contractor.
- Different co-operation processes focused at the agreement terms.

INNLEDNING

Arbeidene med parsell Solstad-Hønsveien (JA-1) og Jong-Solstad (JA-2) er en del av prosjektet Sandvika –Asker på nytt dobbeltspor Skøyen-Asker. De to parsellene består hovedsakelig av tunneler med en mellomliggende dagsone. Byggestart for entreprisene var januar 2002 for JA-1 og mai 2002 for JA-2. JA-2 er avsluttet og overtatt av byggherren pr. 01.10.04, mens JA-1 fredigstilles i januar 2005.

Generelle opplysninger	**JA-1**		**JA-2**	
Entreprenør	MIKA AS		AF Spesialprosjekt AS (AFS)	
Kontraktssum	425.396.240,- inkl.mva		456.563.628,- inkl.mva	
Detaljer tunnel				
Tverrsnitt hovedtunnel	100 – 118 m2		100 – 118 m2	
Lengde tunnel	3,6 km		2,7 km	
Lengde tverrslag	320 m		120 m	
Drivetid hovedtunnel	21 mnd		18 mnd	
Antall stuffer	3		3	
Hovedmengder sikring	***Kontrakt***	***Virkelig***	***Kontrakt***	***Virkelig***
Bolter	23.000 stk	17.800 stk	22.200 stk	19.800 stk
Sprøytebetong	9.200 m3	9.800 m3	8.500 m3	10.700 m3
Injeksjon	4.240 tonn	4.130 tonn	3.500 tonn	4.560 tonn
Vann- og frostsikring	17.000 m2	18.500 m2	11.750 m2	8.150 m2
Vannsikring	21.000 m2	13.700 m2	16.100 m2	13.000 m2

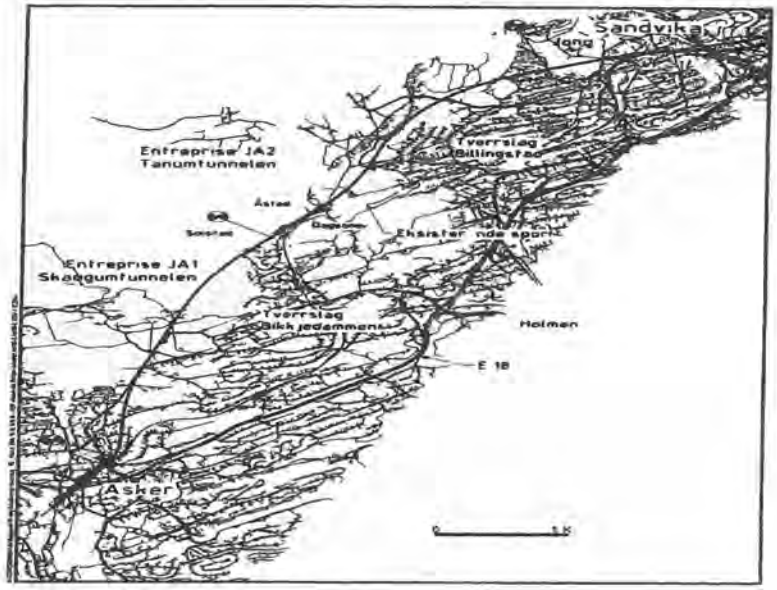


Fig. 18.1 Oversiktskart for Jong-Asker

Parsell Jong-Solstad, JA-2
Innlegget vil i det følgende omhandle parsellen JA-2 som ble utført av AF Spesialprosjekt AS (AFS) i nært samarbeid med datterselskapet Scandinavian Rock Group AS (SRG).

Tanumtunnelen er drevet fra et 120 meter langt tverrslag på Billingstad (vis a vis Billingstad skole), samt fra Jongsjordet syd for Sandvika. Fra tverrslaget er det drevet på to stuffer – en mot dagsonen i Åstaddalen og en mot Jong. Følgende hovedmengder er medgått på de ulike stuffer:

- Stuff mot Jong har hatt en gjennomsnittlig inndrift på 13 meter pr.uke. Strekningen er sikret med 7,1 bolter pr. meter og 5,2 m3 sprøytebetong pr. meter. Det er gjennomsnittlig benyttet 2.209 kg injeksjonssement pr. meter tunnel.
- Stuff mot Åstad har hatt en gjennomsnittlig inndrift på 16 meter pr.uke. Strekningen er sikret med 6,3 bolter pr. meter og 2,9 m3 sprøytebetong pr. meter. Det er gjennomsnittlig benyttet 1.334 kg injeksjonssement pr. meter tunnel.
- Stuff fra Jong har hatt en gjennomsnittlig inndrift på 20 meter pr.uke. Strekningen er sikret med 5,8 bolter pr. meter og 3,4 m3 sprøytebetong pr. meter. Det er gjennomsnittlig benyttet 1.519 kg injeksjonssement pr. meter tunnel.

Inkludert i entreprisen er også en dagstrekning på 630 meter med sprengning nær eksisterende spor, fylling i Åstaddalen og diverse betongkonstruksjoner, totalt ble det benyttet 8.000 m3 konstruksjonsbetong. Det ble i dette området også etablert nye støyskjermer langs eksisterende bane, samt lokale skjermer for bebyggelse i området.

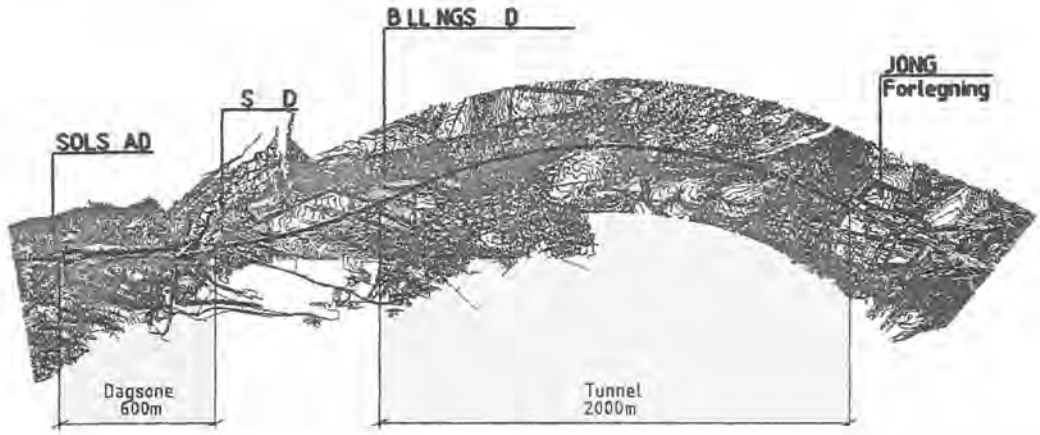


Fig. 18.2 Oversiktskart over JA-2 parsellen

ANLEGGSUTFORDRINGER OG ERFARINGER PÅ JA-2

Prosjektbeskrivelsen
I foregående innlegg ble det fra den tekniske konsulenten dratt frem at god prosjektbeskrivelse og kontraktsforutsetninger er nøkkelen til et godt resultat. Som representanter både for Jernbaneverket Utbygging (JU) som byggherre og AF Spesialprosjekt (AFS) som entreprenør vil vi ikke benekte at dette er en viktig nøkkel, men føler samtidig at dette ikke alltid er den eneste nødvendige nøkkelen.

Entreprenøren opplevde allerede i anbudsfasen av prosjektet at det var gjort et grundig forarbeid forut for anbudsdokumentene, og at disse generelt virket godt gjennomarbeidet. Det fokuseres ofte på hvordan en skal oppnå "relle" enhetspriser og unngå "taktisk prising" i bransjen. Et godt grunnlag for å kunne oppnå dette er at mengdelista er så riktig som mulig. En eventuell bruk av "taktiske mengder" i en mengdeliste vil kunne virke mot sin hensikt.

For en fjelltunnel på 2,7 km med relativt få kjerneborprøver og et begrenset antall seismiske profiler fra forundersøkelsene, er det gitt at det ikke er mulig å kartlegge, detaljbeskrive og mengdeberegne eksakt tunnelutførelse og sikring på forhånd. I vårt tilfelle ble det erfart at en tett og god dialog omkring sikringsmetoder/omfang etc mellom entreprenørens og byggherrens representanter på stuff var en viktig nøkkel til gode resultater. I hovedsak har imidlertid de fjellforhold som ble forespeilet gjennom geologisk rapport og anbudsbeskrivelse blitt som forventet. Dette har medført at gjennomføringen har skjedd uten vesentlige avvik i virkelig utførte mengder og byggetid.

Injeksjonsarbeidet
Overordnet mål for gjennomføring av injeksjonsarbeidet har vært å unngå grunnvannsendringer som kan føre til skadelige setninger på omkringliggende bebyggelse. Dette medførte at tunnelen ble delt inn i ulike tetteklasser hvor kravet til innlekkasje ble satt til 4, 8 og 16 l/min/100m tunnel, der drøyt 50 % av tunnelstrekningen havnet i den strengeste tetteklassen. I hele byggeperioden har et elektronisk overvåkingsprogram registrert og dokumentert poretrykk og grunnvannsnivå i et utall brønner langs hele strekningen.

Generelt er det gjennom en systematisk forinjeksjon oppnådd gode tetteresultater. Overordnet mål om å unngå skadelige setninger er oppfylt. Gjennomsnittlig målt innlekkasje for hele JA2-tunnelen er 5,15 l/min/100m om lag 40% bedre tetteresultat enn kravet som omregnet for hele tunnelen var 8,5 l/min/100m. Det ble for enkelte strekninger av tunnelen med den strengeste tetteklassen registrert innlekkasjer marginalt over kravet på 4 l/min/100m. Det ble for noen strekninger med boltelekkasjer gjennomført en begrenset etterinjeksjon med Tacss uten at dette hadde noen markant påviselig positiv innvirkning på innlekkasjen. Det ble etablert tre provisoriske vanninfiltrasjonsbrønner fra tunnelen som ble demontert før ferdigstillelse.

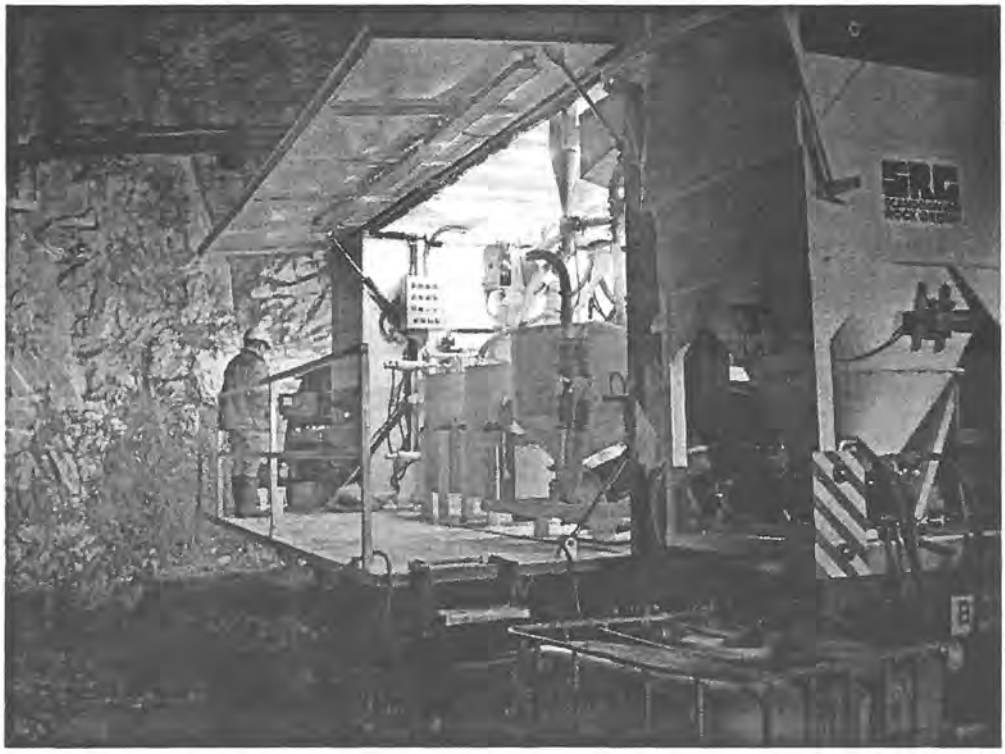
Prosedyren for injeksjonsarbeidet fulgte følgende hovedprinsipper;

- Mange hull med overlapp og vifting, ca 50 hull i den strengeste klassen, også hull i stuffen.
- Pumping av volum- og langtidsstabil injeksjonsmasse startet med finkornet mikrosement for så å gå over til industrisement etter gitte kriterier.

- Bruk av høye trykk opp til 100 bar tilpasset fjellforhold og overdekning.

Innenfor injeksjonsarbeidet ga kontrakten klare føringer vedrørende kapasitet for maskiner/utstyr, spesifikasjoner og dokumentasjon for materialene, samt krav om kunnskap og opplæring for involvert fagpersonell.

AFS/SRG hadde ved oppstart av prosjektet en operativ egenutviklet moderne injeksjonsrigg. Denne ble supplert ved at det ble videreutviklet og bygget ytterligere en injeksjonsenhet. Denne injeksjonsriggen har en stor kapasitet gjennom to siloer og fire blandere/injeksjonslinjer, dataautomatisert styring og dokumentasjon samt at den er konstruert for enkelt renhold og vedlikehold.



Figur 18.3 Nyutviklet injeksjonsrigg

Kontraktens materialspesifikasjon tok utgangspunkt i Multigrout konseptet fra Elkem som er benyttet på JA-1. AFS valgte en annen samarbeidspartner/leverandør for injeksjonsprodukter; Degussa på JA-2. JU ga AFS en mulighet til å vise at også denne leverandøren hadde en komplett produktlinje for sementbasert injeksjon. Mikrosementen Reocem 800T (d95=12micron) viste seg å ha tilfredstillende egenskaper på stabilitet og inntrengningsevne også uten bruk av Groutaid. Gjennom et tett samarbeid mellom alle involverte parter, og ved

å kombinere utstyrs- og materialteknologi med menneskelig kunnskap ble det utviklet et alternativ til den beskrevne spesialsementen med styrt herding, Thermax. Den egenutviklede spesialsementen består av mikrosement tilsatt akselerator i en kontrollerbar mengde slik at ønsket herdetid kan bestemmes. En slik spesialsement er fleksibel og nyttig til å stoppe utganger i stuff eller begrense forbruket av sement ved behov.

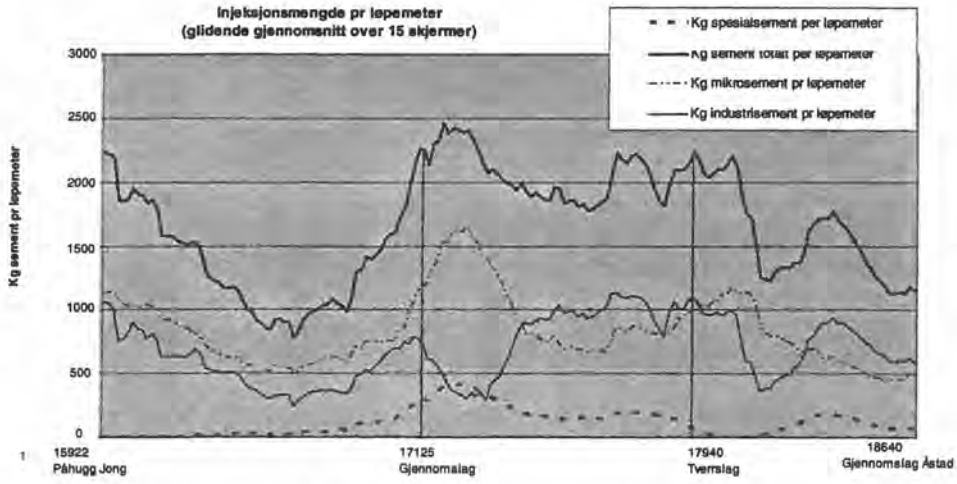


Fig. 18.4 Injeksjonsmengde pr. meter tunnel

Som det fremgår av figur 18.4 er totalfordelingen mellom industrisement og mikrosement relativt lik, men med variasjon avhengig av bergrunnen. Gjennomsnittlig injeksjonsmengde pr. meter kan avleses til ca. 1.500 kg. I et område nær gjennomslaget var det et markant høyere forbruk av mikrosement, som følge av større lekkasjer på stuff og svært dårlig bergkvalitet med slepper fylt av leirholdig materiale. På denne strekningen drives tunnelen gjennom Asker gruppen som er nærmere omtalt i neste kapittel "driving og sikring". I området var det også nødvendig med gjentatte kontrollskjermer – enten fra samme pelnummer som hovedskjermen, eller etter driving av en salve.

Injeksjon er både kostnads- og tidkrevende, men det ble aldri tatt sjanser på å utelate hovedskjermer selv om det tilsynelatende var tørt på enkelte strekninger/salver. Systematisk injeksjon med tilstrekkelig overlapp på skjermene ble opprettholdt gjennom hele tunnelen. Kontrollskjermer ble imidlertid vurdert etter observasjoner gjort på stuff.

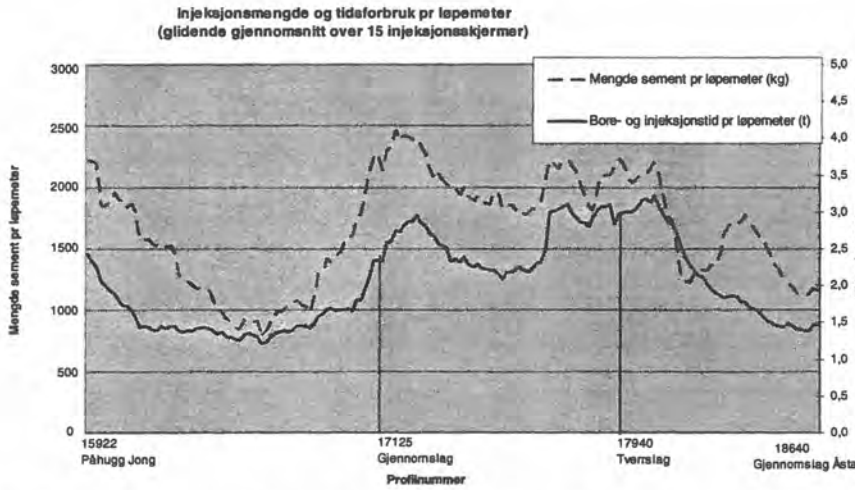


Fig. 18.5 Injeksjomsmengde og tidsforbruk pr. meter tunnel

Gjennomsnittlig tidsforbruk til injeksjon pr. meter tunnel kan leses ut av figuren til ca. 2 timer, og utgjorde om lag halvparten av driveperioden for tunnelen.

Kostnadene forbundet med injeksjon pr. meter tunnel avhenger av tids- og mengdeforbruk pr. skjerm, men selvfølgelig også av type injeksjonsmateriale og nødvendigheten av flere skjermer pr. stuff.

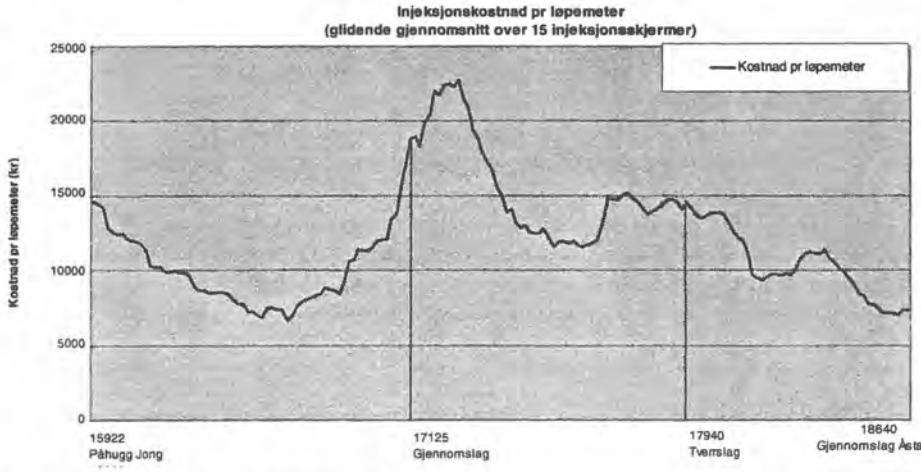


Fig. 18.6 Injeksjonskostnader pr. meter tunnel

Uten å undervurdere betydningen av verken riktig utstyr, materialer eller metoder var nok holdning og kunnskap hos de involverte menneskene i injeksjonsarbeidet viktigst for å nå målene som var satt. Injeksjonen er ofte et nært samspill mellom fagarbeider og fjellet, og tunnelslusken som bare higet tunnelmeter og så på injeksjonsarbeidet som "hefttid" viste seg ikke å være optimal på denne type tunnelanlegg!

Driving og sikring
Tanumtunnelen er drevet gjennom kambro-siluriske sedimentære bergarter bestående av kalkskifer, knollekalk og leirskifer gjennomsatt av permiske eruptivganger. Over en strekning på ca. 400 meter ble tunnelen drevet gjennom den såkalte Askergruppens sedimentære bergarter.

Askergruppen bød på utfordringer både stabilitetsmessig med tanke på drivingen, men også i forbindelse med injeksjon og høye trykk. Bergarten var til tider svært dårlig konsolidert med Q-verdier ned mot 0,1 og leirfylte sprekker. Dette medførte utstrakt bruk av forbolter og sprøytebetongbuer, enkelte reduserte salvelengder og reduksjon av injeksjonstrykket. Selv i disse relativt dårlige sonene ble tunnelen drevet uten bruk av utstøping p.g.a stabilitets- og vannproblemer. Det ble tidlig i prosjektet inngått en avtale om kun bruk av sprøytebetong med alkalifri akselerator. Denne sprøytebetongen i samvirke med armering i buer ga tilstrekkelig sikring. De gjennomførte sikringstiltak har resultert i tilstrekkelig personsikkerhet i drivefasen samtidig som fremdriften ble opprettholdt, og en fullgod permanent løsning ble etablert.

Utover kryssing av enkelte partier i Askergruppen, samt ved kryssing av svakhetssonen ved Billingstad, bød ikke geologien på de største vanskelighetene rent drivemessig. Q- verdiene varierte stort sett innenfor klassene svært dårlig (0,1-0,4) og god (10-40).

Partene så tidlig gevinsten med en forutsigbarhet i drivingen slik at all sikring kunne utføres og bestemmes nærmest mulig stuff. Påmerking og utførelse av permanent sikring ble derfor stort sett utført foran ventilasjonsduken. Det var en kontinuerlig dialog mellom JU's geologer/kontrollører og AFS's arbeidsledere for å nyttegjøre ønsket arbeidssikring i den permanente sikringen, samt kunne tilpasse sikring av hver enkelt salve i henhold til bergets beskaffenhet.

Sammenhengen mellom bebyggelse på fjell og overdekning gav få utfordinger med tanke på overholdelse av kontraktens krav til rystelser for JA-2. Ved enkelt tilfeller i forbindelse med driving fra Jongsiden måtte tennplanen justeres etter marginale overskridelser, men tiltak som reduksjon og oppdeling av salver ble det ikke behov for.
Dette i kontrast til JA-1's driving fra Asker der lav fjelloverdekning og tett bebyggelse gav svært store utfordringer med tanke på overholdelse av kontraktens krav til rystelser.

I forbindelse med overholdelse av støyrestriksjonene var det ikke tillatt å sprenge etter kl.22.00. Det var også innført bestemmelser vedrørende boring og pigging etter kl.22.00 for enkelte delstrekninger grunnet ønsket om å skåne beboerne mest mulig. For optimalisering av tilgjengelig arbeidstid og en mest mulig forutsigbar syklustid bidro bruk av AFS's egenutviklede "renskespett" påmontert lastemaskinen (60 tonn Brøyt forgraver) som alternativ til en tradisjonell hydraulisk pigghammer positivt. Færre meter enn kontrakten skulle tilsi ble drevet med restriksjoner mot boring og pigging.

Svakhetssone Billingstad
Svakhetssone Billingstad betegner et område ved Billingstad med overdekning ned mot 1,5 meter og til dels svært dårlig fjell. Sonen omfattes av en strekning på ca. 40 meter der det i prosjekteringsgrunnlaget var tiltenkt å utføre forberedende injeksjonarbeider fra terrengoverflaten. I tillegg til spesialtilpassede injeksjonsskjermer var ulike typer tyngre sikring fra tunnelen beskrevet - bl.a. mulig vanntett utstøping. Tiltakene fra dagen kan kort oppsummeres til at fjellet og løsmassene skulle injiseres via foringsrør ved det aktuelle området.

AFS så muligheter med sonens beliggenhet midt i rigg-/deponiområdet på Billingstad, og den tilgjengelighet den derfor hadde fra overflaten. AFS foreslo derfor i sitt anbud en alternativ løsning som etter aksept fra JU og visse modifikasjoner, ble utført som følger;

På strekningen med lavest overdekning ble det etablert en spuntgrop med bredde 15 m og lengde 35 meter. Mellom spunten ble løsmassene med mektighet opp mot 9 m gravd ut og fjellet avdekket og innmålt. Det ble etablert en betongplate (-bru) på det laveste partiet som en direkte forsterkning av fjellet. Ytterligere forsterkning av fjellet ble utført med vertikale bolter av ulik lengde. Området ble videre injisert fra fjelloverflaten med vertikale hull for å oppnå en best mulig tetthet i det smale beltet med fjell som ville gjenstå etter utdriving av tunnelen.

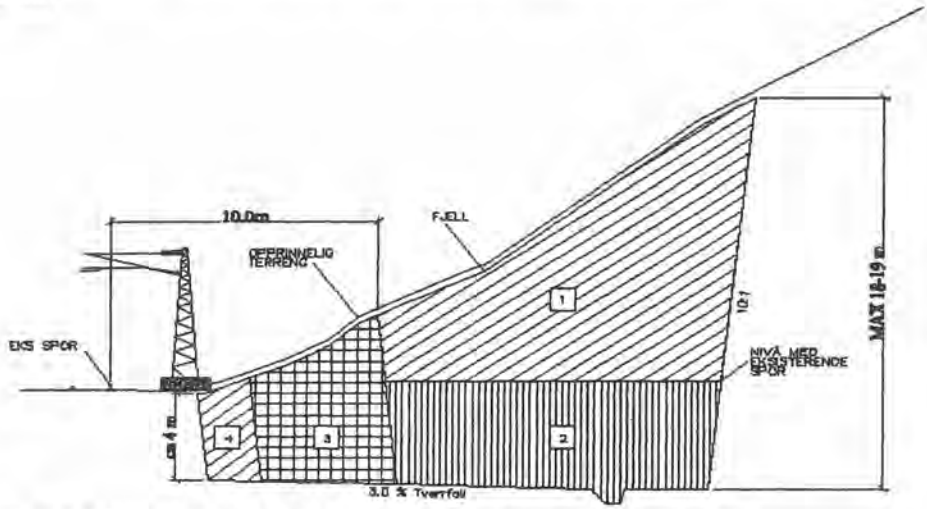
Figur 18.7 Avstivet spuntgrop

Kryssing av sonen fra tunnelstuffen ble utført med forbolter og sprøytebetongbuer, samt reduserte og delte salver forbi partiet med minst overdekning. Sonderboring for kontinuerlig kontroll av fjelloverflaten ble utført, og injeksjonsskjermene ble nøye tilpasset den lave overdekningen ved bruk av sperreskjermer og tilpasset helning på injeksjonshullene i hovedskjermen. Kartlagte Q-verdier på den mest kritiske delen av sona lå mellom 0,03 og 0,4. Det er verdt å bemerke at verken sikringsstøp eller vanntett utstøpning kom til utførelse og kontraktens strengeste krav til innlekkasje ble oppnådd i dette aktuelle området. Erfaringene tilsier også at injeksjonen bidro positivt til stabilisering av fjellet.

Dagsone Åstad-Solstad

Det er flere som har reflektert over hvorfor ikke dobbeltsporet Jong-Asker ble prosjektert og bygget som en fjelltunnel på hele denne strekningen. Det at togpassasjerene i fremtiden nå får se dagslyset i noen få sekunder mellom Åstad og Solstad har i vertfall gitt partene på JA-2 litt mer enn tunnelutfordringer å bryne seg på.

Det nye dobbeltsporet kommer helt inntil og ca 2 m under eksisterende spor i drift.
Figur 18.8 viser hovedprinsipper og rekkefølge for sprengning og uttak av halvskjæringa i dagsona.



Figur 18.8 Prinsipp og rekkefølge for sprengning av skjæring nær spor i drift

Arbeidene ble gjennomført med små salver og god dekning samt sømboring kombinert med pigging for stabben nærmest sporet. Avfyring av salver måtte daglig tilpasses fire tidspunkt med ca 10 minutter opphold mellom passerende tog. Samarbeidet mellom AFS's driftsansvarlige og JU's sikkerhetspersonell gikk meget godt, og sikret at disse arbeidene ble gjennomført uten forstyrrelser på Norges mest trafikkerte jernbanestrekning.

SAMARBEIDSPROSESSER PÅ JA-2

Organisering

En riktig sammensatt organisasjon med den nødvendige kompetanse har vært et viktig suksesskriterie også for dette prosjektet. Dette gjelder oppbemanning av organisasjonene både på byggherre- og entreprenørsiden, men også at organisasjonene "matcher" hverandre og i stor grad har samme syn på hva som virkelig er "riktig bemanning og kompetanse".

Byggherrens kontorrigg ble lokalisert sammen med entreprenørens rigg på Billingstad. I tillegg til geografisk plassering la JU opp til en organisering slik at det til enhver tid skulle være en representant tilstede under driveperioden, og dermed følge entreprenørens skiftplan. Den kontinuerlige skiftoppfølgingen ble utført av tre kontrollører/geologer med ulik utdannelse, erfaring og kjønn. For de fleste løpende forhold var beslutningsmandat delegert til disse - entreprenøren fikk raske svar og tilbakemeldinger slik at produksjonen ble hindret minst mulig. I tillegg til disse satt byggeleder, assisterende byggeleder, kontrollingeniør for dagsonen og nabokontakt fast på anlegget.

AFS har tradisjon for å organisere sine større anleggsprosjekter med relativt store og autonome prosjektorganisasjoner hvor de fleste stabs-/støttefunksjoner sitter ute i prosjektet. Dette gir en stor grad av selvstendighet og tilstedeværelse i ledelsen av prosjektet. Prosjektorganisasjonen besto av ca 20 funksjonærer med bakgrunn både fra SRG og AFS, og med varierende erfaring fra mye grå hår til helt nyutdannede. Entreprenøren gjennomførte lagbyggingsprosesser i eget prosjektteam for å få laget til å fungere best mulig sammen på kortest mulig tid. AFS har ved hjelp av ca 100 fagarbeidere gjennomført de fleste arbeider i egenregi, et stort unntak her er transport av stein til Drammen havn som Gunnar Knutsen AS har utført i en vellykket underentreprise.

Sammensetning av begge "prosjektteamene", de relasjoner og den tillit som i løpet av prosjektet ble bygd opp og vedlikeholdt mellom partenes prosjektorganisasjoner har i stor grad bidratt til en vellykket anleggsgjennomføring. Vår påstand er at dette er en vel så viktig nøkkel til gode resultater som god prosjektbeskrivelse og kontraktsforutsetninger.

Oppstartsprosesser

Den romslige perioden prosjektet hadde fra anbudsinnlevering/kontraktsdato til fysisk anleggsstart la et grunnlag for gode forberedelser og planlegging. Denne perioden benyttet partene godt både hver for seg og i fellesskap. I tillegg ble det oppnådd en god effekt hos begge parter ved at personell som var involvert i prosjekterings-/anbudsfase også ble med i gjennomføringsfase.

Det lå føringer i kontrakten om at det skulle avholdes en felles kontraktsgjennomgang med overnatting. Dagene på Kleivstua var vel anvendt, ikke minst i forhold til å bli best mulig kjent med hverandre i fremkant av selve anleggsgjennomføringen. Som et ledd i å opprettholde en arena for prosesser utover de som skjer på stuff og i møterommet, har partene også gjennomført felles ritualer underveis når prosjektet har hatt en passende anledning å markere.

Figur 18.9 Markering av hovedgjennomslaget

Oppgjørsform
Den generelle risikofordeling mellom utbygger/byggherre og leverandør/entreprenør oppleves som riktig og god. Gjennom en hovedentreprisekontrakt får entreprenøren hovedsakelig betalt for utførte arbeider/mengder og avtalte enhetspriser. Her trekkes spesielt frem at det ikke skilles mellom arbeidssikring og permanent sikring i oppgjørssammenheng eller ved beregning av byggetid.

For oppgjør av injeksjonsarbeidet ble det lagt opp til avregning av ressurser knyttet til langhullsboring og pumping av injeksjonsmasse etter medgåtte timer til avtalt timerate. De aktuelle timer ga tilsvarende timer byggetid. I tillegg ble det betalt for materialer etter medgåtte mengder og avtalt kg-pris. Det er partenes klare oppfatning at denne oppgjørsformen var grunnleggende for den gode kvalitet og resultat som ble oppnådd for injeksjonsarbeidet.

For entreprenøren var det en relativ ny erfaring at hele byggetiden i prinsippet ble opparbeidet gjennom utførte mengder og avtalte ekvivalenttider også for etterarbeidene. En oppfølging av et slikt ekvivalenttidsregnskap synliggjorde godt at det ikke bare var tunnelmeter som telte.

Forhold mot omgivelsene
Allerede på prosjekteringsstadiet ble det lagt vekt på å forberede for god informasjon til naboer, skoler og grunneiere i området. Det ble tidlig i prosjektet avholdt offentlige møter og sendt ut informasjonsmateriell.

Dette arbeidet ble ytterligere forsterket ved å ansette en egen nabokontakt for begge tunnelene når anleggene var igangsatt. Nabokontaktens oppgave, foruten den generelle informasjonsdelen, var alt fra å sitte hos engstelige naboer når salven gikk til oppfølging av innmeldte skadesaker. Det ble jevnlig sendt ut informasjonsbrosjyrer som orienterte om spesielle arbeider og fremdrift generelt. I tillegg til informasjon pr. post ble det opprettet en egen internett side med opplysninger om prosjektet. Det ble også arrangert åpne dager – der skoleklasser og naboer fikk

en guidet tunneltur. Full forståelse for og direkte bidrag fra AFS i dette arbeidet har vært særdeles gunstig. AFS har i gjengjeld fått avkastning gjennom "goodwill", arbeidsro og god produktivitet.

Som en del av kontrakten var det utarbeidet et såkalt "Miljøoppfølgingsprogram" for å ivareta hensynet til de som bor og ferdes nær anleggsområdet, samt for å ivareta hensynet til generelle samfunnsinteresser. Føringer i dette programmet var kontraktsfestet, til dels med prisbærende poster, og var således konkret å forholde seg til for begge parter.

Et av Jernbaneverkets suksesskriterier er et godt omdømme. En god disiplin i forholdet til tredjepart har i seg selv skapt ro til å gjennomføre driften uten negative avisoppslag og misfornøyde naboer. Generelle erfaringer og enkeltepisoder tilsier at dette har vært vellykket for JA-2. Det handler i bunn og grunn om normal folkeskikk og masse informasjon.

Utviklingsarbeid innen vann-/frostsikring
Det er kjent at prosjektert løsning med bruk av brannsikret PE-skum ikke er optimal i forhold til et ønske om helt å eliminere bruk av brannfarlige produkter i vei- og jernbanetunneler. Partene har i fellesskap benyttet prosjektet som et utgangspunkt for et utviklingsarbeid og en forsøksserie for å finne nye og bedre produkter og metoder innen vannsikring. Det er i dette arbeidet fremkommet flere interessante erfaringer som er å finne i en egen rapport. Det er imidlertid også en erkjennelse gjennom dette utviklingsarbeidet at det å få frem, teste, dokumentere og godkjenne nyutviklete konsepter krever mye ressurser og tar lang tid.

Samarbeidsforum/konfliktråd
Det ble fra JU sin side i starten av prosjektet tatt initiativ til et forum over prosjektnivå som skulle treffes regulært med en hyppighet på ca 2-3 mnd. Dette forumet skulle bestå av to ledere over prosjektleder fra begge parter, og mye av hensikten var at forumet med fungerende relasjoner skulle være etablert før saker i selve prosjektgjennomføringen initierte behov for et slikt løsningsforum.

I skrivende stund har dette forumet under prosjektgjennomføringen på JA-2 ikke måttet ta beslutning i en eneste sak. Derimot har forumet ved noen anledninger satt krav til fremdrift i enkeltsaker. Det har imidlertid både for byggherrens og entreprenørens prosjektansvarlige vært en trygghet å vite at dette løsningsforumet er i beredskap hvis nødvendig. Forumet har nok også hatt den tilleggseffekt at partene på prosjektnivå har strukket seg litt ekstra for å finne omforente løsninger - også der utgangspunktet har vært litt tøft. Partene har erkjent at det slettes ikke finnes noen garanti for at kompetansen rundt en problemstilling eller graden av "rettferdig" løsning øker hvis en bare lar saken flyte oppover i egen organisasjon, for ikke å snakke om til advokatstanden!

Konklusjon
For aktørene på begge sider av bordet har JA-2 vært en positiv opplevelse av samhandling i en større entreprisekontrakt. Partene har også fått tid til å trives underveis. Prosjektet ble gjennomført og overlevert til avtalt tid og kvalitet. I skrivende stund er det kun endelig sluttoppgjør som gjenstår, men så langt tyder alt på at byggherren vil overholde sitt budsjett, og entreprenøren vil sitte igjen med noen kroner!

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2004

OPS E39 KLETT-ORKANGER
INGENIØRGEOLOGENS ROLLE I EN OPS KONTRAKT

Private Public Partnership, E39 Klett-Orkanger. The position of the engineering geologist in a PPP-contract.

Siv. Ing. Werner Stefanussen, Sweco Grøner AS
Siv. Ing. Lillian Todnem, Sweco Grøner AS

SAMMENDRAG

Det første OPS-prosjektet i Norge ligger i Trøndelag og omfatter en 22 km lang vegstrekning, inklusive 6 fjelltunneler med en samlet lengde på 10,5 km. Skanska Norge AS står for detaljprosjektering og gjennomføring av prosjektet. Sweco Grøner AS har bistått med ingeniørgeologiske vurderinger både i tilbudsfasen og under detaljprosjekteringen, og har utført kontinuerlig ingeniørgeologisk oppfølging under byggefasen.

Som ingeniørgeologer i OPS-prosjektet har vi erfart at våre råd er blitt tillagt stor vekt, og vi har hatt mulighet til å påvirke beslutningene både i tunnelen og i dagsonene med hensyn til sikring og utforming av skjæringene og tunnelpåhuggene. Tunnelene er forsøkt utført komplett sikret under drivingen, mens skjæringene er utformet med tanke på at det ikke skal utføres mye ettersikring og lite fremtidig vedlikehold. For tunnelene har det medført en optimalisering av sikringsnivået, og omfanget av ettersikring (sluttsikring) har vært lite.

Å arbeide så tett opp mot entreprenøren er en stor utfordring for både entreprenøren og konsulenten. Det krever god dialog med de som utfører arbeidet på stuff eller i skjæringene, og det må være en felles forståelse for problemstillingene og løsningene.

SUMMARY

The first PPP-contract in Norway is located in Trøndelag County. It contains a 21 km long road, including 6 rock tunnels at 10,5 km length. Sweco Grøner AS has been responsible for the engineering geological evaluations during the bidding, design and performance, with Skanska Norway AS as our client.

The evaluations from the engineering geologist have been highly focused by Skanska, and have been important for the rock support decisions of the tunnels and the road cuts.

Working on a PPP-contract needs good communication and good relationship between the contractor and the consultant.

1 INNLEDNING

Om knapt et år skal det første OPS-prosjektet i Norge være ferdig bygd, etter en byggetid på 29 måneder. For entreprenøren gjenstår da 25 års drift og vedlikehold av prosjektet, som omfatter en 22 km lang vegstrekning, inklusive 6 fjelltunneler med en samlet lengde på 10,5 km.

Kontrakten ble tildelt Skanska Norge AS etter en anbudsrunde hvor 5 prekvalifiserte firma deltok. Vegdirektoratet hadde utført forprosjektering av prosjektet, mens Skanska skulle utføre detaljprosjekteringen og gjennomføringen av byggeperioden.

Sweco Grøner AS har bistått med ingeniørgeologiske vurderinger både i tilbudsfasen og under detaljprosjekteringen, og har utført kontinuerlig ingeniørgeologisk oppfølging under byggefasen. Foredraget vil forsøke å beskrive hvordan ingeniørgeologen har bidratt i prosjektet og hvordan et OPS-prosjekt skiller seg fra et tradisjonelt byggherrestyrt prosjekt.

Bilde 1
Østre påhugg Mannsfjelltunnelen. Første del av tunnelen drives med pilot gjennom oppsprukket grønnskifer.

2 TILBUDSFASEN

I tilbudsfasen var det viktig at entreprenøren fikk en samlet ingeniørgeologisk vurdering av bergmassen med hensyn på tunneldriving og fjellskjæringer. Dette skulle danne grunnlag for bestemmelse av sikringsomfang i tunnelene, massebalansen i linja og behovet for sikring av fjellskjæringer.

Prosjekteringsguppen bestod av Aas Jakobsen (hovedkonsulent), SWECO Grøner AS (O. T. Blindheim AS frem til april 2003) (ingeniørgeologi), Multiconsult AS (geoteknikk), Via Nova (vegplanlegging) og Asplan Viak (landskapsarkitekter).

Forprosjektet, som var utarbeidet av Statens Vegvesen, gav en god del informasjon om forholdene i grunnen, men lokal kunnskap og erfaring fra tunneler i Trøndelagsområdet ble også viktig for våre vurderinger. Veglinja var nokså stiv og det var begrensede muligheter for justering av linja. Utfordringene våre var i hovedsak å estimere nødvendig sikringsomfang, vurdere påhuggstedene og estimere behovet for vann- og frostsikring i tunnelene.

Kravspesifikasjonen fra byggherren var svært kort og det var i enkelte tilfeller behov for å presisere kravspesifikasjonen i forhold til den kvaliteten Skanska ville tilby.

Det ble under tilbudsfasen gjort befaringer på utvalgte områder for å kontrollere løsmassesituasjonen og bergmassekvaliteten. Påhuggsområdene for tunnelene var utfordrende og det ble vurdert flere mulige alternative løsninger.

Estimering av mulige områder og omfang av vannlekkasjer inn i tunnelen var den desidert vanskeligste og viktigste oppgaven, da dette kunne gi svært store økonomiske utslag dersom anslaget var feil.

Konsept for både stabilitetssikring og vannsikring måtte etableres.

Vi opplevde at ingeniørgeologens innspill ble tillagt stor vekt i tilbudsfasen og det var et tett samarbeid med entreprenøren og det øvrige prosjekteringsteamet. Dette var til stor forskjell fra et vanlig byggherrestyrt prosjekt, hvor byggherren tar risikoen og driftsforhold i tunneler normalt ikke blir tillagt ingeniørgeologens oppgave. Entreprenøren har normalt heller ikke mulighet til å foreslå egne løsninger i så fri grad som det var anledning til i dette prosjektet.

Helt fra tilbudsfasen ble kvaliteten på sluttproduktet tillagt stor betydning. Dette for å redusere behovet for vedlikehold i driftsperioden.

3 PROSJEKTERINGSFASEN

Så snart Skanska fikk tildelt prosjektet, startet en hektisk prosjekteringsperiode. I denne fasen ble det viktig å etablere beskrivelser og opplegg som gjorde at alle operasjoner og beslutninger kunne tas raskest mulig. For bergsikringen i tunnelene ble det derfor etablert fire sikringsklasser. Klassene ble utarbeidet med bakgrunn i Q-systemet og med hensyn til lokale bergmasseforhold. Sikringsmetoder og mengder som ble lagt inn i beskrivelsen av de ulike sikringsklassene ble benyttet mest mulig enhetlig, men likevel mulighet for justeringer etter behov.

Det ble diskutert hvordan kartlegging og klassifisering av bergmassekvalitet skulle utføres, og nødvendig bemanning for ingeniørgeologisk oppfølging av tunneldrivingen ble bestemt. Det ble etablert et opplegg med oppfølging av to ingeniørgeologer, der én ingeniørgeolog skulle foreta jevnlige besøk til anlegget, mens den andre ingeniørgeologen skulle ivareta kvalitetssikringen og vurderinger på stuff i områder med spesielt dårlig bergmasse.

Rutine for som-bygget-dokumentasjon ble etablert både i kartleggingsfasen i tunnelene og for endelig presentasjon av resultater.

4 BYGGEFASEN

4.1 Ingeniørgeologisk oppfølging på stuff

Byggefasen for prosjektet er meget kort med 29 måneder totalt og høye dagbøter ved forsinket ferdigstillelse. Dette krever at entreprenøren må sette inn tilstrekkelige ressurser for å sikre gjennomføring i tide. I opplegget for ingeniørgeologisk oppfølging var det planlagt inntil 3 stuffer samtidig. Etter kort tid ønsket Skanska å øke produksjonen, og det ble på det meste drift på 5 stuffer samtidig. Dette krevde mer innsats fra ingeniørgeologene og besøkene på stuff ble hyppigere. Smidighet fra både entreprenørens personell og fra ingeniørgeologene ble viktig. Kartlegging av salver og vurderinger av sikringsopplegg i vanskelig berg ble utført både sent på kveld og også til tider i helgene.

Vår ingeniørgeologiske oppfølging var basert på at samarbeidet mellom ingeniørgeolog og formann/bas fungerte godt. Det var ikke lagt opp til at ingeniørgeologen skulle være på stuff etter hver salve. Det ble derfor viktig at sikringsmengdene som var benyttet mellom to besøk ble gjennomgått ved neste besøk, og vurdering av bergmassen ble gjort ut i fra det som var synlig i vegger samt de registreringene som var gjort av bas. Etter en kort innkjøringsfase fikk basene god forståelse for hva som inngikk i de ulike sikringsklassene, og det ble lettere å diskutere bergmassekvaliteten ut i fra den vurderingen basene gjorde på stuff.

Selv om ingeniørgeologen ikke var på stuff etter hver salve, hadde vi anledning til å tilpasse oppfølgingen vår etter de gjeldende bergmasseforholdene. Dette medførte tettere oppfølging i partier med dårlige bergmasseforhold.

Rapportering av resultater fra kartlegging i tunnelene ble holdt på et nøkternt nivå i områder med godt berg. Det ble lagt vekt på å gi direkte beskjeder til formann og bas om hva som var registrert og eventuelle endringer av sikringsomfanget, slik at tiltak kunne iverksettes så snart som mulig. I områder med dårlig berg (og til tider ekstremt dårlig berg), ble det utarbeidet korte, klare notater med registreringer og anbefalinger.

Bruken av sikringsklasser har ført til at det ikke har vært noe skille mellom arbeidssikring og permanent sikring. Kontraktsformen har i stor grad bidratt til et ønske fra Skanska om å utføre mest mulig av nødvendig sikring på stuff. Når et område var definert med en gitt sikringsklasse, ble derfor sikringen umiddelbart utført i henhold til klassen og området var dermed permanent sikret.

Etter at tunnelene var ferdig drevet ble det gjennomført inspeksjon fra korg, der ingeniørgeolog sammen med personell fra Skanska gjennomgikk hele tunnellengden for å bestemme eventuelt behov for ettersikring. Det ble da utført en kvalitetssikring av inndelingen i sikringsklasser, og mengder utført sikring ble kontrollert og nødvendig ettersikring ble merket av.

Av spesielle utfordringer for ingeniørgeologene under tunneldriften, kan det nevnes at det ved driving av Viggjatunnelen, en tunnel mellom Børsa og Viggja med lengde i overkant av 2700 meter, måtte drives gjennom en skyvesone med ekstremt dårlig bergmasse. Området som var påvirket av skyvesonen hadde en utstrekning på i underkant av 200 meter, og måtte sikres med utstrakt bruk av forbolter og sprøytebetongbuer. Ved driving gjennom Storsandtunnelen mellom Viggja og Thamshavn, ble det på grunn av strenge krav til innlekkasje nødvendig

med injeksjon over en strekning på i overkant av 100 meter, samt etterinjeksjon ved enkelte lokaliteter.

Bilde 2
Injeksjon i Storsandtunnelen.

4.2 Miljøovervåking

Kartlegging av naturmiljøet ble også en oppgave som ingeniørgeologen ble pålagt tidlig i prosjektet. Etablering av målepunkter og system for avlesning og presentasjon av resultater ble utarbeidet. Registrering av naturmiljøet ble utført av våre biologer, og verdivurdering og vurdering av sårbarhet ble utført for alle områder med våtmark og myrer.

For om mulig å få en tidlig oversikt over nødvendig vann- og frostsikring i tunnelene ble det tidlig igangsatt detaljert registrering av områder med vannlekkasjer. Disse ble fulgt opp ved senere registreringer i våte og tørre perioder av året.

For å ha kontroll på innlekkasjer i tunnelene og eventuelle virkninger på naturmiljøet, ble det utarbeidet månedlige rapporter som sammenholdt måling av innlekkasjer i tunnelene, med registreringer av vannstand i målepunkter i terrenget over tunnelene.

4.3 Fjellskjæringer i dagsonene

Fjellskjæringene var i første omgang ikke forventet å skape mye arbeid for ingeniørgeologen. Det skulle imidlertid vise seg at enkelte av disse ble omfattende mht planlegging av skjæringsvinkler, utforming og sikringsomfang.

Håndtering av vann og is i skjæringene er tillagt spesiell oppmerksomhet, og det er utarbeidet plan for spesielle tiltak.

Forskjæringer og portalutforming har også vært et sentralt tema. Det har blitt lagt mye vekt på å gjøre forskjæringene rassikre, slik at portalene er laget med standard lengde. Dette har vist seg å gi god økonomi for prosjektet.

Bilde 3
Iskjøving i fjellskjæring

4.4 Rystelsesovervåkning

I forbindelse med de omfattende sprengningsarbeidene som skulle utføres, fikk vi i oppgave å utarbeide krav til veiledende grenseverdier for rystelsesnivået, samt utarbeide et opplegg for oppfølging og overvåking av rystelsesmålinger.

Før sprengningsarbeidene ble igangsatt utførte vi en forhåndsregistrering av over 100 bygninger langs den nye veistrekningen, der vi registrerte bygningsmassen med hensyn til eksisterende skader. Under byggetiden har vi blitt tilkalt for å utføre befaringer for vurdering av rapporterte skader. Til hjelp i vurdering av skadene har vi hatt resultatene fra overvåking av rystelsesnivå. Overvåkingen har dekket hele perioden det har foregått sprengningsarbeider i nærheten av bebyggelse, og det er utarbeidet månedlige rapporter som viser registrert rystelsesnivå.

Bilde 4
Avlesning av registreringer på rystelsesmåler

5 ERFARINGER FRA OPS-PROSJEKTET

OPS-prosjektet i Trøndelag med Skanska som vår oppdragsgiver har vært krevende både i prosjekteringsfasen og i byggefasen. Vi har erfart at våre råd er blitt tillagt stor vekt, og vi har hatt mulighet til å påvirke beslutningene både i tunnelen og i dagsonene med hensyn til sikring og utforming av skjæringene og tunnelpåhuggene. Det har vært viktig å foreslå løsninger med kvaliteter og sikkerhetsnivå med tanke på langsiktighet. Dette har gjort at det har blitt stor fokus på å gjøre tunnelene og skjæringene ferdige med en gang. Tunnelene er forsøkt utført komplett sikret under drivingen, mens skjæringene er utformet med tanke på at det ikke skal utføres mye ettersikring og lite fremtidig vedlikehold. Dette har gjort at det er tatt ut mer masser i skjæringene for derved å få mindre vedlikeholdsarbeid i fremtiden. For tunnelene har det medført en optimalisering av sikringsnivået, og omfanget av ettersikring (sluttsikring) har vært lite.

Å arbeide så tett opp mot entreprenøren er en stor utfordring for både entreprenøren og konsulenten. Det krever god dialog med de som utfører arbeidet på stuff eller i skjæringene, og det må være en felles forståelse for problemstillingene og løsningene. Vi har derfor i stor grad forsøkt å bruke enkle beskrivelser på for eksempel bergmassekvalitetene. Å benytte Q-systemet kan være til stor hjelp for ingeniørgeologens egen del, men for tunnelbasen er det bedre med for eksempel en bergklasse som inneholder et på forhånd definert sikringsomfang.

Når det gjelder bemanning på ingeniørgeologi har det vært viktig at tunnelformennene og basene har påtatt seg ansvar for sikringen. Ingeniørgeologene har i stor grad utført kartlegging av berget og bidratt med detaljerte forslag til sikring av berget der bergmassekvaliteten har vært dårlig. I områder med godt berg har imidlertid basene og formennene gjort vurdering av bergmassen med tilhørende sikring, og ingeniørgeologene har kontrollert utført sikring i disse områdene i ettertid. Uten en slik aktiv deltakelse fra tunnelbasene i sikringsvurderingen ville det ikke vært tilstrekkelig med bare to ingeniørgeologer i de mest hektiske periodene på anlegget.

Å få anledning til å arbeide med prosjektet fra tilbudsstadiet og frem til ferdigstillelse er også spesielt. Det krever at de løsningene som ble foreslått i tilbudsfasen blir utprøvd i byggefasen, og eventuelle svakheter blir fort avdekket. At ingeniørgeologen blir en samarbeidspart for landskapsarkitekten er også noe uvanlig. På OPS-prosjektet ble ingeniørgeologen brukt av landskapsarkitekten for å utforme påhuggene slik at de best mulig ble tilpasset landskapet.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2004

FULLSKALAFORSØK FOR FASTLEGGING AV STRUKTURLYDNIVÅ

Full-scale test to define the level of structure noise

Cand.scient Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging

SAMMENDRAG

For å fastlegge strukturstøynivået fra fremtidig togtrafikk på den nye dobbeltsporede jernbanen mellom Sandvika og Asker, er det foretatt beregninger og kontroll av disse ved hjelp av en egen utviklet metode hvor små sprengladninger ble detonert i grovsprengt tunnel. Områder for og type strukturstøyreduserende tiltak ble ut i fra dette fastlagt.

Over et parti med overdekning ned mot 2 meter og bebyggelse over tunnelen ble det gjennomført fullskalatester av vibrasjonsoverføring i syv forsøksfelt hvor hvert felt hadde ulik baneoppbygging.

Som vibrasjonskilde ble det benyttet en hydraulisk aktuator som var festet til akslingen i en godsvogn. Godsvognen var lastet til maks aksellast. Følgende parametere ble målt under testen: kraft fra aktuator til aksel, kraft mellom hjul og skinne, vibrasjoner i skinne, sville, i baneoppbyggingen, på traubunn og tunnelvegg, samt lyd og vibrasjoner i boliger over tunnelen.

Forsøkene viste klart at den prosjekterte løsningen med 1.6 meter sprengsteinsfylling under ballastmattene gir størst støyreduksjon. Bidraget fra både ballastmattene og fra dypsprengningen viste seg å være større enn hva som var lagt til grunn i de opprinnelige strukturstøyberegningene. Ut i fra forsøkene kan det konkluderes med at den prosjekterte løsningen gir tilstrekkelig demping også i det kritiske området med liten overdekning.

SUMMARY

To define the future level of structure noise from the trains on the new double tracked railway between Sandvika and Asker, theoretical calculations were corroborated by a method where small explosives were detonated in the tunnel, were done. Based on those results, it was possible to define the areas where measures to reduce structure noise are necessary.

In an area where the distance between the tunnel roof and the buildings above is very small, as little as two meters, a full-scale test of the transfer of vibrations through seven different track substructures was performed.

The vibration source was a hydraulic actuator that was fastened to the axle of a freight wagon. The wagon was loaded to maximum axle load. Several quantities were measured during the test; the force from the actuator to the axle, the force between the wheels and the rails, the vibration of the rails, the sleeper, the track substructure, the tunnel floor and tunnel walls, and finally, - the sound and vibration in several residential buildings situated above the tunnel.

The test results clearly showed that the initially planned solution with a substructure consisting of 1.6 meters of crushed stones below the ballast mats produced the highest noise reduction. The test showed also that the contribution of both the ballast mats and the crushed stone layer was better than the values which had been used in the original calculations.
A conclusion from the test is that the solution initially planned gives enough effect to prevent structure noise even in the critical areas where the distance between the tunnel roof and the residential buildings above the tunnel is very small.

1. PROBLEMSTILLING

Togtrafikk initierer både hørbar lyd som overføres gjennom luften og strukturlyd som er mer lavfrekvent og forplanter seg gjennom undergrunnen og bygningskonstruksjoner.
I motsetning til luftbåren lyd, er ikke strukturlyd retningsbestemt. Det er også vanskeligere å beskytte seg mot strukturlyd enn mot luftbåren lyd, noe som også kan bidra til at strukturlyd oppleves som mer sjenerende enn luftbåren lyd.

På den 9,5 km lange strekningen for nytt dobbeltspor mellom Sandvika og Asker ligger i overkant av 7 km av traséen i tunnel. Se figur 1.

Figur 1 *Trasé for Nytt dobbeltspor mellom Sandvika og Asker*

Første del av Tanumtunnelen, den første tunnelen etter Sandvika, består av en 800 meter lang betongtunnel bygget i morene og bløt leire og fundamentert på peler til fjell. Den neste delen utgjøres av en 2,7 km lang fjelltunnel.
Skaugumtunnelen er en 3,6 km lang fjelltunnel som ved innføringen til Asker stasjon går over i en kort betongtunnel.
For fjelltunnelene varierer overdekningen fra ca 2 meter og opp til i overkant av 100 meter.

Det er tett bebyggelse over store deler av tunnelstrekningene, også over de partiene der overdekningen er liten.

I NS8175 er grenseverdien for strukturlyd fra tunneler og kulverter angitt at $L_{A\ maks}$= 32 dB i klasse C. Dette strukturlydnivået ble derfor lagt til grunn ved prosjekteringen av tunnelene og endelig fastlagt som grenseverdi av Fylkesmannen i Oslo/ Akershus i forbindelse med behandling av reguleringsplanene på strekningen.

2. GRUNNFORHOLDENES INNVIRKNING PÅ STRUKTURSTØYNIVÅET

Strukturstøy kan overføres både gjennom fjell og gjennom løsmasser. A.Brekke (2000)

Dersom både jernbanen og omkringliggende bygninger ligger på fjell, er det et stort potensiale for overføring av strukturstøy. Her kan man generelt si at jo lavere skjærmodul fjellet har, jo større er evnen til å overføre strukturstøy. Samtidig vil en liten oppsprekkingsgrad også øke fjellets evne til å overføre strukturstøy.

Dersom både jernbanen og bygninger ligger på løsmasser bestående av leire, kan man også få høye strukturlydnivåer på grunn av overføringer i tørrskorpen.
Dersom jernbanen ligger i en kulvert i bløt leire, kan strukturstøy overføres som kompresjonsbølger i de bløte leirlagene. Slik overføring kan være svært effektiv dersom både jernbanen og bygningens bunnplate ligger under grunnvannspeilet.
Med tele i jorden øker løsmassenes overføringsevne. Sand, silt og grus overfører strukturstøy mindre effektivt enn leire.

3. FASTLEGGING AV STRUKTURSTØYNIVÅET OG TILPASSING AV DEMPINGSTILTAK

Strukturlydnivået er beregnet for alle boliger innenfor et visst influensområde over og til siden for de prosjekterte jernbanetunnelene

3.1 Beregninger og prosjekterte tiltak for reduksjon av strukturstøy

De beregnede verdiene for strukturlyd er en funksjon av bl.a. avstand fra jernbanetunnelen, grunnforhold, hastighet på togene og type tog. En korreksjonsfaktor med utgangspunkt i målinger av strukturlyd fra andre jernbanetunneler i Osloområdet er lagt inn.
De beregnede verdiene reflekterer strukturlydnivået i rom mot terreng, det vil si innredede kjellerrom eller rom i sokkeletasje. Beregningene er i utgangspunktet gjort uten at det er lagt inn noen effekt av strukturlyddempende tiltak.

Følgende tiltak for reduksjon av strukturlydnivået ble lagt til grunn for prosjekteringen:

- Foreta en ekstra utsprengning på 1.5 – 2 meter i tunnelen under det området hvor det er behov for tiltak. Det var antatt at det ville gi en reduksjon av strukturlydnivået med ca 2 dB.
- Legge strukturlyddempende ballastmatter på formasjonsplanet i området hvor det var påvist behov for tiltak. Det var antatt at dette ville gi en reduksjon av strukturlydnivået med 5 – 12 dB, avhengig av mattetypen. Mattene legges i hele formasjonsplanets bredde og litt oppover sideveggene eller veggene til kabelkanalen.

Basert på mye erfaringsdata fra både beregninger og målinger av strukturlyd i tunneler i Oslo-området med samme type kalk/ skiferbergarter som tunnelene mellom Jong og Asker ligger i, kan man med relativt stor nøyaktighet beregne fremtidig strukturlydnivå fra togtrafikken. Usikkerhetene er størst der overdekningen enten er stor, dvs mer enn 60 meter eller liten, dvs mindre enn 10 meter.

3.2 Metode for kontrollmåling av strukturstøy fra fremtidig togtrafikk

Eventuelle tiltak for å dempe strukturlyden må legges inn før ferdigstillelse av banen. Det er derfor ikke mulig å foreta målinger av det faktiske strukturlydnivået direkte fra togtrafikken før tiltak eventuelt legges inn. For å oppnå større sikkerhet for at beregnede verdier i områder med stor eller liten overdekning også reflekterer de strukturlydnivåene som måles fra togtrafikken når tunnelene er ferdige, utviklet Brekke & Strand Akustikk på oppdrag for prosjektet, en egen metode for å kontrollmåle strukturstøy fra fremtidig togtrafikk før sporleggingen.

De første 300 meterene av Lieråstunnelen fra Askersiden går gjennom tilsvarende kalk- og skiferbergarter som tunnelene mellom Jong og Asker går gjennom. Her har forsøk vist at ved overdekning på mer enn 60 meter er det meget godt samsvar mellom den strukturlyden som genereres av små sprengladninger og den som genereres fra togtrafikken når en bestemt korreksjonsfaktor legges inn.
Beregninger av fremtidig strukturlydnivå i tunnelene mellom Jong og Asker er så verifisert ved å måle strukturlyden av små sprengladninger i grovsprengt tunnel. Disse kontrollmålingene av "fremtidig strukturlydnivå" er foretatt på de stedene i tunnelene hvor det er usikkerhet m.h.t. hvorvidt tiltak skal legges inn eller ikke.

Metoden er også benyttet til verifisering av beregninger i områder med liten overdekning. For å sikre at korreksjonsfaktorene også var gyldige ved liten overdekking, ble det foretatt tilsvarende forsøk i eksisterende Askertunnel og måleresultatene ble sammenlignet med målte strukturlydverdier fra togtrafikk i den samme tunnelen.

På grunnlag av verifiserte beregningsverdier ble strukturlyddempingstiltakene optimalisert både m.h.t. type tiltak, lokalisering og omfang. Avhengig av hvilket dempingsbehov som skulle ivaretas, ble det lagt inn enten dypsprengning, strukturlyddempende ballastmatter eller begge deler over alle partier hvor beregnede og verifiserte verdier viste et strukturlydnivå hvor $L_{A\ maks} > 30dB$.

4. FULLSKALAFORSØK MED ULIKE BANEOPPBYGGINGER I ET PARTI AV SKAUGUMTUNNELEN HVOR OVERDEKKINGEN ER LITEN

Over et parti i Skaugumtunnelen er overdekkingen svært liten. På det minste er den nede i ca 2 meter. Over denne strekningen var det usikkerhet m.h.t. hvilken effekt de prosjekterte strukturlyddempende ville ha og om det fantes alternative metoder å dempe på som ga enda bedre effekt.
Med utgangspunkt i disse spørsmålene igangsatte prosjektet i samarbeid med Brekke & Strand Akustikk og NGI et fullskalaforsøk hvor vibrasjonsoverføring, tilsvarende det som initieres av et fullastet godstog, ble målt ved syv ulike baneoppbygginger. A.Brekke, K.Rothschild og C.Madshus (2004)

4.1 Forsøksfeltene

De syv forsøksfeltene med ulik baneoppbygging fikk betegnelsen A-G.

Et av disse feltene hadde en standard baneoppbygging uten dypsprengning, hvor et 600 mm tykt lag med ballastpukk var lagt over en avrettet traubunn. Standard spormateriell bestående av betongsviller c/c 600 mm, EVA mellomleggsplater og UIC60 skinner ble benyttet.

Basert på datasimuleringer ble det valgt ut seks andre oppbygginger med et godt potensiale for å redusere strukturstøy. Datasimuleringene ble gjort ved hjelp av en numerisk modell som ble utviklet spesielt for dette formålet. Denne simulerte vertikal bølgeforplantning i et vertikalt snitt gjennom en pakke av horisontale lag av forskjellige materialer som ballastpukk, steinfylling, lettklinker, betong, ballastmatter, skinner, mellomleggsplater og sviller. Den inkluderte også dynamiske egenskaper til togmateriell.

I ettertid viste det seg å være god overensstemmelse mellom datasimuleringene og resultatene fra fullskalaforsøkene.

Forsøksfeltene ble bygget opp på følgende måte:

A Ballastmatter Sylodyn BN140 under 600 mm ballast, på avrettet traubunn
B Ballastmatter Rockballast 7015 under 600 mm ballast, på avrettet traubunn
C Referansefelt med standard baneoppbygging
D Rockballast 7015 under 600 mm ballast, over 1.6 meter komprimert sprengsteinsfylling, på avrettet traubunn.
E Rockballast 7015 under 600 mm ballast og 1.6 meter komprimert Sprengsteinsfylling, direkte på avrettet traubunn
F Som E, men med Vanguard skinneinnfesting i sviller og c/c 500 mm svilleavstand
G Som E, men med 0.8 meter lettklinker over 0.8 meter sprengstein i stedet for bare sprengstein

Felt D samsvarer med den løsningen som opprinnelig var prosjektert for anvendelse av både dypsprengning og strukturlyddempende ballastmatter.

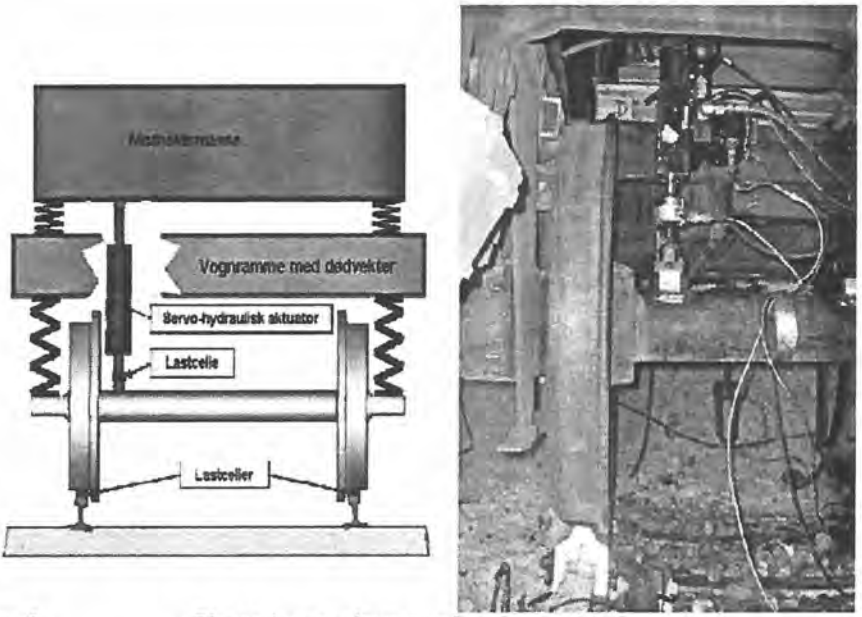
De syv forsøksfeltene var hver ca åtte meter lange og lå etter hverandre på rekke innover i tunnelen. Se figur 2.

Figur 2 *Forsøksfeltenes plassering og boliger hvor det ble foretatt strukturstøymålinger*

På figuren vises også de boligene hvor strukturstøyen initiert gjennom forsøket ble målt.

4.2 Gjennomføring av forsøkene

Som vibrasjonskilde ble det benyttet en hydraulisk aktuator som var festet til akslingen i en fullastet godsvogn. Se figur 3.



Figur 3 *Plassering av aktuator på ombygget jernbanevogn*

Følgende parametere ble målt under testen: Kraft fra aktuator til aksel, kraft mellom hjul og skinne, vibrasjoner i skinne, sville, i baneoppbyggingen, på traubunn og på tunnelveggen i tillegg til lyd og vibrasjoner i boliger over og til side for tunnelen.

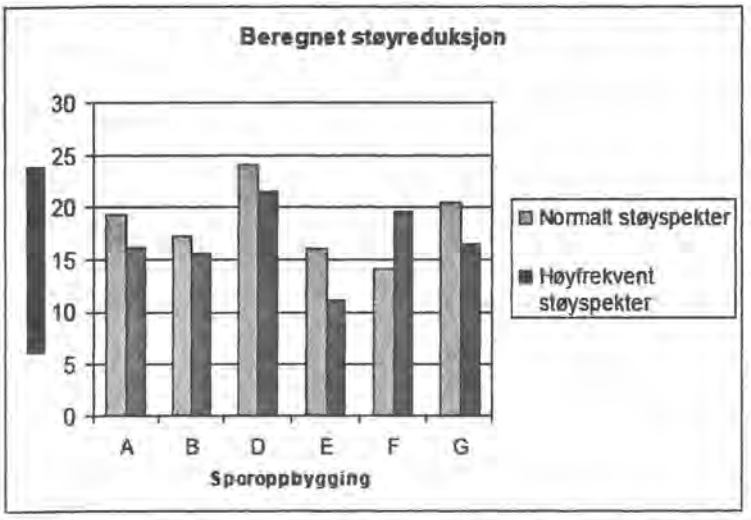
Forsøkene ble kjørt ved at den fullastede jernbanevognen med den påmonterte aktuatoren ble flyttet fra felt til felt. For hvert felt ble det påført tre dynamiske lastfrekvenssykluser, som løp gjennom 1/3-oktavbåndfrekvensene fra 31,5 Hz til 315 Hz. Total varighet for hver lastsekvenssyklus var ca 10 minutter. Formålet med disse lastsekvenssyklusene var å simulere strukturstøygenereringen fra passerende tog.

4.3 Resultater

Det avgjørende for om tiltakene som velges for å dempe strukturstøyen i boligene blir vellykket eller ikke, er at fastlagt grenseverdi for strukturstøy ikke overskrides etter at tunnelen er tatt i bruk for ordinær togtrafikk.

Gjennom forsøkene målte man hvilken effekt de ulike tiltakene som ble vurdert har i hvert 1/3-oktavbånd ved å sammenligne måleresultatene fra felt A, B, D, E, F og G med måleresultatene fra felt C. Ved hjelp av tidligere målte strukturstøyspektra fra togtrafikk kunne reduksjonen i A-veid strukturlydnivå ved fremtidig togtrafikk beregnes for de ulike feltene. Beregningene ble foretatt både for et normalt støyspekter og et høyfrekvent støyspekter.
Resultatet av dette er gjengitt i figur 4.

	A	B	D	E	F	G
Normalt støyspekter	19	17	24	16	14	21
Høyfrekvent støyspekter	16	15	22	11	20	16



Figur 4 *Beregnet strukturstøyreduksjon for forsøksfelt A, B, D, E, F og G*

Resultatene viser at løsning D, den prosjekterte løsningen med dypsprengning og de strukturlyddempende ballastmattene lagt over det komprimerte sprengsteinslaget, ga best resultat innenfor begge de vurderte støyspekterene.

Ved å sammenligne resultatene fra felt A mot resultatene fra felt B, ser man en forskjell i dempingsegenskaper på 1 – 2 dB i favør av Sylodyn-matten sammenlignet med Rockballast 7015. Resultatene tyder på at dempingsegenskapene for begge mattetypene er 3- 4 dB bedre enn det som på forhånd var lagt til grunn i beregningene. Ballastmattene i A og B er imidlertid mykere enn det som var forutsatt i disse beregningene.

Videre viser resultatene fra felt B og D at dypsprengning i kombinasjon med ballastmatter gir ca 6 dB ekstra støyreduksjon i forhold til løsning med kun ballastmatter. I de opprinnelige beregningene av strukturlydnivå etter at tiltak er implementert, var det forutsatt at dypsprengningen gir en ekstra effekt på 2 dB.

Gjennom forsøkene ble det gitt en bekreftelse på at den prosjekterte løsningen med dypsprengning og de strukturlyddempende ballastmattene lagt over det komprimerte sprengsteinslaget totalt sett kan gi en dempingseffekt på > 20 dB og at dette er tilstrekkelig for å dempe fremtidig strukturlydnivå over et kritisk parti med svært liten fjelloverdekning på strekningen for nytt dobbeltspor mellom Jong og Asker.

I tillegg til hovedforsøkene ble det på et senere tidspunkt utført en supplerende forsøksserie der det kun ble generert luftlyd i tunnelen ved hjelp av en høyttaler. Forsøket viste at luftlyd som overføres gjennom fjellet ikke vil bidra til noen økning av støynivået i boligene over tunnelen.

Referanser:

A.Brekke (2000): Byggforskserien, Byggdetaljer 520.535, Sending 1 – 2000, Redigert av Arild Brekke (Brekke & Strand Akustikk as). Erstatter blad med samme nummer utgitt i 1989.

A.Brekke, K.Rothschild og C.Madshus (2004): Arild Brekke (Brekke & Strand Akustikk as), Karin Rothschild (Brekke & Strand Akustikk as) og Christian Madshus (NGI). Nytt dobbeltspor Sandvika – Asker. Tiltak mot strukturstøy i fjelltunnel ved Asker. Fullskalaforsøk med ulike baneoppbygginger i tunnel ved Asker stasjon – Sammendragsrapport, 11.juni 2004.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2004

KLIMAENDRINGER OG KONSEKVENSER FOR INFRASTRUKTUR I KALDE STRØK

Climate change and impact on infrastructure in cold climate

Dr.ing. Arne Instanes, OPTICONSULT AS

SAMMENDRAG

Gjennomsnittlig global overflatetemperatur er estimert til å stige fra 1,4 °C til 5,8 °C frem til år 2100. På grunn av disse fremtidsscenariene har Arktisk Råd initiert konsekvensutredningsprosjektet *Arctic Climate Impact Assessment* (ACIA). Formålet med utredningen er å undersøke, vurdere og analysere hvordan klima og UV-stråling har endret seg i Arktis frem til i dag, estimere hvordan endringene vil bli i perioden frem til år 2100, og vurdere hvilke konsekvenser som kan forventes av endringene. I tillegg vil utredningen se på mulige tilpasninger til et endret klima og metoder for respons til endringene. Forfatteren av denne artikkelen er hovedforfatter for ACIAs kapittel som omhandler infrastruktur.
Denne artikkelen tar spesielt for seg temaer som er relevant for infrastruktur, fundamentering og bygging i kalde strøk.

SUMMARY

The average global surface temperature is projected to increase from 1.4 °C to 5.8 °C by year 2100. Based on these scenarios the Arctic Council has initiated the international assessment programme Arctic Climate Impact Assessment (ACIA). The ACIA's goals are to assess how climate and UV have been changing in the Arctic, how they are projected to change in the future and what the impacts of those changes are likely to be. Possible adaptations and other response strategies are also addressed. The author of this article is the lead author of ACIA's chapter on Infrastructure.
This article focuses on topics that are relevant for infrastructure, foundations and cold regions construction and design.

1 INTRODUKSJON

Gjennomsnittlig global overflatetemperatur er estimert til å stige fra 1,4 °C til 5,8 °C frem til år 2100. Oppvarmingen i de nordlige områdene av kloden vil bli høyere enn det globale gjennomsnittet. I Arktis er økningen estimert fra 3 °C til 9 °C (IPCC, 2001) og ACIA estimerer overflatetemperaturøkningen i Arktis (område nord for 60°N) til å bli i størrelsesorden 3,5 °C til 7,3 °C frem til år 2100.
På grunn av at atmosfærens og havets betydning på klimaet og klimautvikling, er det store regionale forskjeller i estimatene. I Skandinavia er det observert en temperaturøkning på ca. 1 °C de siste 30 årene og det er forventet en ytterligere temperaturøkning på 3 til 5 °C frem til 2080.

På grunn av disse fremtidsscenariene har Arktisk Råd (se www.arctic-council.org/index.html) initiert konsekvensutredningsprosjektet *Arctic Climate Impact Assessment* (ACIA, se www.acia.uaf.edu/ og acia.npolar.no). ACIA er en internasjonal studie som startet i 2000, hvor Norge deltar sammen med de arktiske nasjonene; Canada, Danmark/Grønland/Færøyene, Finland, Island, Russland, Sverige og USA. Formålet med utredningen er å:

- undersøke, vurdere og analysere hvordan klima og UV-stråling har endret seg i Arktis frem til i dag,
- undersøke, vurdere og analysere hvordan endringene vil bli i perioden frem til år 2100,
- vurdere hvilke konsekvenser som kan forventes av endringene,
- utrede mulige tilpasninger til et endret klima og metoder for respons til endringene.

Forfatteren av denne artikkelen er hovedforfatter for ACIAs kapittel som omhandler infrastruktur. Endelig rapport skal publiseres i 2005.

Denne artikkelen tar for seg noen temaer som er relevant for infrastruktur, fundamentering og bygging i kalde strøk.

2 KLIMAENDRINGER OG KLIMASCENARIER

2.1 Definisjoner

Klimaendringer referer til mer enn bare endring i lufttemperatur og inkluderer endring i nedbør, hyppighet av ekstreme hendelser (vindhastighet, mengde og intensitet av nedbør, temperatur, bølger og strøm) gjennomsnittlige værforhold, snø, is og atmosfærisk- og havsirkulasjon. For å vurdere mulig fremtidsscenarier brukes klimamodeller. Avanserte klimamodeller består av koblede sirkulasjonsmodeller som beskriver atmosfære og hav, såkalte *Coupled Atmospheric-Ocean General Circulation Models (AOGCM)*. Sammen med andre komponenter som beskriver sjøis og landområder, kan interaksjon mellom atmosfære, hav, landområder og is, basert på forskjellige utslippsscenarier for klimagasser bestemmes. Et utslippsscenario kan for eksempel være 1% økning i atmosfærisk CO_2-innhold per år frem til en dobling av CO_2-konsentrasjon i atmosfæren.
Resultatet fra disse modellene kan være et "klimascenario". Det er viktig å være oppmerksom på at et klimascenario kun er en teoretisk synliggjøring av hvordan klimaet kan bli under gitte forutsetninger, og på ingen måte et klimavarsel.

Resultatene fra klimamodellene blir ofte presentert som grove estimater av endring i overflatetemperatur og nedbør, fra dagens nivå frem til år 2100. Oppløsningen i modellene er grov med et rutenett på 300 km x 300 km. Disse dataene må bearbeides videre for å gjøre dem egnet i studier av konsekvenser av klimaendringer. Usikkerheten i estimatene kan på denne måten bli svært stor.

Konsekvenser for infrastruktur, fundamentering og bygging i kalde strøk er spesielt relatert til:

- temperaturøkning i permafrostområder,
- økt nedbør og stormfrekvens som kan føre til økt fare for skred, flom og snølast, og direkte skade på infrastruktur,
- erosjon i elver og kystområder,
- mindre havis-utbredelse som gir muligheter for nye transportruter til havs og tilgang til nye områder for utvinning av naturressurser,
- stigende havnivå.

2.2 Nasjonale forskningsprogram og utredninger

Flere norske utredninger og forskningsprogrammer pågår for å studere regionale klimaendringer og konsekvenser av fremtidsscenariene.

RegClim (regclim.met.no)
RegClim er kortnavnet på forskningsprosjektet "Scenarier for klimautvikling i Norden, omliggende havområder og deler av Arktis ved global oppvarming". Hovedformålet med dette prosjektet er å utvikle regionale scenarier for klimautvikling i våre nærområder basert på globale modeller. Resultatene fra dette prosjektet gir et bedre grunnlag for å vurdere konsekvensene av klimaendringer i våre nærområder inkludert havområdene og Arktis.

Klima 2000
Klima 2000 – Klimatilpasning av bygningskonstruksjoner er et forskningsprogram ved Norges Byggforskningsinstitutt (Byggforsk). Programmet ble igangsatt i august 2000 og vil pågå frem til utgangen av 2005. Programmets mål er å oppdatere prinsippløsninger for konstruksjoner som både gir økt bestandighet mot og økt pålitelighet ved ytre klimapåkjenninger (Byggforsk, 2000).

Nasjonal transportplan 2006-2015
I arbeidet med nasjonal transportplan for 2006-2015 er det gjort analyser av klimaendringer i Norge frem til 2050 og hvilke konsekvenser som kan forventes for landets transportinfrastruktur (Norsk Transport Plan, 2002).

2.3 Klimascenarier

Haugen og Debenard (2002) rapporterer en økning i midlere årstemperatur i ulike deler av Norge vil øke med fra 0,2 °C/10-år til 0,7 °C/10-år. Økningen vil være størst om vinteren og minst om våren og sommeren. Gjennomsnittlig årlig nedbør er forventet å øke med fra 35 mm til 55 mm frem til år 2050, med den største økningen om høsten.

Instanes (2003) har studert historiske temperaturdata og sammenholdt dem med resultater fra 5 klimamodeller for 20 meteorologiske stasjoner nord for 60°N. Basert på disse resultatene er det estimere frostmengde (frostmengde er definert som tidsintegralet av lufttemperatur lavere enn 0°C gjennom vinterhalvåret) og tinemengde (tinemengde er definert som tidsintegralet av lufttemperatur større enn 0°C gjennom sommerhalvåret) frem til år 2100. Frostmengde er spesielt relevant for beregning av frostnedtrengning i jord og sikring mot teleskader. Tinemengde er nødvendig i permafrostområder for å beregne tykkelse av aktivt lag (tinesone) og permafrosttemperatur i øvre lag. Disse parametrene gir også en indikasjon på "intensiteten" til en sommer eller vinter.

Figurene 1 til 4 viser resultatene fra Svalbard Lufthavn og Vardø. Det kan observeres fra figurene at klimamodellene gir varierende evne til å følge trenden fra de historiske dataene. Dette gjelder spesielt fryseindeksene (vintertemperaturer) som i enkelte tilfeller er ute av skala. Imidlertid viser alle figurene samme trend: Dramatisk varmere somre (økende tineindeks) og varmere vintrer (avtagende fryseindeks). En statistisk analyse av tineindeks for Svalbard Lufthavn (Instanes, 2003) viser at dimensjonerende tinemengde T_{100} er 616 °C·dager i år 2000, økende til 783 °C·dager i 2050. T_2 er 451 °C·dager i år 2000, økende til

618 °C·dager i 2050. Med andre ord vil "100-års sommeren" i år 2000 ha en sannsynlighet for overskridelse på 50% i år 2050! Dette kan få store konsekvenser for eksisterende bygg og nye prosjekter på permafrost på Svalbard.

3 SKADER PÅ INFRASTRUKTUR FORÅRSAKET AV KLIMAENDRINGER

Klimaendringer får ofte "skylden for" skader på infrastruktur forårsaket av naturlige variasjoner i værfenomen og uheldig byggeskikk. Eksempler på dette er:

- Orkanen på Vestlandet 1.januar 1992 som forårsaket skader i størrelsesorden 1,3 milliarder kroner. Hovedtyngden av skadene var relatert til tak og taktekking på grunn av mangelfull forankring (Byggforsk, 2000).
- Vårflommen i Gudbrandsdalen 1995 forårsaket store skader på bygninger, veger og jordbruksareal.
- Ekstrem frostnedtrengning vinteren 1995-1996 som forårsaket problemer med vannforsyningen til flere byer i Mjøsområdet og telehiv på jernbanenettet rundt Oslo.
- Store snølaster i Nord-Norge 1999/2000 førte til sammenbrudd av flere større bygninger.
- Kraftig nedbør på Østlandet og Sørlandet høsten 2000 forårsaket flom og store vannskader på bygninger.
- Store skader på infrastruktur på permafrost og i kystsonen i Arktis.

Det er ikke mulig å påvise at disse hendelsene eller skadene som oppsto er forårsaket av klimaendringer. Generelt er skader på konstruksjoner, bygninger og fundamenter forårsaket av at:

- dimensjoneringskriteriene ikke dekker opptredende naturlaster (f.eks. bygninger som plasseres i flomutsatte områder eller at det ikke tas hensyn til historiske data i dimensjonering),
- grunnforhold avviker fra antagelsene,
- utførselen er ikke i henhold til dimensjoneringskriteriene,
- vedlikehold er ikke utført,
- konstruksjonen brukes på en måte som ikke var forutsatt i planleggingen og utførelsen.

Det som er viktig å klarlegge er hvordan forskjellige typer av konstruksjoner påvirkes av endret klima. Enkelte typer infrastruktur er ikke særlig følsom for klimaendringer eller de kan på enkel måte tilpasses endrede klimaforhold (for eksempel fjellhaller og bygninger fundamenter på stabil grunn som ikke er utsatt for flom eller skred). Andre typer infrastruktur kan være svært følsomme for endrede forhold eller konsekvensene ved skade er svært høy (konstruksjoner nær havnivå, i flom- og skredutsatte områder, eller i permafrostområder). I slike tilfeller er det nødvendig med mer detaljerte analyser.

4 MULIGE KONSEKVENSER AV KLIMAENDRINGER

4.1 Permafrost og frost i jord

De fysiske egenskapene til frossen jord (og fjell) er temperaturavhengige, spesielt når temperaturen nærmer seg 0°C. Temperaturøkning på overflaten vil føre til oppvarming av grunnen over tid. Dette kan i permafrostområder føre til:

- akselererende kryp av peler og andre typer fundament i permafrost,

- redusert fryseheft mellom peleoverflate og omliggende frossen jord (permafrost),
- økende aktivt lag i permafrostområder kan føre til økte tinesetninger og telehiv på fundamenter,
- utvikling av tinte områder (*taliks)* i permafrostområder som tidligere har vært frosset,
- økt frekvens av jordras,
- overflatedeformasjon.

I områder med kontinuerlig permafrost representerer ikke klimaendringer basert på IPCC (2001) og Instanes (2003) noen umiddelbar trussel for infrastruktur som er dimensjonert i henhold til gjeldende prosedyrer. Det antas likevel at vedlikeholdskostnader kan øke på grunn av økte setninger og deformasjoner av fundamenter. I diskontinuerlig permafrost vil imidlertid konsekvensene kunne bli mer omfattende. I Alaska, Canada og Russland har man lang erfaring med håndtering av disse problemene, og det finnes metoder for å håndtere "varm" permafrost (temperatur høyere enn –1 °C).

Klimaendringer vil bli en faktor i nye utbygningsprosjekter hvis den estimerte oppvarmingen er reell, og effekten av klimaendringene ikke er tatt høyde for i de relativt konservative metodene som benyttes for bygging på permafrost.

Figur 5 viser en teoretisk beregning av tinedybde for banelegemet på Svalbard Lufthavn basert på historiske data (1910-2000) og 2 klimascenarier (2000-2050). Da banen ble bygget på midten av 1970-taller var teoretisk tinedybde i underkant av 0,9 meter. Dette kan øke til mellom 1,3 og 1,5 meter i løpet av de neste 50 år. Dette er mulig å håndtere, men vil kunne utløse økte vedlikeholdskostnader.

Det antas at en positiv effekt av en global oppvarming vil være at teleskader i områder med sesongfrost vil bli redusert.

4.2 Skred og flom

Klimascenariene beskriver en fremtid med økt nedbørsmengde og mer ekstreme vindforhold enn dagens situasjon. Estimatene tilsier at intensiteten og lengden av nedbørsperiodene kan øke samtidig som frekvensen av nedbørsperiodene øker. Likeledes er det sannsynlig at et varmere klima vil føre til hyppigere og sterkere stormer. Naturlig følge vil bli økt frekvens av flom, erosjon og skred (snø, jord, fjell). Konsekvensen vil bli økt frekvens av stengte veger, jernbaner og flyplasser.
I områder med permafrost (fjellområder over ca. 1000 m.o.h. i Norge og hele Svalbard) vil stigende temperatur og økt nedbør sammen med økt stormfrekvens kunne øke sannsynligheten for fjellskred og erosjon. Det er også sannsynlig at økte nedbørsmengder og mer intens snøsmelting vil føre til økt grunnvannsstand. Dette vil gi en generell reduksjon av stabilitet av naturlige skråninger, og også føre til økt fare for skred mot bebyggelse og transportveger. Økt nedbørsmengde og raskere snøsmelting kan også føre til økt flomfare, større flommer og erosjon av elvebredder som medfører en betydelig økt risiko for infrastruktur og bebyggelse.
I et varmere klima vil mer av nedbøren falle som regn i lavliggende områder (under 1000 m.o.h.) Dette kan føre til økt frekvens av våt-snøskred og sørpeskred hvor tørr-snøskred har vært dominerende tidligere. Utløpsdistansen for skredene fra lavtliggende løsneområder kan forventes å bli redusert. Når det gjelder snøskred fra høyereliggende områder (over 1000 m.o.h.) vil derimot snømengdene periodevis kunne øke i forhold til dagens situasjon med den følge at utløpsdistansen øker eller forblir uforandret. Førstnevnte scenario vil være positivt

for bebyggelse og især transportårer som veg og bane, mens sistnevnte scenario vil være negativt. Disse faktorene er allerede med i planleggingen ved Statens Vegvesen, som bruker skredfrekvens som en av kriteriene ved vurdering av nødvendig omfang av sikringstiltak for riks- og fylkesveier (Larsen, 2004).

4.3 Kystsonen

Gjennomsnittlig globalt havnivå har økt ca. 3 millimeter per år siden 1990. Dette er sannsynligvis forårsaket av termisk ekspansjon på grunn av oppvarming av verdenshavene Frem til 2100 viser klimascenariene at økningen i globalt havnivå vil være fra 20 til 90 cm (IPCC, 2001). Dette kan få alvorlige konsekvenser for havnekonstruksjoner og kanskje spesielt historiske bygninger (som f.eks. Bryggen i Bergen).

Kysterosjon er i dag et alvorlig problem langs den arktisk kysten og vil øke de neste 100 år med de klimascenariene som foreligger. Stigende havnivå, mindre is-utbredelse og økt bølgepåkjenning på kysten vil kunne akselerere pågående prosesser. Tabell 1 viser erosjonshastigheter for utvalgte lokasjoner langs Arktiske kyst.
I finkornige, isholdige, leirige sedimenter er erosjonshastighetene typisk 1 til 3 meter per år. I siltige eller sandige sedimenter som er direkte eksponert til bølgepåkjenning og stormflo kan erosjonshastighetene bli så høy som 10 til 15 meter per år. Kystområder som består av (frosset) fjell og sedimenter med lavt isinnhold er erosjonshastigheten generelt lavere enn 0,1 meter per år.

Tabell 1 Erosjonshastigheter i Arktis

Lokasjon	Land	Periode	Erosjonshastighet
Yugorsky-halvøyen, Karahavet	Russland	1947 til 2001	Skrent: 0,6 til 1 m/år Fot: 1,3 til 1,6 m/år
Herschel Island, Beauforthavet	Canada	1954 til 1970 1970 til 2000 1954 til 2000	0,7 m/år 1,0 m/år 0,9 m/år
Barrow, Alaska, Chukchihavet	USA	1948 til 1997 1948 til 2000	0,4 til 0,9 m/år 1 til 2,5 m/år (Elson Lagoon)
Pesyakov Island, Pechorahavet	Russland	2002	0,5 til 2,5 m/år
Varandei, Pechorahavet	Russland	2002	1,8 til 2,0 m/år
Varandei Island, Pechorahavet	Russland	1970-1980 1980-1990 1987 til 2000	7 til 10 m/år 1,5 til 2 m/år (med tiltak) 3 til 4 m/år
Malyi Chukochii Cape, Øst-Sibirske-hav	Russland	1984 til 1988 1988 til 1990 1990 til 1991 1991 til 1994 1994 til 1999 1984 til 1999 fremtidig (antatt)	3,5 m/år 1,5 m/år 3 m/år 5 m/år 4,4 m/år 4,3 m/år 1,8 m/år
Kolguev Island, Barentshavet	Russland	ikke kjent	1 til 2 m/år 0,1 til 0,2 m/år
Beauforthavet	Canada	ikke kjent	1 til 5 m/år

Kystrerosjon er kanskje den største trusselen mot infrastruktur og bygningskonstruksjoner i Arktis. Flytting og relokasjon av infrastruktur, industriområder, byer og tettsteder vil kunne

bli en konsekvens av dette. Ved etablering av ny infrastruktur i kystområder er det derfor spesielt viktig å ta hensyn til dette.

4.4 Sjøis og transportruter til havs

IPCC (2001) poengterer at temperaturen i overflatevannet i polhavet vil øke de neste 100 år og isutbredelsen vil minske. Figur 6 viser observert isutbredelse i polhavet i perioden 1900-2000 (Walsh og Chapman, 2001). Figuren viser at isutbredelsen avtok med ca. 15% fra 1970 til 2000, fra 13 millioner km^2 til 11 millioner km^2. Figuren viser også at reduksjonen om våren (april-juni) og sommeren (juli-september) er mer markant enn om høsten (oktober-desember) og vinteren (januar-mars).
Figur 7 viser et satellittbilde av isutbredelse i polhavet 22. september 2002 (Walsh og Chapman, 2001 – oppdatert). Dette bildet viser (tilnærmet) historisk minimum observert isutbredelse i polhavet, og store områder med åpent vann. Nordøstpassasjen langs Russlands arktiske kyst er mer eller mindre isfri. Nordøstpassasjen (eller *Northern Sea Route)* er det raskeste sjøveien fra Europa til Stillehavet og det fjerne Østen. Basert på klimamodeller har Instanes og Brigham (2003) analysert iskonsentrasjoner langs Nordøstpassasjen i perioden 2000-2100. Figur 9 viser resultatene av disse analysene. 50%-åpent vann indikerer at farvannet er enkelt å navigere gjennom for isforsterkete lasteskip, mens 75%-åpent vann indikerer behov for isbrytere. Figuren viser at 50%-åpent vann øker fra ca. 1 måned i år 2000 til 4 måneder i år 2100.

4.4 Olje og gass

I Arktis er det store forekomster av olje og gass langs kystområdene , og disse områdene er en viktig leverandør av olje og gass til befolkningskonsentrasjoner lengre sør. Store deler av forekomstene finnes i Russland; Barentshavet, Pechora-bassenget, Ob-bassenget, og potensielle områder langs Sibirs kyst. I Canada er forekomstene konsentrert i to områder; Mackenzie-deltaet/Beauforthavet og de høy-arktiske øyene lenger øst. Prudhoe Bay er det største oljefeltet i USA/Nord-Amerika og andre forekomster finnes på amerikansk side langs Beauforthavets kyst. Nye olje og gassfelt kan bli kommersielt utnyttet i Barentshavet og Grønlands vestkyst.

Klimaendringer vil ha både positiv og negativ innvirkning på leting og produksjon av olje og gass i nordområdene. Letevirksomhet i områder med førsteårs-is vil kunne få gunstigere forhold og plattformene vil bli mindre utsatt for islast. Det er fortsatt uklart hvordan områder med isfjell (som for eksempel østkysten av Canada og nordlige Barentshavet) vil bli påvirket av klimaendringene. Landbasert virksomhet vil imidlertid kunne få økte problemer på grunn av oppvarming av permafrost.
Økt industriell virksomhet på grunn av lettere tilgjengelighet til Arktis sjøveien, vil føre til økt behov for pålitelige transportveier (sjø, land, luft).

5 OPPSUMMERING

Klimascenariene indikerer dramatiske endringer i temperatur og nedbør de neste 100 år. Endringene blir størst i Arktis, men også fastlands-Norge vil bli berørt. Konsekvensene for infrastruktur vil spesielt være knyttet til oppvarming og tining av permafrost, kysterosjon, stabilitet og opprettholdelse av transportveier og industriell utvikling langs polhavets kyster.

Klimaendringer vil påvirke eksisterende infrastruktur i regionen og ny utvikling i området. Teknologiske løsninger for å håndtere konsekvensene av de estimerte klimaendringene finnes, og tilpasning til et endret klima blir derfor mer et økonomisk spørsmål enn et teknologisk. Spesielt i diskontinuerlig permafrostområder og kystsoner utsatt for erosjon kan konsekvensene av klimaendringene bli dramatiske.
Økt skred- og flomfare sammen med økt behov for kommunikasjonslinjer og økende befolkningstetthet (i områder med industriell utvikling) vil berøre drift, vedlikehold og beredskap av infrastruktur og trafikkavvikling, og kan øke risikoen for ulykker knyttet til skred og flom.

6 REFERANSER

Byggforsk. 2000. Programbeskrivelse Klima 2000. Prosjektnr. O 10210-99. www.byggforsk.no/prosjekter/klima2000.

Haugen, J.E. og Debenard, J. 2002. Et klimascenario for Norge om 50 år for transportsektoren. DNMI-rapport. Vedlegg til "Nasjonal Transportplan 2006-2015. Virkninger av klimaendringer for transportsektoren – forstudie". www.ntp.dep.no.

IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change). 2001. IPCC Third Assessment Report – Climate Change 2001. www.ipcc.ch.

Instanes, A. 2003. Climate change and possible impact on Arctic infrastructure. Proceedings of the 8th International Conference on Permafrost (ICOP), Zürich. Switzerland, July 21-26, 2003, side 461-466. Balkema Publishers, the Netherlands.

Instanes, A., Anisimov, O., Brigham, L., Goering, D., Ladanyi, B., Larsen, J.O. og Khrustalev, L. 2004. Arctic Climate Impact Assessment – Impact of a warming world. Chapter 16. Infrastructure: Buildings, Support Systems and Industrial Facilities. Internal report. Final report 2005.

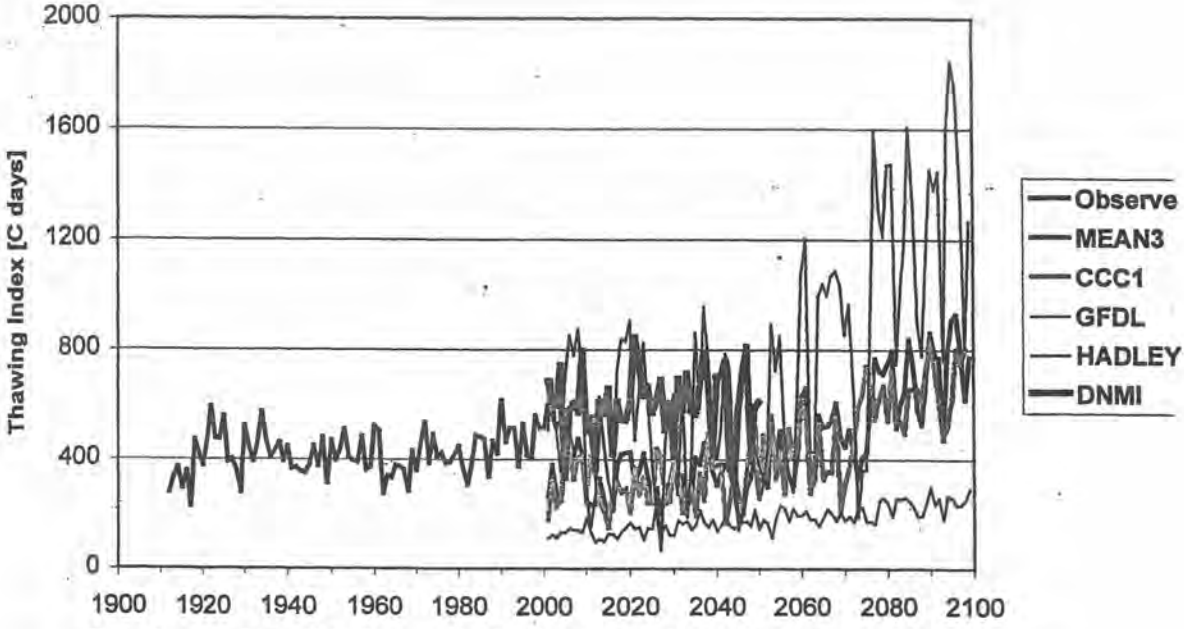
Instanes, A. og Brigham, L. 2003. Climate change and Arctic coastal environment and transportation. Proceedings of the 17th International Conference on Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions (POAC '03), Trondheim, Norway, June 16-20, 2003, side 737-744. Tapir Publishers, Trondheim, Norway.

Larsen, J.O. 2004. Personlig kommunikasjon.

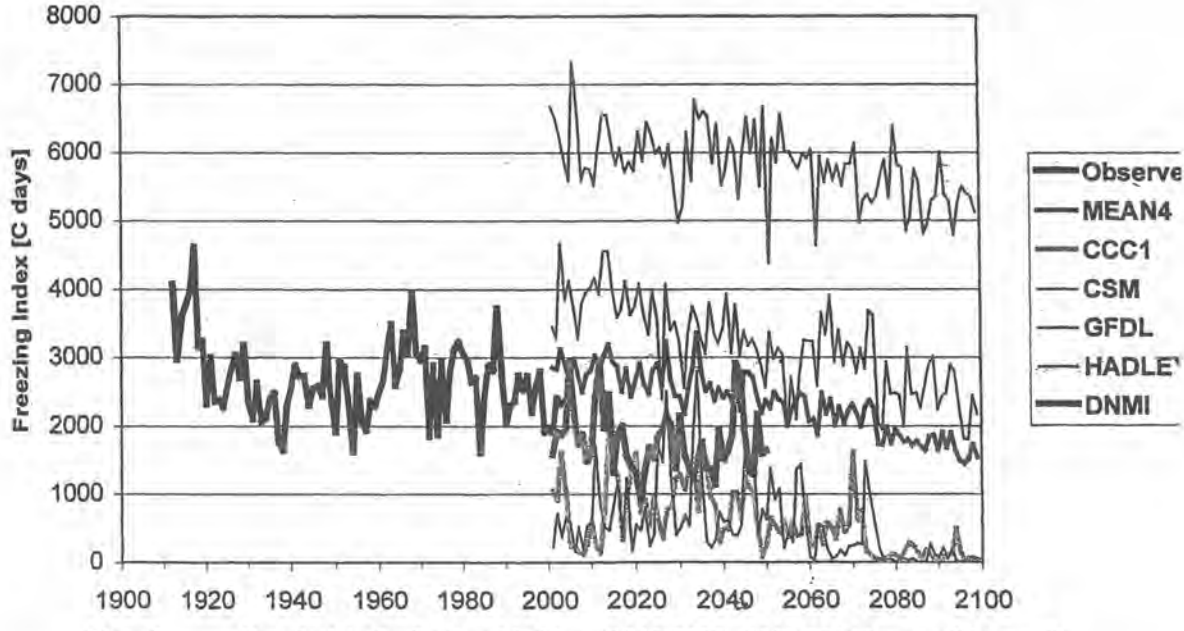
Norsk Transport Plan (NPT). 2002. Strategiske analyser – virkning av klimaendringer for transportsektoren – forstudie. Rapport fra en tverrfaglig arbeidsgruppe. www.ntp.dep.no.

Walsh, J. E. og Chapman, W. L. 2001. Twentieth-century sea-ice variations from observational data. Annals of Glaciology, 33: 444-448.

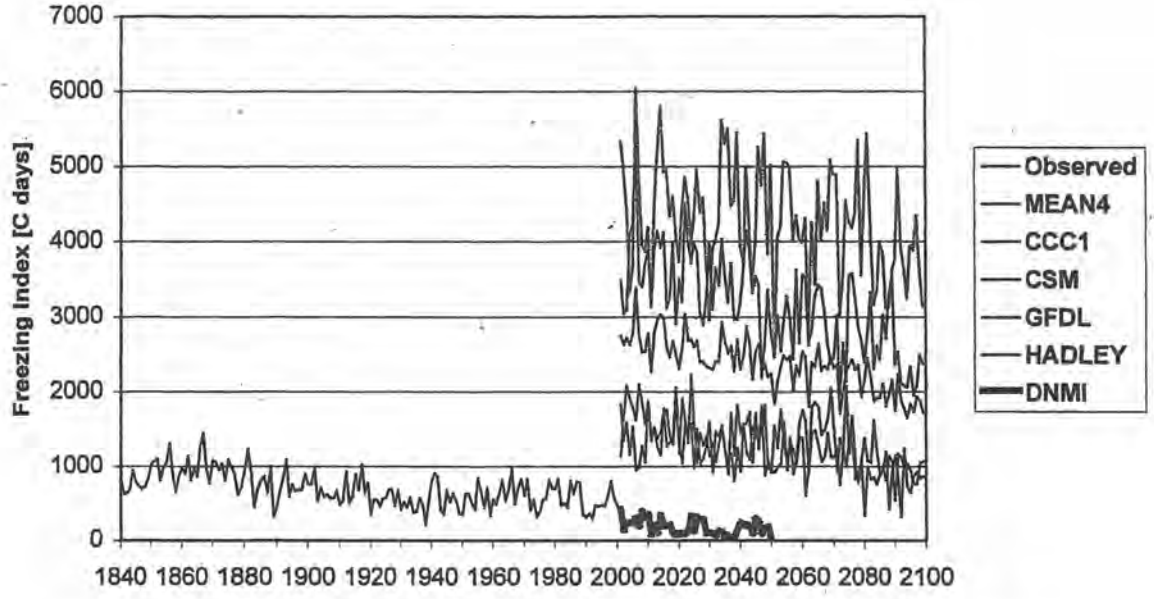
7 FIGURER



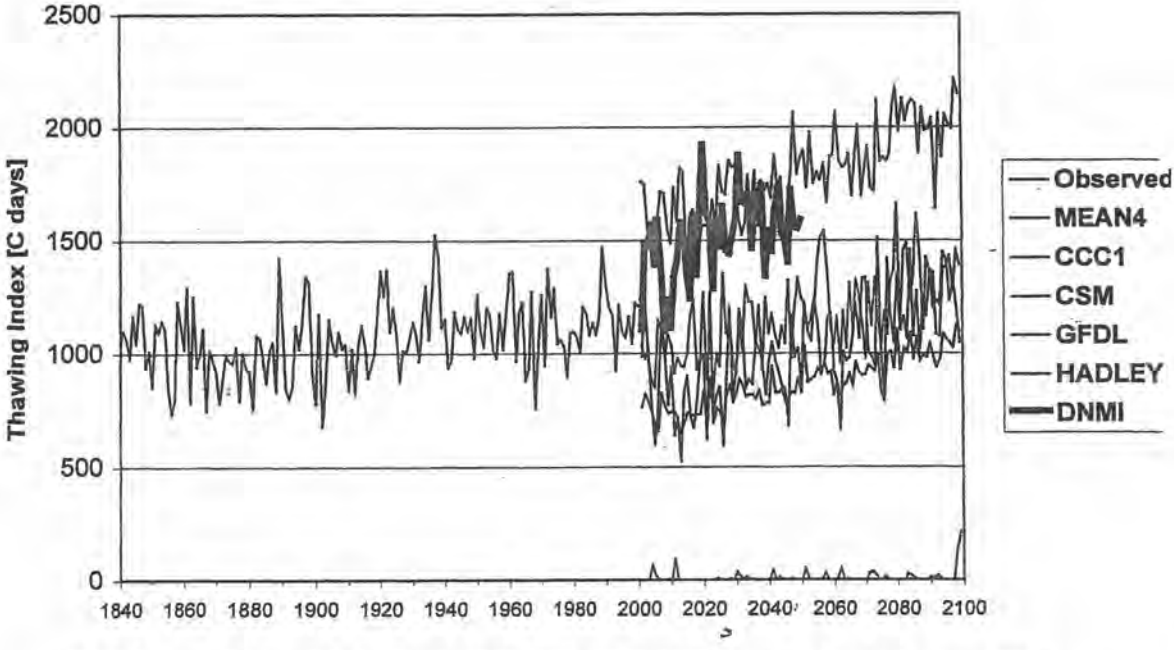
Figur 1 *Tineindeks for Svalbard Lufthavn 1912-2100. 1912-2004 basert på historiske data, 2000-2100 basert på klimamodeller.*



Figur 2 *Fryseindeks for Svalbard Lufthavn 1912-2100. 1912-2004 basert på historiske data, 2000-2100 basert på klimamodeller.*

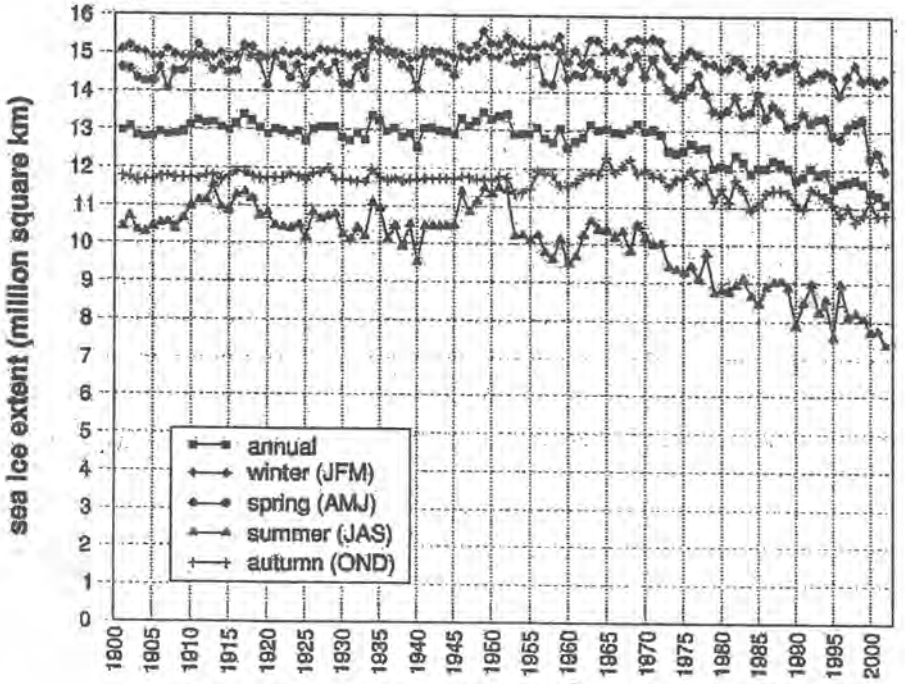


Figur 3 *Tineindeks for Vardø 1840-2100. 1840-2000 basert på historiske data, 2000-2100 basert på klimamodeller.*

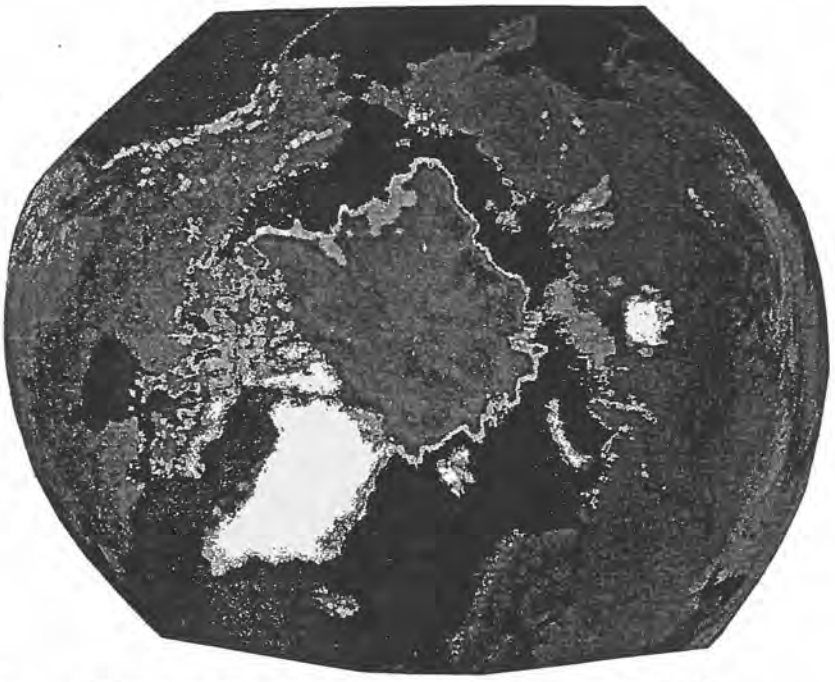


Figur 4 *Fryseindeks for Vardø 1840-2100. 1840-2000 basert på historiske data, 2000-2100 basert på klimamodeller.*

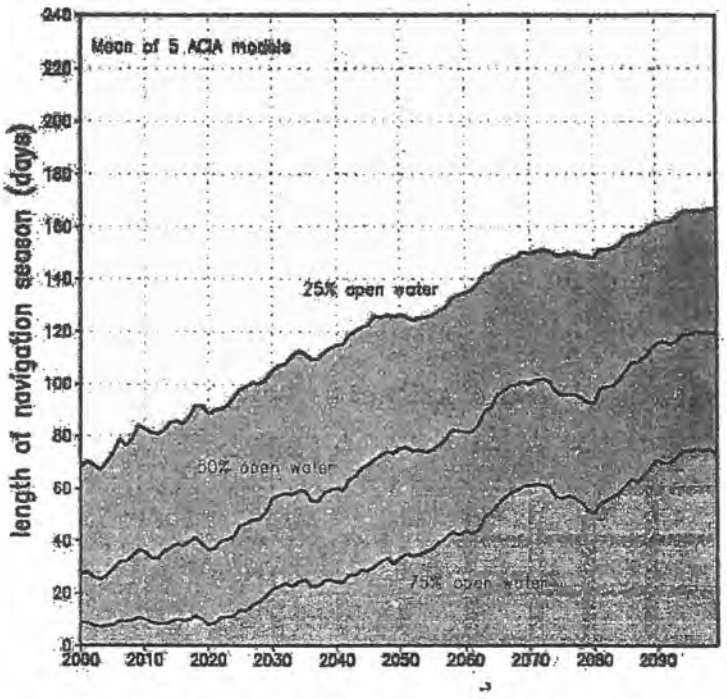
Figur 5 *Teoretisk tinedybde for banelegemet på Svalbard Lufthavn basert på historiske data og 2 klimascenarier.*



Figur 6 *Isutbredelse i polhavet 1900-2000 (Walsh og Chapman, 2001).*



Figur 7 *Isutbredelse 22. september 2002 (Walsh og Chapman, 2001).*



Figur 8 *Iskonsentrasjoner langs Nordøstpassasjen 2000-2100*

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 2004
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

Sivilingeniør Lars Peder Larsgård
Multiconsult AS

PROSJEKTERING AV RV 35: FRA DETALJPLAN TIL ÅPNING HØSTEN 2003

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 2004
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

Sivilingeniør Steinar Leivestad
Standard Norge

OVERGANG FRA NORSK STANDARD TIL EUROCODE

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2004

DUBLIN PORT TUNNEL – CHALLENGING GROUND CONDITIONS – SUITABLE SOLUTIONS?

DUBLIN HAVNE-TUNNEL – UTFORDRENDE GRUNNFORHOLD – EGNEDE LØSNINGER?

Dr Olav Torgeir Blindheim
Dr ing O T Blindheim, Oslo

SUMMARY

The paper outlines key aspects of the planning process and the construction phase of the Dublin Port Tunnel. This project is the first traffic tunnel in Dublin and met with scepticism and resistance from residents above parts of the tunnel, who feared damages due to collapse, settlements and vibrations. Both during planning and construction, the owner Dublin City has put an emphasis on the safety of construction, in order to achieve a successful completion of the project, and to demonstrate the feasibility of such tunnels for the benefit of future projects in the city.

The 2.6km long twin tube tunnel has been excavated by a 11.8m open face one-shield TBM partly in limestone inter-layered with schist and partly in moraine, and a backhoe 'digger shield' in moraine. The tunnel is lined with gasketed concrete segments during excavation. After some initial problems in the start-up period, the excavation has gone well, with minimal influence on the surroundings. The project is expected to be open for traffic at end of 2005 after inner lining for fire protection, roadway work, and installations are completed.

SAMMENDRAG

Artikkelen presenterer nøkkelpunkter i planleggings-prosessen og byggingen av Dublin Port Tunnel. Dette prosjektet er den første trafikktunnelen i Dublin og møtte skepsis og motstand fra beboerne over deler av tunnelen, som fryktet skader pga kollaps, setninger og vibrasjoner. Både under planlegging og bygging har eieren Dublin City lagt vekt på sikkerhet, for å oppnå en suksessfull ferdigstillelse av prosjektet, og for å demonstrere gjennomførbarheten av slike tunneler til fordel for fremtidige prosjekt.

Den 2.6km lange to-løps tunnelen har blitt drevet ut med en 11.8m åpen skjold TBM delvis i kalkstein med skiferlag, delvis i morene, samt et bakgraver-skjold i morene. Tunnelen er sikret med lastbærende betong-segmenter med pakninger under utdriving. Etter noen innledende problemer i startfasen har utdrivingen gått bra, med minimal innflytelse på omgivelsene. Prosjektet åpnes for trafikk på slutten av 2005 etter at indre betongforing for brannbeskyttelse, kjørebane og installasjoner er fullført.

HISTORY

After a long planning and preparation process, tunnel excavation in the Dublin Port Tunnel started in May 2002 and was completed August 2004.

The geological conditions for the tunnel are jointed limestone (with a risk of karst) inter-bedded with shales, situated with shallow (or lacking) rock cover below a hard packed moraine (with risk of water bearing sand/gravel lenses or channels). After thorough analyses of the best suitable method, considering all requirements, the tunnel has been excavated by a shielded hard rock type TBM with open cutterhead and an excavator shield machine ('digger shield') with breast plates.

The main considerations in the process have been:

- It is the first traffic tunnel in Dublin, and has a long history of planning;
- Site investigations started in 1991-92, continued in two steps in 1995-96, and was supplemented in 1999;
- The project (and even the site investigations) met partly strong resistance from local resident activist groups;
- The resistance was due to fear for collapse of the tunnel (to the surface), and damage to houses due to settlements and vibrations from blasting;
- The resistance caused delays in implementation, while the traffic to the port was increasing rapidly;
- Fuelled by concerns following the Heathrow tunnel collapse, a 'Public Enquiry' was held in 1999, resulting in the need for an 'Independent Geological Evaluation' (which started this author's involvement in the project from 2000 onwards);
- The construction started June 2001, and opening for traffic is expected late 2005 or early 2006.

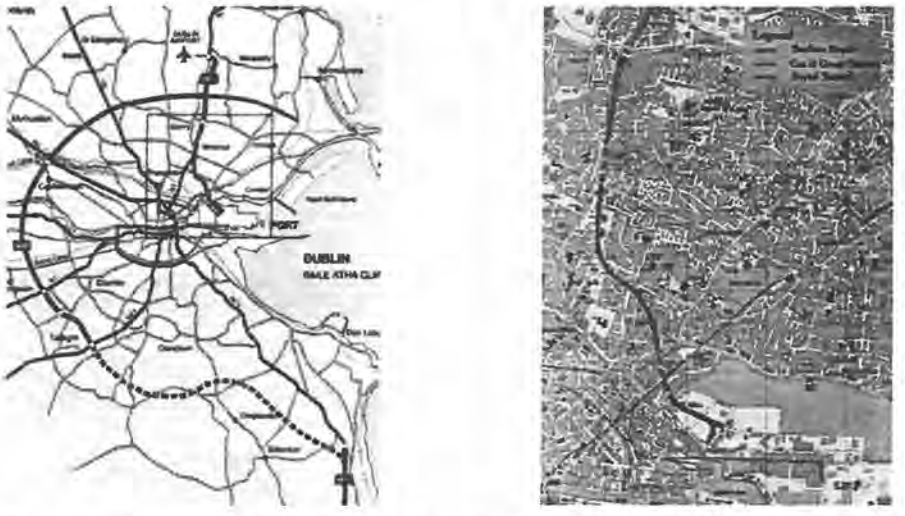


Figure 1: Location of the Dublin Port Tunnel project

PROJECT DATA

Key project data is:

- Total length 5.6km, with maximum grade 4%;
- Tunnel length is 2.6km in two tubes: 2×2.25km by TBM mostly in limestone, 2×0.35km with a 'digger shield' in moraine;
- Cut & Cover length is 1.5km in the north end and 0.4km in the south (not given any attention in this paper);
- Traffic is 20,000 vehicles per day (yearly average in 2004), out of which a high portion of trucks and heavy vehicles amounts to 5,000 per day;
- The cost of the main contract is 370M€;
- Total costs was estimated to 450 M€, which has increased to at least 540 M€; even figures around 700 M€ are now mentioned, possibly including contingencies for delays and increased standards;
- Construction time has increased from 3.5 year to possibly 4.5 years.

With respect to the tunnel alignment, the following is noted:

- The alignment is relatively shallow;
- Traffic conditions have been given weight (shallow slope);
- The "right-of-way" for the tunnel is limited horizontally and vertically,
- Shallow or lack of rock cover.

As the double tube tunnel has low rock cover, typically 10-30 m below ground surface and 19-24 m in residential areas, the possibilities of disturbance of the surroundings have got a lot of attention by the planners, but also by the public. This has caused the need for very thorough site investigations and independent evaluations both on geological and geotechnical conditions, on the choice of construction methods, as well as on safety matters in general.

As this is the first major road tunnel project in Dublin, the city authorities considered it extremely important to have a successful outcome, as this would ease the continuation to construct other badly needed tunnels to relieve the heavy traffic congestion in Dublin. The situation is not unlike how it was in Oslo before the Fjell-linjen or the Oslo tunnel (now termed the Festnings-tunnel) was built below the city centre in the 1980s.

The public, not being used to tunnel solutions, has partly been sceptical to the plans and the originally proposed NATM tunnelling method, not at least after the collapse at Heathrow airport. Some residents above the tunnel have showed a rather militant approach, even blocking and delaying site investigations.

The requirements to the bolted segmented concrete lining (with gaskets) are strict, e.g. design life is 120 years. They must sustain handling stresses and thrust forces from the TBM. The final inner lining shall be free from all leaks, seepage and damp patches above the roadway. The final surface shall be smooth and the lining shall satisfy structural requirements to the Eurocode 1 HC time/temperature curve or to a similar curve to be developed for a design fire of 100MW.

EXPECTED GROUND CONDITIONS AND BEHAVIOUR

Below the residential areas, the tunnel will be excavated in the limestone bedrock, except for a couple of short sections where the rock cover is very low or even lacking. The sections to be excavated in the moraine are below open areas or streets.

Figure 2: Limestone ("calp") layered with schist, below hard packed moraine ("boulder clay")

The expected ground conditions in the limestone ("calp") were:

- Dark fine grained limestone (UCS ~150MPa) inter-layered with schist (UCS ~25MPa);
- It has a marked layering, partly folded, and moderate to high degree of jointing;
- Karst features are occurring as partly frequent small channels along joints, partly as more open channels with an unknown, probably low frequency;
- Faults and fault zones, partly with crushed rock.

The expected ground behaviour in the limestone is:

- Generally good TBM boreability, partly hard for road-headers and impact hammers;
- Generally good 'stand-up-time';
- Risk of collapse in crushed zones and by low rock cover;
- Local water inflows;
- Combined water & stability problems are possible.

From this it was expected that full support of the face (by slurry) was not necessary. Probing ahead and possibility for pre-grouting was considered necessary.

The expected ground conditions in the moraine ("boulder clay") were:

- Hard packed moraine, over-consolidated by glacial progressions;
- High content of fines;
- Content of rounded boulders < 0.75m, which could be very hard;
- Sandy/gravely "lenses", which could originate from buried streams;
- Overlying loose deposits of sand, land fill etc.

The degree of over-consolidation is illustrated by the steep natural slopes (up to 70-80°) of the moraine above ground along the seafront, and that small boulders sticking out of the slope have to be hammered loose.

The expected ground behaviour in the moraine was:

- Good TBM boreability, low excavatability, treatment of boulders necessary;
- Generally good stability and 'stand-up-time' (for a soil);
- Risk of collapse by lack of full face support;
- Local water inflows from sandy/gravely "lenses";
- Combined water & stability problems are probable.

From this it was expected that full support of the face (by slurry) was not necessary. Probing ahead and possibility for pre-grouting was considered necessary.

The *Independent Geological Evaluation* (performed by this author) had the mandate to assess:

- The geological conditions;
- The extent of the site investigations;
- Potential problems;
- Necessary measures for D&B and TBM tunnelling:

This was performed by:

- Review of available project documents and publications (for occurrence of karst);
- Inspection of cores and outcrops;

The conclusions were:

- The performed site investigations were sufficient;
- The ground conditions and necessary measure were as described above:

TENDER ASSESSMENTS

This author was also involved in the assessments of tenders from the contractors, as well as from the consulting groups bidding for the task of being 'Construction Supervisor'.

The choice of Contractor was based on the following criteria:

- High priority on safety of excavation/construction and environment (both internal and external);

- Extra points for not using D&B (as had been originally suggested by the designer);
- Requirements to TBMs as for D&B; minimise disturbance to the neighbours, possibilities for probing and pre-grouting;
- Evaluation of tunnelling method: 60/40% on technical/price.

The different bidders offered a range of excavation methods:

- NATM;
- Open hard rock TBM and backhoe 'digger shield';
- EPB (Earth Pressure Balanced) TBM
- Slurry TBM.

The second option was chosen, satisfying the requirements due to the expected ground conditions and behaviour. The chosen contractor (Nihimatsu Mowlem Irishenco Consortium) works both on the tunnelling and the road-works, which also includes bridges.

For the 'Construction Supervisor', several well-qualified groups were bidding, all with extensive experience from large and demanding projects. The choice (Brown & Root) was made with weight on demonstrated ability for taking decisions, i.e. contributing to safety during construction.

The owner, Dublin City, has kept its own site organisation slim, however the staffing of the Construction Supervisor is extensive and secures a thorough follow-up.

CONSTRUCTION METHODS AND EXPERIENCES

The main characteristics of the TBM were:

- Herrenknecht with 11.825m diameter, one shield;
- Refurbished after use in the Bözberg tunnel in Switzerland;
- 5 double and 63 single 17" (432mm) disc cutters, 0-3.7rpm;
- 32 pick cutters along the openings in the cutterhead;
- 30m probe drilling possible by 10m overlap through 12 drilling 'gates' (angled holes) in the shield;
- Bolted and gasketed concrete segments.

The 'digger shield' characteristics were:

- Herrenknecht 11,77m shield;
- Refurbished after use in the Zürich-Thalwill high speed railway tunnel;
- Three backhoe diggers, each on its own level;
- Breast plates to partial support of the face;
- Screw conveyer for the muck;
- Bolted and gasketed concrete segments.

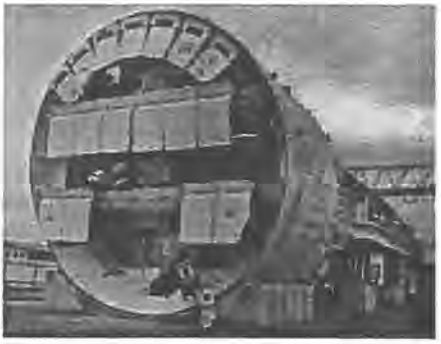


Figure 3: Hard rock 11.825m diameter TBM (left), and 11.77m diameter backhoe 'digger shield' with breast plates (right)

The experience with the TBM in the moraine for the first ~200m in the first tube:

- The heavy cutterhead dived:
  - It did not help only to thrust off the lower concrete segments
  - The upper part of the shield was held back by heavy steel cables!;
- Blocking by 'sticky clay' after stops in the boring, at the cutterhead and in the transport system:
  - Reduce the stop time between boring
  - Add boring lubricants to the flush water to loosen the muck.
- The boulders did not give significant problems.

The problem with the cutterhead dipping in the moraine was solved before the return of the TBM in the second tube as follows:

- A pilot tunnel below the invert had been excavated from the shaft before the TBM came out from the limestone and into the moraine;
- The pilot was filled with concrete and served as a support for the heavy cutterhead;

The experiences with the TBM in the limestone were:

- Fair progress, average 9m/day (planned 10m/d), up to 20m/d, best week 91.8m;
- Net penetration typically about 10-12mm/rev.;
- Low wear on the disc cutters;
- Small water problems;
- The invert was filled behind the TBM and back-up system (BUS) with muck from the boring, used as base for the transport of segments etc.

The experience with the 'digger shield' in the moraine were:

- Slow progress in the start-up period: ~2m/d, against planned 3-4m/d;
- Boulders created problems by blocking of the conveyer screw from the face, the screw axle failed twice;
- Boulders had to be split by impact hammers;

- Shotcrete in the face did not stick to wet sandy/gravely lenses;
- Typical progress was around 2 rings per day, i.e. 3-4m/d.

The effects on the surroundings were:

- Collapse was avoided;
- Less settlements than predicted (about ½);
- Vibrations:
  - Ground vibration (~1mm/s) from the TBM limited in periods the available excavation time by allowing no boring during the night;
  - Resulting structural sound in houses up to 50-55dB;
  - Probe drilling were also disturbing: replaced by seismic tomography (3dT) with interpretation up to 100m ahead of the face.

The inner lining, that was installed behind the TBM and BUS inside the concrete segments, consisted of:

- 2mm membrane for drip stop;
- 275mm thick cast-in-place concrete lining with polypropylene fibres, for fire protection of the load-bearing concrete segments.

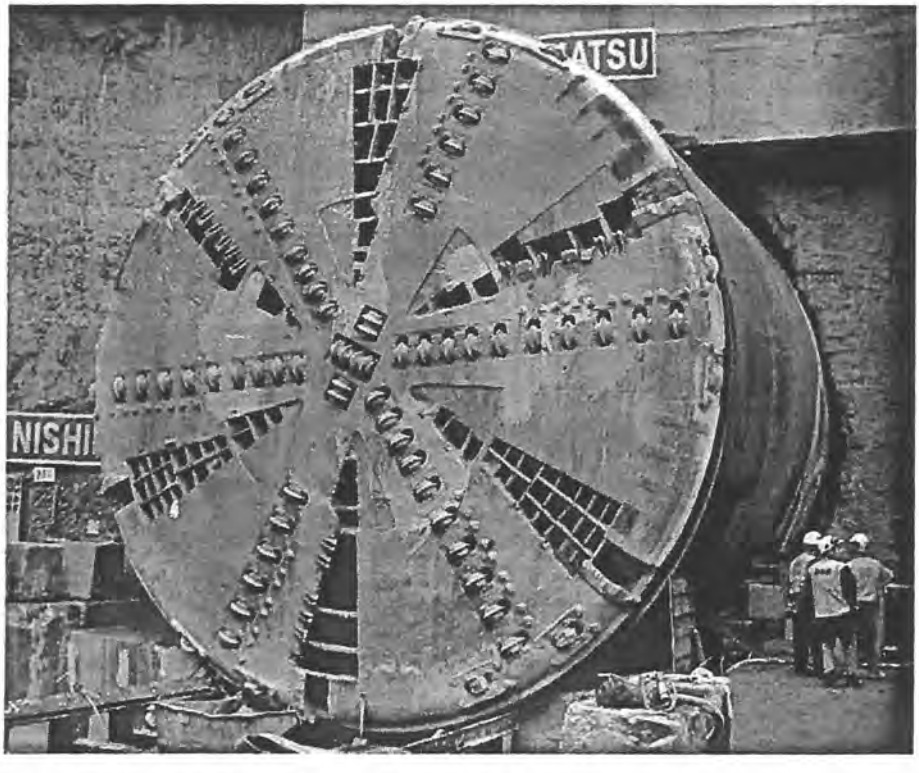


Figure 4: 11.8m TBM after job well done

RAILWAY CROSSING

A difficult part of the project was the crossing with 3m overburden in sand and gravel under a main railway line with 7 tracks. This was done by using interlocking steel/concrete horizontal 'piles', see photo in Figure 5.

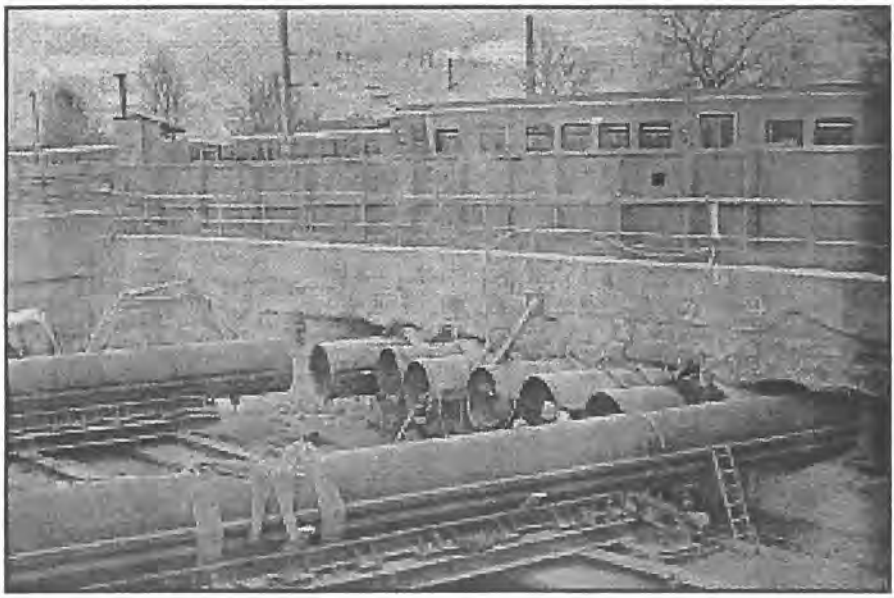


Figure 5: Installation of steel/concrete piles at the railway underpass

The underpass 'culvert', with width 25m, height 15m and length 60m, consisted of:

- A complex system of 39 horizontal 1.2m diameter interlocking steel/concrete piles;
- Excavation of small adits while installing steel beams and columns inside the piles;
- Drainage and grouting in the sand/gravel;
- Section-wise concreting.

The requirements were strict, causing considerable efforts:

- No disruption of the traffic on the 7 tracks;
- Requirements to maximum deformations:
  - horizontal: +/- 15mm, vertical: +0mm/-30mm, track width: +6mm/-0mm, twisting over 2.7m: 1:500;
- Continuous monitoring of settlements by two total stations checking prisms for each of the 7 tracks;
- Ballasting crew available 24 hours/d.

The tracks were closed only once due to twisting.

CONCLUSIONS AND REFLECTIONS

How suitable were the methods?

For the tunnel excavation:

- The excavation went well, after initial problems;
- The influence on the surroundings was minimal as expected.

The relations to the residents were taken seriously:

- Extensive direct information was given and was also available to the public by brochures and web-site;
- Resident action groups were treated nicely, due to the risk of delays.

Was the project design optimal?

The ground conditions for tunnelling were generally favourable, but:

- The situation for the alignment was complex, with respect to geological conditions, traffic requirements (slope), and the 'right-of-way';
- Legal rights were blocking late adjustment of the alignment (horizontal and vertical);
- A deeper lying tunnel would possibly have been more optimal with respect to construction costs.

It is felt that for an 'independent checker' it is important to come in early in order to influence chosen solutions, when significant changes and savings can still be realised.

Overall success?

In order to secure a successful implementation of the project, the owner Dublin City has spent large resources on:

- thorough preparations and selection of 'actors';
- a safe excavation and thorough follow-up;
- the care for the environment;
- the treatment and attention to resident action groups.

The target of successful implementation *has* been achieved so far, and has given:

- A better experience base for optimisation of later projects;
- Hopefully a more positive attitude towards tunnelling projects.

Figure 6: Close-up of limestone inter-layered with schist

LITERATURE (besides project documents and reports)

Blindheim, O. T. (2001): "Excavation and support of traffic tunnels by TBM. Requirements, possibilities and adaptation to geological conditions" Rock Blasting Conference, Norwegian Tunnelling Society, Nov. 2001, Oslo.

Wallis, S. (2002): " Dublin – coping with complex conditions" Tunnels & Tunnelling International, Oct. 2002, pp 22-25.

Featherstone, G., Knights, M., Lawrence, D. & Flanagan, J. (2003): "Dublin Port Tunnel – Construction of one of Europe's biggest urban road tunnels", RETC 2003, New Orleans, pp 770-780.

Editorial, (2003): "Port Tunnel for the fair city", World Tunnelling, Sept. 2003, pp 263-270.

Editorial, (2004): "Dublin rejoices at final breakthrough", Tunnels & Tunnelling International, Sept. 2004, p10.

Dr ing O T Blindheim
www.blindheim.com
otblindheim@compuserve.com

GEOTECHNICAL DESIGN, MONITORING AND INTERPRETATION IN TUNNELS WITH SOFT ROCK AND VERY LOW OVERBURDEN – A CASE STUDY FROM THE NEW BRENNER UNTERINNTAL ROUTE

Robert Galler, Arne Junker

Geoconsult ZT GmbH, Salzburg, Austria

Key words: Brenner corridor, Brenner Eisenbahn GmbH, Tunnel Stans-Terfens, NATM, Geotechnical design, design procedure, rock mass behaviour, system behaviour, geotechnical monitoring, lines of influence, trend lines, displacement vectors, Austrian Society for Geomechanics

Abstract: *The Brenner corridor is part of the new North-South European rail link for high-speed trains and combined transport services connecting Munich in Germany and Verona in Italy. As the Lower Inn Valley in Austria is narrow and densely populated with towns lined up along the Inn river, the characteristics of the alignment of the new route is that 83 percent of the 41 km long Unterinntal route will run underground. The new route includes 2 quite long tunnels named Tunnel Stans-Terfens and Tunnel Radfeld- Wiesing and some shorter ones. The primary design, the tender design and also the detail design for the Tunnel Stans-Terfens and for some of the shorter ones is done by the GEOCONSULT ZT GmbH. The paper shows the using of a new Austrian guideline for the geomechanical design in conventional tunneling.*

1. INTRODUCTION

In the so called White Paper of the European Commission "European Transport Policy for 2010 - Time to Decide" the European Commission decided to develop environmentally friendly infrastructures especially for sensitive areas. The corridor between Rosenheim, which is located in Germany, the city of Affi, located in Italy, is classified as a sensitive area. The corridor which is also called Brenner corridor is part of the new North-South European rail link for high-speed trains and combined transport services connecting Munich in Germany and Verona in Italy.

2. THE PROJECT

Looking at the growth of goods traffic from 1993 to 1999 at the Brenner corridor an increase of 57 percent can be observed. This fact led to the decision that the Brenner Eisenbahn GmbH (BEG), which is part of the National Austrian Railway Organization (ÖBB) has to expand the existing double track railway line in the Tyrolean Lower Inn Valley (Unterinntal) by another two tracks.

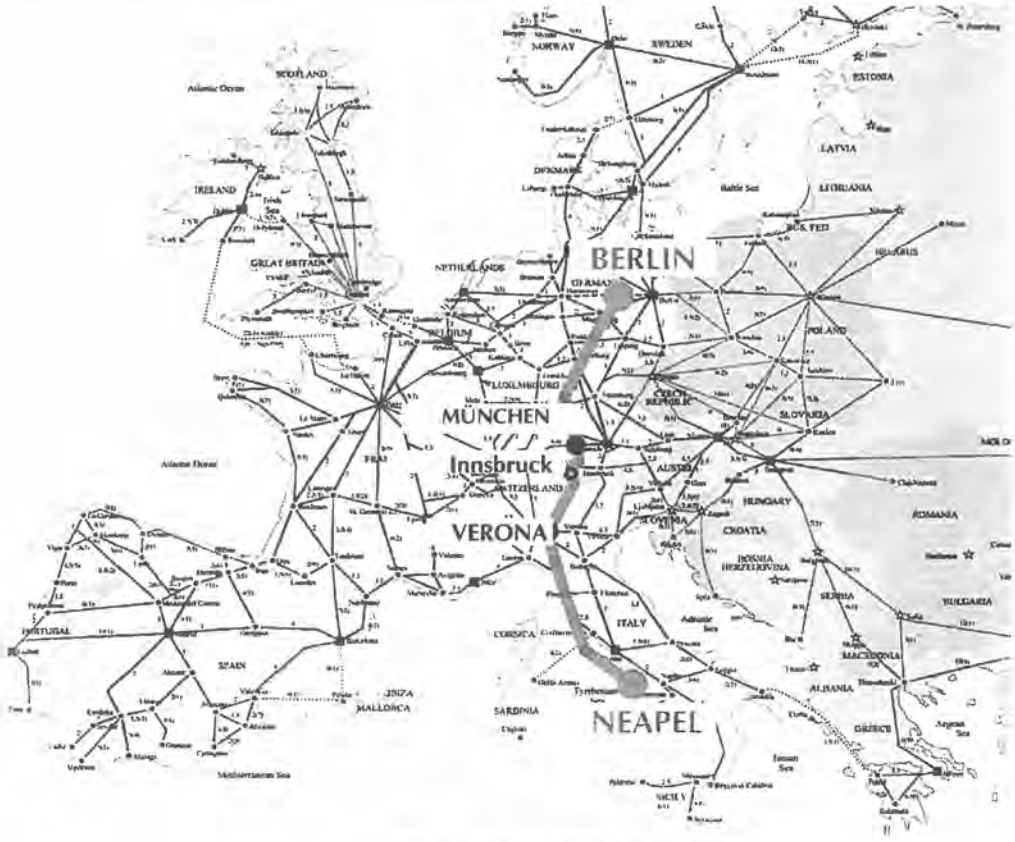


Fig. 1: project overview

As the Lower Inn Valley is narrow and densely populated with towns lined up along the Inn river, the characteristics of the alignment of the new route is that 83 percent of the 41 km long Unterinntal route will run underground.
In addition many of the tunnels are located below the groundwater table. Furthermore, at the new alignment trains will run with a speed of up to 250 km/h. this random condition led to minimum radii of 3000 m and to more than 10 quite difficult undercrossings of the existing motorways and railway tracks.
The new route includes 2 quite long tunnels named Tunnel Stans-Terfens and Tunnel Radfeld-Wiesing and some shorter ones. The primary design, the tender design and also the detail design for the Tunnel Stans-Terfens and for some of the shorter ones is done by the GEOCONSULT ZT GmbH. Furthermore, the geotechnical advisory on site is done by tunnel designers representatives of the GEOCONSULT ZT GmbH.
Tunnel Stans-Terfens can be divided into 2 sections - one section with a length of about 4 km with very low overburden of about 5 to 50 m and soft ground and a second section with a length of another 4 km with a maximum overburden of about 200 m and solid rock. Both sections are constructed by using the NATM. Having very low overburden in soft rock special engineering methods like pipe roofs are used. The cross section where a two-track system is foreseen is about 130 m², the area where a three-track system is foreseen will get a cross section of about 215 m². Another random condition for these tunnels in very low overburden which has to be pointed out is that almost the whole tunneling has to be carried out below the groundwater level. From the tunnel safety concept's point of view escape ways are foreseen every 500 m.

3. GEOTECHNICAL DESIGN OF TUNNEL STANS/TERFENS

The tender, the detailed design stage and also the construction stage of Tunnel Stans-Terfens were based on the new guideline for the geomechanical design and construction of tunnels which belongs to the new OeNORM B2203. [1] The main task of the geotechnical design is the economic optimization of the construction considering the rock mass conditions as well as safety, stability and environmental requirements.
The procedure which was used for the design and the construction of the Tunnel Stans-Terfens which was based on above mentioned guideline consists of two basic stages. The first stage is the design stage, the second stage deals with the construction.
The design stage involves determining the expected rock mass type (RMT) and the rock mass behavior categorized into Rock Mass Behavior Types (BT) as well as the construction measures derived from the rock mass behavior under consideration of the actual boundary conditions. Excavation classes are then determined based on the Behavior Types and the excavation and support methods.
The design should also contain a baseline construction plan. This plan describes the expected rock mass conditions, assumptions and the boundary conditions the design was based on. This baseline construction plan should also contain clear statements describing which measures cannot be modified during construction as well as the criteria for possible modifications and adjustments during construction.
In stage 2 - construction - geotechnically relevant rock parameters have to be collected, recorded and evaluated to determine the rock mass type. Monitoring data together with the rock mass type allow the Behavior Type to be determined. Excavation and support measures have to be chosen based on the criteria laid out in the baseline construction plan and the safety management plan. The geotechnical design and the baseline construction plan have to be continuously updated based

on the findings on site. The improved quality of the geotechnical model allows an optimization of the construction while observing all of the safety and environmental requirements.
The relevant data and assumptions made for all decisions on site have to be recorded. Relevant information in connection with the rock mass behavior has to be collected, evaluated and analyzed in both phases. The guideline which was used for the design and is used for the construction of Tunnel Stans-Terfens helps the tunnel engineer to follow a systematic procedure. All concepts, considerations and decisions shall be recorded in a way that a review of the decision making process is possible. In Austria this guideline serves as a supplement to the standard OeNORM B2203-1.
Before starting with the design process of Tunnel Stans-Terfens some definitions of the above mentioned guideline have to be given. Using the word rock mass type (RMT) we mean a rock mass with similar properties, Behavior Type (BT) means a rock mass with similar behavior with respect to excavation, spatial and time dependant behavior and failure mode without consideration of sequential excavation and support and system behavior (SB) means a behavior resulting from the interaction between rock mass excavation and support.

Phase 1 – Design procedure of Tunnel Stans-Terfens

The geotechnical design procedure of Tunnel Stans-Terfens as part of the tunnel design serves as a basis for approval procedures, the tender documents and the determination of the excavation and support methods used on site. The flow chart shows the basic procedure consisting of 5 general steps to develop the geotechnical design. Beginning with the determination of the rock mass types and ending with the definition of excavation classes.
The first step - the determination of rock mass types - starts with a description of the basic geological architecture and proceeds by defining geotechnically relevant key parameters for each ground type. Rock mass types (RMT) are then defined according to their key parameters.
The second step - determination of Rock Mass Behavior Types (BT) - involves evaluating the potential rock mass behaviors considering each rock mass type and local influencing factors including the relative orientation of relevant discontinuities to the excavation, ground water conditions, stress situation etc. This process results in the definition of project specific Behavior Types.
Step no. 3 is the determination of the excavation and support. Based on the defined project-specific Behavior Types different excavation and support measures are evaluated and acceptable methods are determined.

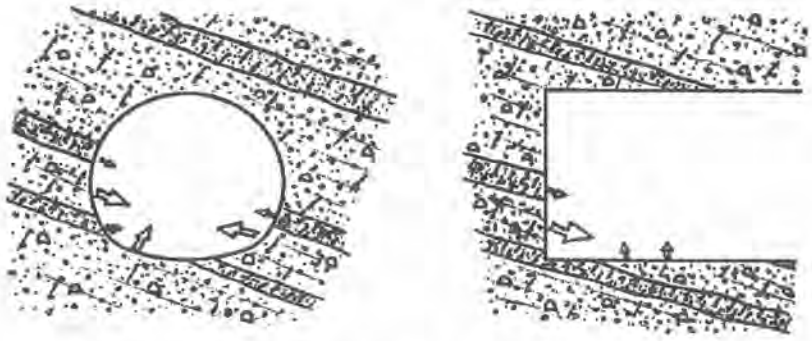


Fig. 2: Example for showing the Rock Mass Behaviour

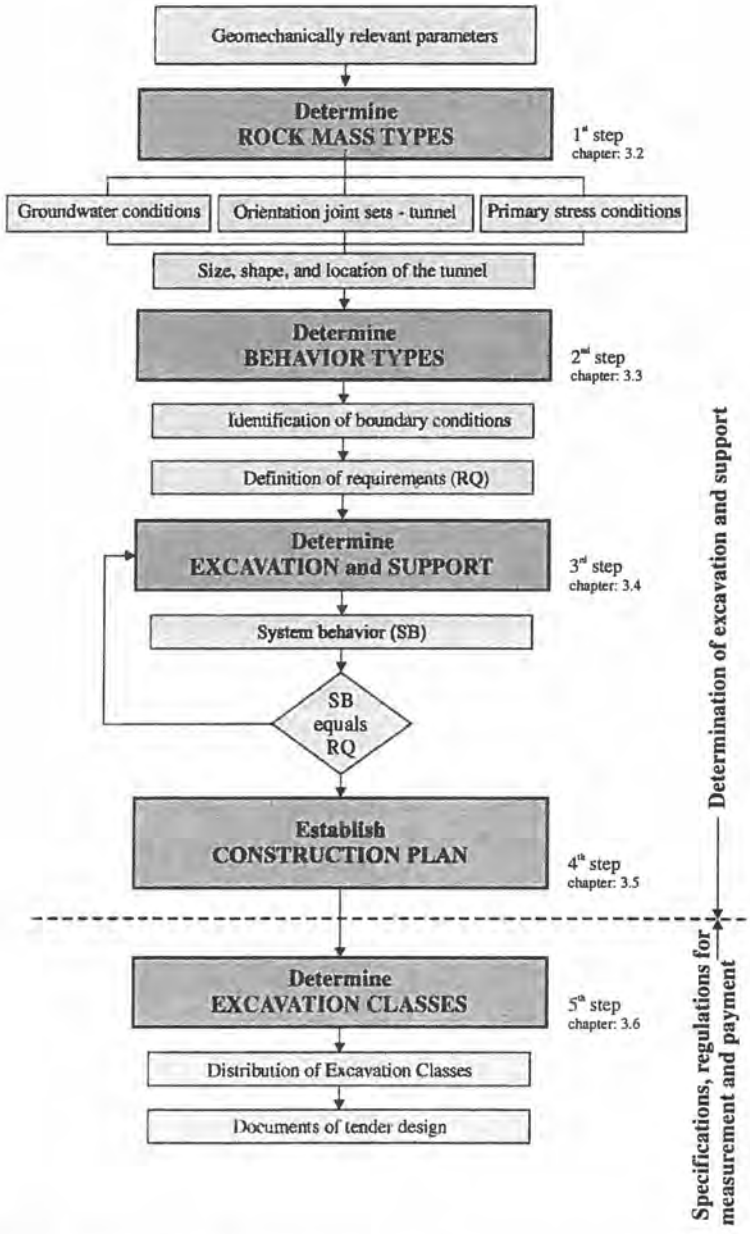


Fig. 3: procedure of the geotechnical design in conventional tunnelling [1]

The system behavior is a result of the interaction between the rock mass behavior and the selected excavation and support schemes. The evaluated system behavior has to be compared to the defined

requirements. If the system behavior does not comply with the requirements the excavation and/or support scheme has to be modified until compliance is obtained.

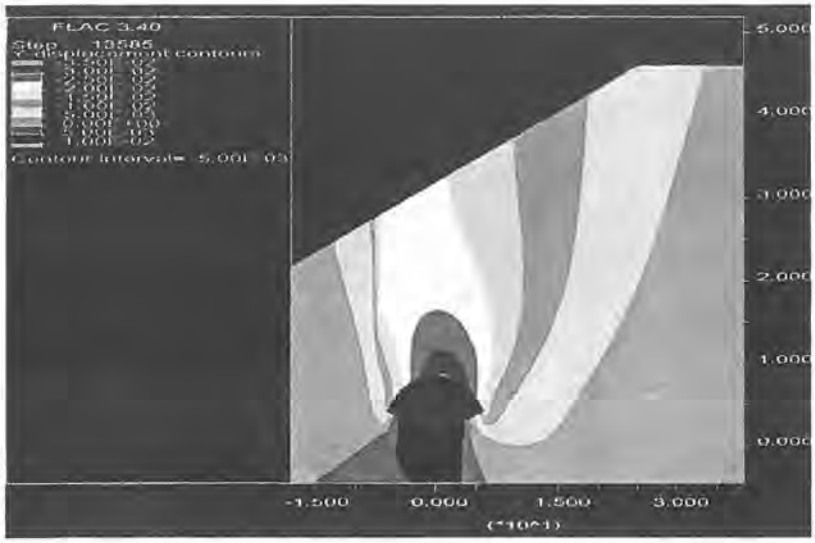


Fig. 4: Numerical Simulation - System Behaviour for the top heading sequence

In a next step the geotechnical report and the baseline construction plan has to be produced. Based on the steps 1 to 3 the alignment is divided into homogeneous regions with similar excavation and support requirements. The baseline construction plan indicates the excavation and support methods available for each region and contains limits and criteria for possible variations or modifications on site.
In a second step the determination of the actual Rock Mass Behavior Type is necessary. Observations during excavation, such as signs of excessive stress, deformation pattern and observed failure mechanisms, and results from probing ahead are used to continuously update the geotechnical model. The reaction of the ground to the excavation has to be observed, using appropriate geotechnical monitoring methods and layouts.

Phase 2 – Construction

Based on observations and measurement results during construction a short-term prediction is made, and the actual Rock Mass Behavior Type for the coming excavation step is determined.
Step 3 is the determination of the excavation and support. To determine the appropriate excavation and support the criteria laid out in the baseline construction plan have to be followed. Based on the evaluated Behavior Types, and the determined excavation and support layout, the system behavior for each section has to be predicted. Both excavation and support, to a major extent, have to be determined prior to the excavation. After the initial excavation only minor modifications, like additional bolts, are possible. This fact stresses the importance of a continuous short-term prediction.

The next step is the verification of the system behavior. By monitoring the behavior of the excavated and supported section the compliance with the requirements and criteria defined in the geotechnical safety management plan is checked. When differences between the observed and predicted behavior occur, the parameters and criteria used during excavation for the determination of RMT and the excavation and support have to be reviewed. When the displacements or support utilization are higher than predicted, a detailed investigation into the reasons for the different System Behavior has to be conducted, and if required improvement measures (like increase of support) ordered. In case the System Behavior is more favorable than expected, the reasons have to be analyzed as well.

3. GEOTECHNICAL MONITORING

For successful tunneling, a good short-term prediction of the rock mass structure and quality ahead of the face and outside the excavation area is essential. Besides proper modeling during the design, continuous and adequate monitoring of the behavior of the rock mass support structure forms the basis for on site decisions. Systematic monitoring to determine the appropriateness of support type and quantity and to control tunnel stability is an important feature of the NATM. Determination of absolute displacements during tunnel excavation by geodetic methods to a large extent has replaced relative displacement measures. The increase in the amount of information available has led to additional possibilities in data visualization. Plots of lines of influence, trend lines along the tunnel axis or displacement vectors in a plane perpendicular to the tunnel axis and displacement histories have become common practice for the tunnel Stans-Terfens. The improved tools have led to a better understanding of geomechanical process during tunnel excavation.

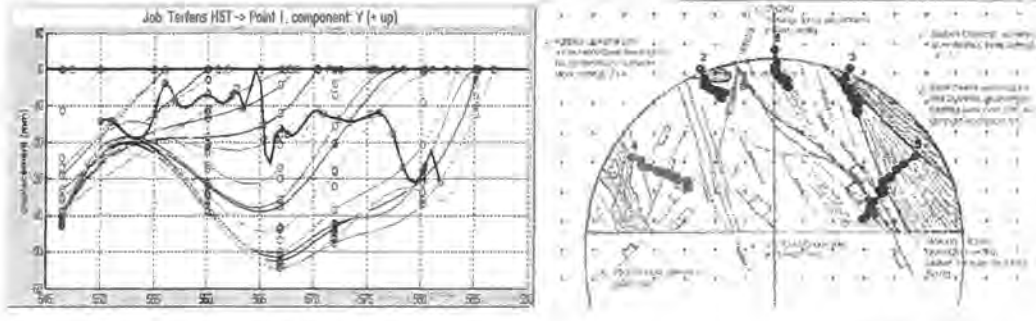


Fig. 5: Lines of influence & trend line / Displacement vectors & geological conditions

Displacement history diagrams plot vertical, horizontal, and longitudinal displacement components versus time. One or more monitored points of one measuring section can be shown on one plot. Construction phases (top heading, bench, invert, etc.) are usually shown on the same plot to allow for correlation between construction activities and displacements.
Displacement histories are used for the assessment of the stabilization process. When a constant face advance is assumed, the displacement rate over time has to decrease continuously. Any acceleration indicates destabilization, unless there are ongoing construction activities in the vicinity of the monitored tunnel section. Usually, final stabilization is reached after bench and invert excavation. For tunnels with low overburden like the Tunnel Stans-Terfens, the magnitude of displace-

ments is a main criterion for the design and construction of tunnels. An important objective of the support and excavation concept is the limitation of settlements in the tunnel as well as on the surface. As a displacement history is only shown at certain points, no overview of deformation behavior along the tunnel axis is provided. When showing single displacement vector components on several diagrams, there is a certain danger of loosing the overview of the deformation processes during tunnel excavation. Deflection curves are produced by connecting displacement values of a number of measuring points along the tunnel axis at the same time. A number of deflection curves for a specified time span is normally shown on one plot. Deflection curves are usually plotted for each component of the displacement vector separately, as well as for the difference in displacement components between two points.
In addition, phases of construction (top heading, bench, invert, etc.) are shown on the same plot to allow for correlation between construction activities and displacements measured.
By introducing a hypothetical zero displacement at the tunnel face it is possible to obtain comparable data. When showing several deflection curves on the same plot, a good comparison of displacements along the tunnel is possible: information on the longitudinal extent of tunnel deformation behavior is provided; trends of relative decreasing or increasing rock mass stiffness can be verified easily; and some extrapolation beyond the face is possible.
Tunneling in homogeneous ground conditions produces "onion shell type" deflection curves. An increase in the area between two deflection curves in the excavation area indicates a weak zone, major discontinuity or fault ahead of the face.
Trend lines provide a good overview of the displacement development along the tunnel axis and can be used to extrapolate displacements beyond the face. Trend lines, which show an increasing displacement tendency over several readings can indicate critical situations and must be analyzed in detail. Especially for shallow tunnels with soft ground conditions, increasing displacement trends must be considered as a serious warning.
The same shortcomings as mentioned for the deflection curves also apply to trend lines because they derive from deflection curves.
Under certain circumstances it is possible to predict rock mass behavior up to one diameter ahead of the face.
Describing all the methods which we use to study the actual geotechnical conditions and the system behaviour on site needs a specific paper itself.

4. CONCLUSION

The goal of the above mentioned concepts for the design and construction of tunnels like we did it for the Tunnel Stans-Terfens is to get all concepts, considerations and decisions recorded in a way, that a review of the decision making process is possible in order to be able to carry out safe and economic tunneling works.

REFERENCES

[1] ÖGG (Austrian Society for Geomechanics) Guideline for the Geomechanical Design of Underground Structures with Conventional Excavation (October 2001)

Sivilingeniør Liv Hamre, Multiconsult, avd. NOTEBY
Leder av NGF

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2004

HVORDAN FORURENSEDE MASSER BLIR UTNYTTET SOM RESSURS TIL OPPBYGGING AV VEIER PÅ FORNEBU

Re-use of contaminated soil in construction of new roads at Fornebu

Vidar Ellefsen, Miljørådgiver, Statsbygg Fornebuprosjektet
Tone Westby, Prosjektleder, Statsbygg Fornebuprosjektet
Rolv Anders Systad, Byggeleder, Statsbygg Fornebuprosjektet

SAMMENDRAG

En av de største utfordringene i forbindelse med oppryddingen av forurenset grunn på Fornebu var å avklare hvordan de tjære- (PAH) forurensede asfalt- og bærelagsmassene skulle håndteres. Forurensingen var lokalisert til bærelaget under de eldste rulle- og taksebanene. Forurensingen var svært ujevnt fordelt, og dekket i alt et område på noe over 200.000 m^2.

I henhold til SFTs rammetillatelse for oppryddingsarbeidene skulle akseptkriterier for forurenset jord oppfylles for både arealbruk og for spredning. Ettersom massene blir liggende innebygd i en vei, ble spredningskriteriene styrende for hvor høy konsentrasjon av PAH som kunne aksepteres i gjenbruksmassene.

Det er utført omfattende utlekkingsforsøk på massene, med og uten bindemiddel. Forsøkene omfattet også toksisitetsmålinger på sigevann, samt forsøk med ulike innblandinger av veisalt. Utlekking av PAH ble redusert med en faktor 5 for total PAH, og med en faktor på 20 for den kreftfremkallende PAH-forbindelsen Benzo(a)pyren. Toksisiteten ble også redusert etter stabilisering. Tilsetting av veisalt hadde ingen innvirkning på utlekkingen.

Stabiliserte masser (20 000 tonn) og ustabiliserte masser (80 000 tonn) er gjenbrukt i veifyllingen for Indre ringvei. I tillegg er ca 60 000 m^3 gjenbrukt i Ny Snarøyvei del 2, 80 000 m^3 er benyttet til oppbygging av nytt terreng på Storøya og ca. 15 000 m^3 er levert NOAH Langøya som farlig avfall. Totalt omfattet oppryddingen noe over 200 000 m^3 masse.

SUMMARY

One of the biggest challenges at Fornebu was to work out how to deal with asphalt and sub-base contaminated with tar (PAH) under the oldest runways. The area involved was up to 200,000 m^2, and the contamination was very unevenly distributed. In the most contaminated areas PAH from the sub-base had penetrated 2-4 cm into the overlying asphalt.

20.000 tonnes of PAH-contaminated soil was stabilised with 3% bitumen in a stabilisation plant using a cold mix process. The product was then used as foundation for a new road at Fornebu. This PAH-contaminated material would normally have been transported to a hazardous waste disposal facility, at more than the triple costs. In addition to the stabilised material, 80.000 tons of PAH-contaminated soil was also re-used in the same foundation without stabilisation. Another 60 000 m^3 has later been used for road construction and appr. 80 000 m^3 has been used in construction of new terrain, without stabilisation.

Of more than 200 000 m^3 PAH contaminated mass, not more than 15 000 m^3 had to be disposed off as hazardous waste.

1 INNLEDNING

Hovedgrunnlaget for en arealbrukstilpasset opprydding på Fornebu ligger i utviklingen av den stedsspesifikke risikoveilederen. I dette inngår også utvikling av maler for gjenbruk av masser lokalt, som også senere har vært nyttiggjort ved andre tilsvarende oppryddingsprosjekter.

Da oppryddingsprosjektet på Fornebu startet i 1998 var det svært liten erfaring med gjenbruk av masser med restforurensing, og det var heller ingen klare myndighetskrav. Prosjektet måtte derfor innhente erfaringer fra andre land (i første rekke Danmark og Sverige), samt utføre egne forsøk for å dokumentere de miljømessige effektene av gjenbruk av masser med restforurensing på Fornebu.

I tillegg til PAH i bærelaget under asfalten, ble det i 2002 avdekket at deler av asfalten (og spesielt maling og asfaltlim) inneholdt PCB. Forsøkene har derfor omfattet mobilitet av PAH- og PCB-forurensninger i jord og asfalt, og arbeidet er utført i samarbeid med Veglaboratoriet og det danske rådgivningsfirmaet DHI.

2 GRUNNLAG FOR GJENBRUK AV MASSER

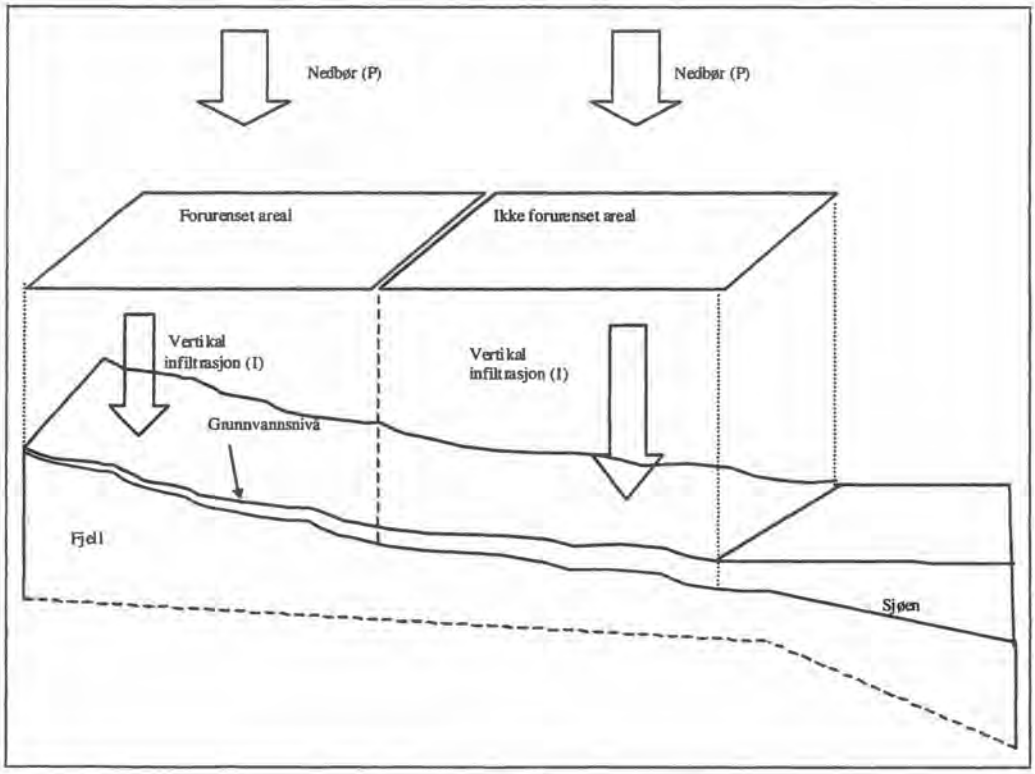
Gjenbruk av masser med restforurensing stiller krav til tillatelser både fra forurensnings-myndigheter (SFT) og planmyndigheter (Bærum kommune). Dette er prosesser som er tidkrevende (med bl.a. offentlig høring og politisk behandling) og må tas med i planleggingen.

For optimalt gjenbruk og massehåndtering kreves det i tillegg god planlegging av deponeringsområder, mellomlagringsområder og logistikk forøvrig. Dette for å hindre unødvendig transport, omlastinger og unødig belastning på omgivelsene.

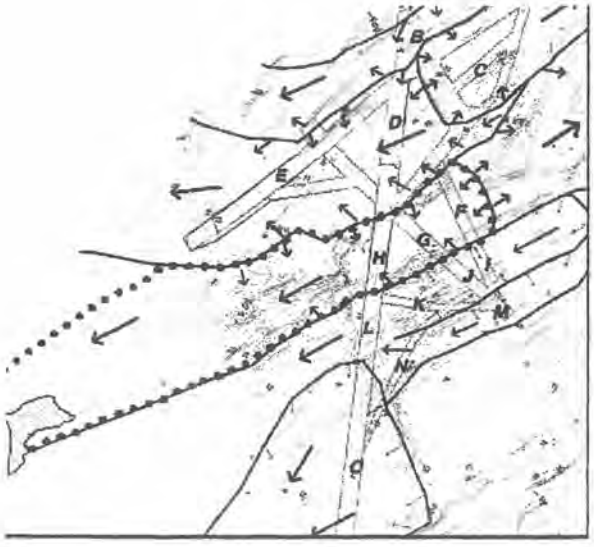
Der masser gjenbrukes i konstruksjoner (vei/grøft) må tekniske kvalitetskrav i forhold til styrke, deformasjon og telefarlighet også være ivaretatt.

I henhold til SFTs rammetillatelse fra 1998 for opprydding og behandling av forurenset grunn på Fornebu, skal akseptkriterier for forurenset jord oppfylles for både arealbruk og for spredning. Når massene blir liggende innebygd i en vei vil det være spredningskriteriene som er styrende for beregning av akseptkriterier for gjenbruk. En hydrogeologisk kartlegging av avstrømningsområder og berørte resipienter er derfor nødvendig, i tillegg til å fremskaffe data på forurensningenes mobilitet.

For beregning av utlekking av forurensinger fra gjenbruksmasser angis PEC – Predicted Environmental Concentration). Resipienters tålegrenser tar utgangspunkt i PNEC-verdier (Predicted No Effect Concentration) for de ulike miljøgifter. For beregning av spredning fra gjenbrukte masser til resipient (PEC) tas det hensyn til fortynning ved nedbør og grunnvanns-transport til resipient, hvor PNEC-verdier ikke skal overskrides, jfr. figur 1 og 2 på neste side. På Fornebu skal grunnvann ikke benyttes til drikkevann, slik at det er økotoksikologiske kriterier i resipienten som blir styrende ved fastsettelse av akseptkriterier.



Figur 1, prinsippmodell for spredningsberegning til resipient (fra SFT 99:01)



Område	Fortynning
Område A + B:	180
Område C:	88
Område D+E:	45
Område F+G+H:	137
Område I+J+K+L+M+N:	226
Område O:	156

Figur 2, Avstrømningsområder på Fornebu (A- O) med beregnet fortynning

3 AVFALLSFORSKRIFTEN - FARLIG AVFALL - ARBEIDSMILJØ

Farlig avfall er avfall som inneholder helse- og miljøfarlige stoffer. Slikt avfall må derfor håndteres på en særskilt måte. Kap 11 i avfallsforskriften inneholder bestemmelser for hvordan oppbevaring, levering og håndtering av farlig avfall skal foregå.

Kriterier som gjør avfall til farlig avfall er beskrevet i vedlegg til forskriften og i egen veileder fra SFT, og slike masser kan ikke benyttes til gjenbruk. For PAH er det ikke utarbeidet eget kriterie, men det er satt krav til at stoffet Benzo(a)pyren ikke skal ha høyere total-konsentrasjon enn 0,01 % og at summen av de kreftfremkallende forbindelsene ikke skal overstige 0,1%. Hvilke PAH-forbindelser som regnes som kreftfremkallende, fremgår av Norsk Stoffliste utarbeidet av SFT.

Det må også tas hensyn til hva som regnes som arbeidsmiljømessig forsvarlig ved håndtering av denne type forurensede masser uten at det må treffes spesielle tiltak. Det Svenske Vägverket opererer med en grenseverdi på 1000 mg/kg for Sum PAH.

4 UTLEKKINGSFORSØK

Det er gjennomført 2 ulike typer utlekkingsforsøk på masser med varierende forurensings-grad; kolonneforsøk og tankforsøk. Det gjennomført PAH-analyser og utført toksisitetstester på sigevannet (eluatet) for å beregne stedsspesifikke akseptkriterier for gjenbruk av masser

Tabell 1, Totalinnhold av Sum PAH i utlekkingsforsøkene (mg/kg tørrstoff)

A	B	C	C*	D	E	Tanl A	Tank B	Tank C
45	464	2605	3857	146	16	89	957	5765

4.1 Kolonneforsøk

Tradisjonelle kolonneforsøk er utført for å klarlegge Kd-verdien, som angir forholdet mellom konsentrasjon i fast stoff og i eluat. Kd-verdien oppgis i l/kg og økende verdi innebærer lavere utlekking.

Kolonneforsøkene har også vært benyttet til å se på evt. innvirkning av veisalt og om porevannets transporthastighet har betydning for utvaskingen (kolonne C og C*). Eluat fra kolonneforsøk har også vært benyttet til toksisitetstester.

Figur 3, Gjennomføring av kolonneforsøk på knust asfalt og bærelagsmasser

Tabell 2, Innhold av Sum PAH i eluater fra kolonneforsøkene

L/S	Kolonne A	Kolonne B	Kolonne C	Kolonne C*	Kolonne D	Kolonne E
0,1	0,47	5,4	15	18	<0,1	0,12
0,2	1,30	2,0	21	28	1,6	0,22
0,5	0,59	3,0	29	47	1,4	0,08
1,0	0,20	3,9	48	48	2,2	<0,1
2,0	0,21	2,7	38	72	2,3	<0,1
5,0	2,4	8,3	63	i.a.	3,5	0,29

*) halv hastighet på utlekkingsforsøket

4.2 Tankforsøk

Tankforsøk har vært benyttet til vurderinger av utlekking fra stabiliserte masser, og for å dokumentere om utlekking skjer som diffusjon eller er styrt av andre prosesser.

Tankforsøk er også benyttet underveis i prosjektet. Egne forsøk er utført på masser som er bygget inn, for å dokumentere at effekten av stabilisering var som forventet ut fra forundersøkelsene.

Figur 4, Gjennomføring av tankforsøk på stabiliserte bærelagsmasser

Tabell 3, Innhold av Sum PAH i eluater fra tankforsøkene med bitumenstabiliseret bærelag eller asfalt.

L/S	Tank A	Tank B	Tank C
0,25	<0,1	0,18	7,1
1	0,16	1,0	10,9
2,25	0,18	1,3	12,1
4	0,25	1,5	15
9	0,33	1,9	15
16 *	0,21/0,19	1,5/1,6	13/18
36	0,35	2,4	14
64	0,24	2,0	12

*) parallelle prøver

5 EFFEKT AV STABILISERING

Ved å stabilisere forurensede masser vil utlekking av miljøgifter reduseres. Forsøkene med å stabilisere bærelagsmassene med 3,0-3,5 vekt-% bitumen (MB3000) viser at utlekkingen av PAH reduseres markant. Eluatene fra utlekkingsforsøkene på stabiliserte masser er også redusert i forhold til eluat fra stabiliserte masser.

Effektene av stabilisering varierer mellom de ulike PAH-forbindelsene, og gir størst effekt for de PAH-forbindelser som har lavest vannløselighet. En sammenstilling av utlekkings-forsøkene viser følgende forholdstall mellom utlekking til stabiliserte og ustabiliserte bærelagsmasser.

Tabell 4, Effekt av stabilisering på PAH-forurensede bærelagsmasser på Fornebu (forholdstall viser forskjell mellom utlekking fra stabiliserte og ustabiliserte masser)

PAH-forbindelse	Laveste verdi	Median	10 persentil
Antrasen	2,7	3,4	7,2
Fluoranten	0,6	4,3	4,2
Pyren	3,3	7,4	4,7
Benzo(a)antrasen	1,9	6,0	7,6
Benzo(a)pyren	20,9	26,4	33,2

For de videre beregninger legges den laveste verdien av median og 10-persentil til grunn, for å gi ekstra statistisk sikkerhet.

Stabiliserte masser er godt egnet til innbygging i veifundament, og kan også brukes som bærelag i veier. Dette er dokumentert gjennom egne forsøk utført av Vegdirektoratet.

6 TOKSISITETSFORSØK

På oppdrag fra Statsbygg har DHI gjennomført økotoksikologiske tester av eluat fra kolonnetester av knuste bærelagsmasser. Det er gjennomført tester på både marine krepsdyr (*Acartia tonsa)* og ferskvannsalger *(Pseudokirchneriella subcapitata).* Tester med marine alger (*Skeletonema costatum*) ga forsøksmessige problemer. Det ble bl.a. målt 100 % dødelighet i blindprøven, og disse kunne derfor ikke benyttes videre. For marine krepsdyr ble det ikke påvist noen toksisitet i testene. Ferskvannsalgene viste seg å være mer følsomme for de aktuelle PAH-forbindelsene, og data herfra er benyttet videre i vurderingene.

Risikovurderingen er basert på prinsipper for utslipp av industrispillvann i Danmark, slik de er beskrevet i Miljøprosjekt nr. 260 (1994). Alle typer (miljø)risikovurdering er basert på estimater av forventede konsentrasjoner, og disse estimater beregnes alltid på et meget konservativt grunnlag – d.v.s. basert på den "verst tenkelige" situasjon ved utvelgelse av parametere. Her vurderes konsentrasjon av utslipp (Predicted Environmetal Concentration – PEC) i tre områder i resipienten: En initialfortynningssone (like ved utløpet), hvor effekter kan aksepteres, og et nærområde (hvor kun akutte effekter kan aksepteres). Utenfor nærområdet kan verken akutte eller kroniske effekter aksepteres.

6.1 Resultater fra toksisitetsforsøk

Toksisitetstestene viser veksthemming (i %) ved en konsentrasjon av eluat/vann på 200 ml/liter, samt 50% og 10% dødelighet målt i ml/liter. Resultatene av algetestene er vist i tabellen på neste side. Tall i parentes er 95% konfidensintervaller.

Vanligvis anses hemming av algevekst med <10% for å være "ingen effekt" og for å ligge under grensen for kvantifisering. Eluatet fra kolonnetestene er ikke filtrert eller sentrifugert for å fjerne partikler, noe som vanligvis gjøres ved kjemiske analyser. Dette ble ikke gjort fordi en ønsket å klarlegge om kolloider som finnes i vannet og som vaskes ut fra deponerte masser, har noen betydning for toksisiteten.

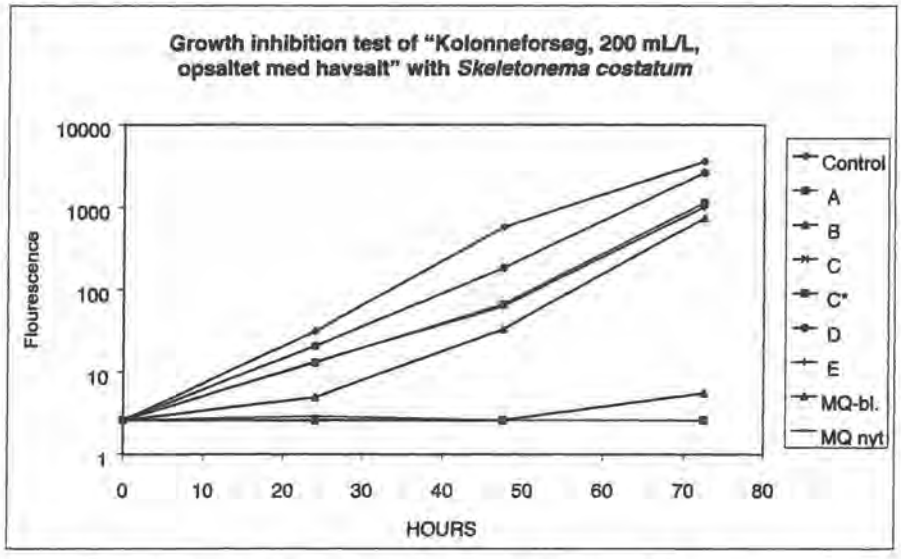
Tabell 5, Resultater fra toksisitetsforsøk

Materiale og test	PAH i jord [mg/kg]	L/S forhold	PAH i eluat [µg/l]	Hemming ved 200 ml/liter [%]	NOEC[1] [ml/ liter]	LOEC[2] [ml/ liter]	EC10[3] [ml/ liter]
Frest asfalt	10,5	0,1	0,12	10	<200	200	>200
	10,5	0,2	0,22	3	300	500	>500
Frest asfalt	12	0,1	0,47	10	<200	200	200
	12	0,2	1,39	8	10	20	186 (91-457)
	12	5	2,4	4	≥500	>500	>500
	12	10	0,59	0	≥500	>500	>500
Bærelag	381	0,1	<0,1	3	<200	200	>200
Bærelag	464	0,1	5,4	6	<200	200	>200
Bærelag	1169	0,1	15	17	<200	200	<200
	1169	0,5	29	6	100	200	262 (232-287)
	1169	10	82	10	50	100	160 (116-200)
Bærelag	2273	0,1	18	17	<200	200	<200

[1] NOEC – No Observed Effect Concentration. Konsentrasjonen for et stoff angir den konsentrasjon av stoffet som ikke gir påviselige skadeeffekter på organismene ved en kronisk eksponeringstest.

[2] LOEC – Lowest observed effect concentration. Beskriver den laveste testkonsentrasjonen der man i giftighetstester har observert effekter på testorganismene.

[3] EC10: Beskriver den konsentrasjonen (C) av stoffet som gir 10% nedsatt vekst av for eksempel alger.



Figur 5, Eksempel på grafisk framstilling av resultater fra toksisitetsforsøk

Resultatene av toksisitetstestene brukes til å estimere konsentrasjonen som ikke forventes å medføre uakseptable effekter i miljøet (Predicted No Effect Concentration, PNEC). Den laveste av PNEC-konsentrasjonene divideres med en sikkerhetsfaktor. Faktorens størrelse avhenger av datasettets kvalitet med hensyn til det antall organismegrupper som er representert og de parametere som er målt (akutt eller kronisk toksisitet).

De to estimerte verdier sammenholdes ved å se på forholdet PEC/PNEC. Hvis dette forhold er lavere enn 1, forventes at utslippet ikke forårsaker uakseptable effekter i resipienten.

6.2 Miljørisikovurdering for eluater fra toksisitetsforsøk

Risikovurderingen tar utgangspunkt i at ikke det ikke skal skje utlekking av PAH via grunnvannet som gir akutte eller kroniske effekter i strandsonene til kilene ved Fornebu. Fra arealet til Ny Snarøyvei del 2 er dimensjonerende fortynning beregnet til 156.

PEC blir derved 1000 ml/L/156 = 6,4 ml/liter

For en risikovurdering basert på resultater av akutt-tester på to organisme-grupper (her: alger og krepsdyr), vil en normalt ta utgangspunkt i LC/EC50-verdien og bruke en sikkerhetsfaktor på 100 for estimering av $PNEC_{akutt}$ og en på 200 for estimering av $PNEC_{kronisk}$. Med tester på minst 3 grupper av organismer kan det benyttes sikkerhetsfaktorer på 10 og 20. I dette tilfellet foreligger ingen LC/EC50-verdier (>500 ml/liter), og EC10-verdien må benyttes. En så høy sikkerhetsfaktor som 200 til estimering av "$PNEC_{kronisk}$" på en EC10-verdi vil imidlertid overestimere toksisiteten, og gi et alt for konservativt anslag for PNEC. I dette tilfellet er det mer realistisk å benytte faktorene 10 og 20 på EC10-verdiene.

Basert på disse to forutsetningene blir PNEC som følger:

$PNEC_{akutt}$ bærelag = 160 ml/liter / 10 = 16,0 ml/liter
$PNEC_{kronisk}$ bærelag = 160 ml/liter / 20 = 8,0 ml/liter

Risikokoeffisienten PEC/PNEC blir som følger:
Akutt: PEC/PNEC = 6,4 ml/liter / 16,0 ml/liter = 0,40
Kronisk PEC/PNEC = 6,4 ml/liter / 8,0 ml/liter = 0,80

Selv de høyeste PAH-konsentrasjoner gir et PEC/PNEC-forhold mindre enn 1, og vannet som lekker ut fra det PAH-forurensede bærelaget som plasseres i veiens underbygning vil derfor ikke forårsake toksiske effekter i resipienten.

Testen er utført på bærelagsmateriale med PAH-konsentrasjon på opptil 2273 mg/kg. Teoretisk vil akseptabel konsentrasjon av PAH derved være (2273/0,8) 2840 mg/kg.

Denne akseptkonsentrasjonen er beregnet med grunnlag i EC10-verdier, og ikke EC50-verdier, som er det vanlige. Det er derfor en meget stor grad av sikkerhet bygget inn i kriteriet.

For frest asfalt er EC10 verdiene omtrent tilsvarende som for bærelag, og vil derfor kunne gjenbrukes på samme måte ut fra en miljørisikovurdering.

6.3 Anbefalte akseptkriterier - PAH

På bakgrunn av resultatene foran ble det beregnet følgende akseptkriterier.

Tabell 6, Anbefalte akseptkriterier for gjenbruk av PAH-forurensede masser i underbygning for veier på Fornebu

Stoff Alle tall i mg/kg TS	**Tidl. aksept-kriterie**	**Forskrift om farlig avfall**	**Toksisitets-test**	**Nytt akseptkriterie**
Anthracen	75			
Fluoranthen	155			
Pyren	105			
B(a)a	170			
B(a)P	140	100		**100**
SUM: Fluoranten *, Benso(a)antracen, Krysen, Benso(b)fluoranten, Benso(k)fluoranten, Benzo(a)pyren, Dibens(a,h)antracen og Indeno(1,2,3-c,d)pyren		1000		**1000**
SUM PAH			2840	**2000 **)**

*) Ikke klart om Fluoranten nå regnes som kreftfremkallende, men tas med for sikkerhets skyld.
**) For masser med PAH-konsentrasjon mellom 1000 og 2000 mg/kg må personellet ikke komme i direkte hudkontakt med massene.

6.4 Anbefalte akseptkriterier for PCB

Etter at det ble registrert PCB i deler av asfalt og bærelagsmassene, ble også eluatene fra utlekkingsforsøkene analysert mht. PCB. Det ble ikke påvist PCB i noen av eluatene. Det kan derfor konkluderes med at den aktuelle PCB-forurensningen knyttet til asfaltmassene på Fornebu er svært lite mobil. Dette er også i samsvar med resultatene fra Veritas sin innledende sedimentundersøkelser og pågående miljøovervåkning.

For å kunne fastsette akseptkriterier må faktoren som bestemmer løseligheten (Kd) beregnes ut fra analysens deteksjonsgrense på 0,01 mg/l,. Kd varierer innenfor et intervall på 7260 og 21450. Dersom en legger laveste teoretiske Kd-verdi til grunn og ut fra et "føre-var" prinsipp kun tillater 50% av denne, vil dette tilsvare en fordobling i forhold til risikomodellen, jfr. tabellen nedenfor.

Tabell 7, Beregnede akseptkriterier for PCB ut fra ulike avstrømningsområder på Fornebu

Område	Komponent	PNEC µg/l	For-tynning	Kildekons. µg/l	Kd [1] l/kg TS	Akseptkriterie mg/kg
Område A + B:						
	PCB	0,002	180	0,36	3272	1,18
Område C:						
	PCB	0,002	88	0,18	3272	0,58
Område D+E:						
	PCB	0,002	45	0,09	3272	0,29
Område F+G+H:						
	PCB	0,002	137	0,27	3272	0,90
Område I+J+K+L+M+N:						
	PCB	0,002	226	0,45	3272	1,48
Område O:						
	PCB	0,002	156	0,31	3272	1,02

1) Kd-verdi fra risikomodellen er 1636.

7 GJENBRUK AV MASSER

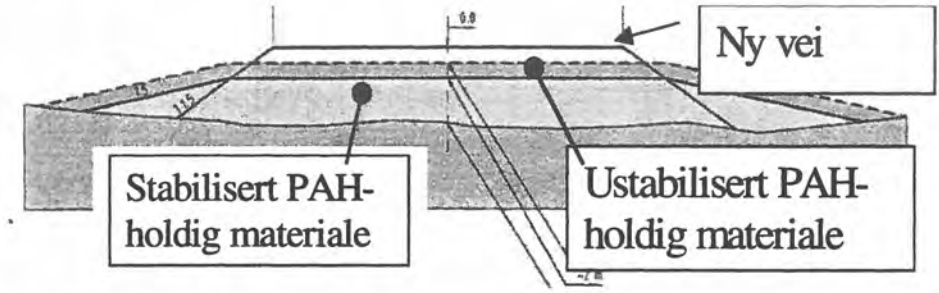
7.1 Gjennomføring

Ved oppbygging brukes steinstørrelse som bygger inntil 2/3 av lagtykkelsen ved utlegging. Med hensyn til krav til humus- og finstoffinnhold i steinfylling gjelder krav som for forsterkningslag, det vises til Håndbok 018 pkt. 522.1.

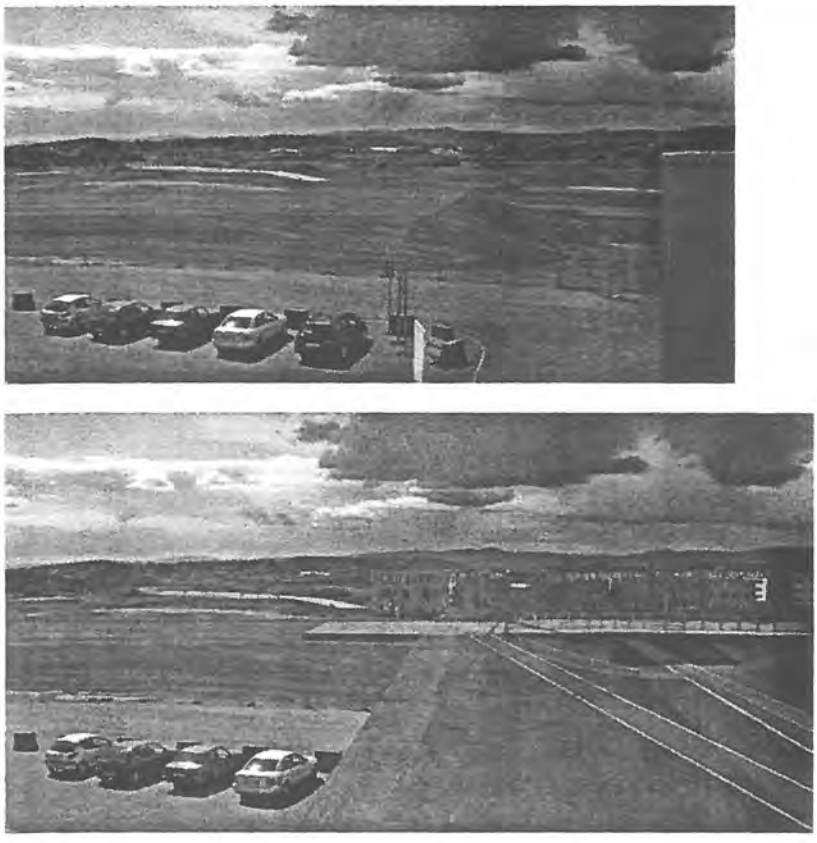
Fyllingen er lagt ut og komprimert slik at det ikke skal bli uakseptable egensetninger etter byggetiden, med størst mulig homogenitet i horisontalretning. Sistnevnte er spesielt viktig ved overgang mellom stabiliserte og ustabiliserte masser hvor fyllingen bygges opp med horisontalt atskilte lag eller med utkiling mellom de ulike materialene for å oppnå jevnest mulig kvalitet, kfr. Håndbok 018 figur 260.1 og figur 266.1.

Krav til komprimering av fylling er 97 % av Standard Proctor i henhold til Håndbok 018 figur 203.2. Håndbok 176, figur 1.2. Komprimering utføres med vibrerende slepevalse, masse større enn 10 tonn med 10 passeringer.

Kontroll er utført av entreprenøren i henhold til Håndbok 018 kap. 269, Håndbok 176, pkt. 1.3 og pkt. 3.5 og Prosesskoden fig. 25.2 og fig. 25.3. Dette omfatter inspeksjon, måling, feltforsøk og analyse av uttatte prøver.



Figur 6, prinsippskisse for gjenbruk av PAH-forurensede masser i veiunderbygning



Figur 7, Innbygging av PAH-forurensede masser, dagens situasjon (øverst) og fremtidig situasjon (nederst)

7.2 Etterkontroll – utlekking av PAH

For verifisere at forutsetningene som lå til grunn for beregning av utlekking fra massene var tilfredsstilt ble det utført nye utlekkingsforsøk på masser som var bygget inn i Indre Ringvei.

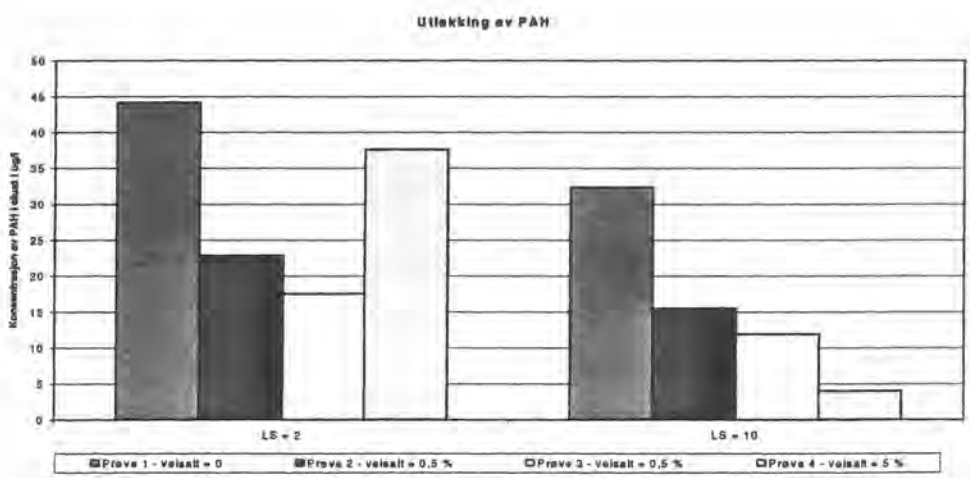
Dokumentasjonen består av 4 ulike forsøk.

1. Supplerende toksisitetsforsøk på eluater fra utførte utlekkingsforsøk. Rapporten inkluderer alle utførte forsøk forut for innbygging av masser, og konklusjonen mht. kriterier for innbygging er ikke endret som følge av de nye forsøkene. Rapporten konkluderer med at det er god sikkerhet i tiltaksplanens akseptkriterier.

2. Supplerende vurderinger av utlekking fra stabiliserte masser basert på om utlekking skjer som diffusjon eller er styrt av andre prosesser. Konklusjonen er at diffusjon er den styrende utlekkingsprosess, og at planlagt gjenbruk av stabiliserte masser ikke vil ha innvirkning på berørte resipienter.

3. Supplerende tanktester av masser som er bygget inn i Indre Ringvei. Resultatene viser at utlekkingen av de massene som er bygget inn i Indre Ringvei er i samme størrelsesorden som det de innledende forsøkene viste. Tidsforløpet er også i samsvar med forutsetningene.

4. Supplerende utlekkingsforsøk hvor prøvene ble utsatt for påvirkning av veisalt. Det ble gjort forsøk med vann med saltinnhold 0,5 og 5 %, for å se om fremtidig salting av veier kunne medføre fare for økt utvasking av PAH. Forsøkene viser at veisalt ikke vil medføre økt utlekking av PAH. Det kan faktisk se ut som om konsentrasjonen av PAH vil avta noe, men dette ligger innenfor usikkerheten med slike forsøk. Også her viser økende LS-forhold lengre tid.



Figur 8, Forsøk med veisalts innvirkning på utlekking av PAH

8 KONKLUSJON

Av i alt 200 000 m3 PAH-forurenset masser er det gjenbrukt:

- Stabiliserte masser: 20 000 tonn i veifyllingen for Indre ringvei.
- Ustabiliserte masser: 80 000 tonn i veifyllingen for Indre ringvei.
- Ustabiliserte masser ca 60 000 m^3 gjenbrukt i Ny Snarøyvei del 2,

Videre er 80 000 m^3 er benyttet til oppbygging av nytt terreng på Storøya og bare 15 000 m^3 måtte avhendes NOAH Langøya som farlig avfall.

De valgte løsninger for gjenbruk har vist seg å være samfunnsøkonomisk gunstig med lav kostnad og høy nyttiggjøring av restprodukter. Løsningene som er valgt på Fornebu, innebærer også at knappe deponiressurser ikke beslaglegges.

Gjenbruksprosent for oppgravde masser er før endelig ferdigstillelse på 96%, som er langt over målsettingen (75%).

9 REFERANSER

Amterners Videncenter for jordforurensing, AVJ info nr 6 (2003), Temanummer vedr. olje- og bensinforurensning (http://www.avjinfo.dk/pdf/AVJinfo0603.pdf)

DHI, Miljø-økonomisk vurdering af tiltag Lokalitet 076, Rapport R202, datert 24.11.2002

DHI, PAH- forurenset bærelag. miljørisikovurdering basert på test med krebsdyr og alger, Notat N106, datert 04.07.2002

DHI, Udførelse af udvaskningstest på bærelagsmasser samt toxtest på eluatet, statusnotat, Notat N105, datert 20.06.2002

DHI, Vurdering av terrestriske PNEC-værdier, Rapport R201, datert 21.03.2002

DHI, Vurdering av gjenplassering av forurensede masser, Notat DHI-N112 rev.4, mai 2001

DHI, Tiltaksplan for lokalitet 076, DHI R-104 rev. 2, november 2001

Miljøverndepartementet, FOR 2004-06-01 nr 930: Forskrift om gjenvinning og behandling av avfall (avfallsforskriften), kap 11 (farlig avfall)

SFT, veiledning 2023:2004, Håndtering av farlig avfall

SFT, Norsk stoffliste (http://www.miljostatus.no/datasok/stoffliste/stoffliste.asp?topmenuindex=2&leftmenuindex=1&pagename=Stofflisten)

SFT, Veiledning 99:01 for risikovurdering av forurenset grunn, 1999.

Statsbygg, Oppfylling av deler av Indre Ringvei - Vedlegg til anmodning om ferdigattest, Datert 23.10.2003

Statsbygg, Statusrapport nr 5 for kartlegging og oppryding av forurensninger i grunnen på Fornebu, Mars 2003

Statsbygg, Revidert brukerveiledning for stedsspesifikk risikovurdering av forurenset grunn på Fornebu , Rapport datert 20.03.2002

Statens vegvesen Vegdirektoratet, Rapportering av resultater fra prøvetillaging og testing av materialer inneholdende tjære, datert 28. juni 2002

Svenske Naturvårdsverket, Forslag til riktverdier for forurensede bensinstasjoner, Rapport 4889 (vedr. klassifisering av kreftfremkallende PAH-forbindelser).

Svenske Vegverket, hantering av tjæreholdige belegninger, publikasjon 2004:90.(http://www.vv.se/publ_blank/bokhylla/ATB/atb_vag/Publikationer/2004-90/2004-90.pdf)

Vandkvalitetsinstituttet (DHI), Industrispildevands miljøfarlighed , Miljøprojekt, 260-1994

Veritas, Sedimentundersøkelse i sjøområdene rundt Fornebu - Marin Miljøundersøkelse 1999

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 2004
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

Dr. ing. James Michael Strout
Norges Geotekniske Institutt

BARCELONA HAVN – OVERVÅKING AV KONSOLIDERINGSFORLØP AV MOLO PÅ BLØT LEIRE

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK /GEOTEKNIKK 2004

FREEZE-DREDGING - UNDERWATER FREEZING FOR SEDIMENT REMEDIATION AND RESCUE OF OBJECTS AT SEA BOTTOM

Frysmuddring - Undervattensfrysning för sedimentsanering och upptag av föremål

M. Sc. and Ph.D. Susanne C. Rostmark FriGeo AB and Luleå University of Technology, Sweden
Civ. Ing. Erik Maksimainen FriGeo AB, Sweden
Prof. Sven Knutsson Luleå University of Technology, Sweden

SAMMANFATTNING

Frysmuddring är en ny teknik för upptag av förorenade sediment och föremål. Tekniken är en utveckling av artificiell markfrysning. Vid frysmuddring fryses det förorenade materialet innan det lyfts. Frysningens djup kan avgränsas väl, vilket ger en god precision. Då det förorenade materialet är fruset då det lyfts sker en mycket liten spridning av förorenat sediment under upptaget. Frymuddring motsvarar väl EPA kraven för att klassas som miljömuddring. Under frysningen aggregeras sedimentet, aggregeringen innebär att den vattenhållande förmågan minskar vilket avsevärt underlättar avvattningen av det upptagna materialet. Fullskaliga försök har utförts med mycket goda resultat. Tekniken har också använts i samband med bärgningen av det svenska spaningsplan som sköts ner över Östersjön 1952. Med hjälp av frysmuddring har sediment med historiskt intressanta föremål bärgats från 128 m djup. Frysmuddring bör kunna användas vid upptag av dumpad ammunition.

SUMMARY

Freeze-Dredging is a novel dredging technique used for uptake of contaminated sediments and objects. Firstly it stabilises the contaminated sediment by freezing and then the frozen sediment is lifted up and above the water. The freezing depth can be controlled with good precision. While the contaminated soil is frozen when lifted there is a very small risk for redistribution of contaminated sediment during uptake. During freezing the sediment is aggregated. Aggregation alters the structure and decreases the water retaining capacity of the material and thus promoting dewatering. A full-scale field test has been performed with very good results. The technique has also been used in connection with the uptake of the Swedish military aircraft that was shot down in the Baltic sea in1952. Sediments with historically interesting objects were retrieved from 128 m depth. It has been hypothesised that Freeze-Dredging can be useful also for uptake of dumped ammunition.

1 INTRODUCTION

Technically speaking, dredging is the relocation of underwater sediments. If the sediments removed are environmentally harmful they can be disposed in confined disposal facilities (CDF s), contained aquatic disposal (CAD) facilities, licensed landfills; or subject to sediment treatment. Dredging techniques can be grouped into; mechanical dredging, hydraulic dredging and environmental - low impact - dredging.

Luleå University of Technology and FriGeo AB have developed a novel dredging technique – Freeze Dredging. The technique fulfils the demands of environmental dredging and have been used in different sediment remediation projects. Freeze-Dredging has also been used for retrieving small objects left in the sediments after the uptake of a military aircraft outside Gotska Sandön, in the Baltic Sea.

This paper presents some results from the Freeze-Dredging projects performed and discusses the advantages and shortcomings of underwater freezing for removal of sediments and objects.

2 ARTIFICIAL FREEZING

The significant strength of frozen soil-water mixtures can be used for engineering purposes. Man-made artificial ground freezing, AFG, was first practised in South Wales in 1862 and patented in Germany in 1883 (Harris, 1995). The most wide spread application is stabilisation of soils and rock during underground construction work, lining of underground gas storage tanks and maintenance of permafrost under heated buildings and pipelines. The very low hydraulic conductivity of frozen ground has started an increasing interest in exploring the possibilities of using frozen ground for environmental protection (Dash, 1994).

The basic principle of ground freezing has been the same since it was first used. Freezing is induced by driving freezing pipes trough a stratum, circulating a refrigerant liquid trough these pipes, and then proceeding with the excavation. The scale of the ground freezing operation is readily adjusted; it can be used fore very small installations, and has been used for excavations up to 45 m in diameter and down to 900 m below the ground surface (Harris 1992).

3 ENVIRONMENTAL DREDGING

During dredging operations redistribution of sediments to the water column is a problem due to environmental concerns, increased turbidity can harmfully disturb the aquatic fauna in a large area around the dredging site. If the sediment is polluted, redistribution is a risk also because it can cause chemical pollution of the water column. When dealing with contaminated sediments, the costs for dewatering and disposal of the sediments can be large. Because of the treatment costs to deep dredging is expensive, while removal of to thin layers of sediment leaves exposed contaminated material, causing a continuos environmental risk. To deal with the problem special protocols for considerations in contaminated sediment removal have been presented. Contaminated sediments should be removed with good precision and minimal redistribution. The concept of environmental dredging consists of dredging techniques fulfilling these demands. The techniques used ranges from modified mechanical excavation dredgers (Abelman 2001), to hydraulic dredgers (Romangoli et. al 2001) e.g.: encapsulated bucket lines for bucket chain dredgers; closed buckets for backhoes; closed clamshells for grab dredgers; auger dredger, disc cutter, scoop dredger and sweep dredger (all modified cutter dredgers).

Luleå University of Technology and FriGeo AB have developed a technique for sediment removal by using artificial freezing, AFG. The technique is called "Freeze

Dredging". The Freeze Dredging technology is a development of traditional ground freezing and consequently it thermally stabilises the contaminated sediment before removal.

3.3 Cost considerations for environmental dredging

The costs for environmental dredging is approximated to 300 to 500 times higher than navigational dredging, table 1, (NAVFAC 2002).

Table 1. Cost considerations for environmental dredging, NAVFAC 2002.

Activity	Cost Estimates (dollars per cubic yard)
Dredging	• Dredging alone (no treatment), under $10 • Environmental dredging costs 300 to 500 times more than navigational dredging, when treatment and transportation costs are included • New technologies focus on reducing the cost of environmental dredging
Pretreatment [1]	• Air drying (passive), $4 to $7 • Filtration, $8 • Centrifuge, less than $8 • Gravity thickening, less than $8 • Size separation, dewatering and wastewater treatment, $15 to $75
Treatment [2]	• Thermal desorption, incineration, vitrification, $110 to $1,350 • Sediment washing, $81 to $330 • Solidification/stabilization, $81 to $392 • Biopile/composting, phytoremediation, $20 to $270
Disposal [3]	• Commercial landfill, $30 to $300 • On-site landfill, $3 to $20 • CDF, $15 to $50 • CAD, more than $50

The biggest cost is not related to the removal step, but to the dewatering, transportation and disposal of the dredged sediments. Hence to evaluate different techniques it is of great importance to study the whole remedial cycle. This evaluation should involve its environmental effects as well as the associated cost.

Oen et. al. 2003 has suggested a cost-benefit evaluation tool, where remediation is deemed effective when contaminant flux during and after remediation is less than contaminate flux without remedial actions. The cost benefit of different technologies is then evaluated by calculating the environmental benefit relative to the cost. To use the contaminate flux for evaluation is unique for this cost benefit analyses.

Romagnoli et. al, 2003 made an evaluation of the effectiveness of environmental dredging and found that, in all cases, the bioavalibility of contaminates was bigger after dredging than before. This was considered to be an effect of unprecise removal and redistribution of sediment during the remedial activities.

4 FREEZE-DREDGING

When using Freeze Dredging, the challenge is to freeze material below water, and to remove it while frozen. Brine conducting pipes, or tubes, are arranged in a fashion that enables freezing, lifting and unloading of the frozen material. The structures developed for this purpose are called "freeze-cells".

At the moment, two basic cells are used. One cell has a vertical arrangement of pipes with a length corresponding to the depth of the contaminated layer, figure 1 a. The other, figure 1 b, is a flat cell with tubes arranged in a horizontal manner inside the cell. This cell is, during dredging placed at the surface of the sediment, thereby inducing the freezing process to propagate into the sediments from the sediment surface. For dredging of sediments to a maximum depth of 0.5m flat cells are used, for deeper remedial work vertical arrangements are more appropriate.

a. b.

FIGURE 1. Freeze-cell with vertical freeze pipes, a, flat freeze-cell, b.

The brine circulating in the freeze-cells are kept at a temperature of –20 to –40 °C, using a mobile freeze plant. When the sediment has frozen, the cells are lifted one by one. To avoid sediment suspension and erosion; a lifted cell is preferably surrounded by other freeze-cells or by an area where the sediment already is removed. The freeze-cells are then unloaded and replaced, starting another freeze cycle, figure 2.

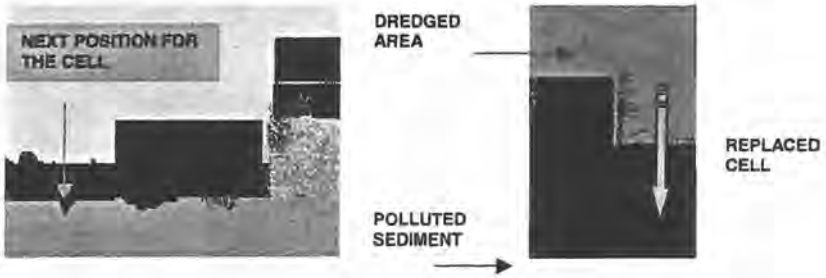


FIGURE 2. Lift and replacement of freeze-cells. Left: shows a cross section where the dark area represents polluted sediment. Right: Plan view of the lift and replacement arrangements of a freeze-cell surrounded by other freeze-cells, or by an already dredged area.

The time needed for a freeze cycle depends on many factors. The most important are:

- temperature of the brine
- thermal properties of the sediment
- type of freeze-cell used
- heat loss to the water

The time of a cycle can vary from a few hours to many days depending on the chosen design, in which the most important parameter is the freeze depth. The longer cycle is valid for freezing with vertical pipes arranged in a pattern with large c/c distance. The shorter corresponds to freezing of thin layers of sediment beneath a flat freeze-cell. The most energy-consuming step is the phase transition of water from its liquid state to ice. In sediment, being almost pure water, the cooling energy of freezing 1 m^3 is close to 360 MJ (100kWh). To obtain this, the theoretic input of electricity to the freezing plant, is approximately 120 MJ (30 kWh).

4.1 Case histories

Freeze-Dredging have been used for uptake of sediments on three different sites in Sweden. Both vertical pipes, flat freeze-cells and single hose systems have been used. In all cases the environmental impact was low and sediments were removed with good precision. When the frozen material thaws, a separation of water and particles takes place. The separation is induced by the freezing process which over consolidates the sediment (Rostmark and Knutsson, 2003).

5 RESCUE OF OBJECTS

In 1952 a Swedish aircraft of the type DC:3 was shot down by the Soviet Union. The plane was found outside Gotska Sandön in the Baltic Sea and was taken up in 2003-2004. After rescuing the DC:3 Freeze-Dredging was performed in order to retrieve small objects embedded in the sediments spread around in the area close to the aircraft. The water depth was 128 m and the depth of the sediments frozen was 20 cm. The dredging operation was carried out from the Swedish submarine rescue ship Belos. Belos is specially equipped and can keep its position with high accuracy even in very bad weather. The freezing-plant was placed on deck and the cold brine was conducted to the freeze-cells trough 4" and 2" hoses. The freeze cells used were of the flat type with an area of 10 m^2 (5 m x 2m), figure 7. All work under water was carried out with remote operated underwater robots. Originally the plan was to lower 4 cells at each cycle. However due to problems with a lifting beam, only one cell could be lowered at a time. The freezing-time was 16 hours and the average freezing temperature -20 °C. Four freeze - cycles were carried out in the vicinity of the plane. About 50 m^2 of the sediment with embedded objects were taken up. After uptake the sediment was kept frozen until a careful examination could be made.

a.

b.

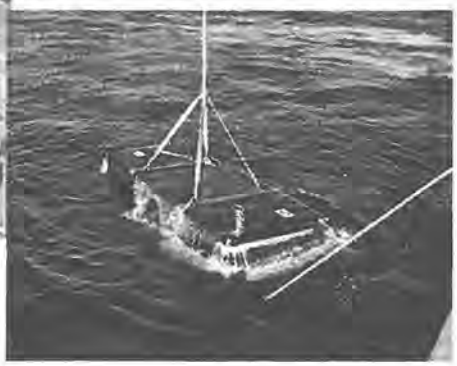


Figure 7. Unloaded sediment ,a. A freeze- cell breaking the water surface, b.

5 ANALYSIS AND DISCUSSION

It is possible to use thermal stabilisation also in underwater projects. To minimise energy losses, the refrigeration plant should be placed close to the remediation site. One factor limiting the scale of removal with Freeze-Dredging is the capacity of the refrigeration plant. The water content and thermal properties of the sediment are important for the energy removal needed to freeze the material. The uptake cost for Freeze-Dredging is probably higher than for other environmental dredging techniques but the environmental benefit and post treatment advantages are substantial. Hydraulic dredgers cause low environmental impact during dredging, but adds large amounts of water. The added water has to be removed again in the dewatering step. Mechanical dredgers often add little water, but cause environmental impact trough redistribution of sediments during dredging. Even tough very little water is added in the uptake process of Freeze-Dredging the freeze-thaw cycle alters the sediment structure causing efficient dewatering without the need for further chemical or mechanical treatment.

In the field tests, both flat freeze-cells as well as cells with vertical pipes and single tubes have been used, all with good results. The uptake of objects from the DC:3 site showed, that it is possible to freeze material at a water depth of almost 130m. With a combination of flat-cells, vertical pipes and single tubes objects embedded in sediments, or placed on the seabed can be rescued using underwater freezing.

7 CONCLUSIONS

Freeze Dredging is possible to use for the remediation of polluted sediments. The method is probably most beneficial in severely contaminated sediments, where the demands for high accuracy and removal with minimal suspension is crucial.

The possibility to design the freeze-cell in many different ways makes underwater freezing useful also for other scenarios such as, safe uptake of hazardous wastes as ammunition, retrieval of historically interesting objects, or for investigation of underwater crime scenes.

REFERENCES

Abelman, J. F. S. 2001. *Extensive High-Accuracy Dredging of Contaminated Sediments in Holland.* In M. Pellei, A. Porta and R. E. Hinchee (Eds.), Proceedings of the First International Conference on Remediation of Contaminated Sediments, pp 189-200. Battelle press Ohio.

Dash, J. G., Y. H. Fu, and R. Leger, 1997. *Frozen soil barriers for hazardous waste confinement. In Knutsson (Ed.), Proceedings of the International Symposium on Ground Freezing and Frost Action in Soils* pp. 375-380. Balkema, Rotterdam.

Harris, J. S. 1995. *Ground freezing in practice.* Thomas Telford, London.

NAVFAC. Naval Facilities Engineering Command Washington, 2002, *Contaminated Sediments at Navy Facilities: Cleanup Alternatives,* TechData Sheet, TDS-2092-ENV December 2002

Oen A. , E. Eek, K. Rudolph-Lund, A. Hauge, G. Breedveld, 2003. Evaluating Remediation Alternatives for Contaminated sediments Based on Cost-Benefit analyses, Paper A-03, in: M. Pellei and A. Porta (Eds.), Remediation of Contaminated Sediments—2003. Proceedings of the Second International Conference on Remediation of Contaminated Sediments (Venice, Italy; 30 Sep–3 Oct 2003).

Romangoli R., J. P. Doody, H. M. VanDewalker, and S. A. Hill, 2001. *Environmental dredging Effectiveness: Lessons Learned.* In M. Pellei, A. Porta and R. E. Hinchee (Eds.), Proceedings of the

First International Conference on Remediation of Contaminated Sediments, pp 181-188. Battelle press Ohio.

Rostmark S. C. And S. Knutsson, 2003, *Removal of Contaminated Sediments by Using Freeze-Dredging,* Paper D-09, in: M. Pellei and A. Porta (Eds.), Remediation of Contaminated Sediments—2003. Proceedings of the Second International Conference on Remediation of Contaminated Sediments (Venice, Italy; 30 Sep–3 Oct 2003).

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2004

PÅLITELIGHET VED JORD- OG FJELLARBEIDER

Reliability of construction in soil and rock

Sivilingeniør Kaare Flaate

SAMMENDRAG

Spørsmålet om pålitelighet er et generelt problem også for anleggsindustrien. Vi har som mål å levere et produkt som holder en viss kvalitet. Men i mange tilfeller blir ikke målet nådd, til stor ulempe og ekstra kostnader for byggherren.

Spørsmålet blir da hvordan kan vi bedre påliteligheten. Løsningen ligger i en systematisk kvalitetssikring som kan garantere at anlegget blir prosjektert og bygget slik vi ønsker; en prosess som til sine tider kan være ganske krevende.

De viktigste faktorene i denne prosessen er kompetent personell på alle nivåer og kontroll som dokumenterer resultatene. Pålitelige kontrolldata er også helt nødvendig for å kunne forbedre og utvikle produktet videre.

Det er viktig å være klar over hvilke egenskaper som kompetanse består av. I tillegg til kunnskap og erfaring er det avgjørende at en har evne til kommunikasjon og samarbeid og til å dele sin kunnskap med andre medarbeidere.

SUMMARY.

The question of reliability is a general problem for the construction industry everywhere. We aim at building a product that holds a certain quality and then we experience that this is not always obtained.

The question is than how can the reliability be improved. The solution is found in a systematic quality assurance procedure that can guaranty that the construction is designed and built to the best of our knowledge.

Among the key factors in this process are competent personnel at all levels and control during construction documenting the results. Reliable control data are also crucial for further development of the product.

Successful quality assurance is also dependent of an understanding of the elements that constitute competence. Important factors in addition to knowledge and experience are communication and co-operation skills and sharing of knowledge.

Spørsmålet om pålitelighet er et generelt problem for all byggevirksomhet og dermed også for jord og fjellarbeid. Med pålitelighet mener jeg her at vi får det produktet som vi har planlagt og som vi har stilt bestemte kvalitetskrav til. Selv om målet er klart så erfarer vi ofte at vi ikke oppnår det ønskede resultat.

Pålitelighet og sannsynlighet kan ikke være en rent teoretisk øvelse slik som enkelte av og til synes å mene. Et overslag over pålitelighet må basere seg på registrering av aktuelle tilfeller dersom det skal ha noen verdi. Slike registreringer er vanskelig å få til særlig fordi eventuelle feilslag ikke er så hyggelig å rapportere.

Jeg tror de fleste innen norsk byggeindustri mener at de er dyktige og dette er vel langt på veg riktig. Vi regner med at vi har kvalifiserte planleggere, dyktige arbeidere, høy kvalitet på maskiner og materialer og så videre. Dette skal teoretisk indikere høy pålitelighet og likevel ser vi at det ofte svikter under utførelsen.

En illustrasjon på dette har vi når det gjelder bygninger med flate tak. Den som har fulgt litt med i pressen kan ikke ha unngått å registrere at sannsynligheten for lekkasjer på et flatt tak konstruert og bygget i Norge er ganske høy. Til og med Byggforsk`s eget bygg var utsatt for dette og vi må spørre oss hvordan påliteligheten kan bedres.

Dersom vi returnerer til jord og fjellarbeider så kan vi gjøre lignende observasjoner. Jeg vil illustrere dette med fire forholdsvis ferske eksempler der resultatet ikke ble slik som forutsatt. Når vi ser på disse eksemplene må vi se på de som en mulighet til læring og ikke som en anledning til kritikk av firmaer eller personer.

Stålpeler under lastekai på Melkøya.

Pelene ble utstøpt med betong. Kontroll av betongkvaliteten ved kjerneboring i 100 peler viste skader på 16. Trolig vann i pelene under utstøpingen. Svikt i entreprenørens utførelse og manglende kontroll fra byggherrens side.

Husfundament i Drammen.

Fundamentert på bløt grunn der peler til fast grunn var forutsatt under deler av bygningen. Store setninger etter at bygget var oppført, det er ikke brukt peler. Svikt i entreprenørens utførelse og manglende kontroll under bygging.

Ujevn "telehiving" (iskjøving), Rv 35.

Veldig ujevn vegbane på ny veg. Overbygning dimensjonert etter vegnormalene. Lagdelt, vannførende grunn i skrånende terreng. Effekten av stor vanntilførsel og eventuelle tiltak for avskjæring av denne ikke vurdert.

Raset i T-baneringen på Hasle.

Vanskelige geometriske forhold ved sammenkopling av gammel og ny tunnel. Eksisterende geologisk kunnskap synes ikke å ha vær kjent og benyttet av byggherre og planlegger eller ført videre til entreprenøren.

I de fleste tilfeller er det en lang rekke profesjonelle deltakere som påvirker resultatet. Vi kan i denne sammenheng nevne byggherre, planlegger, rådgivende ingeniør, materialleverandør, entreprenør og kontrollør. Alle disse gir sitt bidrag til produktet og svikt hos en av dem kan være nok til at ting går galt.

Nøkkelen til bedre resultater ligger trivielt nok i bedre kvalitetssikring. Vi må se til at det produktet vi ønsker er planlagt og bygget i tråd med dagens kunnskap, det vil si etter aksepterte spesifikasjoner og framgangsmåter. Det krever at vi har orden på følgende:.

1. *Beskrivelse av produktet (spesifikasjoner)*
2. *Enighet om utførelsesmetodene (retningslinjer)*
3. *Kompetent (utdannet og øvet) personell på alle nivåer*
4. *Kontroll (under byggingen) som dokumenterer resultatet*

Kompetent personell er nødvendig for å oppnå et pålitelig produkt. Dette er kanskje den vanskeligste delen å vurdere på forhånd, men desto større grunn er det til å ta dette arbeidet alvorlig. En bør i denne sammenheng vite at kompetanse (ferdighet i å gjøre arbeidet) består av tre hovedelementer:

A. *Kunnskap* (som er basis for alle profesjoner)
B. *Erfaring* (læring gjennom praktisk arbeid)
C. *Holdninger* (kommunikasjon, samarbeid, deling av kunnskap, aksept for individuelle forskjeller, respekt for den enkeltes bidrag)

Det er fremdeles noen som tror at kompetanse er det samme som kunnskap. Men de aller fleste vet at erfaring, læring gjennom praktisk arbeid, er nødvendig på vegen til kompetanse. Sist, men ikke minst, kreves det at vi har orden på verdier og holdninger i et åpent samarbeid med andre for at vi skal være kompetente.

Det er mange som hevder at byggherrens kontroll er overflødig, en kan basere seg på egenkontroll og at en må ha tillit til denne. Jeg regner med at alle profesjonelle utøver har egenkontroll med sin virksomhet, på den annen side så vet jeg at denne egenkontrollen er meget varierende og kan ikke gi byggherren visshet.

Det fortelles en historie om en restauranteier på Tivoli i København som brukte mye av sin tid på å inspisere virksomheten enten det nå var matlagingen, borddekningen eller serveringen. De rutinerte medarbeiderne mente han ikke viste de nok tillit hvortil han svarte noe sånt som: "dere har alle min tillit, men jeg må ha visshet".

Dokumentert kontroll er også en viktig del i den videre utvikling av produktene. Ved å observere hvordan et produkt oppfører seg over lengere tid kan vi ofte registrere at våre nåværende kunnskaper og framgangsmåter ikke gir et tilfredsstillende resultat. Videre utvikling må basere seg på faktiske data om det aktuelle produkt.

Til slutt vil jeg gjenta at dersom vi skal bedre påliteligheten ved jord- og fjellarbeider så må vi ha orden på de følgende punktene:

Beskrivelse av produktet (spesifikasjoner)
Enighet om utførelsesmetodene (retningslinjer)
Kompetent (utdannet og øvet) personell på alle nivåer
Kontroll (under byggingen) som dokumenterer resultatet

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2004

ERFARINGER MED BRUK AV ELEMENTMETODEN FOR DIMENSJONERING AV AVSTIVEDE BYGGEGROPER I LEIRE

Gained experience in using the finite element method (FEM) for design of braced excavations

Dr. Scient. Lars Andresen, Norges Geotekniske Institutt (NGI)

SAMMENDRAG

En eksempelberegning presenteres hvor elementmetoden er benyttet for analyse av en 10 m dyp utgraving i leire for korttidstilstanden. Eksempelberegningen er utført med programmet PLAXIS 8.2 og ved bruk av to ulike jordmodeller; PLAXIS Mohr-Coloumb (MC) modellen og den anisotrope NGI-ANI totalspenningsmodellen. ANI modellen representerer både stivhet og styrke for leire under udrenert belastning på en mer realistisk måte sammenliknet med MC modellen. Resultater for begge modeller og for to ulike styrkeprofiler $s_u/\sigma'_{v0} = 0.2$ og 0.24 presenteres og sammenliknes. Det gis anbefalinger for hvordan MC modellen bør benyttes for denne problemstillingen.

SUMMARY

Finite element (FE) analyses of a 10 m deep excavation in soft undrained clay are presented. The program PLAXIS 8.2 is used with two different soil models; the PLAXIS Mohr-Coloumb (MC) model and the anisotropic NGI-ANI total stress model. The ANI model represents both the stiffness and the strength of clay subjected to undrained loading in a more realistic way compared to the MC model. Results are presented and compared for both models and for two different strength profiles $s_u/\sigma'_{v0} = 0.2$ and 0.24. Recommendations are given for how the MC model should be utilised for this problem.

1 INNLEDNING

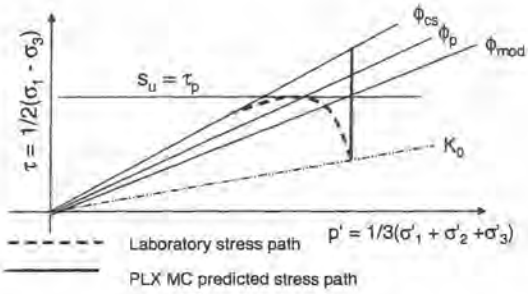
Bruk av elementmetoden for dimensjonering av avstivede byggegroper i leire for den udrenerte korttidstilstanden er temaet for denne artikkelen. Dette er et samvirkeproblem hvor stivheten av konstruksjonene og stivhet (skjærmodul) og styrke (udrenert skjærstyrke) av leire påvirker resultatet.

Elementmetoden, og da i hovedsak programmet PLAXIS 2D (PLAXIS, 2004), er nå i stor grad i bruk i det norske geotekniske miljøet for dette formålet. Elementmetoden er, hvis den benyttes riktig, den beste metoden tilgjengelig for løsning av dette problemet. Ved beregning benyttes en elementmodell som skal representere det virkelige problemet. En slik elementmodell består av geometri, modellerte konstruksjonselementer, laster og lasthistorie, randbetingelser og jordmodell med materialparametre.

Valget av jordmodell og tilhørende materialparametre som representerer oppførselen av leire på en god måte for det aktuelle problemet/belastningstilstanden er vanligvis den største utfordringen med tanke på å få et godt resultat.

Leire utviser en ikke-lineær og anisotrop skjærspenning-skjærtøyningsoppførsel under udrenert belastning. Videre er det for utgravingsproblemer viktig at jordmodellen modellere en fornuftig (høy) småtøynings- og avlastningsstivhet. For rene udrenerte problemer er leirens udrenerte skjærstyrke og dens variasjon (eks. økning med dybden) av stor betydning. Udrenerte poretrykksendringer er vanligvis ikke av interesse og en totalspennings beregning vil være fornuftig og enklest. Ingen av de standard jordmodellene som følger med PLAXIS programvaren er i stand til å modellere disse aspektene på en god måte.

Tilgjengelige jordmodeller i PLAXIS er Hardening Soil (HS), Soft Soil (SS) og Mohr – Coloumb (MC). Alle modellene er i utgangspunktet tenkt som effektivspenningsmodeller (a,ϕ) med en isotrop skjærstyrke gitt av kohesjon c = a·tanϕ og friksjonsvinkel ϕ og Mohr – Coloumb bruddkriteriet. For HS modellen og SS modellen er det svært komplisert å modellere selv et enkelt isotropt udrenert skjærstyrkeprofil $s_u^I(z)$. Udrenert skjærstyrke er avhengig av initialspenningstilstanden (K_0) og av at modellen simulerer riktig effektivspenningssti (dilatans, kontraktans), se Figur 1.1. Forfatteren vil ikke anbefale å benytte disse modellene for det aktuelle problemet.



Figur 1.1 Udrenert effektivspenningssti for PLAXIS Mohr – Coloumb (MC) modellen sammenliknet med laboratorieoppførsel

PLX MC jordmodell

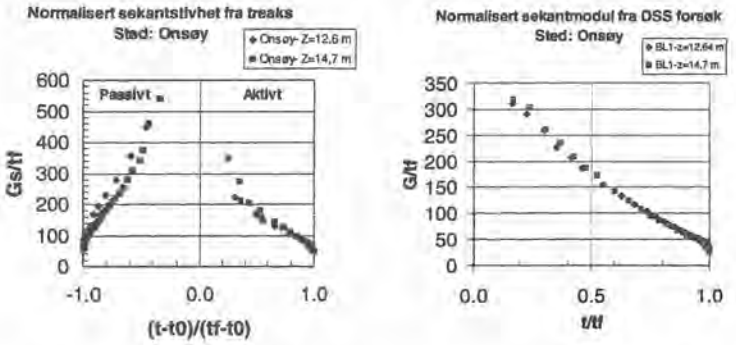
MC modellen er også tenkt benyttet som en a,ϕ modell, men siden dilatans eller kontraktans (skjærinduserte poretrykksendringer) ikke modelleres i det elastiske området før styrketaket nås er det enklere å velge c_{mod} og ϕ_{mod} slik at riktig udrenert skjærstyrke modelleres, se Figur 1.1. Imidlertid vil forfatteren anbefale å benytte denne modellen som en ren totalspenningsmodell ved å velge $c(z) = s_u^I(z)$ og $\phi = 0$. Dette sikrer full kontroll på skjærstyrkeprofilet. Videre kan modellen da benyttes drenert ("Drained") med ν nært 0.5 (ν = 0.495) for å sikre inkompressibillitet og med E' = 3G. Merk at strekkbruddkriteriet ("Tension cut-off") da må deaktiveres.

Skal isotrop skjærstyrke benyttes bør den velges som midlere skjærstyrke fra anisotropt konsoliderte aktive og passive treaksial- og direkte skjærforsøk (DSS):

$$s_u^I = 1/3(s_u^A + s_u^{DSS} + s_u^P) \qquad (1.1)$$

Skjærmodulen er også anisotrop som vist i Figur 1.2. Skal man benytte isotrop skjærmodul viser erfaring med norske leirer at $G/s_u^I = 100 - 300$ er fornuftig i mange tilfeller. Figur 1.2.

viser sekantstivhet som funksjon av mobiliseringsgrad for udrenerte treaksialforsøk og DSS forsøk på Onsøy leire.



Figur 1.2 Normalisert sekant skjærmodul G/s_u som funksjon av mobiliseringsgrad for Onsøyleire

En stor svakhet med å benytte isotrop skjærstyrke er at styrken s_u^I ikke er kompatibel med horisontale jordtrykkskoeffisient K_0 for leire. Problemet er at initialspenningene gir en initiell skjærmobilisering $\tau_0 = 1/2\sigma'_{v0}(1-K_0)$ (σ'_{v0} er in situ effektiv vertikalspenning) som er høyere enn s_u^I. Konsekvensen er at alle materialpunkter er i brudd for initialspenningstilstanden. Dette er uakseptabelt og det må benyttes en modellerings K_0^{mod} som er høyere enn den virkelige K_0. Forfatteren anbefaler da at det benyttes en K_0^{mod} slik at endringen av skjærspenning fra τ_0^{mod} til s_u^I, $\Delta\tau = s_u^I - \tau_0^{mod}$, er lik endringen i skjærspenning mellom virkelig τ_0 og aktiv styrke s_u^A, $\Delta\tau = s_u^A - \tau_0$. Dette gir:

$$K_0^{mod} = 1 - 2(s_u^I/\sigma'_{v0} - \Delta\tau/\sigma'_{v0}) \qquad (1.2)$$

Merk at dette trikset ikke kan benyttes i de tilfeller hvor skjærstyrken ikke kan normaliseres med initiell effektiv vertikalspenning σ'_{v0}.

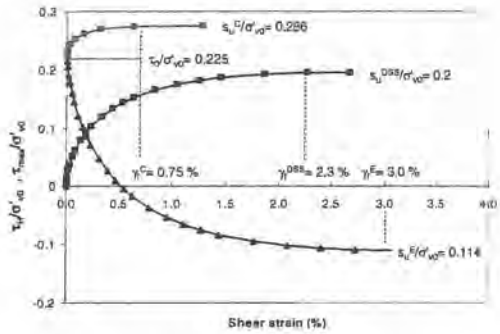
NGI-ANI Jordmodell

Ved NGI er det utviklet en jordmodell som er spesielt beregnet på modellering av udrenert oppførsel av leire. Modellen finnes i to versjoner NGI-ANISOFT og NGI-ANI og er beskrevet av Andresen og Jostad (2002). ANI modellen tar hensyn til ikke-linær og anisotrop spenning-tøyningsoppførsel, ANISOFT modellen tar i tillegg hensyn til sprøbruddsoppførsel (strain-softening). De 7 input parametre til ANI modellen er:

$s_u^A(z)$	γ_f^A
$s_u^{DSS}(z)$	γ_f^{DSS}
$s_u^P(z)$	γ_f^P
$G(z)$	

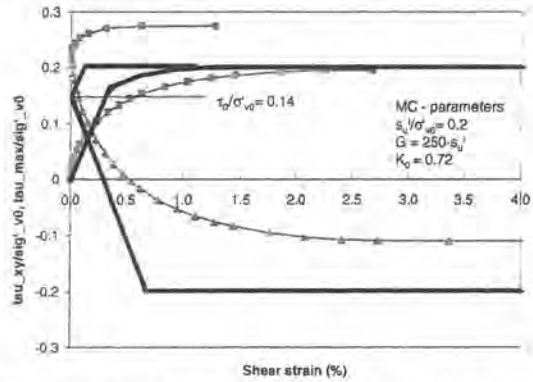
Hvor γ_f er bruddskjærtøyninger, G er initiell (null mobiliseringsgrad) og av- og rebelastning isotrop elastisk skjærmodul og z er dybde fra en referanse. Denne modellen er ved NGI implementert som en brukerdefinert jordmodell i PLAXIS 8.2 og benyttet i flere beregninger av utgravingsproblemer.

Figur 1.3 viser resultater fra simuleringer av treaksial og DSS forsøk med NGI-ANI modellen.



Figur 1.3 Simulering av anisotropt konsolidert udrenert aktivt (s_u^C) og passivt (s_u^E) plan-tøyningsforsøk og DSS (s_u^{DSS}) forsøk med NGI-ANI modellen.

Som sammenlikning er det i Figur 1.4 vist en beste tilpasning til ANI modellen ved bruk av MC modellen ved å benytte $s_u^I = 1/3(s_u^A + s_u^{DSS} + s_u^P)$, $G = 250\ s_u^I$ og K_0^{mod}.



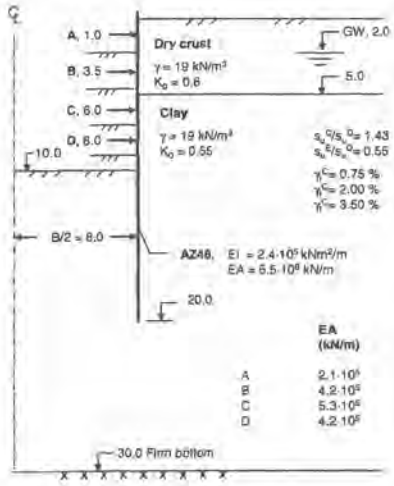
Figur 1.4 Simulering av anisotropt konsolidert udrenert aktivt (s_u^C) og passivt (s_u^E) plan-tøyningsforsøk og DSS (s_u^{DSS}) forsøk med MC modellen sammenliknet med NGI-ANI modellen.

Med et beregningseksempel gjøres det i denne artikkelen en sammenligning av resultater oppnådd ved bruk av PLAXIS MC modellen og NGI-ANI modellen. Formålet er å undersøke hvor stor effekt valg av jordmodell har på beregningsresultatene for dette problemet.

2 BEREGNINGSEKSEMPEL

Figur 2.1 viser geometri og materialparametre for eksempelproblemet. Jordprofilet består av et tørrskorpelag ned til 5 m dybde og et lag med nært normalkonsolidert leire ned til faste masser på 30 m dyp. Initielt poretrykk er hydrostatisk fra grunnvannstand på 2 m dyp. Utgravingsbredden og maksimum dybde er henholdsvis 16 m og 10 m. Utgravingen støttes av en AZ 48 spuntvegg til 20 m dybde som er avstivet innvendig med fire stiverrader A-D i

dybder 1 m, 3.5 m, 6 m og 8 m. Utgravingen gjøres sekvensielt i fem faser til en dybde 0.5 m under stiverradene med fortløpende installasjon av stiverene uten forspenning. Stiverene har ikke anledning til å bære strekkraft. Det er antatt mulighet for full friksjon ($r_{intf} = 1.0$) mellom jord og spuntvegg.



Figur 2.1 Illustrasjon av eksempelproblem

For to ulike styrkeprofiler $s_u^D/\sigma'_{v0} = 0.2$ og 0.24 er problemet beregnet med både PLX-MC og NGI-ANI modellen. Parametrene som er benyttet for ANI modellen er gitt i Figur 2.1 unntatt initiell og av- rebelastningsskjærmodulen hvor $G/s_u^{DSS} = 1000$ er benyttet.

Et isotropt skjærstyrkeprofil $s_u^I = s_u^{DSS}$ er benyttet for MC modellen i alle tilfeller. Videre er det i utgangspunktet benyttet en skjærmodul $G = 250s_u^I$, men effekten av å benytte en lavere skjærmodul $G = 100s_u^I$ er undersøkt. Det er for MC modellen benyttet en $K_0^{mod} = 0.72$ ($s_u^D/s'_{v0} = 0.2$) og 0.75 ($s_u^D/s'_{v0} = 0.24$) beregnet fra Likning 1.2. Tørrskorpeleiren er modellert som et drenert materiale med $\varphi = 30^o$ og G = 10 MPa.

3 RESULTATER

Beregningstilfellene og hovedresultatene er vist i Tabell 3.1

Tabell 3.1 Beregningstilfeller og hovedresultater

Case ID	B3MC	B3ANI	B4MC	B4ANI	B4MC G=100su
s_u^{DSS}/σ'_{v0}	0.2	0.2	0.24	0.24	0.24
Safety factor, SF[1]	1.14	na[4]	1.33	na	1.33
Strut A (kN/m) [2]	87	119	81	107	114
Strut B (kN/m)	225	308	185	256	239
Strut C (kN/m)	417	439	268	336	260
Strut D (kN/m)	345	334	194	212	184
Sum (kN/m)	1074	1200	728	911	797
$K_{total} = 2\cdot Sum/\gamma H^2$	1.13	1.26	0.77	0.96	0.84
Moment, M (kNm/m) [3]	459	574	330	408	445
Deflection, d_h / H (%)[3]	0.79	0.97	0.42	0.61	0.72

(1) SF from c-fi reduction after final excavation (2) Maximum value all stages (3) Final stage
(4) c-fi reduction not possible with ANI model

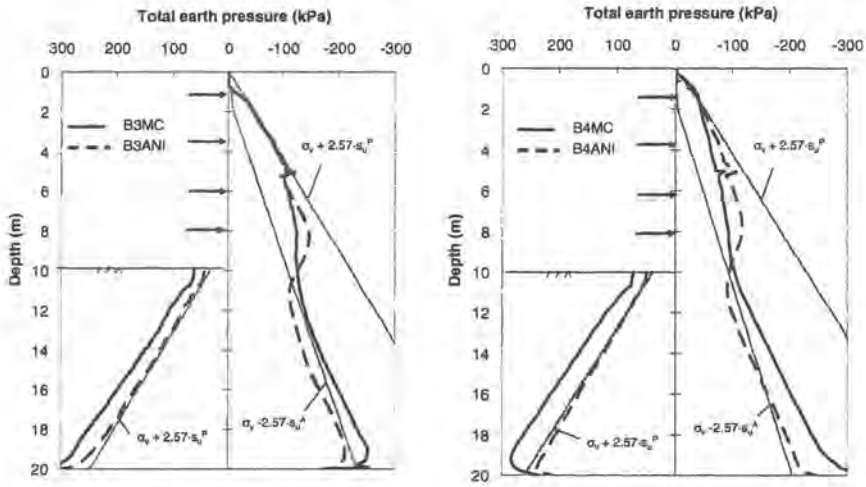
Begge modeller viser som ventet større stiverkrefter, momenter og forskyvninger for tilfellet med lav styrke ($s_u^D/\sigma'_{v0} = 0.2$) sammenliknet med tilfellet med høyere styrke ($s_u^D/\sigma'_{v0} = 0.24$). Tilsvarende resultater er funnet i en annen studie (Karlsrud & Andresen, 2004) hvor ANI modellen er benyttet. Merk at Tabell 3.1 angir K_{total} beregnet fra summen av maksimale opptredene stiverkrefter i henhold til Kjærnsli (1970) $\Sigma P_{max} = K_{total} \cdot 1/2\gamma H^2$, hvor H er utgravningsdybden 10 m.

For begge tilfellene av styrkeprofil gir ANI modellen større stiverkrefter (12% for $s_u^D/\sigma'_{v0} = 0.2$ og 25 % for $s_u^D/\sigma'_{v0} = 0.24$), momenter (ca. 25 % i begge tilfeller) og maksimal horisontalforskyvning (23 % for $s_u^D/\sigma'_{v0} = 0.2$ og 45 % for $s_u^D/\sigma'_{v0} = 0.24$) av spunten sammenliknet med MC modellen med $G=250s_u$. Forskjellen i resultater mellom MC modellen og ANI modellen er størst for tilfellet med høyest styrke (lavest mobilisering). Dette er forventet siden den mer realistiske representasjon av stivheten for ANI modellen (anisotrop, ikke-linær og stivere i smøtøyningsområdet) vil ha større effekt for problemer som er lavt mobilisert og dermed i økende grad stivhetskontrollert i forhold til styrkekontrollert.

Man kan argumentere for å benytte en lavere stivhet for MC modellen. Valg av $G=100s_u$ for MC modellen gir i dette tilfellet noe høyere momenter og forskyvninger sammenliknet med ANI modellen men stiverkreftene er fortsatt lavere.

Jordtrykksfordelinger

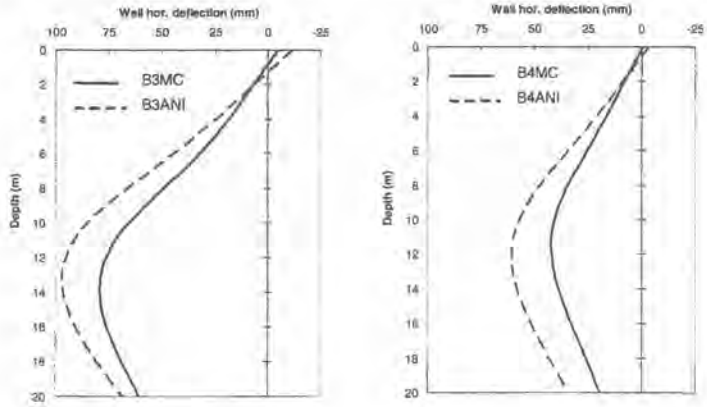
I Figur 3.1 er resulterende totalt jordtrykk mot spunten etter endelig utgraving vist for begge tilfeller av styrkeprofiler både for MC og ANI modellen. Jordtrykkene er sammenliknet med aktiv og passiv klassisk jordtrykksfordeling, $p^{A,P} = \sigma_v$ -/+ $2.57 \cdot s_u^{A,P}$, for full ruhet r = 1.



Figur 3.1 Jordtrykksfordeling

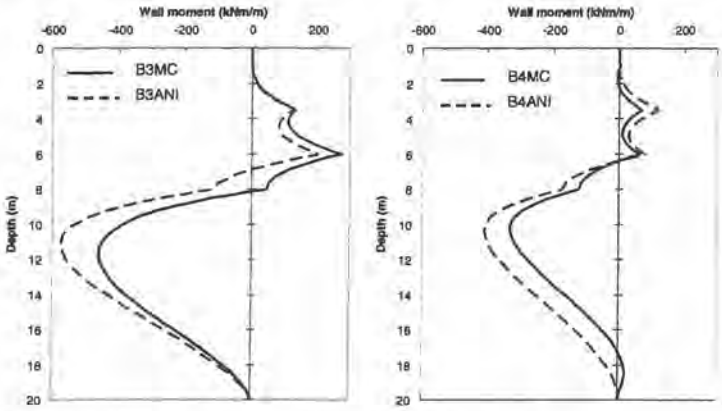
Styrken er fullt ut mobilisert inne i byggegropen på passiv side og resultatene fra ANI modellen er lik med klassisk jordtrykk. Resultatene for MC modellen gir et høyere passivt trykk fordi $s_u^I > s_u^P$ benyttes. På utside av spunten viser de beregnede jordtrykkene en tydelig effekt av "arching" i det jordtrykkene er høyere enn aktivt trykk (nært passivt trykk) for den avstivede delen av spunten og tildels lavere enn aktivt trykk under utgravingsnivået. Merk at hele spuntveggen beveger seg mot byggegropen, se Figur 3.2, men den nedre delen beveger seg relativt mer enn den øvre delen. Effekten av arching er størst for ANI modellen og fører til et høyere maksimalmoment.

"Arching" i forbindelse med avstivede byggegroper er studert i detalj for en annen anisotrop jordmodell MIT-3 modellen av Hashash og Whittle (2002).



Figur 3.2 Horisontalforskyvning etter endelig utgraving

Figur 3.2 viser horisontalforskyvningen av spunten etter utgraving til full dybde. Figuren viser at ANI modellen for dette tilfellet gir større forskyvninger langs hele spunten sammenliknet med MC modellen benyttet med $G = 250 \cdot s_u$.



Figur 3.3 Momentfordeling etter endelig utgraving

Figur 3.3 viser momentfordeling i spuntvegg etter utgraving til full dybde. Figuren viser at ANI modellen gir størst maksimalmoment, virkende som et feltmoment nært nivå for bunn byggegrop, for begge tilfeller av styrkeprofil.

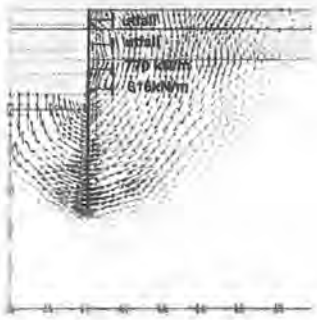
Sikkerhetsfaktor etter utgraving

For tilfellene hvor MC modellen er benyttet er en sikkerhetsfaktor (SF) etter endelig utgraving beregnet med c-ϕ reduksjonsmetoden i PLAXIS. Det er da benyttet en aksial trykkapasitet for stiverene, gitt i Tabell 3.2, og en momentkapasitet $M_{pd} = 1700$ kNm/m for spunten.

Tabell 3.2 Aksial trykkapasitet for stiverene benyttet ved beregning av sikkerhetsfaktor

	Strut A	Strut B	Strut C	Strut D
N_{pd} (kN)	308	616	770	616

Bruddmekanismen er for begge tilfeller (B3MC og B4MC) utfall av de to øvre stiverene i kombinasjon med flytning av de to nedre stiverne samt rotasjon av spunt. Bruddmekanismen er vist i Figur 3.4 illustrert som vektorer av inkrementell forskyvning ved brudd.



Figur 3.4 Bruddmekanisme etter endelig utgraving illustrert med vektorer av inkrementell forskyvning

Merk at sikkerhetsfaktoren SF i dette tilfellet angir en verdi for en materialparameter γ_m slik at hvis reduserte skjærstyrke s_u^I/γ_m benyttes sammen med dimensjonerende aksialkapasitet for de to nedre stiverne så fører dette til en bruddmekanisme som gitt i Figur 3.4.

4 KONKLUSJON

Elementmetoden er blant de beste metodene tilgjengelig for dimensjonering av avstivede byggegroper i leire. Dette er et samvirkeproblem hvor resultatene påvirkes i stor grad av stivheten av konstruskjonene og styrke og stivhet av jorda. Programmet PLAXIS benyttes i dag i stor utstrekning for dette problemet i det norske geotekniske miljøet. Blant de tilgjengelige jordmodellene i PLAXIS anbefaler forfatteren å benytte Mohr-Coloumb modellen i en totalspenningsanalyse hvor et udrenerte isotropt styrkeprofilet $s_u^I = 1/3(s_u^A + s_u^{DSS} + s_u^P)$ representeres med $\varphi = 0$ og kohesjon $c = s_u^I(z)$. For norske leirer gir G/s_u^I i området 100 - 300 ofte gode resultater. En metode for å korrigere K_0 slik at initiell skjærmobilisering er lavere enn den isotrope styrken er presentert i denne artikkelen.

NGI-ANI modellen representerer både udrenert stivhet og styrke for leire på en mer realistisk måte sammenliknet med MC modellen. I det presenterte beregningseksemplet er MC modellen benyttet på best mulig måte etter forfatterens oppfatning. Forskjellen mellom beregningsresultater mellom ANI modellen og MC modellen er i dette tilfellet mellom 12 % og 45 % med største forskjell for beregnede forskyvninger. I tilfeller med lav mobilisering (stivhetsdominert) er en realistisk representasjon av stivhet viktigere sammenliknet med problemer som er høyt mobilisert (styrkedominert).

REFERANSER

Andresen, L. & Jostad, H.P.J. (2002). A constitutive modell for anisotropic and strain-softening clay. Proc. Num. Mod. in Geomech. - NUMOG VIII, Rome, Italy, pp. 79 - 84

Hashash, Y. M. A., & Whittle, A. J. (2002). Mechanism of Load Transfer and Arching for Braced Excavations in Clay.

Karlsrud, K. & Andresen, L. (2004). Loads on braced excavations in soft clay. Insendt for publikasjon i Int. J. Geomech. - Special Issue on Soft Clay Engineering and Soft Clay Inprovment.

Kjærnsli, B. (1970). "Empirisk regel for betstemmelse av avstivningskrefter i utgravninger i Oslo-leire". NGI, Oslo, Publ. nr. 83, ss. 1 - 10

PLAXIS (2004), www.plaxis.nl

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2004

GØTATUNNELEN: DYP SJAKT I BLØT LEIRE MED BRUK AV SLISSEVEGGER.

The Gothenburg Tunnel: Deep construction pit in soft clay utilizing diaphragm walls.

Siv. ing Øyvind Engelstad, Norconsult AS

SAMMENDRAG

Gøtatunnelen Entreprise L2 utføres for Vägverket av Lilla Bommen Tunnel KB (LBT KB). Entreprisen ligger ved Lilla Bommen sentralt i Gøteborg og består av en ca. 230 m lang betongtunnel samt ca. 25-30 m bergtunnel. Ett løp á tre filer i hver retning gir en bredde på byggegropa på ca. 40 m. Endelig traubunn ligger på det meste 17 m under eksisterende terreng. Slissevegger benyttes som temporære støttekonstruksjoner. For å hindre bunnoppressing og etablere tilstrekkelig passivt mothold anvendes tverrvegger c/c 4-4,5 m under sjaktbunnen å tvers av gropa. Høyden av disse veggene er 7-9 m. Kohesjon i grensesnittet mellom leire og slissevegg, spissmotstand under tverrveggene og seksjonsvis utgraving og suksessiv støping av bunnplate sikrer stabiliteten i byggefasen. FEM programmet Plaxis ble anvendt i kombinasjon med tradisjonelle beregningsmetoder for å dokumenter løsningen. To ulike modeller ble anvendt for å studere ulike problemstillinger. Artikkelen presenterer disse modellene og inputen til dem, videre sammenlignes simuleringsresultatene med (virkelige) målte deformasjoner. Målte deformasjoner er som følge av større styrke og stivhet enn det som ble anvendt i simuleringen, mindre enn de simulerte deformasjonene.

SUMMARY

Gøtatunnelen Contract L2 is being constructed by Lilla Bommen Tunnel KB (LBT KB) on assignment by Vägverket. The Contract comprises of approx. 230 m cut-and-cover concrete tunnel and approx. 25-30 m tunnel in rock. The width of the construction pit is approx. 40 m and final level of excavation is up to 17 m below present ground level. Diaphragm walls are utilized as temporary support structures. A system of transverse diaphragm walls c/c 4-4,5 m under the final level of excavation is introduced. The height of the transverse walls is 7-9 m. Cohesion on the surface between clay and concrete, tip bearing under the transverse walls as well as excavation in sections and successive concreting of the bottom slab will stabilize the bottom of the pit in the construction period. The FEM program Plaxis was used together with traditional calculation methods to document the solution. Two separate models were used to study different aspects of the solution. This article presents the two models and some of the results from the simulations compared with the in-situ measured deformations. Due to conservative strength and stiffness parameters in the models, measured deformations are less than the simulated simulations.

INNLEDNING

Kontrakten mellom Vägvärket og entreprenøren for byggingen av Entreprise L2 ble sluttforhandlet mai 2001. Entreprenøren er et internasjonalt arbeidsfellesskap (Joint Venture) bestående av Bilfinger+Berger (Tyskland), AF Spesialprosjekt (Norge) og Anjobygg (Sverige). Entreprenørsammenslutningen arbeider nå under navnet Lilla Bommen Tunnel KB (LBT KB).

Den geotekniske prosjekteringen og konstruksjoner i granskningsklasse C har for første byggetrinn (område A1) blitt utført av Norconsult AS. For andre byggetrinn (område A2-A4) har LBT KB samlet et team fra flere konsulenter i Gøteborg for å utføre den geotekniske prosjekteringen. Denne gruppen kalles LBT Design team (Norconsult AS, J&W, Vägverket Konsult, Reinertsen Gøteborg). Reinertsen Gøteborg AB står for prosjekteringen av selve betongtunnelen som er plassert i granskningsklasse B.

Denne artikkelen presenterer meget kortfattet de grunnleggende geotekniske prinsippene som anvendes ved design og bygging av entreprisen. Videre presenteres geotekniske beregninger for A1 sjakten sett opp mot virkelig oppførsel av konstruksjonen, observert ved inklinometermålinger. Til slutt er det vedlagt noen bilder fra etableringen av sjakten for fase 1 for å gi leseren innblikk i hvilke dimensjoner det her er snakk om.

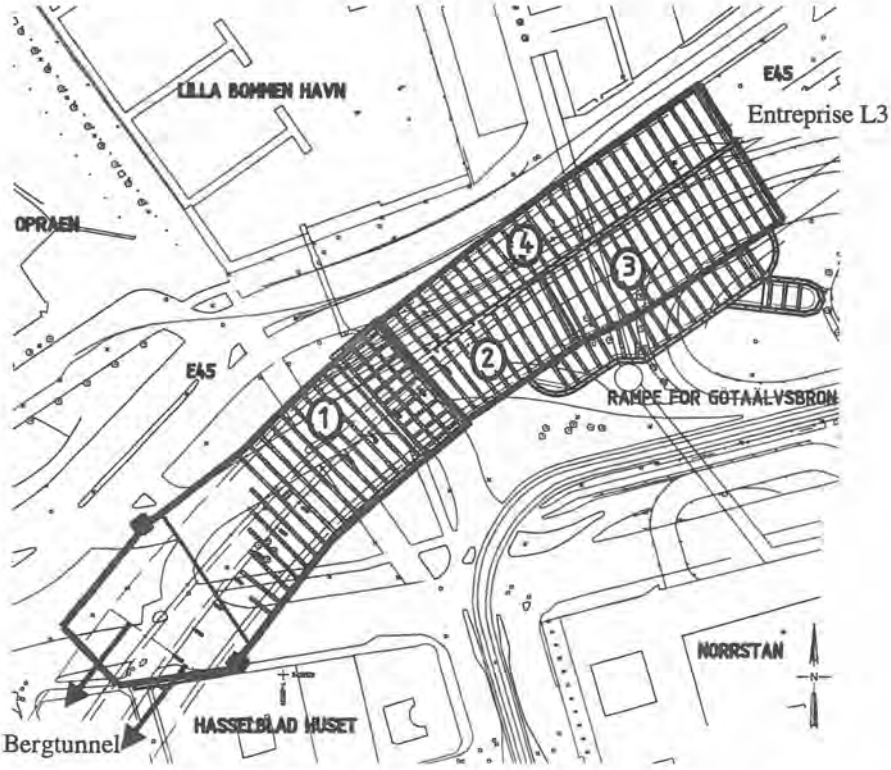
GØTATUNNELEN ENTREPRISE L2

Gøtatunnelen ligger i det sentrale Gøteborg og inngår i "samferdselspakken" "Göteborgsöverenskomsten". Trafikkavviklingen på Väg 45 skal forbedres og fronten mot elven skal revitaliseres. Tunnelen strekker seg langsetter elven, fra Lilla Bommen i øst til Jerntorget i vest. Figur 1og Figur 2 nedenfor viser henholdsvis en oversikt i plan og et lengdesnitt av tunnelen.

Figur 1 Gøtatunnelen - Oversikt

Figur 2 Gøtatunnelen - Lengdesnitt

Entreprise L2 innbefatter i tillegg til ca. 25-30 m av bergtunnelens østre del, bygging av ca. 230 m betongtunnel ("cut and cover") i området ved Lilla Bommen havn. Endelig sjaktnivå er ca. 17 m under terreng nærmest bergpåslaget. Dette avtar til ca. 8 m ved grensen mot entreprise L3. Faseinndeling fremkommer av Figur 3 nedenfor.



Figur 3 Entreprise L2,indeling i faser/områder. Fase 2-4 er slått sammen.

Figur 4 på neste side illustrerer hvordan anlegget ved Lilla Bommen havn vil ta seg ut etter at anlegget står ferdig. Entreprise L2 strekker seg fra tunnelåpningen frem til Hasselbladhuset.

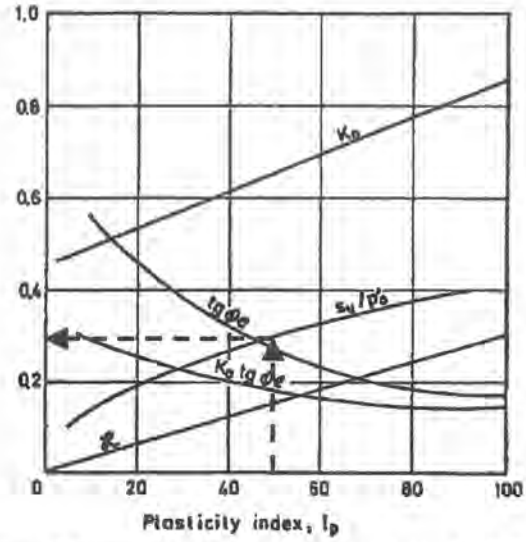
Figur 4 Fotomontasje av anlegget slik det vil fremstå etter ferdigstillelse i 2006. Entreprise L2 er markert. (Illustrasjoner hentet fra Vägverkets hjemmesider)

Entreprisen ligger i et sterkt trafikkert område med setningssensitive konstruksjoner og bygninger av ulik alder tett innpå byggegropa. Påvirkning av omgivelsene må derfor begrenses i størst mulig grad. Kravene i kontrakten gjenspeiler dette med hensyn på deformasjoner, grunnvannssenking, rystelser, støy og sikkerhet for tredjepart under anleggsarbeidet.

GRUNNFORHOLD

Byggegrunnen er nærmere beskrevet av forfatteren i artikkel til geoteknikkdagen 2002 [2] og Jan Ekströms (Vägvärket Region Väst) bidrag til Grundlägningsdagen 2001 [1]. Den består av fyllmasser av ulik kvalitet med varierende mektighet over gammel sjøbunn av bløt leire. I henhold til "förfrågningsunderlaget" varierer skjærstyrken fra mellom 15 og 22 kPa i et lag under fyllingen. I dypet øker skjærstyrken med ca 1,0-1,3 kPa/m (eller ca. 0,18-0,23 · p_v' (effektivt vertikalt overlagringstrykk)). Mektigheten av avsetningene varierer fra noen få meter inn mot Hasselbladhuset til trolig over hundre meter ved grensen mot L3 entreprisen (boringer ikke ført dypere enn ca. 70 m).

Norconsult AS utførte tidlig en supplerende analyse av resultatene fra grunnundersøkelsene. Analysen viser at designverdiene er meget konservative. Der "förfrågningsunderlaget" opererer med s_u/p_o' = 0,18-0,23, hevdet vi basert på en analyse av belastningshistorie og erfaring fra tilsvarende middels sensitive, plastiske leirer [Ip = ca. 50-60%] (blant annet Onsøy leira) at man med fordel kunne ha anvendt s_u/p_o' = 0,25-0,28. Dette er illustrert av diagrammet under, hentet fra Bjerrum (1973) [6].



Figur 5 Sammenstilling av ulike parametere for NC-leire mot plastisitetsindeksen (I_p)[6]

Norconsult hevdet videre at man burde ta anisotropien i styrkeegenskapene inn i betraktning, særlig når det gjelder dimensjonerende krefter i slisseveggene som har mothold i bunn (hvilket alle veggene i prosjektet har, enten i form av dybler på berg eller i form av at de støtter seg mot tverrslissevegger). Det vil i hovedsak være aktiv skjærstyrke som er avgjørende på snittkreftene i slisseveggene. Det hevdes derimot at styrkeanisortropien erfaringsmessig ikke er så fremtredende i plastiske leirer (Gøteborgsleire) som i de magre norske leirene (f. eks. leira på Romerike). Forholdet mellom aktiv, passiv og direkte skjærstyrke, som for leire på Romerike ($I_p = 8\%$) kan være A/D/P = 1,4/1/0,4, er for plastiske leirer som i Gøteborg ($I_p = 50\%$) kanskje i størrelsesorden A/D/P =1,2/1/0,8. Generelt er derimot su/p_o' forholdet vesentlig høyere for plastiske leirer enn for magre leirer med lav I_p. Dette kan trolig delvis forklares ut fra hvilke egenskaper som er mest fremtredende for styrkebestemmelse, det være seg friksjon mellom kornene (magre leirer) eller ionebinding i kontaktflatene (feite leirer).

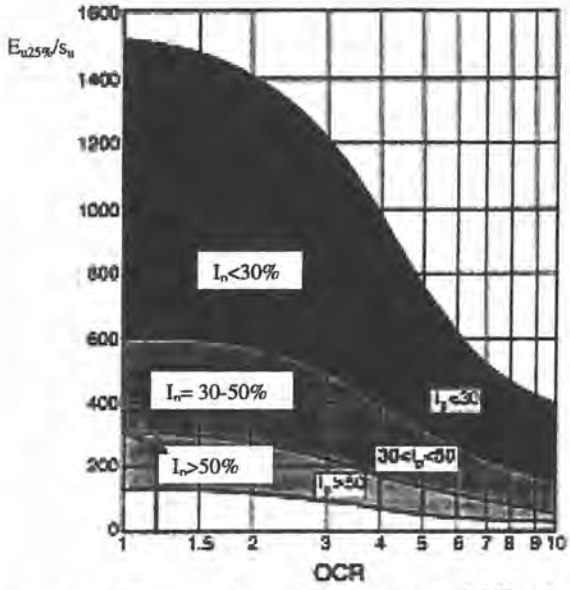
Det var i "förfrågningsunderlaget" også gitt føringer i forhold til hvilke deformasjonsegenskaper man kunne anvende ved beregning av deformasjoner og setninger. Blandt annet var ødometermodulen i overkonsolideringsområdet M_{OC} (M_{0k}) gitt som 250 x s_u (c_{uk}). Konverteres dette til Young's modul blir denne:

$$E = \frac{M_{OC} \cdot (1-2\cdot\nu)\cdot(1+\nu)}{1-\nu} = \frac{250\cdot s_u \cdot (1-2\cdot 0{,}39)\cdot(1+0{,}39)}{1-0{,}39} = 125\cdot s_u .$$

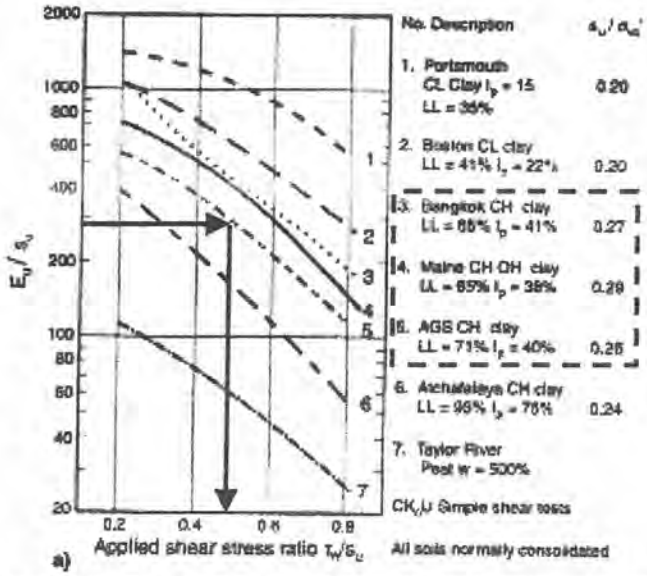
Dette er en drenert E-modul. Den udrenerte E-modulen blir da:

$$E_u = \frac{3\cdot E}{2\cdot(1-\nu)} = 1{,}08\cdot 125\cdot s_u = 135\cdot s_u .$$

Sammenligner vi dette med erfaringsdata publisert i [7] og [8], som er vist i *Figur 6* og *Figur 7*, ligger dette under hva man kan forvente for leire med tilsvarende plastisitet og flytegrense.



Figur 6 Udrenert Young's modul ved 25% mobilisering normalisert mot udrenert skjærstyrke relatert til OCR [7].



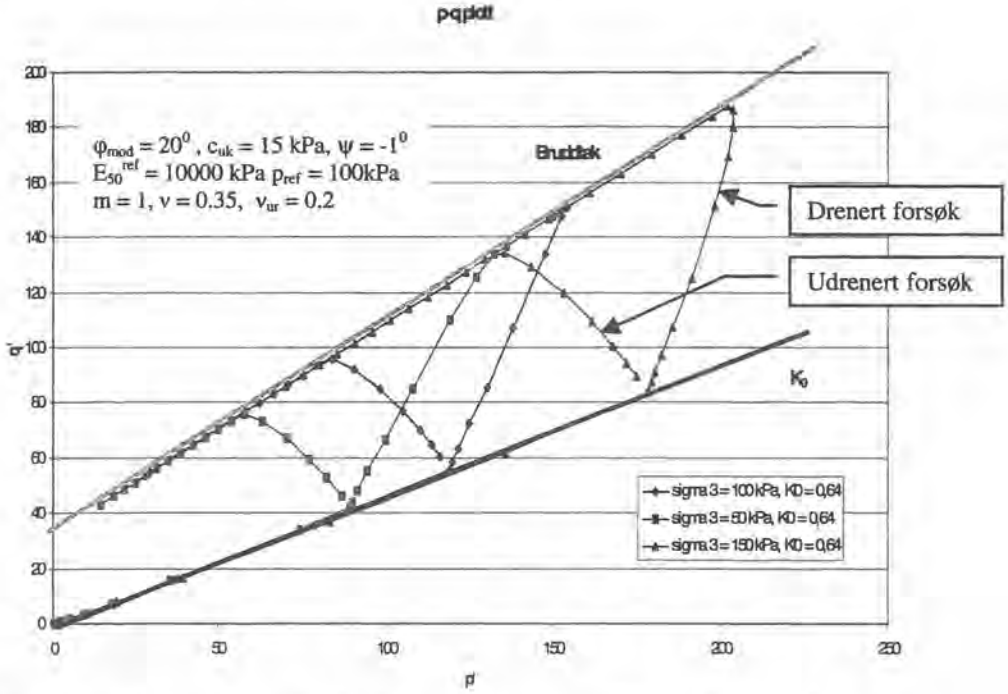
Figur 7 Udrenert Young's modul ved ulik mobilisering, normalisert mot udrenert skjærstyrke relatert til OCR [8].

Da deformasjonsparameterne ikke var gjenstand for granskning av Vägverket i Borlänge (sentral mottagningskontroll), valgte vi konservativt å anvende en drenert Young's modul på $E = 250 \cdot s_u$ ($E_u \approx 270 \cdot s_u$) som utgangspunkt for modelleringen i Plaxis (lineært elastisk, perfekt plastisk Mohr Coloumb modell).

Det ble tidlig i prosessen gjort fremstøt mot Vägverket for å enes om mer realistiske designverdier både på styrke og deformasjon. Denne prosessen nådde ikke frem.

Det ble også utført analyser med høyere stivhet i Mohr Coloumb ($E_{50\%} = 400 \cdot s_u$ som sammenlignet med kurvegrunnlaget i *Figur 7* tilsvarer en gjennomsnittlig mobilisering på ca. 30-40%, eller rett og slett et stivere materiale).

Det er også gjennomført en etteranalyse med et "Hardening Soil" datasett basert på simulering av et udrenerte skjærforsøk i Plaxis, sammenlignet med "virkelig" oppførsel fra laboratorieforsøk. p'-q' diagram fra denne analysen er presentert sammen med modellparameterne Grunnlaget for sammenligning er tynt med bare 3 aktive treaksforsøk og 3 skjærboks forsøk med usikker kvalitet (prøveforstyrrelse?) fra samme borhull innen området.

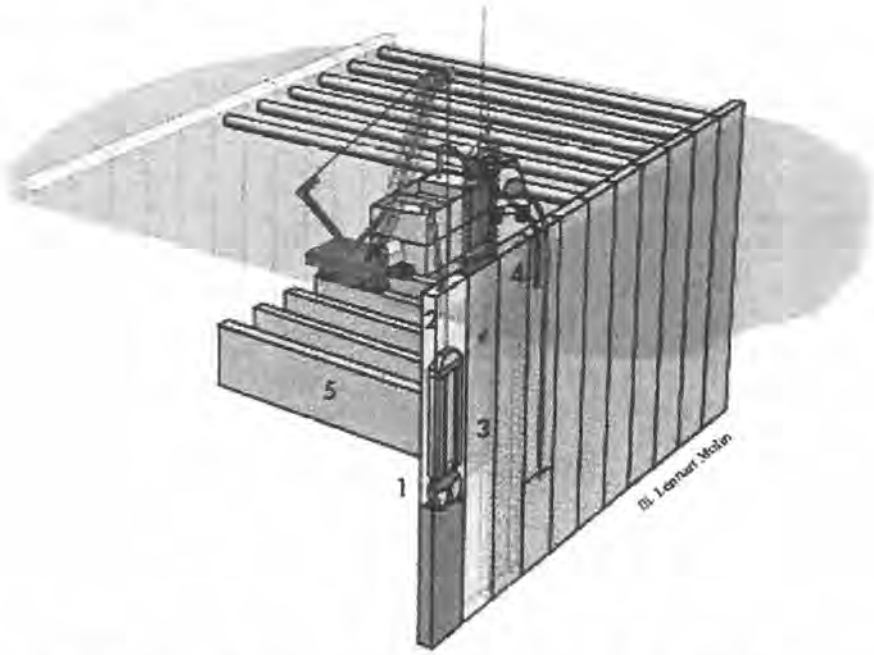


Figur 8 p'-q' diagram fra treaks-simulering med et tilpasset "Hardening Soil" datasett i Plaxis.

For etablering av "Hardening Soil" datasettet siktet vi oss inn på en skjærstyrke økende med dypet med en faktor $s_{uD}/p_0' = 0{,}28$. Dette er en styrkefaktor som tilsvarer erfaringsdata publisert av Bjerrum [6] (se *Figur 5*) fra tilvarende leirer (aldret leire med $I_p = 50\%$)

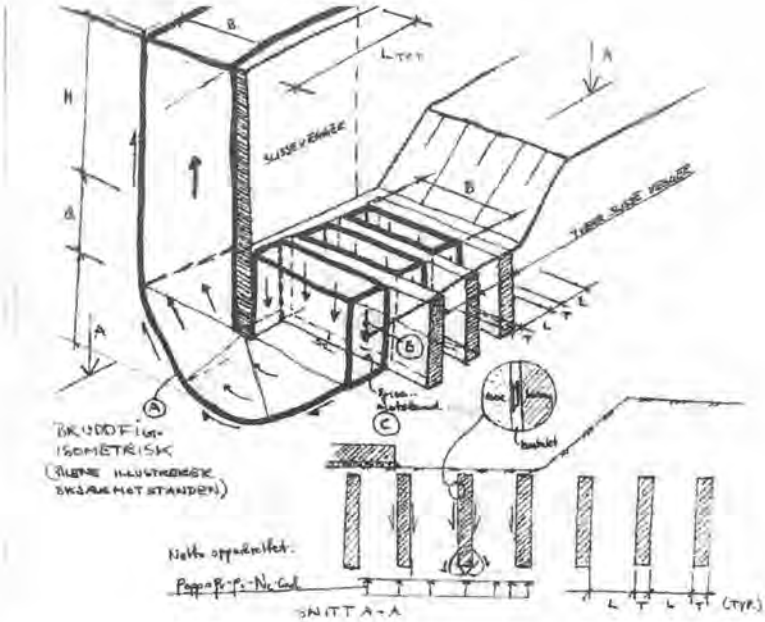
GRUNNPRINSIPP OG TEORETISK BAKGRUNN

Den valgte løsningen bygger på metoden utviklet for, og benyttet ved byggingen av to tunnelstrekninger i Oslo på midten av 1970-tallet [2][3]. Etableringen av slisseveggene er illustrert i Figur 9.



Figur 9 Etablering av slissevegger (illustrasjon er hentet fra Vägverkets hjemmesider)

Grunnprinsippet går ut på at det under endelig utgravningsnivå etableres slissevegger på tvers av gropa for å hindre innpressing av sideveggene (langsgående slissevegger), samt å hindre bunnoppressing. Bunnoppressingen motholdes i tillegg til jordmotstanden uttrykt ved N_c faktoren, av spissmotstand under de tversgående veggene og av kohesjon mellom leira og overflaten på slisseveggene. Prinsippet er illustrert i Figur 10 nedenfor. Det ubalanserte trykket som de langsgående veggene presser på de tversgående veggene med, låser tverrslisseveggene (gir momentkapasitet).



Figur 10 Prinsipiell bruddfigur med stabiliserende mekanismer [2]

Formelgrunnlaget er tidligere presentert av forfatteren på ved Geoteknikkdagen 2002 [2].

For å redusere det ubalanserte trykket som må tas opp av systemet av tverrslissevegger til et minimum, utføres seksjonsvis graving og støping av bunnplate i gropens lengderetning.

I tillegg til å studere motstanden mot lokal oppressing, må tverrslisseveggenes evne til å føre kreftene ut til siden og inn i de langsgående veggene undersøkes. Prinsippet går ut på at de horisontale kreftene som virker på tverrveggene fra sideveggene skal sørge for trykk i hele tverrsnittets høyde som motvirker oppløft av veggene. Horisontal kraft må hele tiden være større enn summen av oppadrettede krefter som virker på tverrveggen.

Sikkerheten mot global oppressing må også undersøkes. Global oppressing hindres primært av vekt (slissevegger, tverrvegger og eventuell last på traubunn) i kombinasjon med mobilisering av ruhet mellom de langsgående veggene og jorden på utsiden.

PLAXISBEREGNINGER SAMMENLIGNET MED MÅLTE DEFORMASJONER

Generelt

Beregningene er utført ved en kombinasjon av håndregningsmodeller, Spunt A3 og modeller etablert i 2D og 3D FEM programmer (henholdsvis Plaxis og Abaqus) samt globalstabilitetsanalyse i Geoslope.

Geometrieffekten inkluderes i 2D modellene (Plaxis og GeoSlope), ved å plassere en ekvivalent last på traubunn.

Ekvivalent last: $q_{traubunn} = [N_{cb}(B/L = aktuell) - N_{cb}(B/L = 0)] \cdot s_{u,snitt}$

I det etterfølgende er Plaxisberegninger (global deformasjonsmekanisme) av hovedgropen i A1 området presentert. Resultatet fra beregningene er deretter sammenlignet med deformasjon målt med inklinometer rett utenfor de langsgående slisseveggene.

Da beregningene er utført med "förfrågningsunderlagets" pålaget designparametere er det mer interressant å sammenligne de beregnede deformasjoner med de målte deformasjoner ut fra et mekanismesynspunkt enn å se på de absolutte størrelsene. Etter vår mening burde styrke og stivhet i jordmaterialet vært større. Vi har derfor utført etteranalyser i Plaxis med, etter vår mening, mer realistisk jordparametere. Resultatene fra disse beregningene er også presentert sammen med beregninger utført for dokumentasjon mot Vägverket.

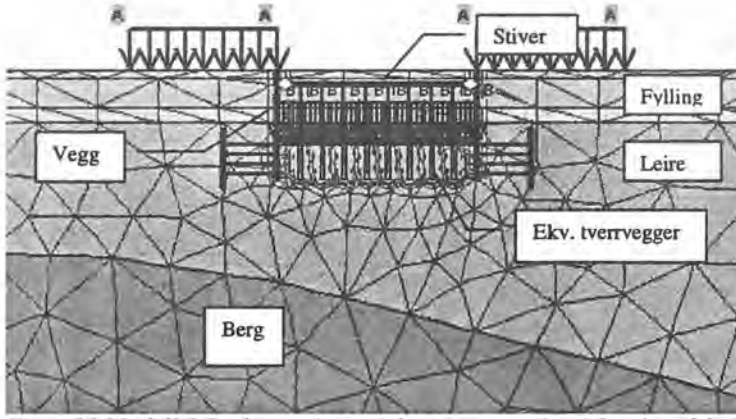
Beskrivelse av beregningsmodeller

Det er regnet på en rekke snitt i hovedgropens tverretning, men det fokuseres her på et kritisk snitt der avstanden til berg under traubunn er betydelig (svevende sjakt).

Det er etablert to separate Plaxismodeller for å studere systemets virkemåte og dokumentere sikkerheten mot lokal og global bunnoppressing.

Modell 1

Modell 1 ble etablert for dokumentasjon av tverrveggenes evne til å hindre lokal bunnoppressing (oppressing av jord mellom vegger). Modellen fremkommer av *Figur 11*.

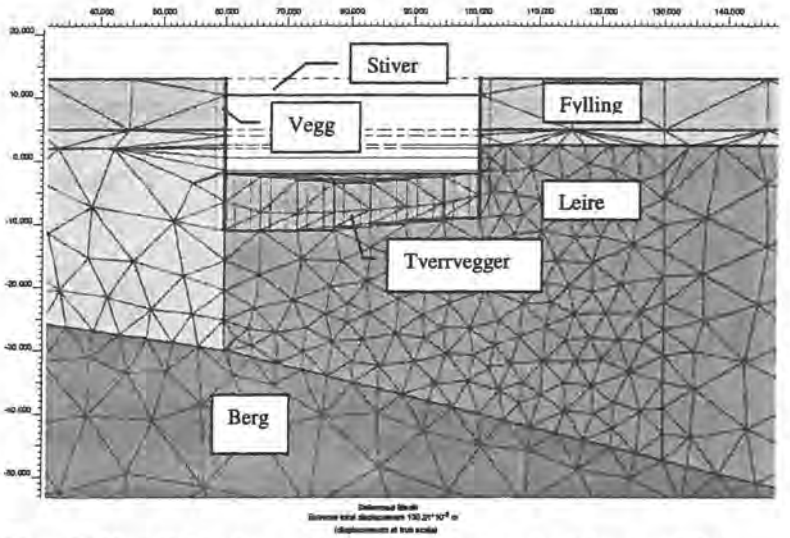


Figur 11 Modell 1 for beregning i sjaktens tverretning i fase/område 1.

Tverrveggene er i denne modellen lagt inn som skiver i gropens lengderetning. Avstanden mellom skivene er identisk med reel avstand i lengderetningen. Ekvivalent areal for kohesjonsmotstand i kontaktflatene mellom tverrvegg og leire, samt spissmotstand under tverrveggene skal da være ivaretatt i modellen. Mothold mot innpressing av yttervegger (langsgående slissevegger) ivaretas av stivere (anchors) på tvers av gropen under traubunn. For å holde tverrveggene nede er det lagt inn imaginære stivere fra toppen av skivene som ekvivalerer tverrveggene til en fiktiv takplate som også fungerer som innvendig avstiving av byggegropa i nivå med de virkelige stålstiverne ca. 2 m under opprinnelig terreng.

Modell 2

Modell 2 ble etablert med tanke på å studere og dokumentere globalstabilitet og tverrveggenes lastoverførende evne (buevirkning). Modellen er illustrert i Figur 12 nedenfor.



Figur 12 Modell 2 for beregning i sjaktens tverretning i fase/område 1.

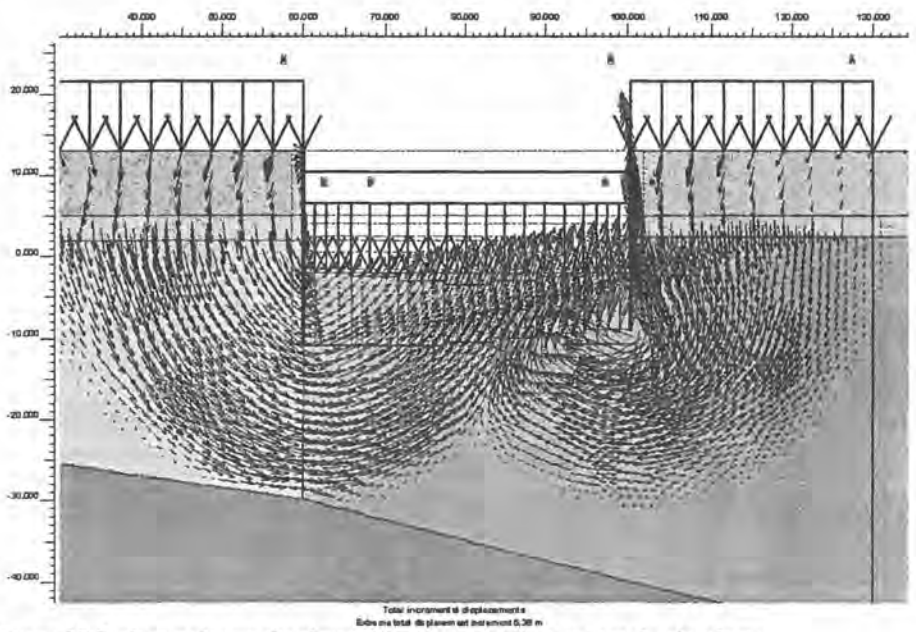
Tverrveggene er her lagt inn som massive blokker på tvers av gropen med "interface" elementer mellom. Stivheten av tverrveggene er ekvivalert ut fra forholdet mellom jordens stivhet og tverrveggenes stivhet, multiplisert med hvor stor andel tverrveggenes kontaktflate er av total kontaktflate under traubunn. Materialet i "interface" elementene er et friksjonsmateriale som gir den friksjonskoeffisient som svensk regelverk krever for kontakt betong/betong.

Øvrige beregninger i sjaktens tverretning:
Utover dette er det utført beregninger av følgende:

- Spunt A3 beregninger av dimensjonerende krefter i langsgående slissevegger.
- Håndberegning av sikkerhet mot lokal og global bunnoppressing.
- Sikkerhet mot globalstabilitetsbrudd ved bruk av beregningsprogrammet GeoSlope (sirkulærsylindriske og vilkårlige bruddflater)
- Håndberegning av sikkerhet mot glidning i kontaktflate mellom tverrgående og langsgående vegger som følge av variasjon i dimensjoneringsgrunnlaget (aktiv skjærstyrke høyere enn dim. skjærstyrke etc.).
- 3D Abaqus-analyse av tverrveggenes evne til å overføre trykket i sjaktens tverretning (spenningsanalyse i betongen).
- Ulike modelleringer av tverrveggenes evne til å motstå utknekning i sjaktens lengderetning som følge av initialutbøyning, unøyaktigheter i plassering av en eller flere paneler, påført deformasjon som følge av mobilisering av mothold mot brudd i gravefloer internt i gropa etc.
- Analyser av sikkerhet ved svikt i en tverrvegg (ulykkesgrensetilstand) med lastoverføring til sideliggende paneler etc.
- Dimensjonering og knekkningsanalyser basert på en Staad3 modell av innvendig avstivning med ulike påførte forskyvninger som følge av oppressing og sideforskyvning av tverrvegger (som dytter på vertikalstiver i midt i gropa). I Staad3 modellen er det også analysert systemets evne til å overta kreftene ved eventuell bortfall av en stiver (ulykkesgrensetilstand).

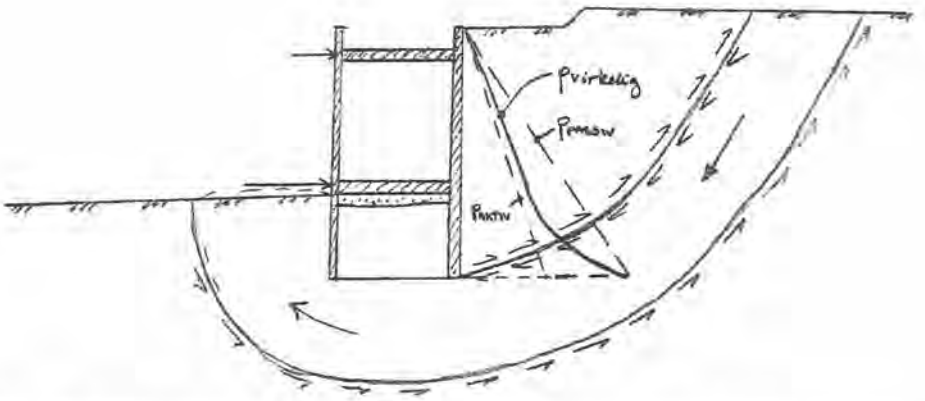
Sammenligning mellom beregnet og målt deformasjon i sjaktens tverretning

Mekanismen som fremkommer fra simuleringen er illustrert som totale deformasjoner i figuren nedenfor.



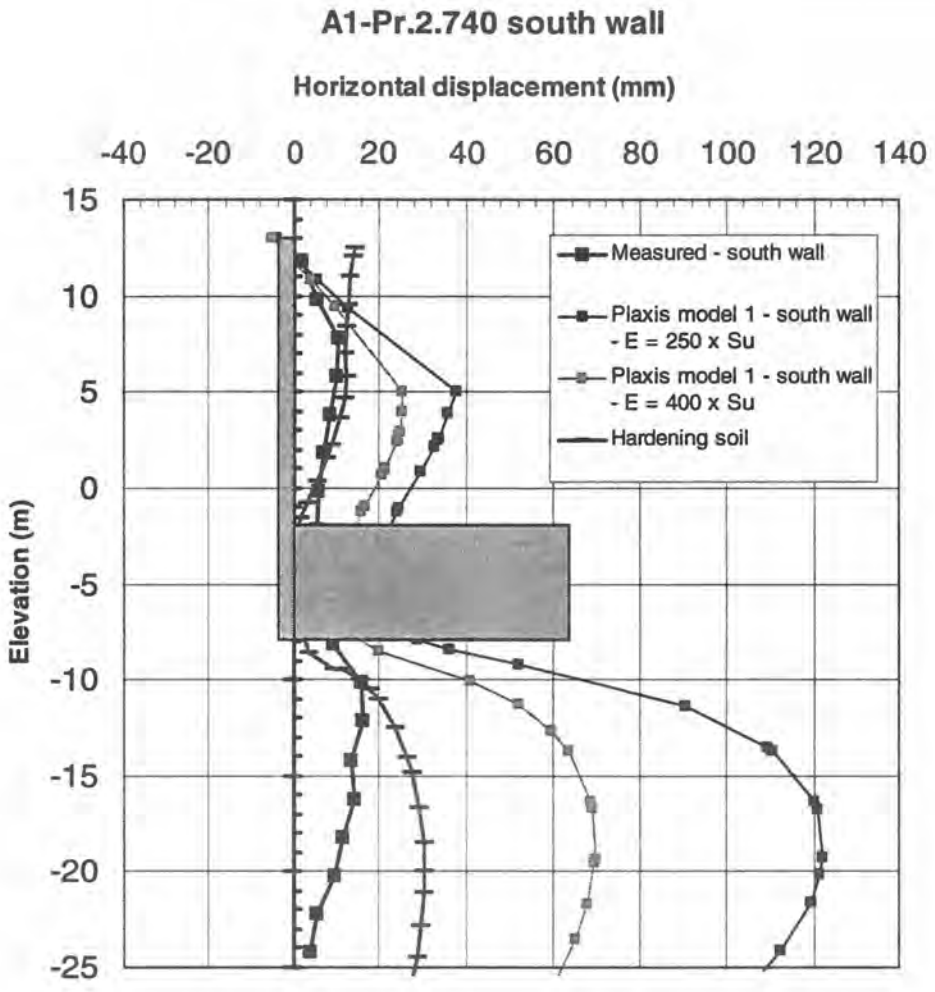
Figur 13 Deformasjonsmekanisme illustrert som plott av totale simulerte deformasjoner (etter c-φ reduksjon til brudd).

Som man ser av plottet over presses hele sjakten med støttevegger oppover. Bevegelsen medfører at jordtrykket mot utsiden av veggene ligger nærmere hviletrykk eller passivt trykk enn aktivt trykk på den nedre delen av slisseveggene. Bakgrunnen for dette fremkommer av *Figur 14*. I virkeligheten medfører "slark" i skjøtene mellom tverrpanelene en mykere oppførsel enn den modellerte. Dette reduserer oppbygning av et eventuelt passivt trykk. Effekten er tidligere kommentert av K. Karlsrud (1997) [5] basert på modellering av ulike løsninger i forbindelse med forprosjekt for Bjørvikatunnelen.

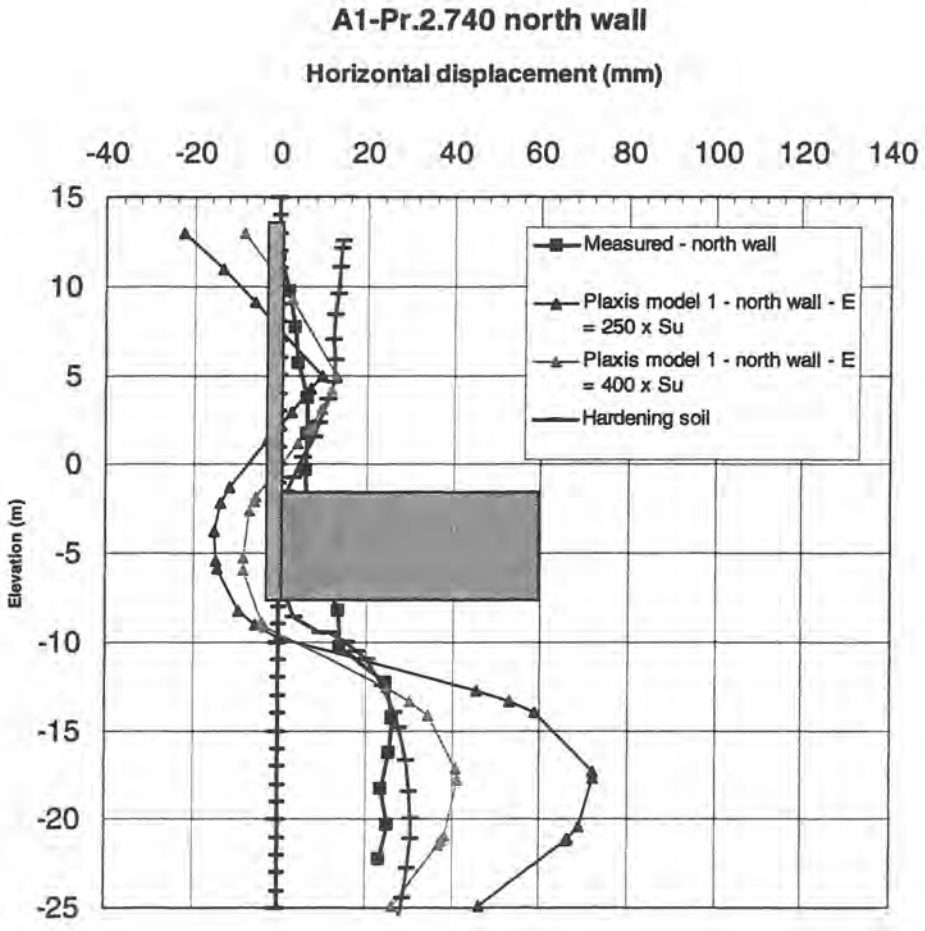


Figur 14 Deformasjonsmekanisme som gir oppbygning av passivt jordtrykk mot vegg i nivå med tverrstivere

Målte deformasjoner mot simulerte deformasjoner i et snitt ca. 1,5 m utenfor de langsgående slisseveggene er presentert i figurer på etterfølgende side. Som det fremkommer av figuren er målte deformasjoner i størrelsesorden 10-15 mm innpressing av veggene, mens man klart ser at bunnoppressingsmekanismen medfører ca. 20 mm horisontal bevegelse inn under veggene. Sammenlignet med resultat fra Mohr-Coloumb simuleringene er deformasjonene små. Etteranalysen med Hardening soil gir best korrelasjon.



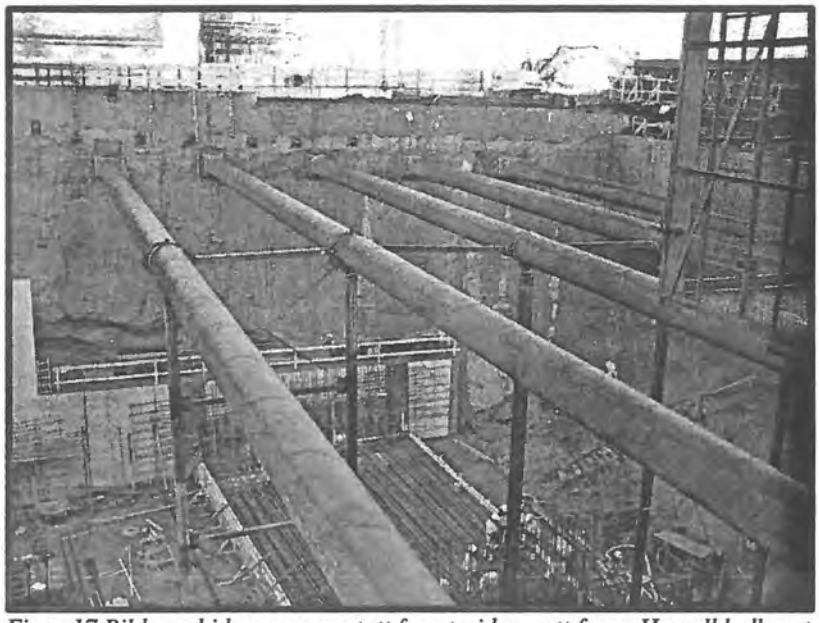
Figur 15 Deformasjoner 1,5 m utenfor nordre slissevegg i profil 2/740



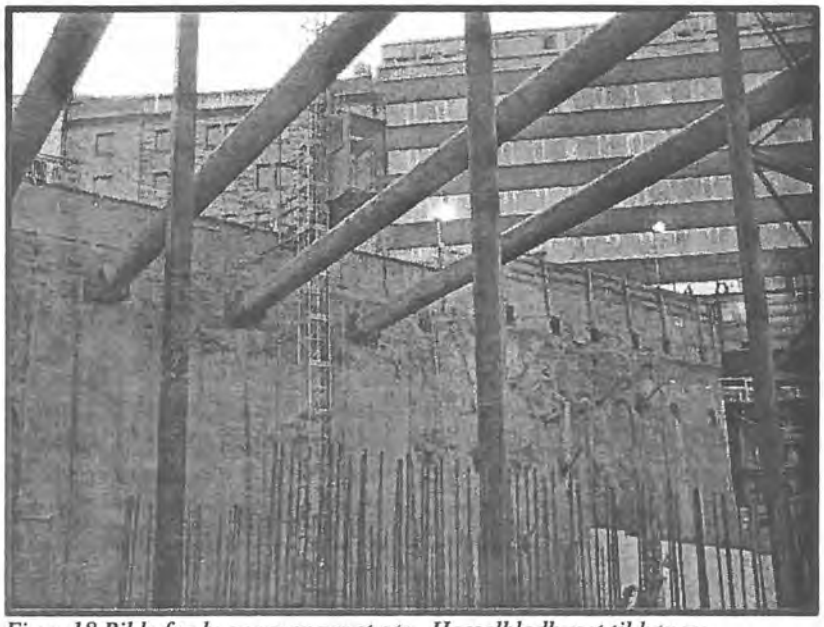
Figur 16 Deformasjoner 1,5 m utenfor søndre slissevegg i profil 2/740

BILDER FRA BYGGEGROP FASE 1

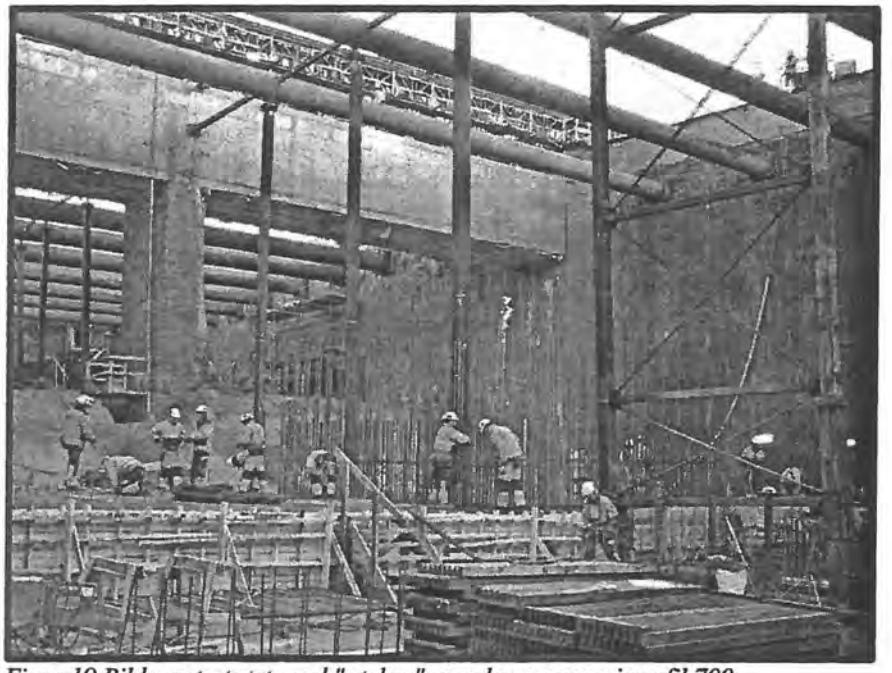
Avslutningsvis er det inkludert noen bilder fra byggegropen for å gi et inntrykk av dimensjonene i prosjektet.



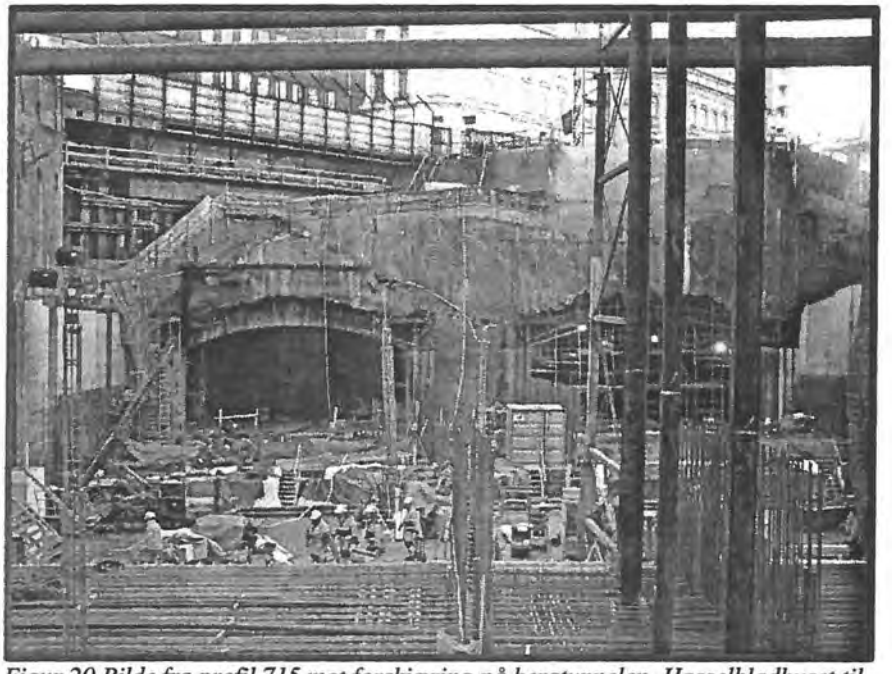
Figur 17 Bilde ned i byggegropa tatt fra sørsiden, rett foran Hasselbladhuset.



Figur 18 Bilde fra byggegropa mot sør. Hasselbladhuset til høyere.



Figur 19 Bilde mot sørøst. med "rørbru" over byggegropa i profil 700.



Figur 20 Bilde fra profil 715 mot forskjæring på bergtunnelen. Hasselbladhuset til venstre.

REFERANSER

[1] J. Ekström, Vägvärket Region Väst (2001): *Götatunneln.* Grundläggningsdagen 2001, SGF, s. 233-244.

[2] O. Eide, G. Aas og T. Jøsang (1972): *Special Application of Cast-in-place Walls for Tunnels in Soft Clay in Oslo.* NGI, Publikasjon nr. 91, s. 63-74.

[3] K. Karlsrud (1978): *Praktiske erfaringer fra gjennomføringen av slisseveggarbeidene for OTB og NSB i Studenterlunden og På Jernbanetorget.* NIF-kurs, Slissevegger og in-situ støpte pilarer. Fagernes Hotell 4.-6. desember 1978.

[4] Ø. Engelstad (2002): *Gøtatunnelen, slissevegger. Omtale av forskjellige aspekter, løsningsvalg.* Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk/Geoteknikk 2002; 26.1-26.24.

[5] K. Karlsrud (1997): *Some aspects of design and construction of deep supported excavations.* Discussion leader's contribution, 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg.

[6] Bjerrum (1973): *Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clay.* State-of-the-art report to Session IV, 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow. NGI publ. 100.

[7] Duncan og Buchignani (1975): *An engineering manual for settlement studies,* Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

[8] Ladd et al. (1977): *Stress-deformation and strength characteristics.* Sate-of-the-art report. Proceedings of the 9th international Conference on soil Mechanics an Foundation Engineering, Tokyo, 2, 421-94.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 2004
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

Sivilingeniør Arne Schram Simonsen
Multiconsult, avd. NOTEBY

NYTT FRA PELEKOMITEEN - PELEVEILEDNINGEN

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Sivilingeniør Jan K.G. Rohde, Sweco Grøner AS
Leder av NBG

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2004

FÄLTFÖRSÖK FÖR KONBULTEN I BOLIDENS GRUVOR

Field tests of the cone bolt in mines of Boliden

Charlie C. Li, NTNU
Per-Ivar Marklund, Boliden Mineral AB, Sverige

SAMMANFATTNING

Konbulten är utvecklad i Sydafrika främst för att klara av stora och snabba deformationer och är tillverkad av en slät rundstång i stål. Rundjärnet smids till en kon i ena änden och gängas i den andra och täcks sedan med vax för att förhindra bultens vidhäftning i ingjutningsmassan. Bulten gjuts in i borrhålet på vanligt vis, dvs hålet fylls med cementbruk och bulten trycks in i borrhålet (Figure 1). Konbultens generella funktion är att deformationer som orsakas av bergets rörelser överförs till bulten genom brickan som drar bulten genom ingjutnings-materialet. När berget påverkar brickan skall konen komprimera/krossa ingjutningsmassan vid en last som understiger bultens sträckgräns. Det är därför viktigt att ingjutningsmassan anpassas till bultens hållfasthet. Bultens bärförmåga är således en kombination av den kraft som krävs för att konen ska komprimera/krossa ingjutningsmassan och friktionen mellan konen och ingjutningsmassan. Konbultens möjlighet att tåla utdragskraften bestäms av konens storlek och form men även dess styvhet och känslighet för variationer i ingjutningsmassan.. En rad utdragsförsök på bulten har utförts i laboratorium och i Bolidens Kristinebergsgruva i Sverige. Resultaten från utdragsförsöken visar att bultarna tar upp en last av 16.5 till 22.5 ton efter 24 timmars brinntid för ingjutningsmassan (Figure 2). Utdragslängden för bultarna kan bli mycket stor om bulten är ingjuten i ett passande bruk. Ifall ingjutningsmassan är for stark, riskerar bulten att deformeras bara via töjning av tången (Figure 3). Även då kan bulten tåla ganska stora deformationer, ca 20 % av bultlängden, innan den går i brott. Slutsatsen som dras av utförda utdragsförsök är att konbulten klarar av betydligt större deformationer än en kamjärnsbult och har nästan lika hög brottlast.

Fullskalfältförsök utfördes både i Kristinebergsgruvan och Myra falls i Kanada från 1999 till 2002. Målet av fältförsöken var att utvärdera beteenden av konbbulten i bergmassan som är utsatt till stora deformationer. Fältförsöken har visat:

- Konbulten belastas jämnt längs hela dess längd (Figure 5, 6), medan kamjärnsbulten kan bli överbelastad lokalt kring en spricka och går sannolikt även i brott (Figure 7, 8).
- Ifall bergdeformationen är stor kan konbulten röra sig tillsammans med berget, men fortfarande bära en ganska hög last (Figure 12). I en del fall kan kamjärnsbulten gå av vid gängen, men konbulten håller sig intakt (Figure 13, 14).
- Konbulten är ett ändförankrat förstärkningselement. Därför är en bra kontakt mellan bultbrickan och bergytan nödvändig for att få en bra förstärkningseffekt från början. På ställen där berget under bultbrickan risker att falla bort passar det inte att använda konbultar.

SUMMARY

This paper presents the field tests of the South African cone bolt, carried out in two of Boliden's underground mines. The objective of the tests was to evaluate the performance of the cone bolt when subjected to large deformations in the field. A comparison with the conventional rebar bolt was also conducted in the study. It has been found in the tests that:

- The cone bolt is loaded uniformly along its entire length, while rebar is unevenly loaded and even locally yielding when subjected to large deformations.
- The cone bolt is a two-point anchored tendon. Thus, pre-tension of the bolt is required in order to obtain an immediate reinforcement after bolt installation.
- The cone bolt is not suitable for rock reinforcement at places where serious shearing failure occurs on free surfaces, since fallout of rock pieces under the plate of the bolt would result in a complete loss of the support effect.

1. INTRODUCTION

Most of the current underground mines of Boliden use the cut-and-fill mining method. The rock mass qualities in these mines are often fairly poor and the primary in-situ stresses are quite high in several deep mines. Soft rocks like chloritic schist and talc in the hanging wall and footwall result in large deformation in the stopes. Under these conditions, a basic demand for rock reinforcement elements is that they should be able to sustain large deformations without a significant loss of their bearing capability. The type of rock bolt used today in Boliden's mines is fully cement- or resin-grouted rebar. Rebar is a type of stiff element that tolerates small deformation before rupture. Therefore, Boliden has been looking for a reinforcement element more deformation-tolerable than rebar. One of the interesting elements of this type is the so-called Cone bolt that was developed in South Africa. Boliden conducted pullout and shear tests on this bolt both in laboratory (Gillerstedt, 2000) and in the field (Lindfors, 2000). The results showed that the Cone bolt could tolerate a very large deformation under a pullout load of at least 15 tons. Thus, it was decided that full scale tests of the bolt would be carried out in the mines. The full scale tests were conducted in the Kristineberg mine in Sweden and in Myra Falls in Canada from 1999 to 2002. Both these two mines are mining at depths of about 1000 m under the ground surface. The rocks are poor and the mine drifts are subjected to large deformations.

The objective of the full-scale field tests was to evaluate the performance of the cone bolt when it was subjected to large deformations in the field and also to test the applicability. This paper presents the results of the field tests and also comparisons of the cone bolt with the conventional rebar.

2. THE CONE BOLT

The cone bolt is a yielding tendon for the provision of effective support in regions prone to rock bursts and subjected to large deformations. The tendon consists of a smooth steel bar with a flattened conical flaring forged on to one end, see Figure 1. The extension strain of the steel for cone bolts can reach 20%.

The displacement of the dilating rock in which a cone bolt is installed is transferred to the tendon via the bearing plate, thus pulling the conical end piece through the grout; thereby doing work and absorbing energy from the rock. This has been made possible by coating the yielding tendon with wax to prevent the formation of a bond between the bar and the grout.

Figure 2 shows the results of pullout tests of cone bolts (Lindfors, 2000). The pull load remained at a constant level of about 170 KN while the deformation continued to increase to an amount of about 900 mm. It corresponded to an extension strain of 33% for the 2.7 m long tested bolts. A detailed study showed that both sliding of the cone and the extension of the steel bar hade significant contributions to the total pull deformation. In the case of a strong grout or in a too small borehole, however, the sliding of the cone may become very small and most of the deformation will be due to yielding of the steel bar (Figure 3).

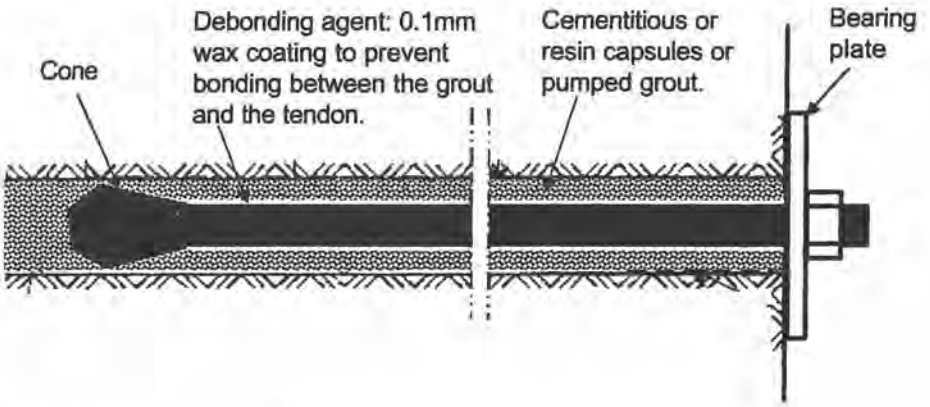


Figure 1. A sketch illustrating the cone bolt.

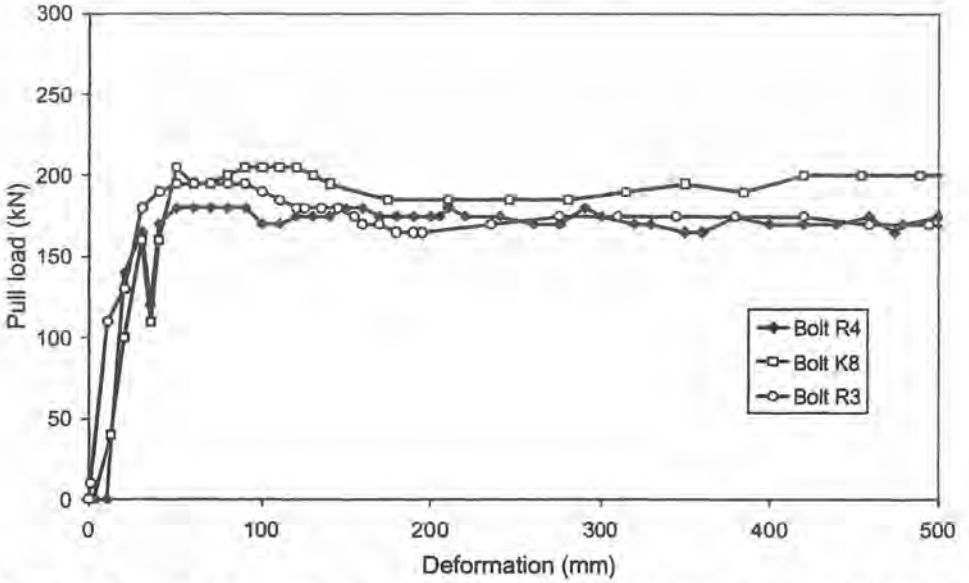


Figure 2. Pull load – deformation curves of three cone bolts with cement grout, after 28 days of installation. (Bolt length = 2.7 m, bolt diameter = 22 mm) (Lindfors, 2000).

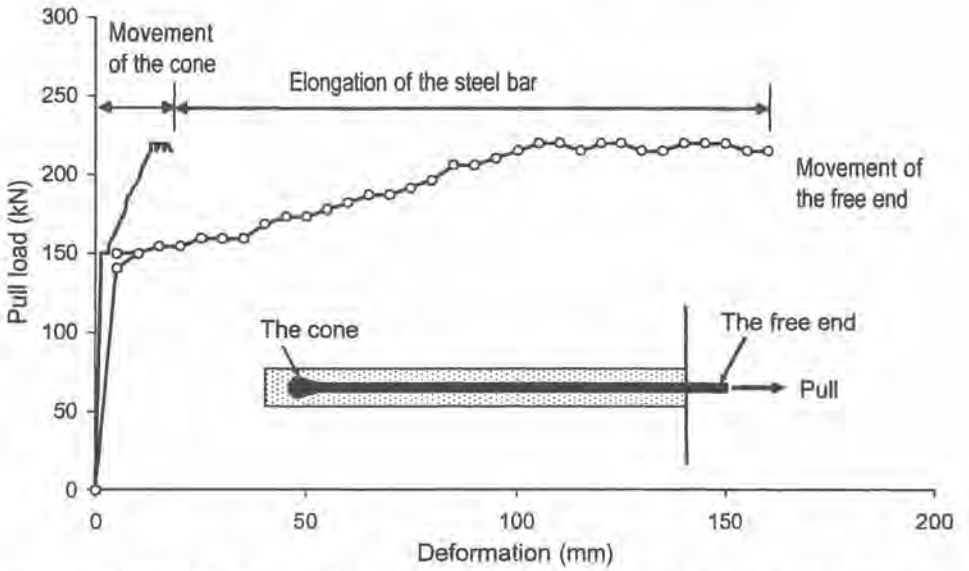


Figure 3. Movements of the cone bolt measured at the cone and the free end when it was subjected to a pull load at the free end. (Bolt length = 2.7 m, bolt diameter = 22 mm).

3. FIELD TESTS IN THE KRISTINEBERG MINE

The ore zone is a typical vein structure with a variable dip of 45-70°. The host rock is a schistose sericitic quartzite. Near the orebody the rocks are highly altered, often to very weak, talky sericitic schist that vary in thickness up to 3 m.

Cut-and-fill was the mining method in the mine stope where tests were conducted. It meant that the floor of the stope was tailings and waste rocks. The roof of the stope was subjected to large horizontal compressive stresses. The general failure patterns in mine stopes are illustrated in Figure 4. The failures are characterised by (1) slabs up to 0.5 m thick in the hangingwall, (2) intense slabbing in the roof parallel to the free surface and (3) contact slips along the footwall.

Cone bolts and rebars were installed both in the hanging- and foot-walls in two sections, 1404H and 1404V, of a mine stope. The elongations of the bolts were measured and the tensile loads carried by the bolts were calculated afterwards. The calculated results are shown in Figures 5 and 6. The yield load of the cone bolt is 14 tons. All the four cone bolts in section 1404H were loaded very slightly, much lower than the yield load of the bolt, see Figure 5. However in section 1404V, see Figure 6, the cone bolt in the upper hangingwall underwent yielding where a collapse occurred later, while the two cone bolts in the footwall were moderately loaded but still below the level of the yield load.

The calculated tensile loads for rebars are illustrated in Figures 7 and 8. The yield load of the rebar was 16 tons. In section 1404H, the bolt in the upper footwall was totally unloaded, while all the other three bolts were loaded, but still in the elastic stage, see Figure 7. However in section 1404V, three of the four monitored bolts underwent yielding, see Figure 8.

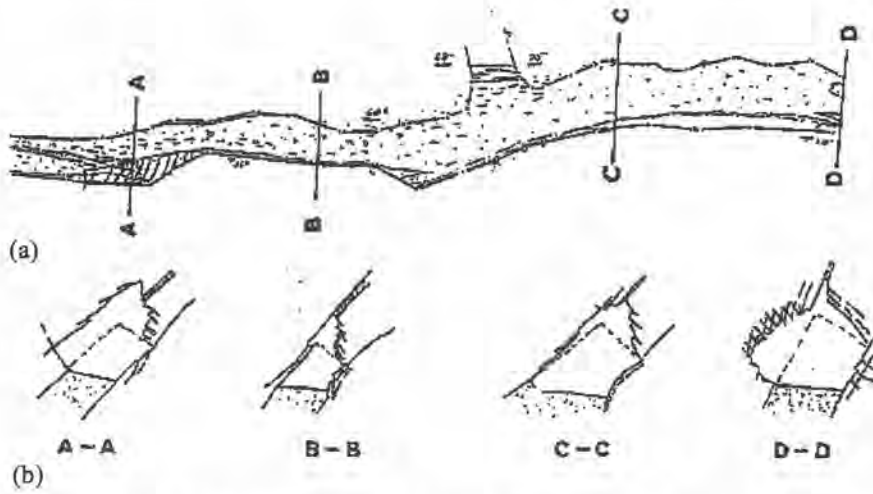


Figure 4. Typical failure patterns in the Kristineberg mine: (a) plan view of vein structure showing locations of sections; (b) cross-sections of stopes showing planned profiles (broken lines) and observed profiles. (Nyström et al., 1995).

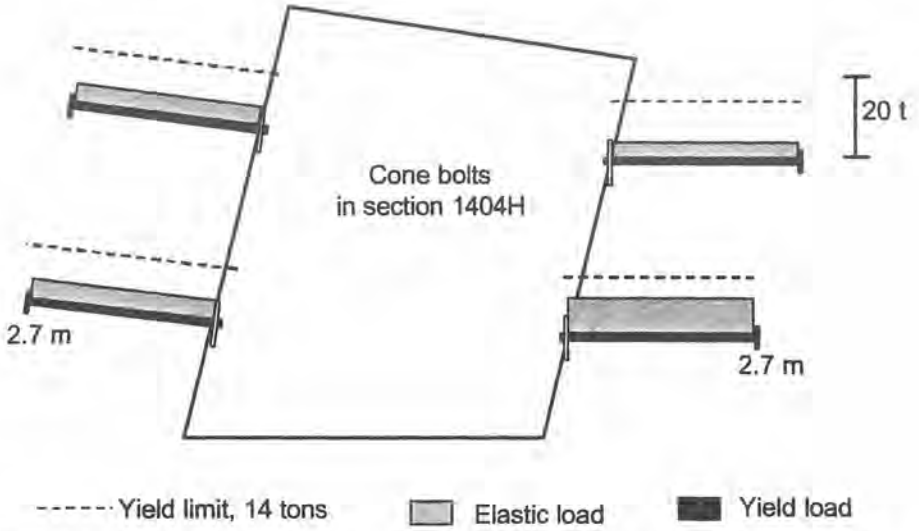


Figure 5. Sketch illustrating the calculated tensile axial load along the cone bolts in the full measurement section 1404H.

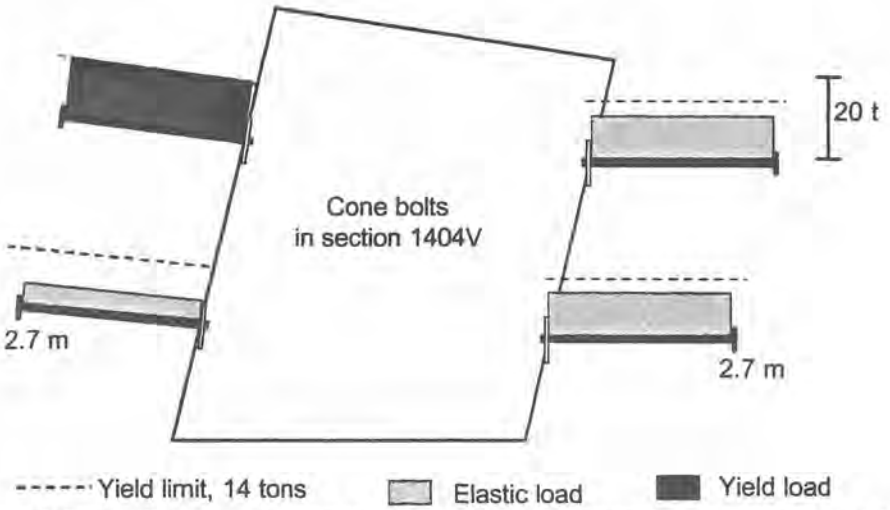


Figure 6. Sketch illustrating the calculated tensile axial load along the cone bolts in the full measurement section 1404V.

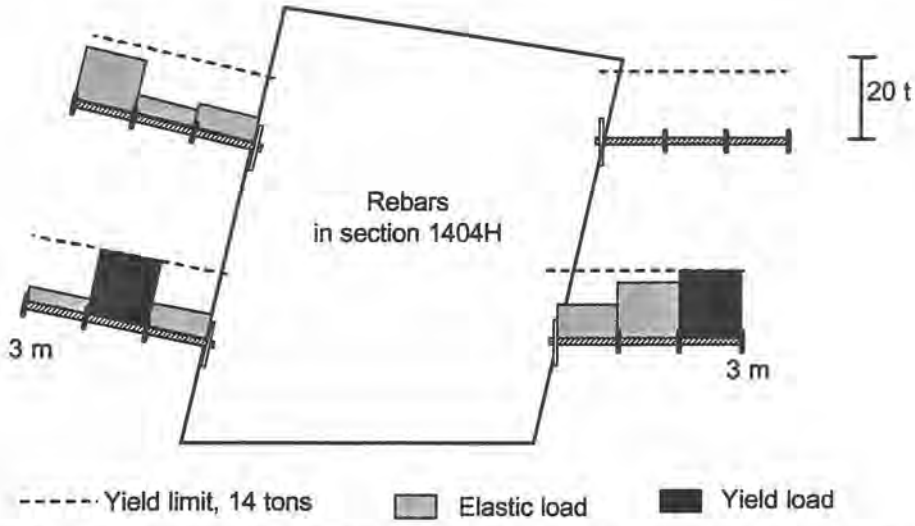


Figure 7. Sketch illustrating the calculated tensile axial load along measuring rebars in the full measurement section 1404H.

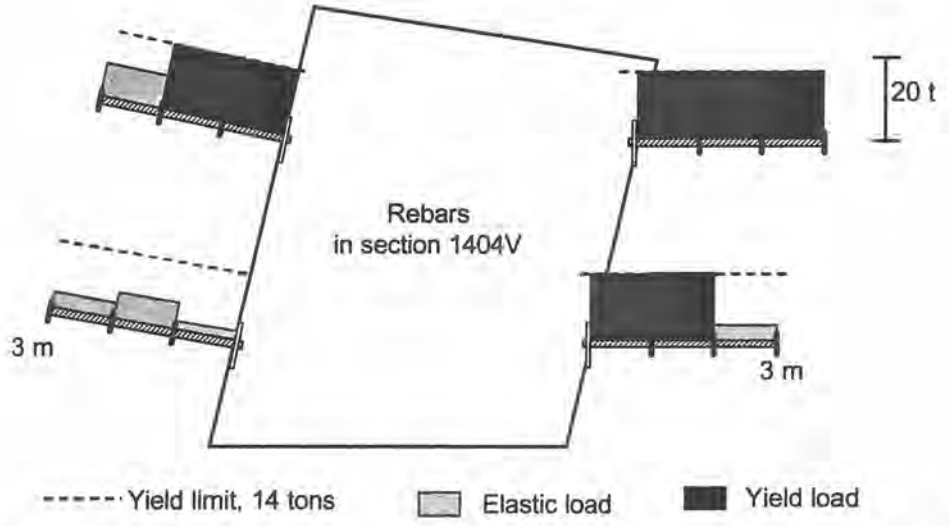


Figure 8. Sketch illustrating the calculated tensile axial load along the measuring rebars in the full measurement section 1404V.

4. FIELD TEST IN THE MYRA FALLS MINE

Cone bolts were also tested in the Myra Falls mine in Canada. The performances of the cone bolt and rebar were compared in the same ground conditions in this test. The test site was a transport drift at the level of about 1000 m under the ground surface in the mine. The drift was located about 60 m from the nearest mining stope and in an altered rhyolite area. The drift was subjected to large deformation and rock failure. The rock support in the drift consisted of 2.3 m rebars and screen with a bolt pattern of 1 × 1 m plus a layer of 5 cm thick shotcrete. Shotcrete arches were also applied afterward when the deformation became large. A number of cone bolts were then installed in a section of the drift. The convergence of the drift and the elongation of two cone bolts were measured for a period of half a year, see Figure 9.

The excavation was stopped for rehabilitation for a period of 4 months. Mesurement profile CV1 was set up and convergence measurements started in the beginning of this period. A large convergence occurred at the position of CV1 during the period of rehabilitation, see Figure 10. In the middle of April 2002, the convergence suddenly accelerated in all the three measurement profiles, particularly in profile CV3 where the convergence reached an amount of about 600 mm within half a month. A big fracture zone might have been formed in the area close to profile CV3 where the measured cone bolts were located. Figure 11 is a picture of the drift at profile CV3 that shows the drift after being subjected to the huge amount of convergence.

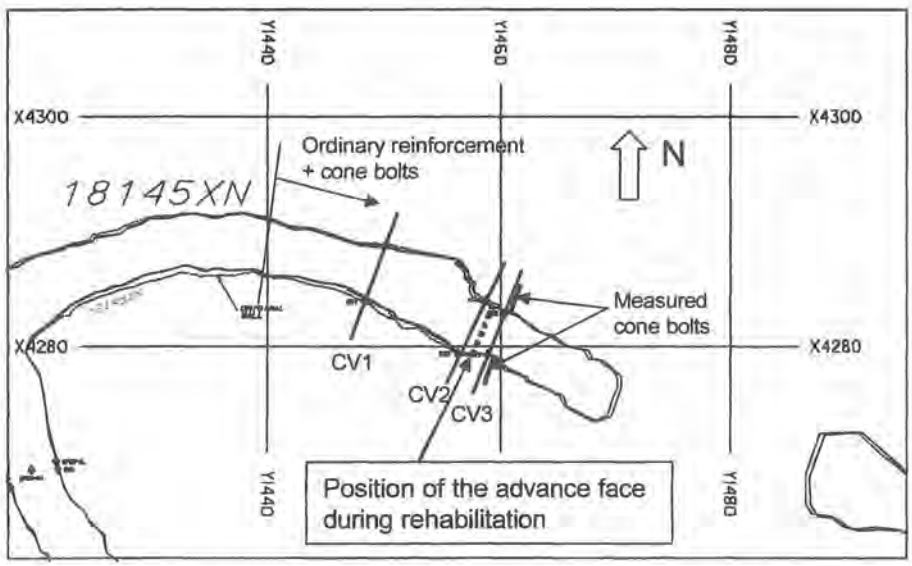


Figure 9. The locations for measurements in the transport drift. Convergence was measured in profiles CV1, CV2 and CV3. Elongation of bolts was measured on two cone bolts installed in the opposite walls in profile CV3.

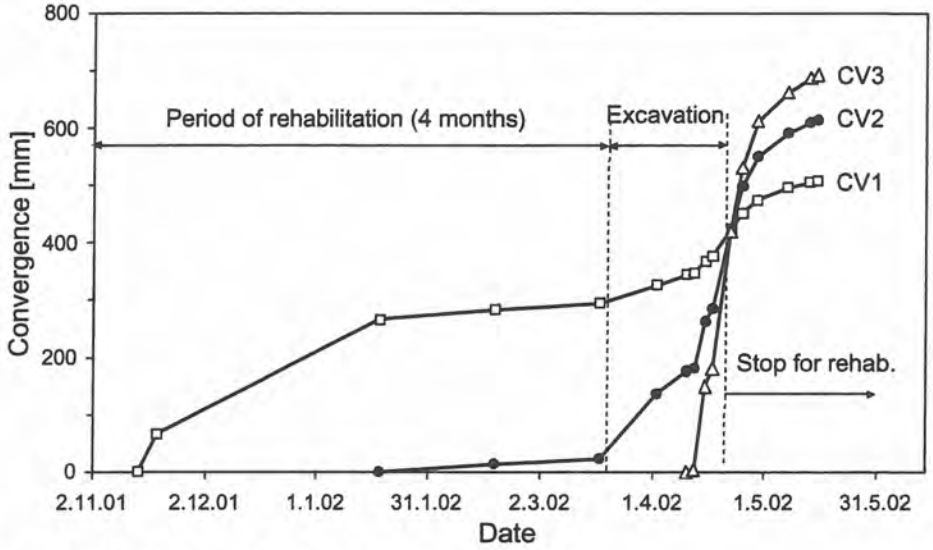


Figure 10. Convergence at the three measurement profiles.

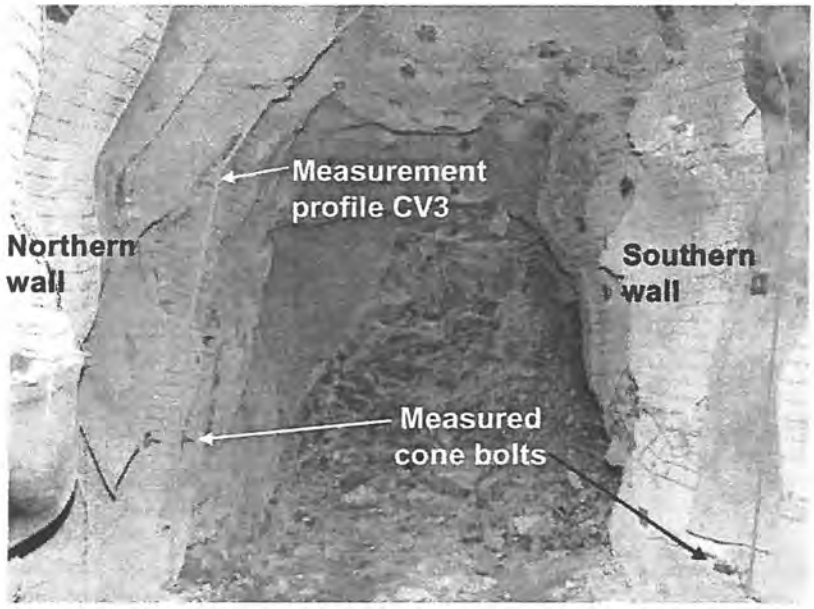


Figure 11. The drift at position of profile CV3 after subjected to a large amount of convergence.

The extension of the two cone bolts was measured in a period of one month. The measure-ment results are listed in Table 1. Within one week after installation the extension of the 2.3 m long bolts reached an amount of about 4.5 mm. This extension was equal to a strain of 0.2% which is approximately the yield strain of the steel material. After that the extension of the bolts remained at about that level. That implied that the bolts might either have moved together with the side-walls or ploughed through the grout after the extension strain havning reached 0.2%. The interesting thing was that the bolts still carried a relatively high load (about 16 tons) during this period. This load would apply to the rocks over the length of the bolts and help to build up a self-support shell around the drift.

Table 1. Measurements on the measuring cone bolts.

Date	Extension of the cone bolt (mm)	
	Northern Wall	Southern Wall
15-04-2002	0.0	0.0
17-04-2002	0.6	0.4
22-04-2002	2.9	4.2
25-04-2002	3.7	4.9
29-04-2002	4.3	4.4
07-05-2002	4.8	5.4
13-05-2002	4.3	4.0
15-05-2002	4.6	4.5

Figure 12 shows the process of the load development in the cone bolts.

It was observed in the drift that many rebars were ruptured, while cone bolts remained intact. Figures 13 and 14 show two examples of how differently the cone bolts and rebar reacted to the large rock deformations. In Figure 13, the rebar in the upper failed at the thread, while the cone bolt in the lower seemed undamaged and moved together with the wall. In Figure 14, one sees that the two cone bolts to the right side were undamaged, while the rebar sank into the soft rock with the face plate heavily deformed.

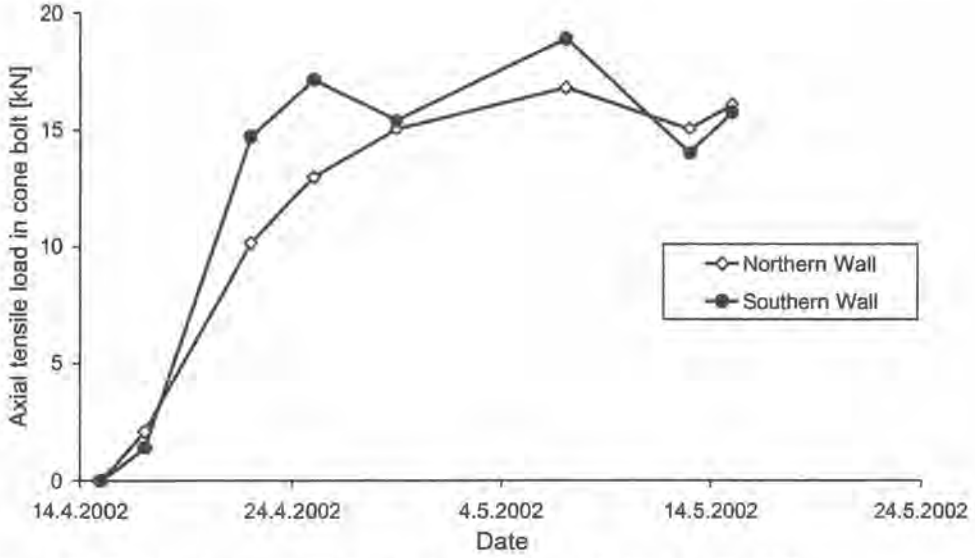


Figure 12. The development of the tensile load in the cone bolts at profile CV3.

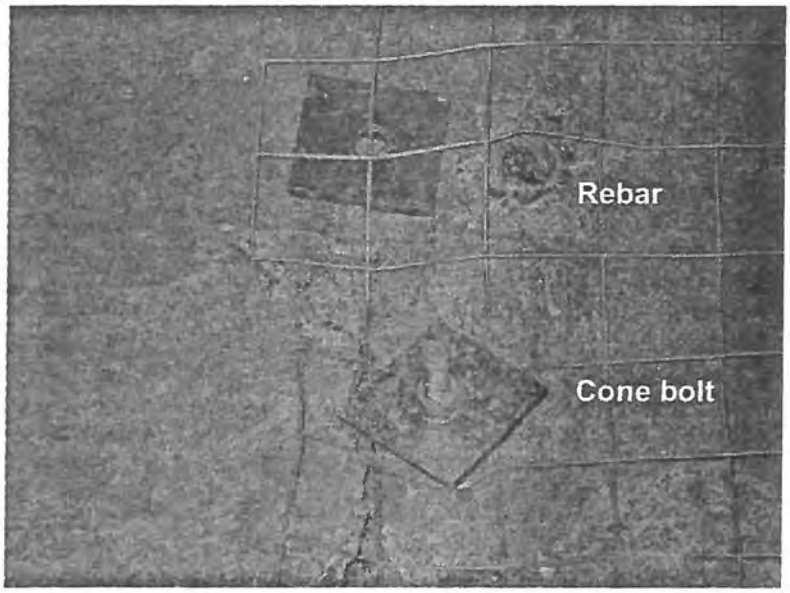


Figure 13. A ruptured rebar and an intact cone bolt on the northern wall close to profile CV3.

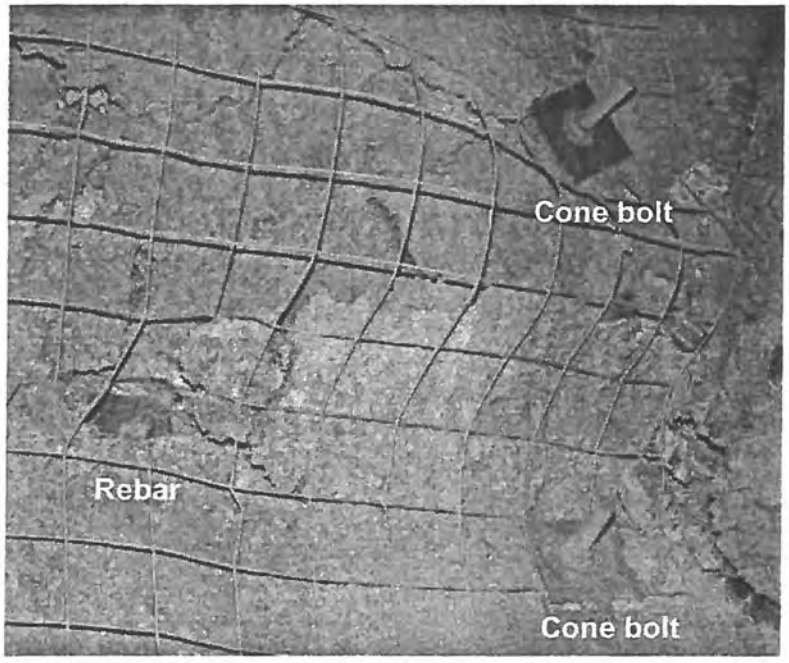


Figure 14. A sunken rebar and two intact cone bolts on the southern wall close to profile CV3.

5. CONCLUSIONS

- The cone bolt can provide an effective constraint to fractured rock and prevent the walls from disintegration.

- The cone bolt is loaded uniformly along its entire length. It can tolerate a large extension and absorb a large amount of deformation energy.

- Fully-grouted rebar bolts, however, are not uniformly loaded in fractured rock masses. Deformation in active fractures could locally overload the rebar at the positions of the fractures. The overload could result in rupture of the rebar after a very limited opening of the fracture. Cement-grouted rebar can only tolerate an extension of about 30mm over one single joint.

- The cone bolt is a two-point anchored tendon. Therefore, pre-tension of the bolt is required for the bolt to provide reinforcement immediately after installation.

- At some places where serious shearing failure occurs, such as at the toe of the wall, the cone bolt is not suitable for rock reinforcement since fallout of rock pieces under the plate of the bolt would result in a complete loss of the support effect.

REFERENCES

Gillerstedt, P. (2000). *Skjuv- och Dragförsök på Konbulten – En Deformationstålig bergbult*. Examensarbete 2000:213 CIV, Luleå Tekniska Universitet.

Li, C. (2001). Field test of the cone bolt in the Kristineberg mine. *Report* B03/01, Boliden Mineral AB.

Li, C. and Gillerstedt, P. (2004). Field test of the cone bolt in Myra Falls. TG_REP2004/005, Boliden Mineral AB.

Lindfors, U (2000). Funktionsförsök på konbult i Kristinebergsgruvan. *Gruvteknikrapport* B2/00.

Nyström, A, Sandström, S, Krauland, N and Board, M (1995). Prediction of mining conditions at depth in Kristineberg mine, Sweden. *Trans. IMM, Section A*, Vol.104, A169-A177.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2004

UDEC-ANALYSE AV FJELLSIDESTABILITET FOR OPPSTADHORNET

UDEC analysis of rock slope stability for Oppstadhornet

Sivilingeniør Halgeir Dahle, SINTEF Teknologi og samfunn avd. Berg og geoteknikk

SAMMENDRAG

Den delvis kollapsede 700 m høye og 40° bratte fjellsiden ved Oppstadhornet er en av mange potensielle fjellskredlokaliteter på Nordvestlandet. Området er spesielt interessant av to årsaker: (i) volumet av kollapset bergmasse er stort (ca. 20 mill. m^3), og (ii) fjellsiden er lokalisert 17 km vest for Molde og en evt. utrasning vil skape en enorm flodbølge som kan skylle inn over byområdet ved fjorden. Massene er gjennomsatt av åpne og dype sprekker som følge av at fjellsiden har glidd ut flere titalls meter langs et foliasjonsparallelt skjærplan og et skjærplan normalt på foliasjonen. Langs kileutglidningslinjen er det etablert en representativ profil som danner grunnlaget for numeriske stabilitetsanalyser vha. UDEC.

Tilbakeanalyse av fjellsiden til situasjonen før utglidning er utført for å kalibrere inngangsparametrene og for å gjenskape utglidningen ned til dagens situasjon. Resultatene viser bedre stabilitet av dagens situasjon enn ved tilbakeanalysen. Parameterstudier viser at vanntrykk og residual friksjonsvinkel har stor betydning for stabiliteten, mens JRC i liten grad påvirker stabiliteten. Likevel antas det at geometrien til diskontinuiteter og skjærplan er den viktigste faktoren for stabiliteten i fjellsiden. Fjellsiden viser få tegn til vesentlig nylig deformasjon. Årsaken til det kan være at (i) massene hviler på en slakere del av skjærplanet, (ii) fjellsiden hviler mot en terskel/rampe, (iii) fjelsiden har innspenning i vestre område på grunn av retningen til kileutglidningen, eller at (iv) vanntrykket i fjellsiden er drenert på grunn av intens oppsprekning.

SUMMARY

The Oppstadhornet rock-slope failure of Møre & Romsdal County is one of numerous failures recorded in western Norway. The rock slope is of special interest for two reasons: (i) It involves large rock volumes (ca 20 mill. m^3) that will create a major tsunami, and (ii) its location near the Molde city (17 km). Summarizing the larger features of the field, it is clear that most bedrock have moved 30 – 80 m down-slope, which is well illustrated by the distinct, up to 40 m high back scarp of the field at 700 m asl. This scarp and abundant shear fractures reactivate the foliation which basically is parallel to the topographic gradient (40°). A representative cross section is established along the wedge failure line. The stability analysis in UDEC of the rock slope is based on this cross section.

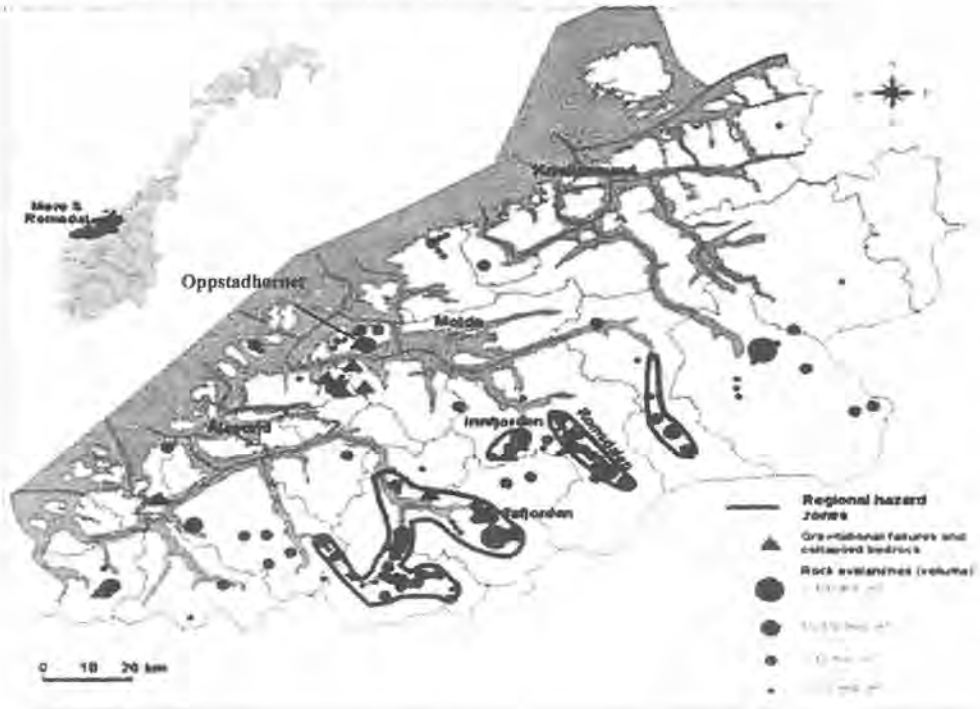
A back analysis is performed to calibrate the input parameters and to recreate the sliding to today's situation. According to the analysis the slope is more stable today than before the sliding occurred. Parametric studies indicate that water pressure and residual friction angle is the most important parameter for the slope stability. But geometry of discontinuities is a key factor to sliding and is the most important "parameter". Field work indicates no considerable new deformation of the slope. The cause for this might be: (i) the rock mass is thrusting on a flat surface on the shear plane, (ii) the rock slope is thrusting on a ramp, (iii) the slope is locked in west because of the direction of the wedge line, or (iv) decreasing water pressure because of abundant fracturing.

1. INNLEDNING

Resultater fra arbeid med diplomoppgave, institutt for geologi og bergteknikk, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, NTNU.

Fjellskred har ført til enorme ødeleggelser i historisk tid i Norge. I løpet av de siste 100 år har 174 mennesker mistet livet i tilknytning til fjellskred på Nordvestlandet (Furseth, 1985). Statistisk sett skjer slike store fjellskredhendelser hvert 70 år. Skredmassene er i seg selv ikke hovedårsaken til de store ødeleggelsene. Men skredmassene genererer flodbølger om de raser med høy hastighet ned i fjorder og vann.

Blokkavsetninger fra fjellskred er vanlig i flere regioner i Norge. Men de fleste fjellskredavsetningene finnes i de bratte fjellområdene og da særlig i Sogn og Fjordane, Troms og Møre og Romsdal (Blikra et al., 2002). Karakteristisk for mange av fjellskredene er at de kan lokaliseres i grupper, noe som indikerer felles årsak: (i) svake bergarter, (ii) bratt fjellside og/eller (iii) episenter for jordskjelv (Braathen et al., 2004). Mange tidligere og potensielle fjellskredlokaliteter i Møre og Romsdal har ført til økt fokus på regionen. Og i regi av "International Center for Geohazards", ICG, er flere av lokalitetene blitt fulgt opp, kartlagt og overvåket. Oversikt over kartlagte og potensielle fjellskred samt deres gruppering i Møre og Romsdal er vist i figur 1. Den delvis kollapsede og 40° bratte fjellsiden ved Oppstadhornet ble først rapportert i 1997 (Robinson et al., 1997) og senere fulgt opp i 2001 av Blikra et al. Fjellsiden vender mot sørøst og ender i Romsdalsfjorden. Et større fjellskred fra Oppstadhornet vil rase ned i fjorden og danne en flodbølge. Stabiliteten av fjellsiden er tidligere analysert av Bhasin og Kaynia. (2004) med er begrenset datagrunnlag.



Figur 1: Kartet viser fordelingen av fjellskred og potensielle ustabile fjellsider i Møre og Romsdal (Blikra et al., 2001). Lokaliser ingen av Oppstadhornet er 17 km vest for Molde.

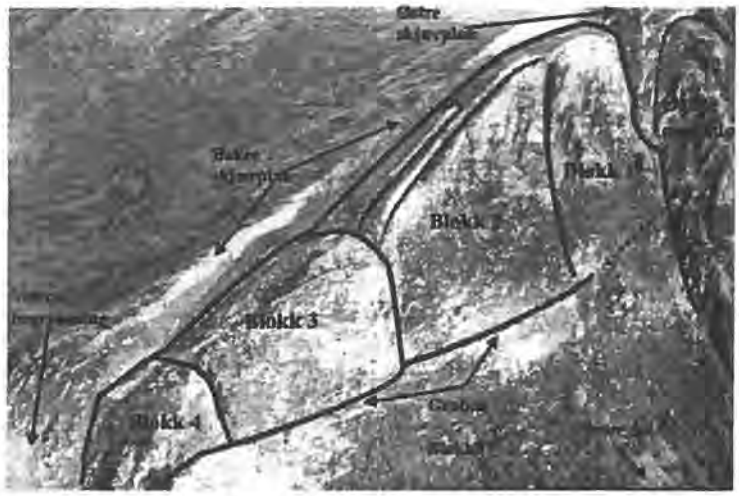
2. GEOLOGI OG GEOMETRI

Området ved Oppstadhornet består av stedegne bergarter (gneis), bortsett fra et område i øst. Der opptrer en amfibolrik gneis. Gneisen rundt Oppstadhornet har en granittisk til tonalittisk sammensetning (Robinson et al., 1997). Bergartene er oftest godt foliert og foliasjonen er til dels parallell med fjellsiden i sør. Noen steder er foliasjonen preget av folding, noe som gjør at foliasjonen lokalt kan ha varierende fall, men tilnærmet likt strøk.

Geologisk inndeling av fjellsiden

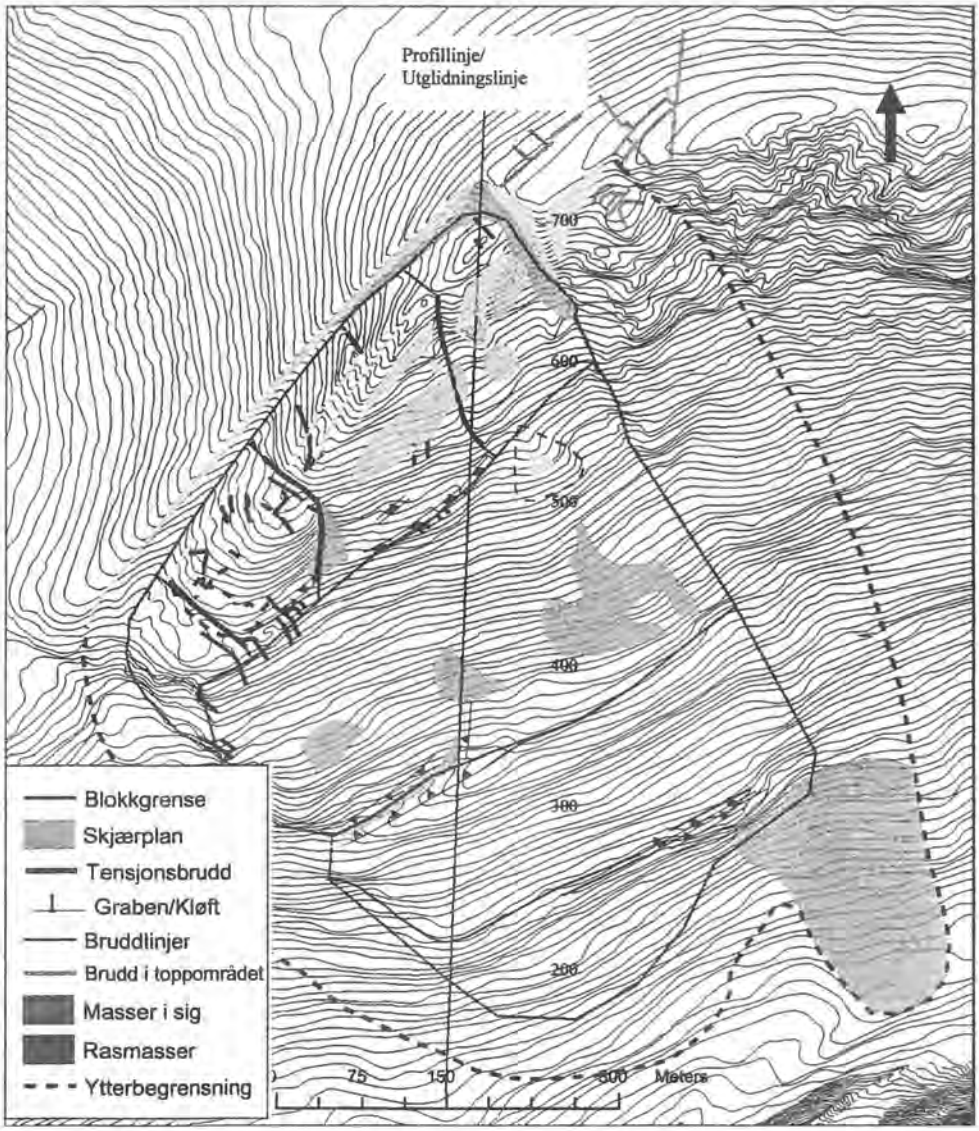
Det delvis kollapsede området på Oppstadhornet er ca 600 meter bredt og 800 meter langt nedover langs fjellsiden. Området viser flere titals meter skjærforskyvning som har ført til at området er gjennomsatt av åpne sprekker. Området er avgrenset av tre hovedstrukturer vist i figur 2. Størst av de tre er bakre skjærplan med NØ-SV strøk og et steilt fall mot SØ som varierer fra 70° til 40°. I øst er avgrensningen et skjærplan med strøk NV-SØ og med et steilt fall mot SV på ca. 60°. Den vestlige begrensningen er en eldre forkastning med NV-SØ orientering og et subvertikalt fall mot SV. Skjærplanene viser fra 30 – 80 m skjærdeformasjon.

Området kan deles inn i tre hoveddeler (se figur 2), (i) et østlig område, (ii) en nedre del og (iii) en øvre del. Det østlige området opptrer i en ca. 60° bratt skråning mot øst. Dette partiet avgrenses ikke av bakre skjærplan. Nedre del har noen store åpne kløfter og er mye overdekt av løsmasser og vegetasjon, mens øvre del er karakterisert av fire større og godt eksponerte blokker. Ved å benytte de tydeligste skjærplanene og tensjonsbruddene som grenser, kan øvre del av området deles inn i fire blokker. Årsaken til inndelingen er at blokkene viser ulik bruddstil og deformasjon. En kartskisse av de sentrale observasjonene er vist i figur 3.



Figur 2: Blokkinndeling av øvre del. Blokkene er avgrenset av de største skjærbruddene i området. I høyre billedkant sees det østlige området, mens nedre del er lokalisert nedenfor området som dekkes av bildet. Bakre og østre skjærplan samt vestre begrensning (eldre forkastning) utgjør de tre hovedstrukturer som avgrenser området. Helikopterfoto: NGU.

Nedenfor de fire øverste blokkene blir det gradvis mer og mer vegetasjon og overdekning. Likevel viser noen steder tydelig deformasjon av berggrunnen. Spesielt en graben mellom blokkene 1 til 4 og blokk 5, og flere tydelige tensjonssoner i nedre del.



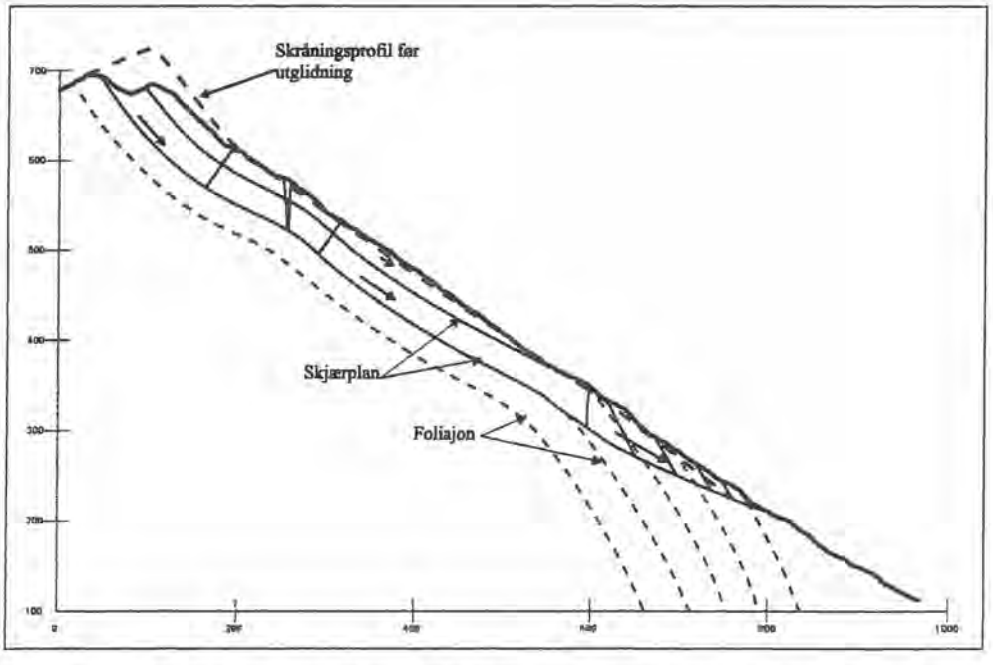
Figur 3: Feltkart som viser de viktigste strukturelle trekkene i overflaten av fjellsiden. Profillinja angir hvilken utglidningsretning fjellsiden har hatt og profilet er utgangspunktet for stabilitetsanalysen i UDEC. Ekvidistansen på kartet er fem meter bortsett fra i sørøstre hjørne.

Valg av plassering og geometri til profilen benyttet i modelleringen

Utglidningen ved Oppstadhornet er en kileutglidning. I utgangspunktet er det ikke tydelig at det er en slik type utglidning på grunn av at bakre skjærplan er 8 ganger bredere enn østre skjærplan. Fra stereoplott (figur 4) av bakre og østre skjærplan ser man imidlertid at begge skjærplanene påvirker utglidningsretningen. I tillegg viser slipplinjer langs bakre skjærplan samme utglidningstrend som stereoplottet fra skjærplanene (Dahle, 2003).

Ut fra observasjonene fra utglidningsretning er det da naturlig å velge et stabilitetsprofil langs skjæringslinja til de to bruddplanene (kilelinja). Dette profilet kan sees i figur 5 og er grunnlagsprofilet for stabilitetsmodelleringen i UDEC.

Figur 4: Stereoplott av bakre (049°/63°SØ) og østre skjærplan (135°/58°SV), med resulterende utglidningsretning langs kilelinja til de to planene.



Figur 5: Tolket og forenklet geologisk profil langs utglidningslinja. Profilet viser skjærplanene, de tydeligste tensjonsbruddene,foliasjon og sannsynlig skråningsprofil før utglidning.

3. VERDIER TIL INNGANGSPARAMETRENE I ANALYSEN

Inngangsparameterne som er benyttet i denne oppgaven og verdiene av dem er gjengitt i tabell 1 og 2. Noen av inngangsparametrene i analysen av fjellsiden ved Oppstadhornet er laboratorieverdier og må derfor gjøres om til reelle verdier siden langt fra alle diskontinuiteter i bergmassen kan gjengis i modellen. Alle diskontinuiteter i modellene gis egenskaper ut fra Barton-Bandis' skjærstyrkekriterium.

Tabell 1: Inngangsparametre for bergmassen.

Inngangsparameter	Verdi
Materialmodell, bergmasse	Elastisk, isotropisk
Trykkfasthet (σ_c)	145 MPa
Elastisitetsmodul (E)	21 GPa
Poissons forhold (v)	0,16
Bulkmodul (K)	10290 MPa
Skjærmodul (G)	9050 MPa
Enhetsvekt (γ)	2,75 KN/m^3

Tabell 2: Inngangsparametre til diskontinuiteter ved Oppstadhornet.

Inngangsparameter	Skjærplan	Tensjonssprekker/ subvert. sprekker	Vannfylte, limte tilførselssprekker
Skjærstyrkekriterium	Barton-Bandis	Barton-Bandis	Barton-Bandis
Basis friksjonsvinkel (φ_b)	27,8°	27,8°	-30° (limte sprekker)
Residual friksjonsvinkel (φ_r)	26°, 28°, 30°	26°, 28°, 30°	-30°
Joint roughness coefficient (JRC_o)	8, 10, 12	10, 12, 14	20
Joint compressive strength (JCS_o)	100 MPa	110 MPa	200 MPa
Laboratorie- og feltskala (L_0 og L_n)	L_o=0,25m, L_n=2m	L_o=0,25m, L_n=2m	L_o=0,25m, L_n=2m
Joint normal stiffness (JKN)	7e5 MPa	7e5 MPa	7e6 MPa
Joint shear stiffness (JKS)	1,8e3 MPa	1,8e3 MPa	1,80e4 MPa
Sprekkeåpning (aper)	Beregnes av UDEC	Beregnes av UDEC	Beregnes av UDEC
Sprekkeåpning uten normalspenning (a_{zero})	Beregnes av UDEC	Beregnes av UDEC	Beregnes av UDEC
Minste sprekkeåpning (a_{res})	Beregnes av UDEC	Beregnes av UDEC	Beregnes av UDEC
Sprekkepermeabilitet (j_{perm})	6,4e8 MPa s	6,4e8 MPa s	6,4e8 MPa s
Soneinndeling	20 m	20 m	100 m
Initielt vanntrykk (U)	0,1, 0,35, 0,6 [MPa]	0,1, 0,35, 0,6 [MPa]	0,1, 0,35, 0,6 [MPa]

Residual og basis friksjonsvinkel

Residual friksjonsvinkel inngår i Barton og Bandis' ikkelineære skjærbruddkriterium som er benyttet i denne oppgaven. Ligning 1 viser sammenhengene mellom residual friksjonsvinkel, φ_r, og basis friksjonsvinkel, φ_b (Singh og Goel, 1999):

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20) + 20\left(\frac{r}{\mathrm{Re}}\right) \qquad [1]$$

, hvor

r = Schmidthammerverdi for glideflater
Re= Schmidthammerverdi for friskt brudd

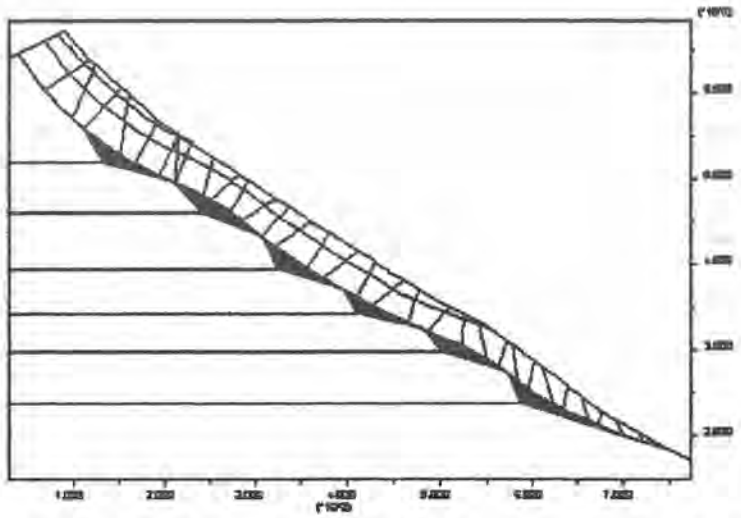
I følge Barton (1976) er vanligvis basis friksjonsvinkel for gneis mellom 26° og 29°. For gneisen ved Oppstadhornet er basis friksjonsvinkel målt i laboratorium til 27,8° (Dahle, 2003). Med r = 43 (110 MPa) og Re = 48 (145 MPa) gir ligning 1 en φr på 25,7°. Den delvis kollapsede fjellsiden ved Oppstadhornet karakteriseres som en kileutglidning. En kileutglidning har stabiliserende krefter i to plan og de stabiliserende kreftene blir dermed større enn for en sammenlignbar plan utglidning (Hoek & Brey, 1981).
Stabilitetsberegningene må ta hensyn til dette for å få pålitelige resultater. Metoden som blir foreslått går ut på å lage en kilefaktor, K, som multipliseres med den aktive friksjonsvinkelen.

Vanntrykkets fordeling og innvirkning på stabiliteten i fjellsiden

Vanntrykk i skjærplan er en faktor som har stor betydning for stabiliteten i skråninger (Nilsen og Palmstrøm, 2000). Skjærstyrken til sprekkene avtar ved økende vanntrykk på grunn av at vanntrykket fører til redusert normalspenning, σ_n, i skjærflaten. Skjærstyrkelingningen i BB-kriteriet blir da tilført vanntrykk, U, og blir:

$$\tau = (\sigma_n - U)\cdot \tan\left[JRC\cdot \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n - U}\right) + \varphi_r\right] \qquad [\mathrm{MPa}] \qquad [2]$$

Vanntrykket vil teoretisk være null på sidene og maksimalt midt i feltet. Stabilitetsprofilet er valgt langs utglidningsretningen til fjellsiden. Profilet ligger da i midten av det ustabile feltet der vanntrykket teoretisk er høyest. Inngangsverdiene i modelleringen må representere en gjennomsnittlig verdi for fjellsiden og vanntrykket må derfor modelleres ut fra at noen områder av fjellsiden ikke har vanntrykk. Det antas også at vanntrykket lokalt langs skjærplanene økes på grunn av mulige lavpermeable brekksjesoner. Vanntrykket i fjellsiden er initielt modellert som på skissen i figur 6. I selve beregningene varierer vanntrykket langs diskontinuitetene på grunn av at blokker beveger seg og normalspenningsfordelingen langs diskontinuitetene endres.



Figur 6: Initielt teoretisk fordeling av vanntrykk langs basale skjærplan (mørke felter). Størst vanntrykk der tilførselssprekkene (horisontale limte sprekker) kommer i kontakt med basale skjærplan og lavest midt mellom to tilførselssprekker.

Parameterstudie

For å bedre inntrykket av hvordan endringer av inngangsparametre påvirker det analyserte resultatet utføres parameteranalyser. Man velger da ut de parametrene man antar har størst betydning for resultatet. Ved å gi høy, middels og lav verdi til parametrene som inngår i analysen kan man få et inntrykk av hvilken parameter som har størst innvirkning, for siden å kunne fokusere på hvilke(n) parameter(e) som krever de grundigste undersøkelsene for å oppnå best mulig pålitelighet av resultatene.

I denne oppgaven antas det ut fra skjærstyrkeligningen til Barton & Bandis at residual friksjonsvinkel, φ_r og ruhetskoeffisienten, JRC har størst innvirkning på stabiliteten. JCS er tatt noe hensyn til allerede siden den inngår i utregningen av φ_r. I tillegg er det valgt å variere vanntrykket i tilførselssprekkene. Intervallet til disse parametrene er gitt i tabell 3. JRC har ulik verdi for de foliasjonsparallelle skjærplanene og de subvertikale diskontinuitetene. Sistnevnte verdier er gitt i parentes i tabellen. Analysen utføres ved å teste alle de ulike kombinasjonene mot hverandre. Det gir en 3^3-testmatrise, gjengitt i tabell 4.

Tabell 3: Parametere som inngår i analysen og deres tilhørende verdier. Verdiene i parentes angir JRC for de subvertikale diskontinuitetene.

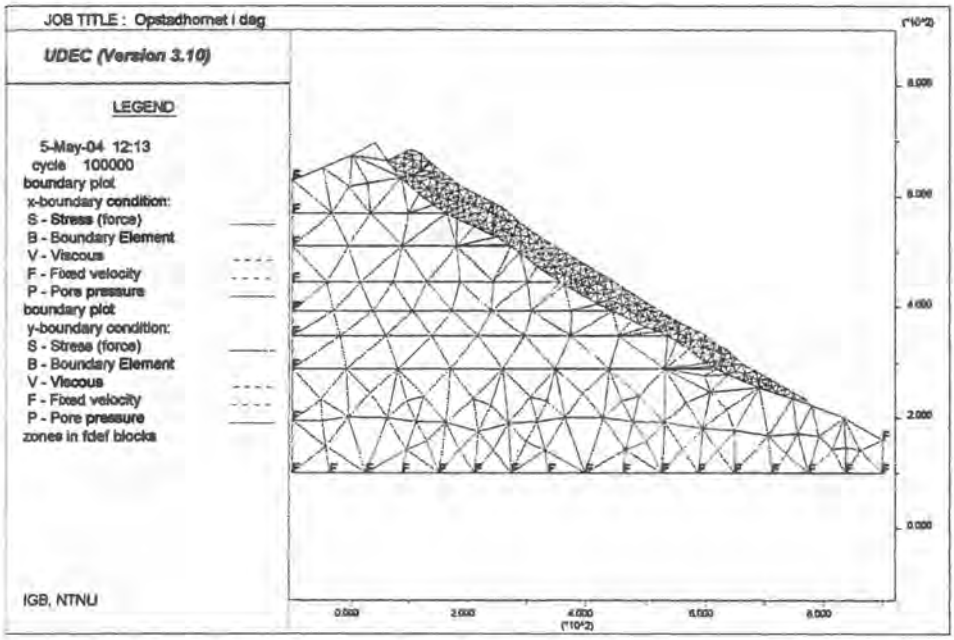
Parameter	Høy	Middel	Lav
JRC	12 (14)	10 (12)	8 (10)
φ_r [°]	30	28	26
Vanntrykk [MPa]	0,6	0,35	0,1

Tabell 4: Testmatrise for 3^3-forsøk ($3^3 = 27$). "+" angir høy verdi, "±" angir middels verdi og "–" angir lav verdi.

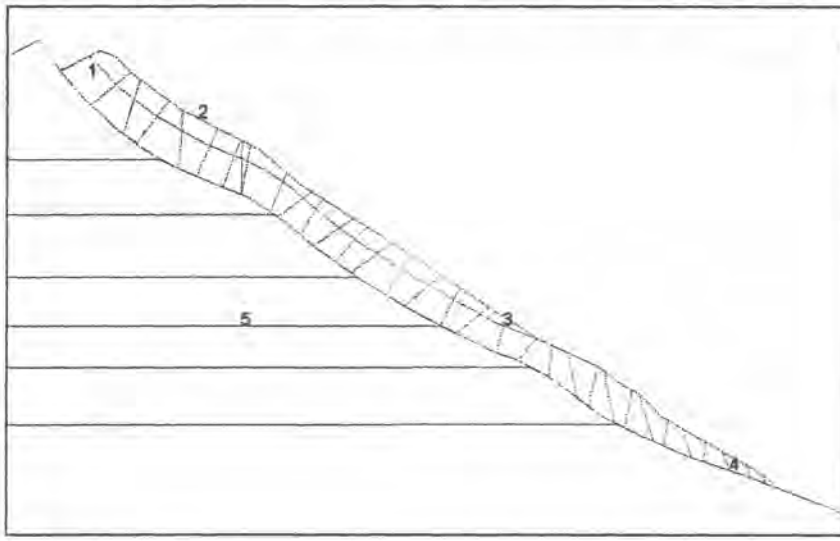
Testnr.	JRC	φ_r	Vanntrykk [MPa]	Testnr.	JRC	φ_r	Vanntrykk [MPa]
1	+	+	+	15	±	±	-
2	+	+	±	16	±	-	+
3	+	+	-	17	±	-	±
4	+	±	+	18	±	-	-
5	+	±	±	19	-	+	+
6	+	±	-	20	-	+	±
7	+	-	+	21	-	+	-
8	+	-	±	22	-	±	+
9	+	-	-	23	-	±	±
10	±	+	+	24	-	±	-
11	±	+	±	25	-	-	+
12	±	+	-	26	-	-	±
13	±	±	+	27	-	-	-
14	±	±	±	SUM	27	27	27

4. RESULTATER

Figur 7 viser geometri og soneinndeling til analysen av dagens situasjon. Fem punkter i fjellsiden ble logget for å samle informasjon om bevegelse i punktene. Punktene er lokalisert som vist i figur 8 der punkt 5 blir benyttet som referansepunkt fordi det der forventes svært liten bevegelse. Figuren viser også de innlagte sprekkene i modellen.



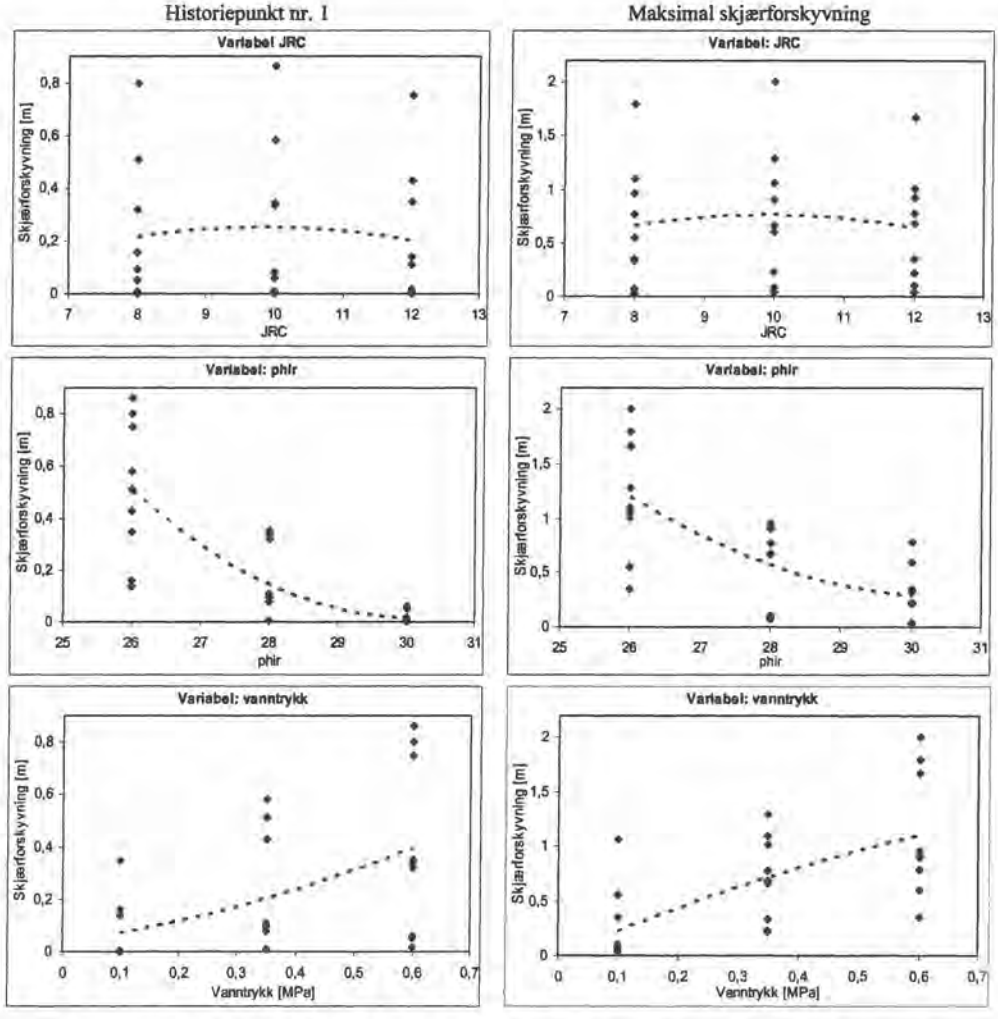
Figur 7: Soneinndeling, 20 m i det pot. utglidningsområdet og 100 m ellers i blokken. Venstre og høyre sidekant av blokken er låst i x-retning, mens nedkant er låst i både x- og y-retning.



Figur 8: Diskontinuiteter og lokalisering av historiepunkter i analysen av dagens situasjon.

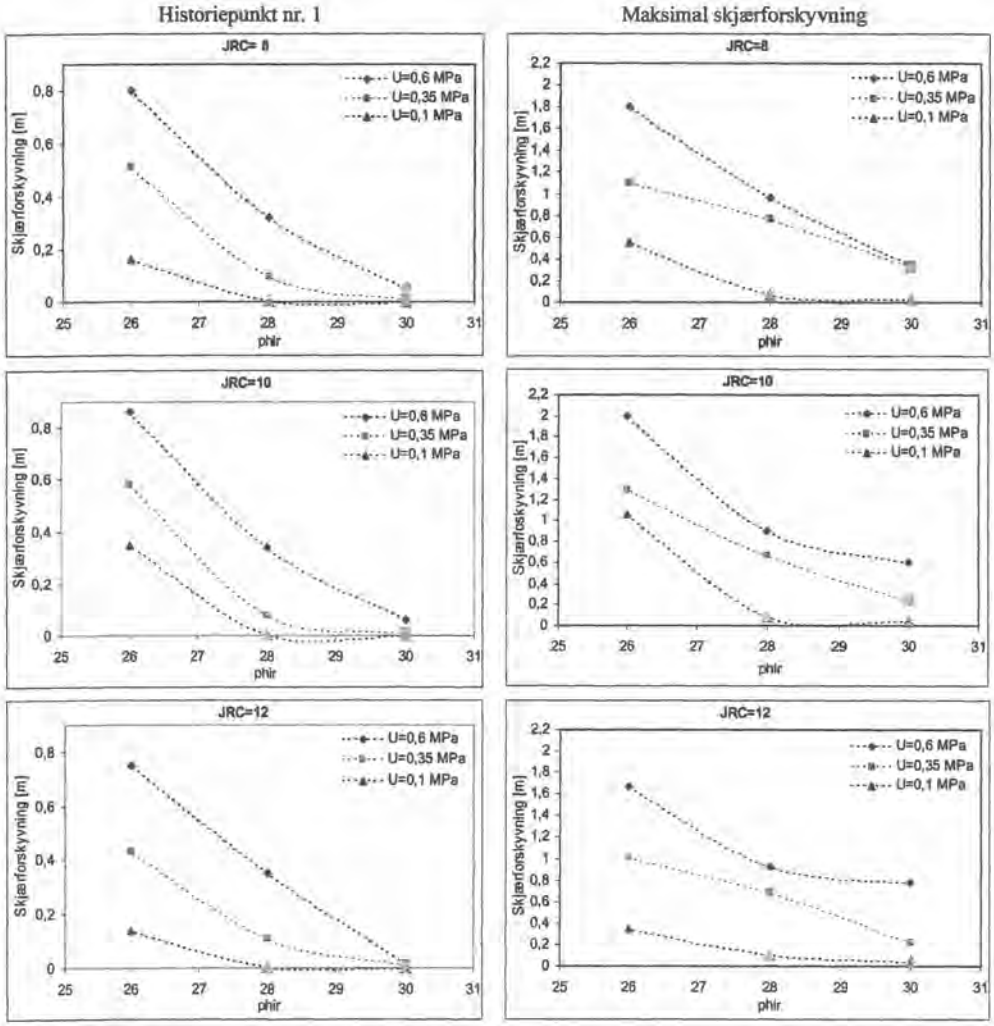
Parameteranalyse

Med tre mulige verdier for hver parameter får man 27 ulike kombinasjoner og dermed 27 beregningsfiler. Ved å holde èn parameter konstant får man $3^2 = 9$ kombinasjoner. Figur 9 viser seks diagrammer fra denne analysen hvor hvert diagram viser 27 punkter som er fordelt med ni punkter i hver kolonne. Disse ni kombinasjonene er testet for tre ulike verdier av den tredje parameteren. De tre diagrammene til venstre viser skjærforskyvning helt øverst i fjellsiden (historiepunkt nr. 1). Diagrammene til høyre viser maksimal skjærforskyvning for fjellsiden (tåsonen av det basale skjærplanet). Ved å trekke en linje gjennom gjennomsnittet av hver enkelt kolonne, kan sammenhengen mellom ulike verdier av parametrene og skjærforskyvning illustreres.



Figur 9: Skjærforskyvning ved ulike kombinasjoner av parametrene JRC, residual friksjonsvinkel (phir) og vanntrykk. Diagrammene til venstre viser skjærdeformasjon øverst i fjellsiden (historiepunkt nr. 1) mens diagrammene til høyre viser maksimal skjærforskyvning (tåsonen av basale skjærplan)

Av de tre testparametrene og gitte intervaller har JRC minst innvirkning på skjærforskyvningen. For videre analyse av resultatene kan man holde JRC konstant og plotte skjærdeformasjonen som en funksjon av vanntrykk og residual friksjonsvinkel. Plottene er vist i figur 15, og i tilfellene der modellen er stabil er plottepunktet større og lys grå.



Figur 10: Diagrammer der JRC er holdt konstant og skjærdeformasjonen er plottet som funksjon av vanntrykk og residual friksjonsvinkel (phir). Parameterkombinasjoner som gjør modellen stabil er markert med større punkt og er lys grå.

5. DISKUSJON OG TOLKNING AV RESULTATENE

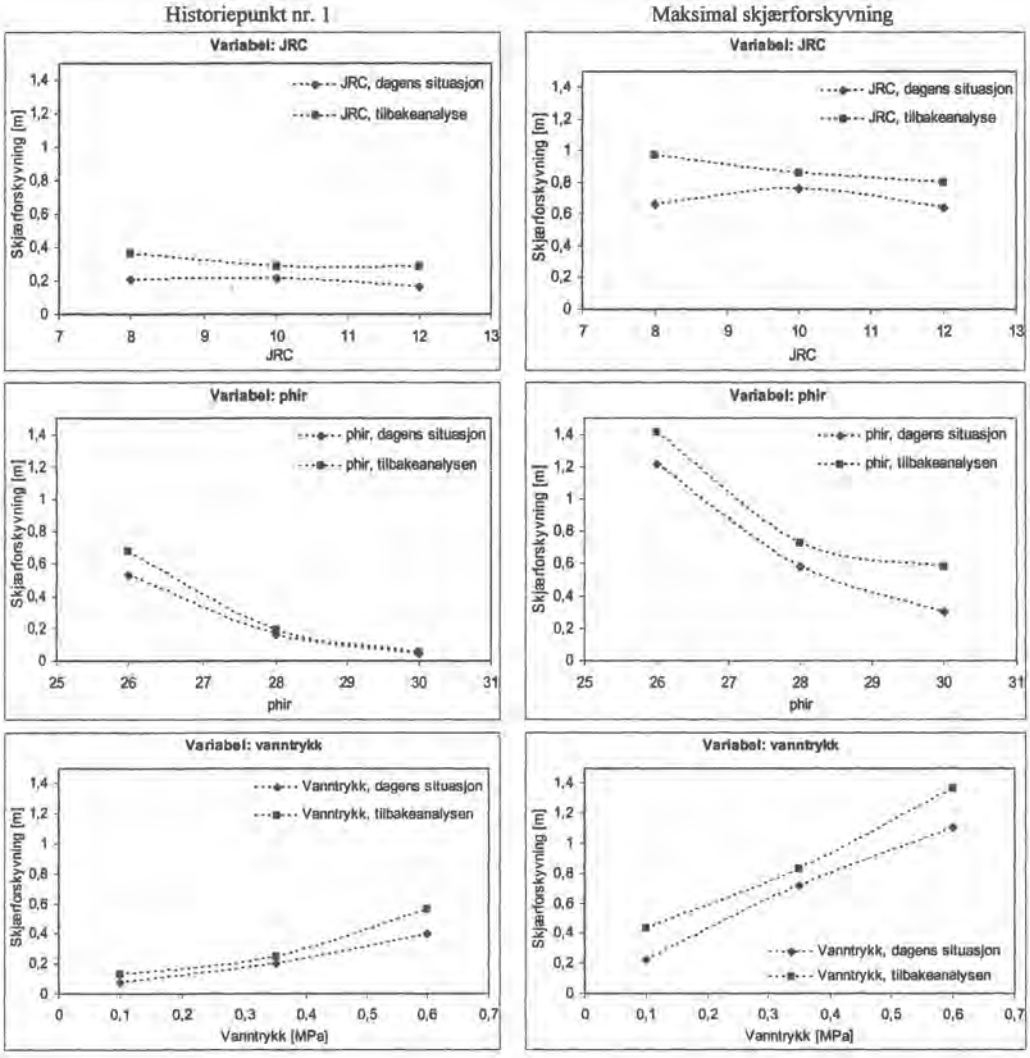
Inngangsparametre
I diskontinuerlige analyser er det et stort antall inngangsparametre. I analysen som er 12 ulike parametre benyttet i tillegg til den antatt viktigste parameteren, nemlig geometrien til diskontinuitetene. Flere av parametrene er målt i felt og laboratorium med tilhørende skalering til fullskala blokkstørrelse og bergmasseverdier. I analysen er det knyttet usikkerhet til in situ vanntrykk. Vanntrykk spiller opplagt en viktig rolle for skråningsstabiliteten (Nilsen og Palmstrøm, 2000) og bør derfor tas hensyn til i slike analyser.

Det empiriske skjærstyrkekriteriet til Barton og Bandis er blitt mer og mer vanlig i diskontinuerlige analyser (Nilsen og Palmstrøm, 2000). Men kriteriet har begrensninger som kan gjøre det vanskelig blant annet å skalere parametrene JRC og JCS fra laboratorie-/feltverdier til fullskala verdier. I denne analysen burde blokkstørrelsen, L_n, være 20 m, mens feltstørrelsen, L_o, er 0,25 m. Dette gir et L_n/L_o-forhold på 80 og skaleringskurvene for JRC og JCS gjelder ikke for et L_n/L_o-forhold større enn 8. Dette understrekes også av Bhasin og Høeg (1998). De fant at ved et L_n/L_o-forhold på 10 vil ikke skjærstyrken automatisk øke med økende verdi av JRC.

Resultatene
Trendlinjer fra parameterstudiene av tilbakeanalysen og dagens situasjon er sammenstilt i figur 11. Differansen mellom minimum og maksimum skjærforskyvning til de ulike trendlinjene antyder hvilken parameter, med det gitte intervall, som er av størst betydning for stabiliteten.

JRC-trendlinjen har lavt stigningstall og påvirker dermed stabiliteten lite i forhold til de to andre parametrene. Vanntrykk og residual friksjonsvinkel har derfor med det gitte intervallet stor betydning for stabiliteten. Alle trendlinjene fra tilbakeanalysen viser større skjærdeformasjon enn trendlinjene fra modellen for dagens situasjon. Samtidig viser plottene med konstant JRC at flere parameterkombinasjoner er stabile i modellen for dagens situasjon enn fra tilbakeanalysen. I følge analysene er fjellsiden dermed mer stabil i dag enn hva den var før utglidningen.

Årsakene til det kan være flere. Det basale skjærplan har størst fall i øvre deler (ca. 70°). Ved utglidning nedover skjærplanet hviler de øvre massene på et stadig slakere skjærplan. Da blir de drivende kreftene avtagende og de stabiliserende kreftene tilsvarende større. Geometrien til diskontinuitetene kan bety mye for hvilke resultater man oppnår ved diskontinuerlige analyser (Scheldt, 2002). En bestemt geometri på det basale skjærplan kan gi stor variasjon i resultatene dersom man endrer geometrien til de interne diskontinuitetene. Det basale skjærplanets geometri er likt i begge analysene, mens de andre diskontinuitetene er forskjøvet nedover langs skjærplanet. Ulike geometrier til denne inndelingen kunne med fordel blitt testet i en parameteranalyse.



Figur 11: Trendlinjer til skjærforskyvningen ved ulike kombinasjoner av parametrene JRC, residual friksjonsvinkel (phir) og vanntrykk. Diagrammene til venstre viser skjærdeformasjon øverst i fjellsiden (historiepunkt nr. 1) mens diagrammene til høyre viser maksimal skjærforskyvning (tåsonen av basale skjærplan).

6. KONKLUSJON

På grunnlag av omfattende feltarbeid er noen av de ingeniørgeologiske parameterverdiene mer pålitelige enn andre. De mest pålitelige er JRC, E-modul, Poissons forhold, basis friksjonsvinkel og tetthet til bergarten. Parametrene det knyttes størst usikkerhet til er JCS, residual friksjonsvinkel, vanntrykk, JKN, JKS, samt geometrien til skjærplan og diskontinuiteter som antas å påvirke stabiliteten i størst grad. Påvirkningen forsterkes av at utglidningen defineres av to skjærplan som utgjør en kile med retning mot sør, mens fjellsiden faller mot sørøst. Resultatene må sees i sammenheng med at verdien til noen av parametrene i analysen og geometrien til diskontinuitetene er usikre.

Parameteranalyser av JRC, vanntrykk og residual friksjonsvinkel er utført for å finne hvor stor betydning hver av de tre parametrene har for stabiliteten. Resultatene viser at residual friksjonsvinkel og vanntrykk har tilnærmet lik betydning for stabiliteten i de gitte verdiintervallene. Residual friksjonsvinkel har noe større betydning i de øvre delene. Årsaken til det kan være at vanntrykk ikke er etablert i de hundre øverste meterne av skjærplanet. Vanntrykket er modellert slik at det konsentreres i mindre områder og ikke hydrostatisk fra topp til bunn i fjellsiden.

Parameteranalyser viser at stabiliteten til fjellsiden er bedre i dag enn før utglidningen. Fra parameteranalysene kan man da anta at residual friksjonsvinkel er minst 28° og at gjennomsnittlig vanntrykk ikke overstiger 0,1 MPa. Ved en høyere residual friksjonsvinkel kan fjellsiden likevel være stabil ved 0,35 MPa.

Det er ikke under feltperioden observert vesentlig nyere bevegelse av fjellsiden. Årsakene til det kan være at:

i. det meste av de utglidde massene i dag hviler på en slakere del av skjærplanet siden øverste del er brattest (70°)
ii. gjennomsettende åpne sprekker fører til et lavere gjennomsnittlig vanntrykk
iii. fjellsiden hviler mot en terskel/rampe
iv. innspenningen har økt i vestre del av fjellsiden på grunn av at kileutglidningen er på skrå i forhold til fallretningen til topografien

REFERANSER

Bhasin R. og A.M.Kaynia (2004): *Static and dynamic simulation of a 700-m high rock slope in westen Norway.* Engineering Geology 71 (2004) pp. 213 -226.

Bahsin R. og K.Høeg (1998): *Parametric study for a Large Cavern in Jointed Rock Using a Distinct Element Model (UDEC-BB).* Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 35, No. 1, pp 17 - 29.

Barton N. (1976): *The Shear Strength of Rock and Rock Joints.* International Journal of Rock Mechaniccs and Mining Science, volume 13, Pergamon press. Pp 24.

Blikra, L.H., O. Longva, A. Braathen, E. Anda, J.F. Dehls, K. Stalsberg (2002): *Rock Slope Failures in Norwegian Fjord Areas: Examples, Spatial Distribution and Temporary Pattern.* In Evans, S.G. & Martino, S. (eds.), Massive Rock Slope Failures. Proceeding, NATO Advanced Research Workshop, Celano, Italy, June 2002.

Blikra, L.H., A. Braathen og E. Skurtveit (2001): *Hazard evaluation of rock avalanches; the Baraldsnes area.* NGU-rapport: 2001.108.

Braathen, A., L. H. Blikra, S. S. Berg & F. Karlsen (2004): *Rock-slope failures of Norway; type, geometry, deformation mechanisms and stability.* Norsk Geologisk Tidsskrift.

Dahle, H. (2003): *Ingeniørgeologiske Parametere og mulige skredmodeller for Oppstadhornet.* Prosjektoppgave, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.

Furseth, A. (1985): Dommedagsfjellet – Tafjord 1934. Gyldendal Norsk Forlag A/S.

Hoek, E. og J.W. Brey (1981): *Rock Slope Engineering.* Tredje utgave. The Institution of Mining and Metallurgy, London. ISBN: 0 900488 573. Pp 357.

Nilsen, B. og A. Palmstrøm (2000): *Engineering geology and rock engineering, Handbook No 2.* Norwegian Group for Rock Mechanics (NBG), pp. 249.

Robinson, P, E. Tveten, L. og L.H. Blikra (1997): *A post-glacial bedrock failure at hornet, Oterøya, Møre og romsdal: a potential major rock avalanche.* NGU Bulletin 433, pp. 46 -47.

Scheldt, T. (2002): *Comparison of Continuous and Discontinuous Modelling for Compatational Rock Mechanics.* Doktoravhandling, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU. Pp 142.

Singh, B. og R.K. Goel (1999): *Rock Mass Classification, A Practical Approach in Civil Engineering.* Elsevier. Pp. 266.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2004

ANALYSE AV RASUTVIKLING OG VANNPROBLEMATIKK I SVEA NORD

Analyzing subsidence fracturing and water-problems in Svea Nord

Siv. Ing. Tom Frode Hansen. Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS

SAMMENDRAG

Svea Nord er navnet på en av verdens nordligste kullgruver og er eid av Store Norske Spitsbergen Kullkompani AS. Gruva er lokalisert til 78°N helt innerst i Van Mijenfjorden i den midtre vestlige delen av Spitsbergen, Svalbard. Svea Nord benytter longwall brytningsmetode og hadde i 2003 en årsproduksjon på om lag 3 millioner tonn kull.

Selv om driften til nå i store trekk har vært svært vellykket har vannproblemer vist seg å være et økende problem. Driftsstans i strosseområdet i flere uker på grunn av vanninntrengning sommeren 2002-2004, og et potensial for et større vanninnbrudd, gjør det nødvendig å forklare vannets innstrømning til gruveområdet. Vannmengdene har sin opprinnelse fra smelting av overliggende bre, og kommer hovedsakelig inn i gruva via oppsprekning av overdekningen som en følge av rasbrytning. Sommeren 2003 kunne rasoppsprekningen observeres med all tydelighet på fjellet Feiselen over det første utdrevne panelet i gruveområdet. Opp til 200-300 m lange mektige sprekker med en antatt åpning på 1-2 m delte nærmest fjellet i to. For å forklare vanninnstrømning til gruva er det derfor nødvendig å forstå samspillet mellom rasindusert oppsprekning av bergmassen og vannets opprinnelse og bevegelsesmønster.

Vannets opprinnelse og bevegelsesmønster ble analysert av Schuler og Melvold (2004), basert på feltdata fra 2003. Et viktig usikkerhetsmoment i denne analysen var forutsetningen om lik permeabilitet (oppsprekning) av bergmassen i framtiden, som for dagens utdrevede område. Med disse undersøkelsene som utgangspunkt, ble det numeriske modelleringsprogrammet UDEC benyttet i en modellering av rasutvikling og indusert oppsprekningsmønster over et utdrevet panel, samt mønsterets endring i tid og rom

Hovedresultatene fra modelleringen indikerer dannelse av åpne bruddplan fra fløtsområdet og opp til overflaten. Bruddplanene er lokalisert over panelkanten, i randsonen omkring det til en hver tid totale utdrevne området. Bruddplan langs lengste akse av panelene viser en tendens til å lukke seg igjen når et tilstøtende panel drives ut. Den bratte breutformede topografien over gruva medfører imidlertid at det generelle tilfellet ikke er beskrivende for hele oppsprekningsmønsteret for gruveområdet. Modellene indikerer at kraftig oppsprekning, fra overflaten og ned til panelet, kan oppstå i overkant av overgangen mellom en dalside og en dalbunn. I selve dalbunnen antydes imidlertid at høye overflateparallelle spenninger vil forhindre betydelig subvertikal oppsprekning, selv om overdekningen kun er 75-100 m.

Videre indikeres et karakteristisk oppsprekningsmønster knyttet til den avanserende strossefronten. Over strossefronten antydes et åpent bruddplan, hellende bakover fra fronten og over utdrevet område i bergmassen. Dette bruddplanet lukker seg imidlertid når strossefronten

avanserer. Lokalisering av strossefronten til ekstra permeable soner i bergmassen, samtidig med breens smelteperiode, kan føre til betydelig vanninnstrømning over strossefronten. Resultatene indikerer videre skjærbruddannelse i dalsider hvor driveretningen foregår ut fra dalsiden. Dette bruddplanet lukkes imidlertid ikke når strossefronten avanserer.

Konsentrasjon av vannstrømning under breen til en dyp innskåret dal samt dens tilførsels-daler, indikerer at kraftig oppsprekning i disse områdene vil være særlig kritisk med hensyn til betydelig vanninnstrømning.

SUMMARY

Svea Nord is the name of one of the northernmost coalmines in the world and is owned by Store Norske Spitsbergen Kullkompani AS. The mine is located to 78°N in the innermost part of the Van Mijenfjorden fiord in the central western part of Spitsbergen, Svalbard. Svea Nord is a longwall mine with an annual production of 2-3 million tons of coal.

Water-problems are an increasing problem, even though the mining so far has been mainly successful. Due to water inflow the summer of 2002 and 2003, the longwall machinery was not operable for weeks. A potential for a major water inflow in addition made it necessary to explain the water inflow to the mining area. The amount of water has its origin from melting of the covering glacier, and basically enters the mine in mining induced fractures in the overburden. In the summer of 2003 it was possible to observe large mining induced fractures at the Feiselen mountaintop located vertically over the first mined panel. Fractures with a length of 200-300 m and an expected width of 1-2 m, almost divided the mountain in two parts. To be able to explain the water inflow to the mine it is therefore necessary to understand the interaction between mining induced fractures of the rock mass, the source of water and its pattern of movement.

The source of water and its pattern of movement were analyzed by Schuler and Melvold (2004), based on measurements from the field in 2003. An important factor of uncertainty in this analyze is the assumption of equal permeability (fracturing) of the rock mass in the future, as for the excavated area of today. Based on these investigations, the numerical program code UDEC was used in modelling subsidence and induced fracture pattern over an excavated panel, and also the alteration of the pattern in time and space.

The major results from the modelling indicate formation of open fractures from the seam and up to the surface. The fractures are localized to the edge of the panel, in the border area surrounding the totally excavated area at any time. Fractures along the longest axis of the panels have a tendency to close when an adjacent panel is excavated. The steep glacier formed topography above the mine, however causes the general pattern not to describe the whole fracture pattern for the mine. The models indicate heavy fracturing from the surface and down to the panel in areas at the upper edge of the transition zone between a valley side and the bottom of the valley. In the bottom of the valley, the high surface parallel stresses will however prevent considerable vertical fracturing, even though the overburden is only 75 - 100 m.

A characteristic fracture pattern is further on indicated as related to the advancing longwall face. Open fracture planes are indicated above the face, inclined from the face and over the excavated area. This fracture plane however, is closing when the face is advancing. Localization of the face to zones in the rock mass of increased permeability, at the same time

as the melting period of the glacier, can lead to considerable water inflow above the face. The results indicate further on formation of shear fractures in valley sides where the mining direction is directed out from the valley side. This fracture plane however, is not closing when the face is advancing.

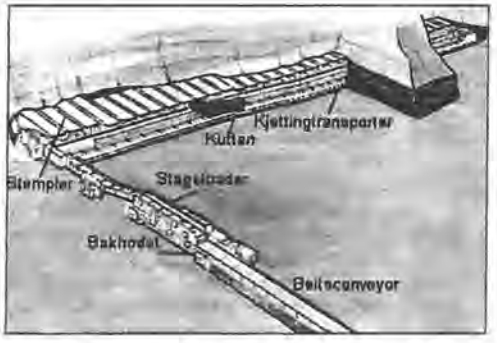
Concentration of water streams under the glacier in a deep incised valley and its feeding valleys indicates that heavy fracturing in these areas will make the area especially vulnerable regarding considerable water inflow.

1 BAKGRUNN

1.1 Introduksjon til Svea Nord

Svea Nord er navnet på en av verdens nordligste kullgruver og er eid av Store Norske Spitsbergen Kullkompani AS (SNSK). Gruva er lokalisert til 78° N helt innerst i Van Mijenfjorden, i den sentrale vestlige delen av Spitsbergen, Svalbard. Gruva hadde sin oppstart vinteren 2001-2002 og er sammen med Gruve 7 i Adventdalen litt lenger nord, de to eneste gruvene eid av SNSK AS som er i drift i dag. Med en årsproduksjon på om lag 3 millioner tonn kull i Svea Nord i 2003 mot ca 70000 tonn kull i Gruve 7 er det førstnevnte som er den økonomiske drivkraften i SNSK. Med dagens produksjon vil driften i Svea Nord vare i 20 år (SNSK, 2004).

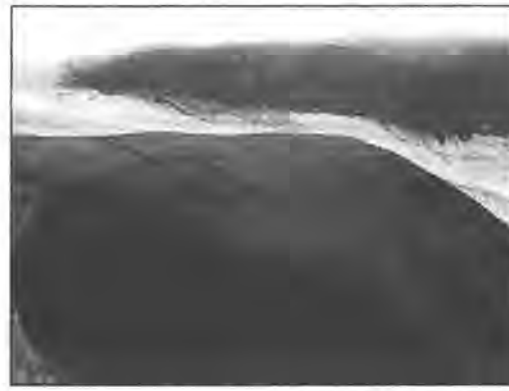
Selv om driften til nå i store trekk har vært svært vellykket har vannproblemer vist seg å være et økende problem. Vanninnstrømningen har vist seg å ha sin opprinnelse fra smeltevann fra den overliggende breen Gruvfonna. Det ble i løpet av 2003 drevet en 5,6 km lang tunnel fra tilnærmet havnivå og opp til laveste punkt i gruva for å forbedre transportsituasjonen opp til gruva. Denne tunnelen vil også fungere som en dreneringvei for vanninnstrømning til gruveområdet. Sommeren 2004 drenerte tunnelen opp til 5000-6000 m^3 pr. time (Higraff, 2004 – pers. komm.). Driftsstans i strosseområdet i flere uker sommeren 2002-2004 på grunn av vanninntrengning og et potensial for et større vanninnbrudd, gjør det imidlertid nødvendig å forklare vannets innstrømning på en bedre måte. Vannproblemene innebærer både økonomisk tap i form av tapt produksjon og en mulig sikkerhetsrisiko i forhold til arbeidere, maskiner og i den ytterste konsekvens, hele gruva.



Figur 1. Prinsippiell skisse - longwall brytningsmetode (SNSK, 2003).

I Svea Nord benyttes longwall brytningsmetode for å drive ut kullfløtsen (prinsipiell skisse vises i figur 1). En kuttemaskin kutter fløtsen i 80 cm tykke skiver langs en 250 m lang longwall og over en lengde på 2500-3000 m (SNSK, 2003). Den flaten som defineres av disse grensene betegnes i det etterfølgende som et longwall-panel. Hydrauliske stempler holder berget oppe over kuttemaskin. Metoden innbærer at hengbergartene i utdrevet område kollapser og et oppsprekningsmønster forplanter seg til overflaten. Vannmengdene kommer hovedsakelig inn i gruva via dette oppsprekningsmønsteret. Rasoppsprekningen kunne sommeren 2003 observeres med all tydelighet på fjellet Feiselen over det første utdrevne panelet i gruveområdet. Opp til 200-300 m lange mektige sprekker med en antatt

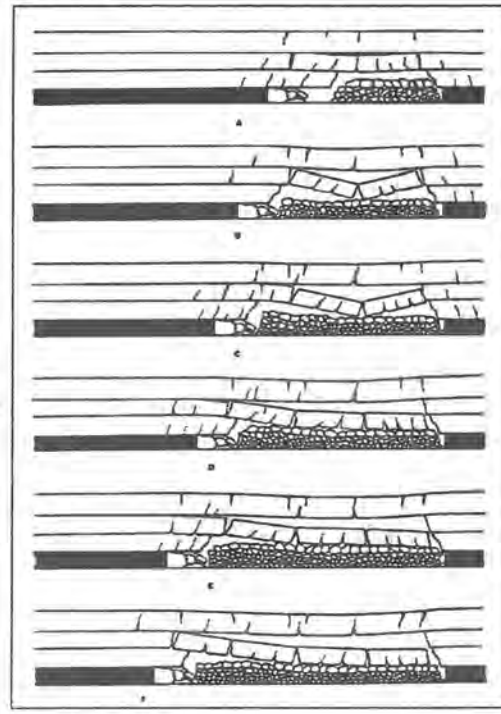
åpning på 1-2 m delte nærmest fjellet i to (figur 2). For å forklare vanninnstrømning til gruva er det derfor nødvendig å forstå samspillet mellom rasindusert oppsprekning av bergmassen og vannets opprinnelse og bevegelsesmønster.



Figur 2. Oppsprekning på fjellet Feiselen. Gruvedriften foregår 360 m under overflaten.

1.2 Beskrivelse av rasutvikling i teori og praksis

Når longwall brytningsmetode benyttes, skapes et stort tomrom i kullfløtsen og likevektstilstanden til den omkringliggende bergmassen destabiliseres. De sedimentære lagene i hengen konvergerer mens lagene i liggen presses opp. Når det utdrevede området har blitt tilstrekkelig stort vil henglagene begynne å rase inn i tomrommet. Som et resultat av dette vil de overliggende lagene fortsette å bøyes og brytes opp, til haugen av de nedfalte blokkene er tilstrekkelig høy til å støtte opp under de overliggende lagene. I dette øyeblikket vil ikke de overliggende lagene fortsette å brytes opp i blokker, men vil sprekke opp, bøyes ned og hvile på de underliggende lagene. Konvergeringen av lagene, dvs. innsynkningen, vil forplante seg oppover til den når overflaten og der former innsynkningsbassenget. Alle lagene i overdekningen, samt innsynkningsbassenget på overflaten, vil så gå igjennom en periode med kompaksjon før de gradvis når en stabil tilstand (Peng, 1992). Rasutvikling bak en avanserende longwall er illustrert i figur 3.

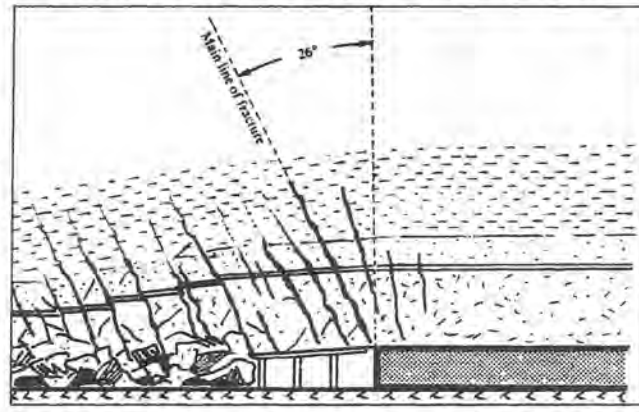


Figur 3. Rasutvikling bak en avanserende longwall (Peng og Chiang, 1984).

Horisontalt og vertikalt spenningsmønster vil sette opp et karakteristisk oppsprekningsmønster i bergmassen hvis bergmassens styrke overskrides. Prinsipielt kan det

skilles mellom to typer oppsprekningsmønster i forbindelse med longwalldrift. Det ene mønsteret er mer statisk og beskrives for den delen av bergmassen som befinner seg et langt stykke bak den avanserende strossefronten. Berget er i dette området nærmest ferdig kompaktert. Flere studier av oppsprekningsmønsteret over et longwallpanel for et slikt tilfelle viser at de største sprekkene oppstår i et ekstensjonsområdet som dannes over kanten av panelene (Peng og Chiang, 1984; Kratzsch, 1983; Whittaker og Reddish, 1989). Oppsprekningen over fjellet Feiselen, vist i figur 2, er lokalisert i denne ekstenssjonssonen. Sprekkene er i denne sonen både vertikale og horisontale. I nærheten av disse finnes også mange flere mindre sprekker og denne kantsonen kan ha svært god permeabilitet. Selv om permeabiliteten normalt øker i det sentrale området over panelet vil sprekkene for en stor grad tette seg når bergmassen kompakteres etter at strossefronten har passert (Peng, 1992).

Det andre oppsprekningsmønsteret er mer dynamisk og utvikles omkring den avanserende strossefronten. På grunn av rasets utvikling mot overflaten vil vanligvis den største horisontale bevegelsen av de sedimentære lagene inntreffe et stykke etter at strossefronten har passert et gitt punkt på panelet (Whittaker og Reddish, 1989). Dette gir et potensial for subvertikal oppsprekning hellende bakover fra fronten. Oppsprekningsmønsteret er illustrert for et virkelig tilfelle fra en britisk kullgruve i figur 4 (Whittaker og Reddish, 1989). Hellende bruddplan dannes kontinuerlig i tilknytning til strossefronten. Dannelsen av bruddplanene er knyttet til bevegelsen av strossefronten og bruddplanet vil lukke seg en gitt avstand bak fronten. Betraktes et punkt i den sentrale delen av bergmassen omkring strossefronten, vil dette punktet i et generelt tilfelle være utsatt for ekstensjonstøyning når punktet er lokalisert omkring strossefronten, kompresjonstøyning en viss avstand bak fronten og endelig returnere til en nøytral tilstand et godt stykke bak fronten (Peng og Chiang, 1984)

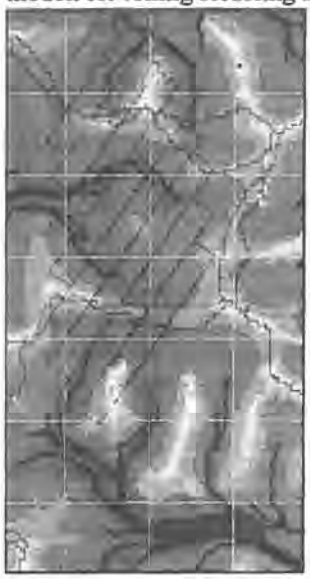


Figur 4. Oppsprekningsmønster (subvertikalt) for en avanserende longwall (Whittaker og Reddish, 1989).

2 VANNETS OPPRINNELSE OG BEVEGELSESMØNSTER

I løpet av 2003 gjennomførte 2 glasiologer tilknyttet Universitetet i Oslo, en studie av smeltevannspotensialet til Gruvfonna og vanninntrengning til gruveområdet (Schuler og Melvold, 2004). Dette arbeidet belyser en rekke viktige mekanismer og parametere som har stor betydning for vanninntrengning til gruva. I undersøkelsene ble det imidlertid sett på prosessene som beskriver vannets strømning fra overflaten av bergmassen og til vannet kommer inn i gruva, nærmest som en "svart boks". I "svart boks" konseptet er det fokus på input til og output fra systemet, og ikke på de prosessene som skjer i mellom disse verdiene. I modelleringen av rasutviklingen er det hovedsakelig denne "svarte boksen" som gis innhold og mekanismer.

Med meteorologiske data (solinnstråling, nedbør, temperatur), massebalanse målinger og en topografisk modell av breoverflaten over gruveområdet som inngangsparametere, ble en modell for romlig fordeling av smeltevannsmengdene fra breen etablert. Basert på

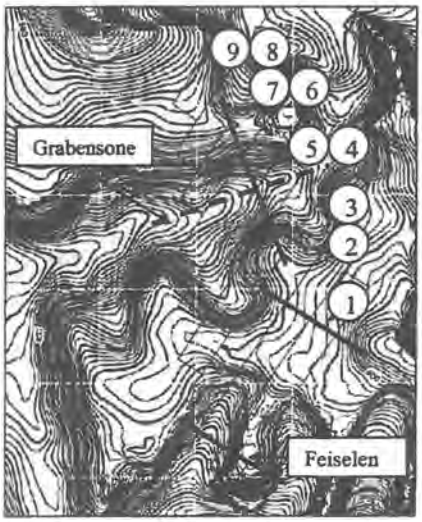


smeltevannsmodellen ble det simulert områder for de største potensielle vannstrømmene over gruveområdet (under breen). I figur 5 er det vist et kart over potensielle vannstrømmer (Q) under breen. De "elvene" som er markert på kartet representerer de største konsentrasjonene av vann, men i virkeligheten vil det finnes mange mindre "elver". "Elvene" må ikke tolkes for bokstavelig og mørk farge er mer et tegn på en betydelig konsentrasjon av vann.

Potensialfordelingen i figur 5 indikerer at vannstrømningen over gruveområdet primært skjer i to retninger (Melvold, 2004 – pers. komm.). Den ene vannstrømmen starter i de høyereliggende områdene øst for panel 1 og 2 og strømmer i retning av en antatt grabensone som krysser panel 4-7 (se figur 6). Panel 1-7 har kontakt med denne vannstrømmen som trolig vil samles og kanaliseres i den topografiske fordypningen. Panel 8 og 9 blir i størst grad berørt av vannet som strømmer mot nord fra de høyereliggende områdene over den sentrale delen av panelene.

Figur 5. Potensiell strømning under breen. Mørkere farge angir større potensial. Planlagt gruveområdet er inntegnet. Figuren er modifisert etter (Schuler og Melvold, 2004).

3 NUMERISK MODELLERING AV RASUTVIKLING



Figur 6. Overflatetopografi under breen. Planlagt gruvelayout er inntegnet. Tykke streker angir modellerte normalsnitt. Figuren er modifisert etter Schuler og Melvold (2004).

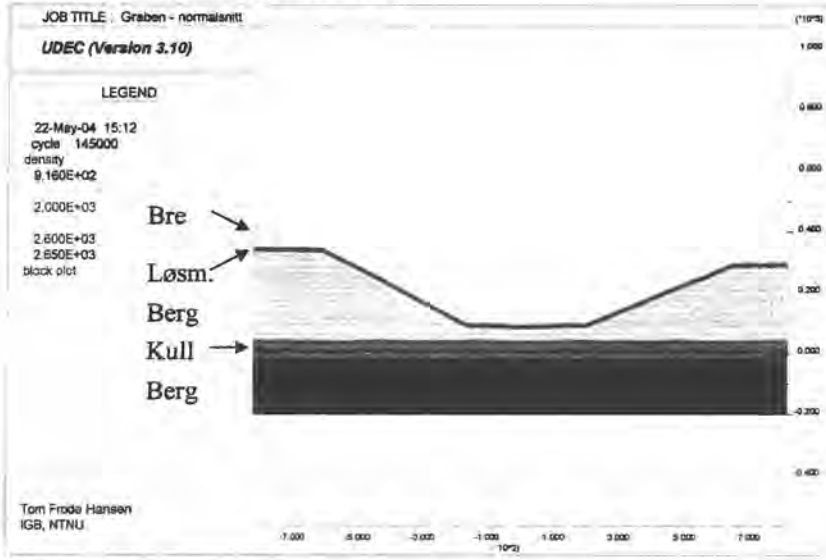
Oppsprekningen av bergmassen over et utdrevet longwallpanel bestemmes av rasets utvikling i tid og rom. I litteraturen beskrives mange ulike metoder for å beregne innsynkning og rasets utvikling over et longwallpanel. Metodevalget har endret seg opp igjennom historien og spenner fra rene teoretiske modeller, gjerne basert på empiriske data fra ett bestemt kullgruveområde, til fysiske modeller, bildebehandlingsteknikker og i den senere tid i økende grad numeriske datamodeller (Chrzanowski et al., 2003). Mens fysiske modeller vanligvis er dyre, kompliserte og med dårlig repeterbarhet vil de rene empiriske metoder være avhengig av en stor database av målinger gjennomført ved flere geologiske settinger for å være noenlunde realistiske. Ved en numerisk modellering av bergmassens oppførsel gjelder ikke det samme kravet til store datamengder for å få aksepterbare kvalitative resultater (Coulthard, 1988), og i motsetning til de fleste andre metoder er det i større grad mulig å beskrive rasets utvikling nedover i berget, og ikke kun overflateinnsynkning. Med de

begrensede måledata som er tilgjengelig i Svea Nord vil derfor en numerisk modellering av bergmassen være en hensiktsmessig metode.

I dette arbeidet ble den diskontinuerlige todimensjonale numeriske programkoden UDEC (Universal Distinct Element Code) benyttet. UDEC er godt egnet for oppsprukne bergmasser hvor bevegelsen langs sprekkene er et viktig element i oppførselen til berget. Dette er en egenskap som gjør metoden hensiktsmessig for modellering av innsynkning (Coulthard, 1999). Kontinuerlige programkoder klarer ikke i samme grad og modellere den komplekse samvirkningen mellom blokker som skjer i bergmassen over et longwallpanel (Coulthard, 1995). Dette gjelder spesielt det diskontinuerlige og asymmetriske innsynkningsmønsteret som ofte observeres ved utdriving av to eller flere longwallpaneler. Diskontinuerlig modellering skal i prinsippet kunne modellere den diskontinuerlige oppførselen – kollaps av sedimentære lag, skjærbevegelse langs laggrenser og oppsplitting av lag, samt oppsprekning – som spiller en nøkkelrolle i den mekaniske responsen til bergmassen ved longwall brytningsmetode.

3.1 Modellene

5 ulike modeller er benyttet i modelleringen av oppsprekning som følge av rasutvikling i bergmassen. Plasseringen av modelltverrsnittene er tegnet inn på kart i figur 6. Innenfor rammen av dette arbeidet, antas disse modellene å gi et optimalt bilde av de mest kritiske områdene i forhold til vanninntrengning. De 5 modellene beskriver de prinsipielt mest ulike lokalitetene for et normalsnitt og et lengdesnitt av et longwallpanel, i forhold til en overdekning med store ulikheter i topografi (Benko, 1997): under høy overdekning, under lav overdekning, under dalbunn, under en fjellrygg, under dalside. Alle modellene har grensebetingelsene: fast opplagring i bunnen, rulleopplagring langs sidene. I figur 7 er naturlig oppsprekningsmønster, materialfordeling og definerte longwallpaneler illustrert for en av de 5 modellene. Modellen viser et tverrsnitt med 5 utdrevne longwallpanel og beskriver et topografisk område (antatt grabensone) i den fremtidige driften som på forhånd er antatt å være det mest kritiske området med hensyn til vanninntrengning. Overdekningen er her den laveste i hele gruveområdet og er nede i 70 m.



Figur 7. Modell av antatt grabensone med oppsprekning og definerte materialer. 5 paneler er drevet ut.

Innsynkning og rasutvikling er prosesser hvor tidsutviklingen er et viktig moment. Ved å beregne en modell til endelig likevekt vil det kun simuleres den endelige stabile tilstanden i bergmassen etter at driftsområdet har passert det aktuelle området med 400-500 m og i enkelte tilfeller opptil 1 år etter at området var utdrevet (Peng, 1992). I løpet av denne perioden kan sprekker ha åpnet og lukket seg. For å få kjennskap til utviklingen som en funksjon av tid er det derfor viktig å beskrive responsen til berget underveis i hele dette tidsforløpet. Tidsutviklingen ble undersøkt ved hjelp av den innebygde movie-funksjonen i UDEC. Det er imidlertid ikke mulig å relatere tid i UDEC direkte til tid i virkeligheten (Scheldt, 2002). Tidsutviklingen ble derfor sett på som en kronologisk prosess i berget fra deformasjon startet til en stabil tilstand ble nådd en viss tid etter at fløtsen var drevet ut

3.2 Inngangsparametere til modellene

Rasutviklingen vil potensielt kunne påvirke hele bergmassen i overdekningen over gruveområdet og utformingen av oppsprekningsmønster er avhengig av romlig fordeling av sedimentære lagpakker og relativ mekanisk styrke mellom lagene. Tidlig på 1990 tallet ble det boret mer en 70 kjerneborhull i området (SNSK, 2003). Etter en gjennomgang av dette datamaterialet ble det satt opp en forenklet geologisk modell som var mest mulig generell for hele det planlagte gruveområdet. For å kunne sammenligne responsen i bergmassen fra de ulike modellene ble samme geologiske sammensetning benyttet i samtlige 5 modeller. Overdekningen over kullfløtsen varierer i tykkelse mellom 75 og 400 m (SNSK, 2003) og bergmassen består i hovedsak av sandstein, leirstein, siltstein og konglomerater. Alle bergarter er av tertiær alder og grensen mot krittbergarter befinner seg 5-10 m under ligg kullfløts. Kullfløtsen, den såkalte Sveafløtsen, har i området en mektighet på 3-5 m med gjennomsnittlig høyde 3,5 m (SNSK, 2003). Selv om det med sikkerhet vil være ulikheter i sammensetningen av overdekningen langs hele feltet tyder kullfløtsens jevne mektighet og utstrekning på at geologien i sentralfeltet er regelmessig med veldefinerte lag.

På grunn av breoverdekningen over gruveområdet var det ikke mulig å kartlegge opprinnelig oppsprekning av bergmassen fra dagen og alle sprekkedata i modellen er basert på kartlegging inne i gruva. Berget er generelt lite oppsprukket og i modellene er det benyttet sprekkeavstand på 4,5-36 m. De benyttede sprekkedataene er skalert opp i forhold til kartlagte sprekkedata. Ved samtidig å senke de mekaniske parametrene til bergmassen ble det mulig å kalibrere modellene til observerte og målte data. Mekaniske data for sprekkeplan benyttet i modellene, er gjengitt i tabell 1.

Tabell 1. Mekaniske parametere sprekkeplan

Sprekkeplan	Kohesjon, c	Tensjon, σ_t	Friksj. vinkel, Φ	Dilatasjon, d	Skjærstivhet, K_s	Normalstivhet, K_n
	[MPa]	[MPa]	[°]	[°]	[MPa]	[GPa]
A-plan	0,5	0	27	2,6	6,8	3
B-plan	0,16	0	23	2,6	2,9	2,6

I kalibreringsfasen ble det funnet nødvendig å beskrive 4 forskjellige typer bergmasse. Mekaniske parametere benyttet er sammenstilt i tabell 2 og er hovedsakelig basert på data fra Claussen (1990). På grunn av et unaturlig spenningsmønster viste det seg nødvendig å gi egne parametere til en 15-30 m tykk løsmassesone under breen samt for selve breisen. Siden det forelå lite data om disse materialene i Svea ble verdiene satt så lave at selve spennings-mønsteret i bergmassen virket naturlig og kalibreringsdataene ble oppfylt. Realismen i disse dataene er derfor begrenset. Siden blokker ikke kan sprekke opp i UDEC er det definert potensielle sprekker i bre og løsmasse med like egenskaper som inntakt materiale.

Tabell 2. Mekaniske parametere bergmasse

Materiale	Tetthet ρ	Kohesjon, τ_i	Strekkfast. σ_{tm}	Friksj. vinkel φ	E-modul E	Poissons forhold υ	Enakset trykkfasthet σ_{cm}	Dilatasjon d
	[kg/m^3]	[MPa]	[MPa]	[°]	[GPa]		[MPa]	[°]
Berg A	2500	13,5	0,5	42	5,6	0,08	60	11
Berg B	2600	9	0,2	35	9,1	0,25	45	5
Berg A+	2650	16,5	0,5	42	10,5	0,15	65	11
Kull	1400	6	0,015	30	1,3	0,4	10	10

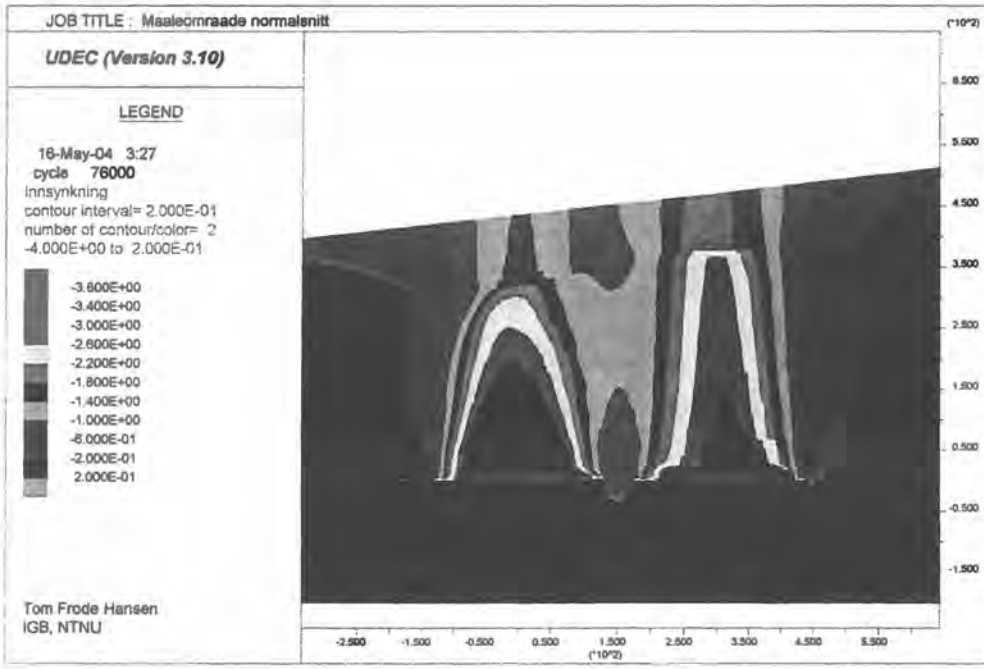
Deformasjonsegenskapene til bergmassen er representert ved den konstitutive modellen "plastic strain softening" i UDEC. I denne modellen tas det hensyn til fallet i styrkeparametrene som skjer i bergmassen etter at brudd og bevegelse langs sprekkeplan har forekommet. Mohr-Coloumb bruddkriterium er benyttet for sprekkeplan og bergmasse.

Målinger av bergspenninger viste at horisontalspenningene hovedsakelig skyldes tektonisk aktivitet og er orientert ca. 30 grader i forhold til lengderetning for paneler (Nilssen, 2004; Johannsson, 2000). Vertikale spenninger viste relativt godt samsvar med de teoretiske verdiene og har blitt modellert med en ren trekantfordeling. Horisontalspenningene er i det generelle tilfellet nedgradert lineært fra 50 m under bergoverflaten og opp til overflaten. I modellene er det benyttet en tektonisk minste horisontalspenning (σ_{H2}) på 3-5 MPa og største horisontalspenning (σ_{H1}) på 12-15 MPa. I tillegg er det lagt på en gravitativt indusert trekantfordelt horisontalspenning fra 50 m og nedover.

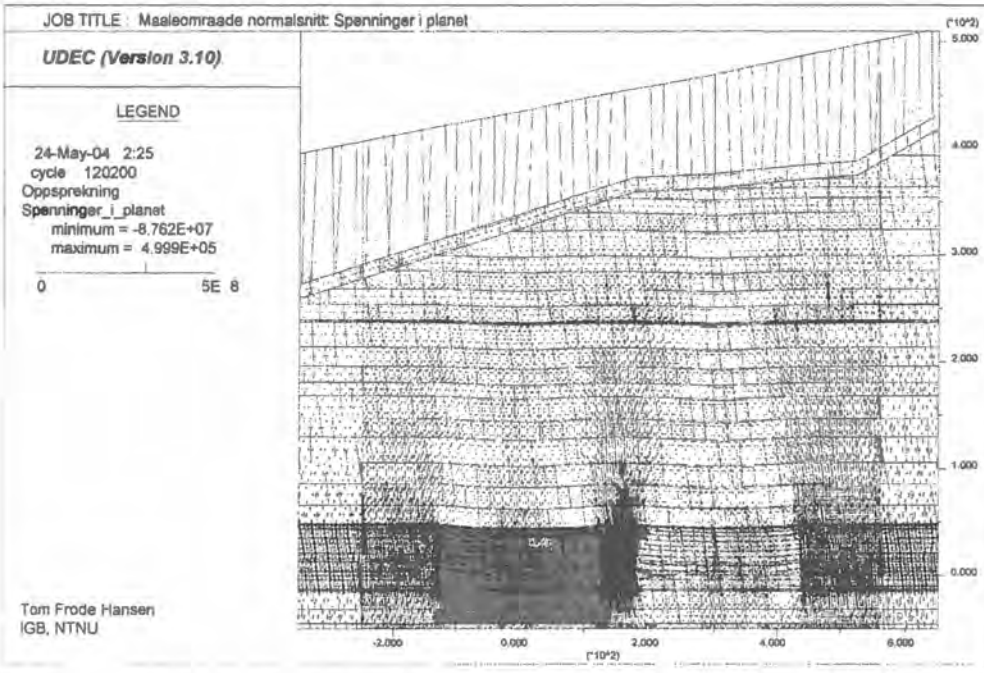
3.3 Resultat og analyse av rasmodellering

En omfattende parameterstudie av inngangsparametere er en nødvendig fase i modelleringen, i den hensikt å etablere en "realistisk" kalibrert modell (Scheldt, 2002). Testparametere ble satt opp med utgangspunkt i erfaringer fra lignende modellering i litteraturen (Benko, 1997; Coulthard, 1995; O'Connor og Dowding, 1992), samt generelle retningslinjer med hensyn til diskontinuerlig modellering (Scheldt, 2002). Ved hjelp av det innebygde programmeringsspråket FISH i UDEC, ble det testet ut en rekke mekaniske egenskaper for sprekker, bergmasse og spenningsverdier. Parameteranalysen viste at følgende parametere hadde størst betydning for rasutvikling og oppsprekningsmønster: blokkstørrelse, størrelse av deformasjonssone, sprekkenes skjærstivhet, bergets E-modul og forholdet mellom største og minste horisontale hovedspenning.

Intensjonen med parameteranalysene var å få indikasjoner på hvilke parametere som var kritiske i kalibreringsøyemed. Resultatene fungerte som basis for kalibreringsprosessen. I kalibreringen av modellene var 3 observasjoner/målinger fundamentale. Våren og sommeren 2003 ble innsynkning målt med avansert GPS-måleutstyr på breoverflaten over det andre panelet. Det ble her målt max innsynkningsverdier i området 1,5-2,3 m, en gitt avstand etter at strossefronten hadde passert ca. 300 m under måleområdet (Hansen, 2003). I figur 8 gjengis et konturplott av modellert innsynkning etter at to tilstøtende paneler er drevet ut. Innsynkningsverdiene på overflaten samt det kvalitative innsynkningsbildet stemmer godt overens med målt innsynkning og internasjonal teori. En annen viktig indikator var den tidligere omtalte oppsprekningen på fjellet Feiselen. Etter omfattende parametertesting ble en situasjon som lignet på den observerte situasjonen gjenskapt. En "riktig" kvalitativ respons i bergmassen når kullfløtsen drives ut kan til en viss grad bestemmes ved å undersøke resulterende spenningsmønster. Sentrale karakteristikker er: ubetydelig spenningsopptak i løsmasser og bre, oppbygning av vertikalspenning i rasmasser og oppbygging av spenningsbuer i overdekningen over et utdrevet panel. En slik situasjon ble tilfredsstillende oppnådd og er illustrert i figur 9.



Figur 8. Innsynkning over to utdrevne paneler.



Figur 9. Spenninger i planet etter at to paneler er drevet ut. Legg merke til tilløp til spenningsbue over panelene.

Basert på modelleringsresultatene fra de kalibrerte modellene ble det statiske og dynamiske oppsprekningsmønster over det utdrevne longwallpanelet analysert. Oppsprekningen ble analysert og vurdert opp mot eksempler i litteraturen og observasjoner i Svea Nord. Med statisk mønster menes i det etterfølgende ikke nødvendigvis at dette mønsteret ikke endres med tiden. I litteraturen er det vanlig å skille mellom oppsprekning tilknyttet strossefrontens bevegelse framover og det mønsteret som blir stående igjen i bergmassen, som dynamisk og statisk oppsprekning. Dette fordi oppsprekningen tilknyttet strossefronten i større grad endrer seg med strossefrontens bevegelse.

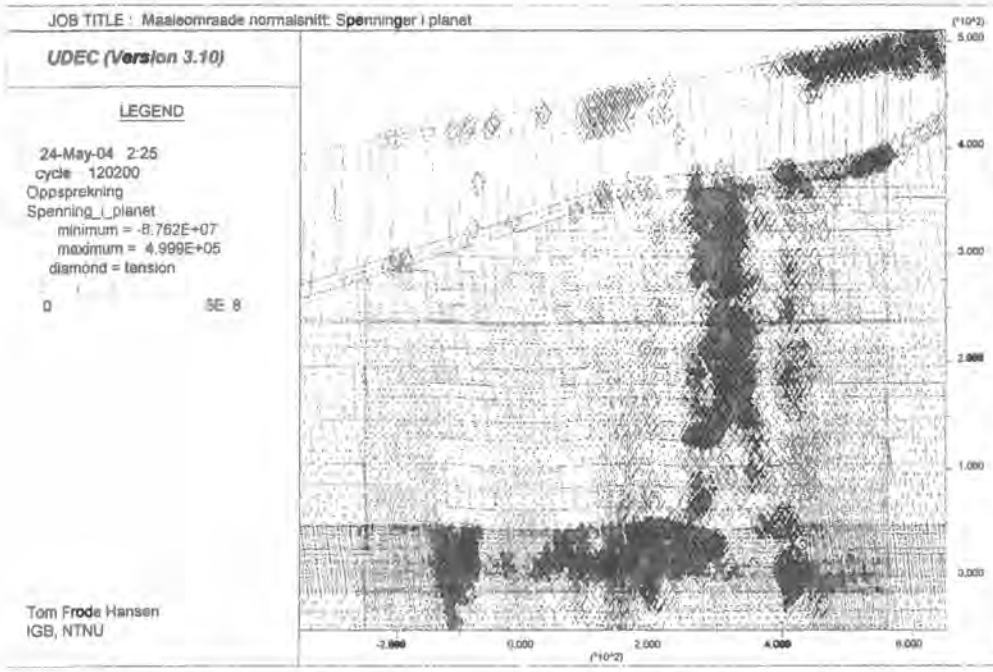
Kort tid etter at fløtsen er drevet ut går lagene i hengen til brudd og lag etter lag brytes opp før det legger seg ned på rasmasser og sedimentære lag under. Det ser ut til at rasutviklingen i den sentrale delen av berget over panelet først når overflaten. Når lagene brytes opp og legger seg progressivt på lagene under skjer det en horisontal bevegelse av punkter i bergmassen inn mot senter av overdekningen. I neste fase av rasutviklingen fører den horisontale bevegelsen til at det dannes bruddsoner hellende svakt utover fra kanten av panelet. I figur 10 markerer bånd av strekkspenninger disse planene. Et lignende bilde tegnes av mønsteret av skjærbevegelse langs sprekkeplan. Plott viser at skjærbevegelse utvikles gradvis når raset forplanter seg mot overflaten og skjer i konsentrerte soner over hver av panelkantene.

Når neste panel drives ut, viser sprekkplanet mellom de to panelene en tendens til å lukkes igjen. Fenomenet er illustrert i figur 10, hvor strekkspenninger mellom de to utdrevne panelene nærmest har forsvunnet etter at panel 2 ble drevet ut. Denne utviklingen tegner et bilde av en oppsprekningsutvikling hvor det hele tiden er randsonene mot upåvirket berg som definerer den kraftigste bruddsonen

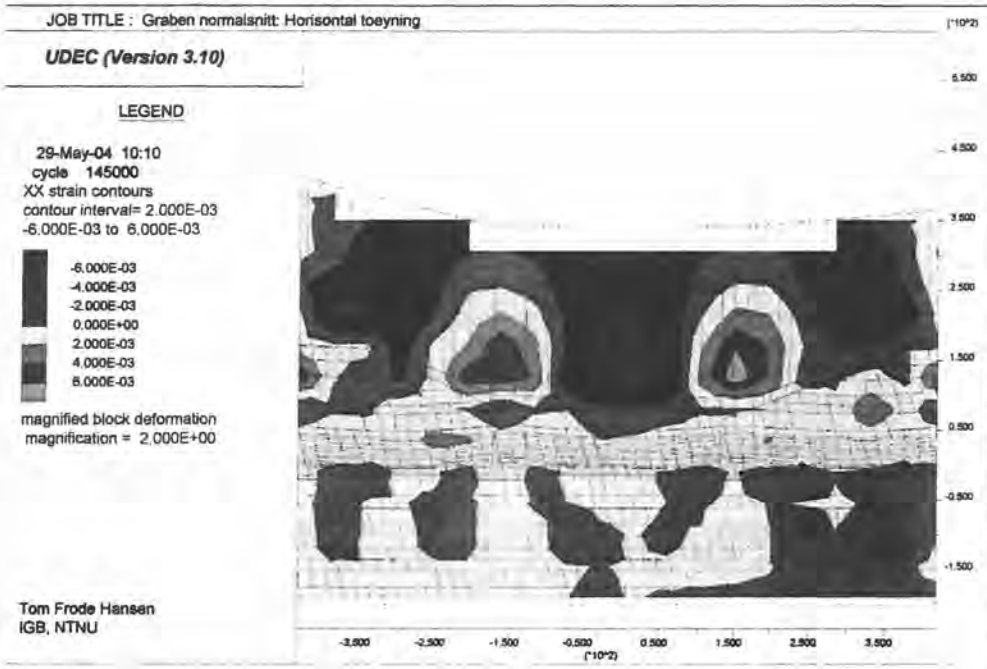
Over strossefronten markerer strekkspenningene til enhver tid et bruddplan som heller fra fronten og bakover i bergmassen, på samme måte som illustrert i teoretisk modell i figur 4. På samme måte som beskrevet i litteraturen, lukkes i det generelle tilfellet, bruddplanet igjen når strossefronten beveger seg videre framover (jfr. avsnitt 1.2) – strekkspenninger går over til trykkspenninger. Forandringen skjer ca. 50 m bak strossefronten. Etter at fløtsen er drevet ut i hele lengden er det tilnærmet fritt for strekkspenninger i de 200 nederste meterne av bergmassen, foruten én setting. I et tilfelle hvor det blir drevet ut fra en dalside, består strekkspenningene. I dette tilfellet antyder plott av strekkspenninger og sprekker uten normalspenning et potensielt bruddplan innenfor dalsiden. Motstående dalside viser imidlertid ingen strekkspenninger i dette området. Et slikt mønster støttes av eksempler fra litteraturen. Benko (1997) viste i UDEC - modeller av longwallbrytning hvordan den horisontale bevegelsen ut fra dalsiden var betydelig større når driveretningen skjedde ut fra dalsiden, enn inn i dalsiden. Dette medførte uthevet dannelse av oppsprekning i denne dalsiden i forhold til den motstående siden.

På samme måte som for normalsnittmodellene, står bruddplanene i randsonen av utdrevet område åpne, etter at fløtsen er ferdig utdrevet i en modell av et lengdesnitt av et panel. Der hvor panelet starter og stopper vises tegn til at bruddplanene blir stående åpne. I modellen oppstår det særlig tydelige og åpne sprekkeplan i den enden av panelet hvor strossa starter. Plott av spenninger i modellen tyder på at dette kan ha noe sammenheng med topografisk påvirkning av minste horisontalspenning, samt den horisontalbevegelsen som settes opp i bergmassen når strossefronten avanserer. Punkter i berget vil bevege seg mot det innraste området som stadig utvides i driveretning.

Forut for dette arbeidet var det antatt at paneler drevet i bunnen av en sannsynlig fremtidig grabensone (se figur 6) ville være det mest kritiske området med hensyn til vanninntrengning, på grunn av oppsprekning. Det er to forhold fra modelleringsresultatene som taler mot at panelet i bunnen av grabensonen vil være mest kritisk. For det første vil en dalutformet topografi ha et karakteristisk spenningsmønster som naturlig beskytter overflaten mot subvertikal oppsprekning. Spenninger konsentreres helt ut mot overflaten parallelt med dalside og dalbunn. Selv lave tektoniske horisontalspenningskomponenter medfører relativt store spenninger parallelt med overflaten. For det andre vil de horisontale spenningene øke ytterligere når spenningsbuen fra rasutviklingen over panelet forplanter seg til overgangen mellom berg og bre (se figur 9). Dersom trykket fra breen ikke hadde vært til stede er det mulig at de høye samlede horisontalspenningene ville ført til en oppbrytning av lagene i dalbunnen og "ødeleggelse" av spenningssonen. I figur 11 illustreres disse effektene som en samlet kompresjonstøyningssone i bunnen av dalen. De strekkspenningene som blir værende i bergmassen i modeller med lav topografi er dessuten tilnærmet fraværende i øvre del av overdekningen i dalbunnen. Mens de subvertikale sprekkene er presset sammen av de høye overflateparallelle spenningene er det kun de horisontale lagdelingssprekkene som til en viss grad står åpne. Det er likevel tegn som tyder på at det kan oppstå vertikale sprekker i området mot de tilstøtende panelene til panelet i bunnen av dalen. Kompresjonssonen "punkteres" av strekksoner ut mot kantene i dalbunnen og gjerne over overgangen mellom dalbunn og dalside. Mulige sprekkesoner er illustrert gjennom konturplott av horisontal tøyning i figur 11.



Figur 10. Spenninger i planet for to utdrevne paneler. Strekkspenninger er markert med rutere og markerer potensielle sprekkeplan. Strekkspenninger mellom panel 1 og 2 forsvant når panel 2 ble utdrevet. Strekkspenninger over den sentrale delen av panel 1 har vertikal retning og markerer segresjon av lag. Strekkspenninger over høyre kant har horisontal retning og markerer potensielle subvertikale sprekkeplan.



Figur 11. Horisontal tøyning i bunn av graben. Innsynkning er forstørret 2 ganger. Legg merke til kompresjonssoner i dalbunn og dalsider, samt strekksoner i overgangen mellom dalbunn og dalside. Vertikale linjer i modell avgrenser pilarer.

4 KONKLUSJON

Datamodellene for modellering av oppsprekningsmønster i bergmassen, som en følge av rasutviklingen, anses for å være tilfredsstillende kalibrert mot observerte, beregnede, teoretiske og målte data fra litteraturen og Svea Nord. Viktige kalibreringsindikatorer som målt innsynkning på breen Gruvefonna, generelt spenningsmønster og oppsprekning av Feiselen, ble tilnærmelsesvis gjenskapt i modellene. Selv om resultatene fra slike analyser ikke kan tolkes direkte tilsier de gode kalibreringsresultatene at modellene gir et godt storskala kvalitativt bilde av statisk og dynamisk oppsprekningsmønster i bergmassen. Det bemerkes at usikkerhet i inngangsparametere til modellene likevel utgjør en betydelig kilde for potensielle feil i resultatene.

Modelleringsresultatene indikerer at det i det generelle tilfellet oppstår kraftig oppsprekning med åpne bruddplan langs randsonen over panelkanten, både langs korteste og lengste akse av det, til enhver tid, totale utdrevne gruveområdet. Det opprinnelige bruddplanet mot det tilstøtende panelet vil gradvis lukkes når det neste panelet drives ut. Dette har sammenheng med økt komprimering av bergmassen, oppknusning av pilarer mellom paneler og økende spenningsopptak av horisontalspenninger normalt på bruddplanene. Basert på eksempler i litteraturen er permeabiliteten estimert til halvparten av den opprinnelige tilstanden med åpne bruddplan. Resultatet antyder at permeabiliteten og vanninnstrømningen ikke vil øke med det dobbelte når et dobbelt så stort område er utdrevet hvis andre parametere er like. Den bratte breutformede topografien medfører imidlertid at det generelle tilfellet ikke vil være beskrivende for det totale oppsprekningsmønsteret for hele gruveområdet. Avvik fra eller tillegg til den generelle modellen, kan beskrives gjennom følgende momenter:

- Paneler som har sin lengste akse av panelet vendt ut mot en dalside vil ikke oppleve like kraftig bruddannelse over denne panelkanten som i det generelle tilfellet. I enden av panelene derimot vil åpne bruddplan sannsynligvis oppstå. Etter definerte dreneringsområder av Schuler og Melvold (2004) vil særlig panel 3 og 4 kunne få vanninnstrømning på denne måten.
- På forhånd var den dype innskårne dalen (antatt grabensone) i den nordøstlige delen av gruvområdet antatt å være det mest kritiske området for større vanninnbrudd. Dette området ble spesifikt modellert. Modelleringsresultatene viser et karakteristisk mønster for denne sonen. Et samvirke mellom det topografisk påvirkede spenningsmønsteret i dalbunnen og 250-300 m breoverdekning, skaper et "spenningsskjold" som hindrer subvertikal oppsprekning i å forplante seg til overflaten i dalbunnen. I området rett over overgangen mellom dalbunnen og dalsiden er det imidlertid et betydelig potensial for oppsprekning til overflaten.

Modellresultatene indikerer videre at det oppstår et karakteristisk oppsprekningsmønster knyttet til strossefronten:

- Sprekkene ser ut til å bli særlig kraftige og åpne i den enden av panelet som strossa startes opp. Dette inntreffer etter at strossefronten har beveget seg ca 200-300 m fra monteringsstollen.
- Over strossefronten vil det til enhver tid være et potensial for et åpent bruddplan som heller fra strossefronten og bakover i utdrevet bergmasse. Dette bruddplanet vil imidlertid lukke seg kort tid etter at strossefronten beveger seg videre framover. Avgjørende for vanninnstrømning kan derfor være om strossefronten befinner seg i en allerede permeabel sone av bergmassen. Skyveforkastningssonen påtruffet ved utdriving av panel 1 og 2, samt oppfaring til panel 3 (SNSK, 2003), kan være en slik sone. Foreligger planer om driftsstans i breens smelteperiode vil det være fordelsmessig å ikke stoppe strossedriften i et slikt område, men heller drive seg effektivt i gjennom området.
- Når strossefronten beveger seg ut fra en dalside indikeres skjærbruddannelse i dalsiden, særlig i bunnen av dalen. Denne bruddannelsen blir imidlertid stående åpen, selv etter at strossefronten har beveget seg videre.

Samlet tilsier disse resultatene at total innstrømmet vannmengde til gruveområdet ikke beskrives av en lineær kurve som beskrevet av Schuler og Melvold (2004), men mer en kurve som kan endre seg betydelig fra panel til panel gjennom utdriving av samtlige 9 paneler. Oversiktskart over strømning under breen indikerer en konsentrasjon av vannstrøm i antatt graben sone samt i de to mindre dalene over gruveområdet som ender opp i denne dalen (se figur 6). Basert på oppsprekningsmønsteret beskrevet over, er det samlet sett størst potensial for vanninnstrømning over panel 4 til 7.

5 REFERANSER

Benko, B. (1997): "Numerical modelling of complex slope deformations", Department of geologic sciences, University of Saskatchewan, Saskatoon, pp 303.

Claussen, C. (1990): "Bergmekaniske forhold i Svea og Sentralfeltet". Hovedoppgave. Upublisert. Bergavdelingen, Institutt for Geologi og Bergteknikk, NTH, 41 s.

Coulthard, M. A. (1999): "Application of numerical modelling in underground mining and construction", Geotechnical and Geological Engineering vol. 17, pp 373-385.

Coulthard, M. A. (1995): "Distinct element modelling of mining-induced subsidence – a case study", Proceedings of conference on fractured and jointed rock masses, vol. 3, Lake Tahoe, California, June 1992, pp 751-758.

Coulthard, M. A. (1988): "Numerical modelling of subsidence induced by underground coal mining", Key questions in rock mechanics, Cundall et al. (eds). Balkema, Rotterdam.

Chrzanowski, A., Szostak-Chrzanowski, A., Forrester, D. J. (1998): "100 years of ground subsidence studies", Proceedings of the 100th CIM annual genereal meeting. Montreal, Canada, 12 pp.

Hansen, T. F (2003): "Rasutvikling og vannproblematikk i Svea Nord". Prosjektoppg. Upublisert. NTNU, 80 s.

Johannsson, Æ. (2000): "Rock measurement by overcoring at Svea Nord coal mine, Svalbard". Upublisert rapport nr. STF 22 F00072, SINTEF Bygg og miljø, Berg og geoteknikk.

Kratzsch, H. (1983): "Mining Subsidence Engineering", Springer-Verlag Berling Heidelberg New York, 543 pp.

Nilssen, P. (2004): "Rock stress measurement by overcoring at Svea Nord coal mine in Svalbard". Upublisert rapport nr. STF22 F03172, SINTEF Bygg og miljø, Berg og geoteknikk.

O'Connor, K. M., Dowding, C. H. (1992): "Distinct element modelling and analysis of mining-induced subsidence", Rock Mechanics and Rock Engineering, vol. 25, no. 1, pp 1-24.

Peng, S. S. (1992): "Surface subsidence engineering", Society for mining, metallurgy, and exploration, inc. Littleton Colorado, 158 pp.

Peng, S. S., Chiang, H. S. (1984): "Longwall mining", John Wiley & Sons, Inc. 708 pp.

Scheldt, T. (2002): "Comparision of continious and discontinous modelling for computational rock mechanics". Doctoral thesis, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU, 142 pp.

Schuler, T., Melvold, K. (2004): "Melt water production at Gruvefonna and subglacial water intrusions into Svea Nord Gruva". Upublisert. Institutt for Geofag, avdeling for Naturgeografi, Universitetet i Oslo, 36 pp.

Store Norske Spitsbergen Kullkompani AS (2004): "Årsberetning og regnskap 2003", SNSK, 67 s.

Store Norske Spitsbergen Kullkompani AS (2003): "Håndbok for CM-drift i Svea Nord". Intern Håndbok. SNSK, 36 s.

Store Norske Spitsbergen Kullkompani AS (2003): "Strossehåndbok for Svea Nord". Int. Håndbok. SNSK, 32 s.

Whittaker, B. N., Reddish, D. J. (1989): "Subsidence, occurence, prediction and control". Developments in geotechnical engineering, 56. Elsevier science publisher B. V, 528 pp.

Personlig kommunikasjon

Higraff, H. (2004): Teknisk direktør. Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS

Melvold, K. (2004): Forsker innen glasiologi ved Geografisk Institutt, UiO.

GEOMEKANISKE DATA FOR PETROLEUMSANVENDELSER - HVA TRENGER VI OG HVA FINNER VI?

Geomechanical Data for Petroleum Applications – What do we need and what can be found?

Therese Scheldt, Norsk Hydro (tidligere SINTEF Petroleumsforskning)
Erling Fjær og Idar Larsen, SINTEF Petroleumsforskning

SAMMENDRAG

Fra et bergmekaniske ståsted gir artikkelen en oversikt over de viktigste geomekaniske dataene for petroleumsanvendelser: stivhet, styrke, spenninger og poretrykk. Vanlige metoder for å bestemme disse parameterne blir presentert, men finner vi egentlig det vi trenger? Mangel på kjernemateriale til bergmekanisk testing er et problem, og behovet for å kunne estimere bergmekaniske parametere basert på få – eller kanskje ingen - bergmekaniske tester er økende. Hvordan vi løser dette, og hva kan vi forvente av utfordringer for framtida er diskutert.

SUMMARY

From a rock mechanical point of view, the most important geomechanical data for petroleum applications are stiffness, strength, stresses and pore pressure. Common methods for estimation of these parameters are presented, but do we find what we need? Lack of core material for rock mechanical testing is a problem, and the need for estimating rock mechanical parameters based on few – or maybe no – rock mechanical tests is increasing. How do we solve this, and what kind of challenges we can expect for the future are discussed.

INNLEDNING

Geomekaniske data er viktig input for en rekke aktiviteter knyttet til ulike petroleumsoperasjoner. Det kan for eksempel dreie seg om prediksjon av problemsoner for boring , kompletteringsstrategier, sandproduksjon, reservoar kompaksjon og innsynking. Det er vanlig å dele de geomekaniske dataene inn i tre hovedgrupper; geologiske, mekaniske og hydrologiske parametere. Fra et bergmekanisk ståsted er spenninger, elastiske parametere og styrke parametere mest kritiske, men i og med at bergmassen vanligvis er både porøs og permeabel inngår også poretrykk som en viktig parameter i bergmekaniske vurderinger.

Mengde og kvalitet av geomekaniske data kan ha betydelig innflytelse på produksjonsrate og økonomiske resultater. For eksempel koster problemer i forbindelse med boring og uønsket sandproduksjon den globale petroleumsindustrien hundrevis av millioner USD hvert år.

Det er fremdeles et sprang mellom hva vi trenger og hva vi finner når det gjelder geomekaniske data for petroleumsanvendelser. For eksempel er bergmekaniske data som stivhet og styrke i stor grad styrt av modeller basert på lineær elastisitet, mens vi i virkeligheten har med bergarter å gjøre som bare delvis er elastiske og i stor grad ikke-lineære.

HVILKE GEOMEKANISKE DATA TRENGER VI TIL PETROLEUMSANVENDELSER, OG HVORDAN BESTEMMER VI DISSE?

Den overordnede årsaken til at en trenger geomekaniske data er knyttet til behovet for grunnlagsdata i forbindelse med beslutningsprosesser i en organisasjon. For eksempel vil beslutningen om en oljebrønn skal gruspakkes eller ikke være basert på en vurdering av om denne brønnen vil komme til å produsere sand under de aktuelle produksjonsbetingelsene. Denne vurderingen er igjen basert på estimater av bergartens styrke, som igjen er bestemt av spenninger og poretrykk.

Fra et bergmekanisk ståsted er styrke og stivhet, samt spenninger og poretrykk å regne som de viktigste geomekaniske data. For eksempel er både størrelse og retning på spenningene av viktig betydning for reservoar kompaksjon og overflate innsynking, samt borehullsstabilitet og sand produksjon. Dagens spennings situasjon er som kjent et resultat av ulike geologiske mekanismer som har funnet sted samtidig eller i sekvenser opp igjennom tidene, og en eksakt bestemmelse av spenningene i tre dimensjoner er svært vanskelig.

Vertikalspenning

Størrelsen på vertikalspenningen kan bestemmes ved å integrere tetthetsloggen. For offshore bruk må det korrigeres for vann dyp:

$$\sigma_v = \rho_w g z_w + \int_{z_w}^{z} \rho(z) g dz \approx \rho_w g z_w + \bar{\rho} g (z - z_w)$$

I enkelte situasjoner hender det imidlertid at tetthetslogger bare eksisterer for enkelte deler av en brønn og i så tilfelle må en ty til ekstrapolasjon.

Minste horisontalspenning

I følge Zoback et al (2003) og Fjær et al. (1992) er fraktureringstester det viktigste hjelpemiddel for å bestemme horisontalspenningene. I denne type tester isoleres en seksjon av borehullet og hydraulisk væske pumpes inn i seksjonen med konstant rate. Dette vil øke trykket på borehullsveggen og initiere sprekker, eventuelt åpne allerede eksisterende sprekker. Pumpingen fortsetter en liten stund inntil en antar at sprekken har spredd seg et par hulldiametre inn i veggen og deretter blir pumpingen stoppet. Trykket vil deretter falle til et såkalt lukketrykk og blir brukt som et mål på minste hovedspenning. Hvis ikke-konvensjonelle fraktureringstester er tilgjengelig eller umulig å gjennomføre pga vanskelige boreforhold, kan en benytte leak off tester (LOTs) eller utvidede leak off tester (XLOTs) for å innhente informasjon om minste hovedspenning. Trykket i borehullet registreres med tiden, og idet trykket avviker fra en lineær oppførsel registreres et leak off punkt, som antas å være tilnærmet lik minste hovedspenning. Videre kan såkalte pressure while drilling (PWD) observasjoner være til hjelp. PWD måler nedhullstrykket og kan benyttes til mer nøyaktig

fastsettelse av minste horisontalspenning, samt identifisere tapt sirkulasjon og "ballooning" hendelser.

Største horisontalspenning

Hvis σ_v, σ_h og poretrykket er kjent kan største horisontalspenning bestemmes ved å benytte observasjoner fra boreinduserte strekkbrudd (Zoback et al, 2003):

Kirsch

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2}(\sigma_H + \sigma_h)(1+\frac{R^2}{r^2}) - \frac{1}{2}(\sigma_H - \sigma_h)(1+\frac{3R^4}{r^4})\cos 2\theta - \frac{\Delta P R^2}{r^2} - \sigma^{\Delta T} \quad [1]$$

θ er bestemt av asimuten til σ_h og slamvekten i borehullet antas å være lik poretrykket P_p

Ved å sette r = R på borehullsveggen og inkludere effektivspenningene får vi:

$$\sigma_\theta = \sigma_H + \sigma_h - 2(\sigma_H - \sigma_h)\cos 2\theta - 2P_p - \Delta P - \sigma^{\Delta T} \quad [2]$$

Minimum kompresjon på borehullet forekommer for θ = 0° og 180° dvs parallelt til σ_h:

$$\sigma_\theta^{min} = 3\sigma_h - \sigma_H - 2P_p - \Delta P - \sigma^{\Delta T} \quad [3]$$

Hvis vi antar at $\sigma^{\Delta T} > \Delta P$ samt at strekkfastheten er neglisjerbar vil strekkbrudd opptre på borehullsveggen når

$$\sigma_\theta^{min} = 3\sigma_h - \sigma_H - 2P_p = 0$$

eller $$\sigma_H = 3\sigma_h - 2P_p \quad [4]$$

Zoback et al. (2003) nevner også en annen metode for å bestemme største horisontalspenning. Her antas at bergartsstyrken er kjent ved å nyttiggjøre seg av informasjon om bredden på breakouts og at spenningskonsentrasjonen på randen av en breakout er i likevekt med bergartsstyrken:

$$\sigma_H = \frac{\left(C + 2P_p + \Delta P + \sigma^{\Delta T}\right) - \sigma_h(1 + 2\cos\theta_b)}{1 - 2\cos 2\theta_b} \qquad [5]$$

Spenningsretninger

Ulike metoder for å bestemme retningen på horisontalspenningene er presentert i litteraturen. Hovedsakelig kan en dele disse inn i tre grupper: (1) metoder som er basert på orientering, fordeling, deformasjon og oppsprekking av geologiske formasjoner som spenner fra små krystaller til store fjellkjeder, (2) metoder som baseres på analysen av jordskjelvbevegelser og (3) breakout metoder (Amadei og Stephansson, 1997). Sistnevnte metode er mest brukt for petroleumsanvendelser hvor minste horisontalspenning antas å falle sammen med retningen på breakouten.

Poretrykk

Poretrykk er det trykket som utøves av væsken som fyller porene. I en geologisk situasjon med perfekt kommunikasjon mellom porene helt opp til havnivå vil poretrykket være lik det hydrostatiske trykket fra den overliggende væsken. Dette trykket er definert som normaltrykk. Hvis poretrykket er større/mindre enn normaltrykket kalles det over/undertrykk.. Overtrykk er ofte påtruffet i forbindelse med boring og kan føre til problemer for operasjonen. En vanlig årsak til overtrykk er underkompaksjon som følge av rask sedimentering, som tvinger væsken i porene til å bære en del av vekten av de overliggende sedimentene (Teige et al, 1999). Overtrykk kan imidlertid også være forårsaket av dehydrering av leire, endringer i diagenese, oppdrift, tektonisk aktivitet, termal ekspansjon av porevæsker eller migrasjon av fluid under høyt trykk.

Estimater av poretrykk i skifer baseres vanligvis på wireline loggemetoder og analyse av boreparametere. Dette fordi lav permeabilitet forhindrer væskene å strømme hurtig nok inn i borehullet slik at direkte målinger ikke kan foretas. De indirekte loggemetodene er basert på konseptet om at skifer som er utsatt for overtrykk har forhøyet porøsitet pga underkompaksjon. Å anvende indirekte metoder er forbundet med usikkerheter, siden endringer i loggrespons eller borerater kan være forårsaket av endringer både i petrografi og endringer indusert av ulike væsketrykk.

For poretrykksestimater i sandstein benyttes såkalte repeat formation tester (RFT). RFT skaffer nøyaktige in situ trykkmålinger og tar samtidig to væskeprøver pr "tur" i et åpent borehull. RFT opereres av et elektrisk drevet hydraulisk system og kan dermed nokså enkelt settes i ønsket posisjon og trekkes tilbake. Dette gir mulighet til å utføre målinger i flere forskjellige soner i løpet av en "tur" ned borehullet. Trykket i borehullet hvor RFT-utstyret er plassert kontrolleres av ingeniøren for å bestemme om væskestrømningen er tilstrekkelig

for å oppnå en pålitelig prøve. Formasjonstrykket registreres på overflaten og kan presenteres på digital og analog form (http://oilfield.slb.com, 2004).

Seismiske metoder som avdekker hastighetsendringer mot dypet innenfor ulike intervall kan også benyttes til å predikere poretrykket. I følge Dutta (2002) utnytter de seismiske metodene det faktum at formasjoner med overtrykk viser (1) høyere porøsitet, (2) lav bulktetthet, (3) lavere effektivspenning, (4) høyere temperatur, (5) lavere hastigheter og (6) høyere Poisson's forhold enn formasjoner med normalt trykk.

Styrke og stivhet

De tradisjonelle styrkeparametere for bergarter er:

- Enakset trykkfasthet σ_c (MPa)
- Strekkfasthet σ_t (MPa)
- Ren skjærfasthet τ_i (MPa)

Trykkfasthet måles ved å belaste en sylindrisk prøve til brudd i en prøvemaskin. Når bruddlast P og prøvetverrsnitt A er kjent er trykkfastheten gitt ved

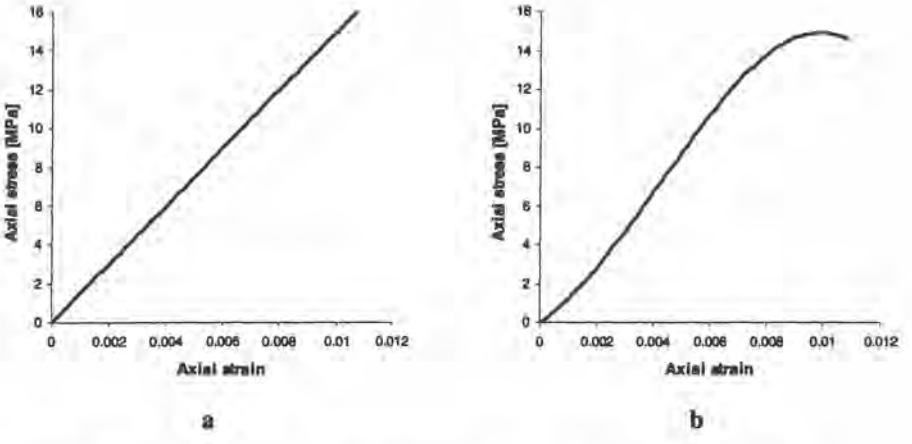
$$\sigma_c = \frac{P}{A} \quad \text{(MPa)}$$

Direkte strekkforsøk lar seg vanskelig gjennomføre i praksis, og en benytter derfor indirekte metoder som punktlast- og Brasilianertest. Skjærfastheten kan bestemmes fra såkalte triaksialforsøk, hvor en sylindrisk prøve blir belastet aksielt samtidig som den utsettes for et hydraulisk sidetrykk eller omslutningstrykk. Vanligvis kjøres serier av prøver til brudd ved forskjellige omslutningstrykk. Midlere bruddspenning σ_1 for hvert trinn og det tilhørende sidetrykket σ_3 plottes så i et σ_1/σ_3-diagram eller i et σ/τ-diagram (Mohr's sirkel), hvorfra skjærfastheten kan bestemmes.

Behovet for bergmekaniske data er i stor grad styrt av modeller som er basert på lineær elastisitet. Svake bergarter – som man jobber med i petroleumsindustrien – er imidlertid delvis elastiske, og i stor grad ikke-lineære, altså følger de ikke Hooke's lov, $\sigma=E\varepsilon$. Dette medfører problemer når begrepene fra lineær elastisitet skal anvendes på slike materialer. For eksempel beskrives stivheten til en bergart ofte ved hjelp av Young's modulus *E*. For et lineært elastisk materiale er *E* ett tall, nemlig helningen på spenning-tøynings-kurven (Figur 1a). Deformasjonen $\Delta\varepsilon_z$ som følger av en gitt spenningsendring $\Delta\sigma_z$ kan dermed beregnes når vi kjenner dette tallet:

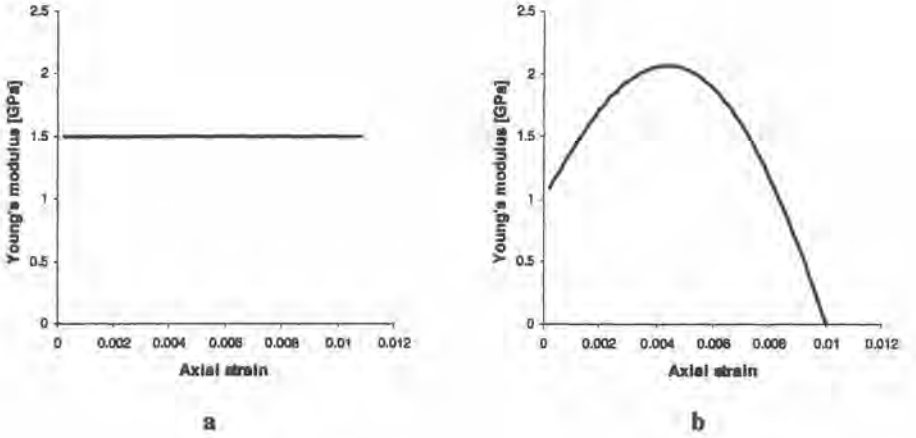
$$\Delta\varepsilon_z = \frac{\Delta\sigma_z}{E}$$

For en svak bergart vil imidlertid E endre seg med spenningsnivået (Figur 1b), og E er ikke lenger ett tall, men en variabel parameter (Figur 2b). Slike materialer har også en betydelig grad av plastisk deformasjon, selv ved lave spenningsnivåer, og stivheten vil derfor være betydelig høyere under avlastning og gjenopplastning opp til tidligere maks-spenningsnivå (Figur 3). Deformasjonen $\Delta\varepsilon_z$ som følger av en gitt spenningsendring $\Delta\sigma_z$ er altså ikke gitt av kun ett tall, men den avhenger også av det aktuelle spenningsnivået, fortegnet på spenningsendringen, og spenningshistorien. I tillegg kommer varigheten av belastningen, siden deformasjonen også vil endre seg som følge av kryp. Videre spiller også volumet av bergarten som blir belastet en viss rolle, siden slike heterogene materialer ikke vil være helt skalainvariante.

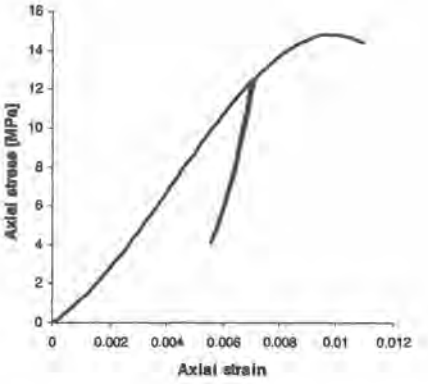


Figur 1 *Skjematisk illustrasjon av stress-strain-kurver ved aksiell opplastning.*

a. *Lineært elastisk materiale*
b. *Svak bergart*



Figur 2 *Stivhet, definert som gradienten til stress-strain-kurvene i Figur 1*
a. *Lineært elastisk materiale*
b. *Svak bergart*



Figur 3 *Skjematisk illustrasjon av avlastnings-/gjenopplastnings-syklus under testing av en svak bergart.*

For å kunne framskaffe gode data til slike beregninger trenger vi ideelt sett å gjenskape den aktuelle belastningssituasjonen på en representativ bit av den samme bergarten, slik at vi kan måle responsen under de samme forhold som beregningene skal representere.

Dette er i praksis umulig i de fleste tilfeller – av mange grunner. I petroleumsindustrien er ofte den viktigste grunnen rett og slett mangel på materiale til testing. Kjernemateriale er

vanskelig tilgjengelig, og når det eksisterer er det etterspurt til mange anvendelser. Destruktive bergmekaniske tester kommer langt ned på prioriteringslista, og det er derfor et betydelig behov for å kunne estimere bergmekaniske parametere basert på få – eller ingen – bergmekaniske tester.

Utfordringene med å kunne estimere slike parametere som funksjoner av spenningsnivå, varighet av belastning, spenningshistorie osv. som beskrevet ovenfor er selvfølgelig formidable.

TIDSAVHENGIGE EFFEKTER

Tid spiller en viktig rolle i mange av de bergmekaniske problemene som vi møter i oljeindustrien i dag. For eksempel vil det være deformasjon i overdekningen til et reservoar i lang tid etter at det er ferdigprodusert og spenningene i reservoaret er stabilisert. På mindre skala så har vi problemer relatert til borehullsstabilitet der problemene kan oppstå over tid pga av kryp, og i laboratoriet så møter vi tidsavhengigheten i for eksempel mekanisk testing av kjerneprøver. Forskjellig lastrate vil nemlig kunne gi forskjellig stivhet og styrke på materialet.

Tidsavhengighet innenfor bergmekanikken kan deles opp i to hovedgrupper: konsolidering og kryp. Konsolidering kan vi få når vi har en væske i en porøs bergart. I en lavpermeabel bergart vil det kunne oppstå poretrykksforskjeller som følge av forandring i spenningstilstand. Over tid med konstante ytre betingelser vil poretrykket jevne seg ut, og det er denne prosessen vi forbinder med konsolidering. Kryp er relatert til viskoelastisk oppførsel av rammeverket i bergarten og kan observeres i både tørre og væskemettede materialer.

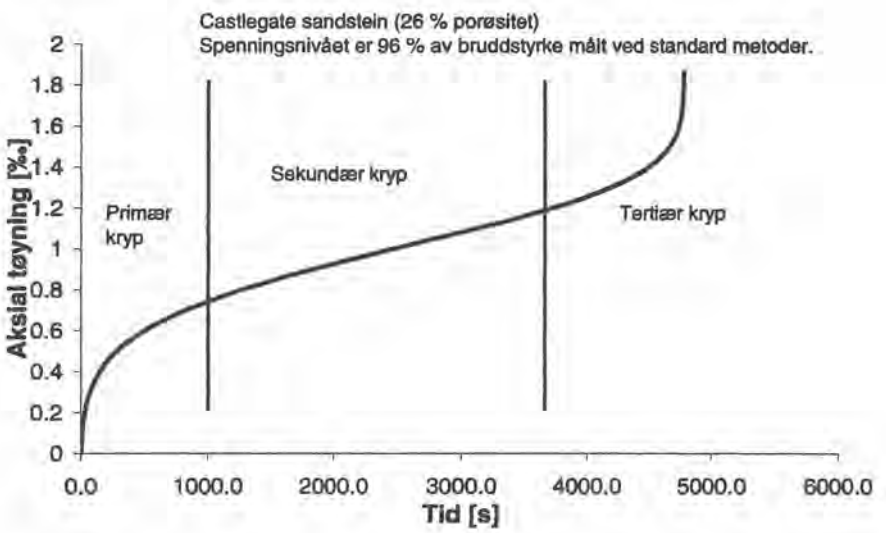
Kryp kan generelt deles i tre stadier. Primærstadiet karakteriseres av at tøyningsgradienten avtar over tid og etter hvert dør ut. Sekundærstadiet er når tøyningen stabiliserer seg på en gitt gradient mot tid og følges av tertiærstadiet der tøyningen akselererer og materialet går i brudd. Hvilket stadium som materialet befinner seg i er i hovedsak avhengig av materialegenskapene og spenningstilstanden. Andre faktorer som kan spille en viktig rolle for de tidsavhengige egenskapene til materialet er temperatur og væske.

Bestemmelsen av de tidsavhengige egenskapene til et materiale kan man gjøre ved hjelp av forskjellige tester. Ved å variere lastrate i en konvensjonell triaksial styrketest kan man se hvordan styrke og stivhet endrer seg. Rask opplastingsrate gir en høy styrke og stivhet mens lav opplastingsrate gir lavere styrke og stivhet. Som to ytterpunkter kan vi nevne at mens styrken i saltmaterialer er lite avhengig av opplastingsrate (Cristescu, 1998) så kan en økning på to ordener i rate gi 20 % økning i styrke for granitt (Costin and Holcombe, 1981). Typiske reservoarbergarter havner vanligvis et sted i mellom disse to eksemplene.

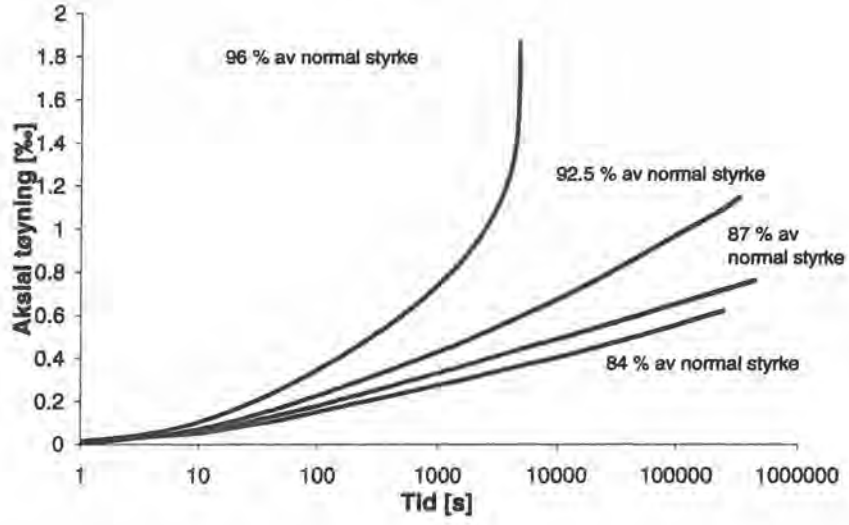
En annen måte å måle tidsavhengigheten er å gjøre en standard kryptest der man laster materialet til en gitt spenningstilstand og holder denne konstant over tid mens tøyningene blir målt. Alt etter spenningstilstanden til materialet kan man observere de tre stadiene som er nevnt tidligere og vist i Figur 4. Testen kan også gi et svar på hvor mye tøyning man kan forvente over en gitt tidsperiode, se Figur 5.

En tredje metode som brukes for å bestemme tidsavhengigheten til bergarten er relaksasjonstester. Her lastes prøven opp til et gitt nivå og så holdes tøyningen konstant mens man måler spenningsrelaksasjonen. Generell oppførsel er at økende tøyningsnivå gir høyere spenningsrelaksasjon inntil man når et nivå der prøven kollapser (Li et al, 1999).

Konstitutive modellering av kryp baserer seg på flere forskjellige fremgangsmåter. En vanlig metode er å kombinere lineær elastisitet med tidsavhengige dempningsledd. Mer sofistikerte metoder bruker for eksempel mikromekaniske modeller for spenningskorrosjon i kornkontakter, dynamisk og statisk friksjon i eksisterende mikrosprekker.



Figur 4 *Kryp målt under skjærspenning lik 96 % av bruddstyrke ved normal opplastning. Testen ble utført på en sandstein med 26 % porøsitet.*



Figur 5 *Kryp ved forskjellig spenningsnivå i Castlegate sandstein.*

Effekten av kryp er vanskelig å måle i reservoaret eller overdekningen. Vanligvis måler man deformasjon i reservoaret eller innsynkning på overflaten mens man produserer, og effekten av kryp kan da ikke skilles ut fra effekten av andre endringer i reservoaret som f. eks poretrykksreduksjon. Endring av spenninger foregår relativt langsomt i reservoaret i forhold til i testene utført i laboratoriet. Målinger som gjøres under kontrollerte forhold i laboratoriet kan fortelle noe om viktigheten av kryp.

For lave spenninger i forhold til bergartens styrke så vil tidseffekten på deformasjonen være dominert av primær kryp og det meste av deformasjonen vil foregå i løpet av noen dager. Denne formen for kryp kan ikke måles i felt da spenningsendringene foregår over mye lengre tid og kryp oppfattes som en del av den øyeblikkelige plastiske deformasjonen. For høyere spenninger i forhold til bruddstyrken vil sekundær og tertiær kryp kunne oppstå og dette vil gi utslag i høyere deformasjon i reservoaret eller overdekningen enn man forventer på bakgrunn av den standard mekanisk styrketestingen man har gjort på bergarten. Med de lave spenningsratene som man opererer med vil man også kunne få brudd i en bergart på lavere spenningstilstand enn forventet fra testing i laboratoriet dersom man ikke tar hensyn til kryp.

UTFORDRINGER FOR FRAMTIDA

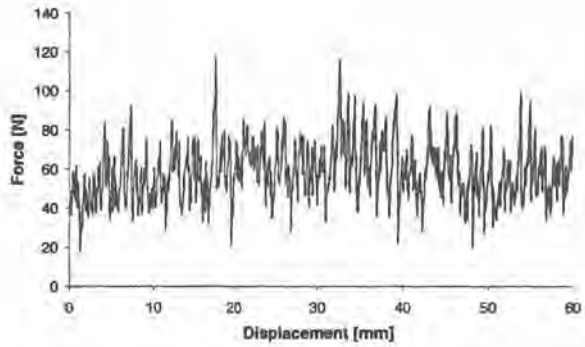
Med de siste års uvikling på datafronten, er det grunn til å tro at framtidas beslutninger omkring for eksempel kompletteringsstrategi, i større grad vil basere seg på kvantitative sannsynlighetsestimater framskaffet av "smarte" pc-programmer, enn på "mageføIelsen" til beslutningstakerne. Dette innebærer at inngangsparametrene må foreligge som sannsynlighetsfordelingskurver i stedet for som enkle tall. Med andre ord, vil det ikke være

tilstrekkelig å anslå styrken til en bergart til for eksempel 18 MPa – det forventes i stedet at man må kunne fortelle hvor stor sannsynligheten er for at styrken er mindre enn en vilkårlig gitt grense.

Dette fører selvsagt til større utfordringer med hensyn til det å kunne framskaffe troverdige estimater for slike sannsynligheter. Behovet for slike sannsynlighetsfordelinger, kombinert med behovet for å kunne estimere bergmekaniske parametere basert på svært begrensede inngangsdata, åpner således for en ny type integrerte verktøy.

Disse vil ta utgangspunkt i generell kunnskap om bergarter og den aktuelle parameteren som skal studeres, og ut fra dette gi et første estimat av fordelingsfunksjonen. All tilleggsinformasjon, enten i form av dedikerte tester eller mer perifere data, vil kunne bidra til å snevre inn denne fordelingsfunksjonen. Med slike verktøy vil vi kunne sikre at all tilgjengelig informasjon blir utnyttet, og dessuten vil det alltid være mulig å gi et estimat for parameteren, samme hvor lite data vi har tilgjengelig. For å møte disse behovene trenger vi flere typer verktøy.

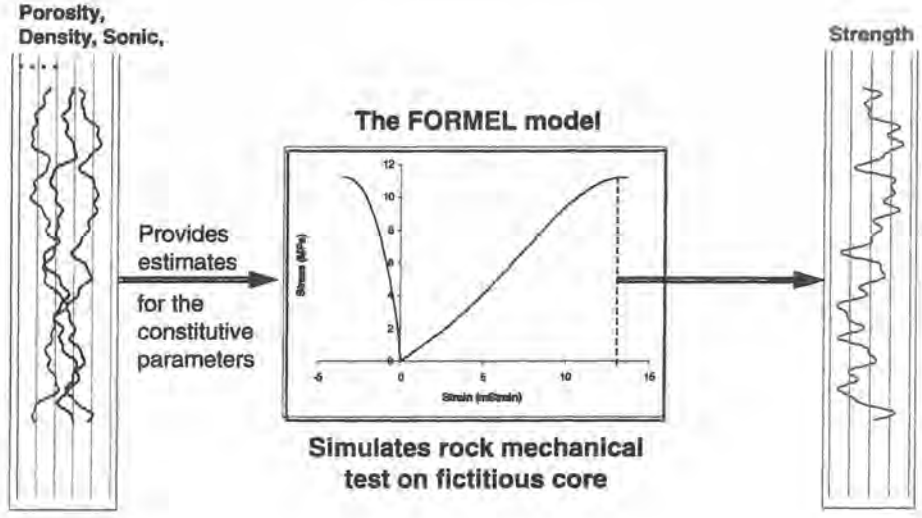
For det første trenger vi å kunne trekke mest mulig informasjon ut av svært begrensede mengder testmateriale. Her foregår det bl.a. en utvikling av nye testmetoder for svært små prøver, slik at det er mulig å hente ut informasjon fra for eksempel borekaks. Utviklingen av scratch-teknologien gjør det etter hvert mulig å hente ut informasjon om styrke og stivhet med høy oppløsning gjennom raske og nesten ikke-destruktive tester (Figur 6).



Figur 6. *Registrert kraft mot posisjon til kutter under en scratch-test. Middelverdien til kraften over et gitt intervall kan korreleres med styrken til materialet i dette intervallet. Mer detaljerte analyser av fluktuasjonene i kurven kan gi estimater for både styrke og stivhet (Schei et al., 2000).*

Videre trenger vi å kunne modellere effektene av ulike spenningsnivå, spenningsgeometrier, varighet av belastning, osv. slik at disse effektene kan tas hensyn til selv om vi ikke har tilgang til tester som gjenskaper anvendelsessituasjonen eksakt.

Metoder for å kunne estimere bergmekaniske parametere basert kun på alternativ informasjon er en annen type viktig verktøy. Et velkjent eksempel på en slik metode er estimering av bergartsstyrke fra lydhastighet, basert på korrelasjonsplott. Slike korrelasjonsplott har en viss verdi i mange sammenhenger, men verdien er svært begrenset dersom de ikke anvendes i kombinasjon med relevante modeller som kan kompensere for variasjoner i testbetingelsene. Et eksempel på verktøy av den typen er FORMEL/LMP teknologien (Raaen et al., 1996; Fjær, 1999), som er utviklet for å estimere bergmekaniske data basert på brønnlogger. Figur 7 illustrerer hvordan denne teknologien fungerer: Data fra brønnloggene (lydhastighet, tetthet, porøsitet, osv) blir foret inn i en konstitutiv modell for bergartsoppførsel, og ved hjelp av denne modellen kan ulike bergmekaniske tester simuleres slik at både styrke og stivhet (som funksjon av spenningsnivå) kan estimeres.



Figur 7 *Prinsippskisse som viser hvordan FORMEL/LMP-teknologien fungerer. Data fra brønnlogger fores inn i en konstitutiv modell som benyttes til å simulere bergmekaniske tester på en fiktiv bergartsprøve fra det aktuelle dypet. Fra disse simulerte testene kan de aktuelle parametrene, som styrke og stivhet, bestemmes på vanlig måte. Ved å gjenta prosedyren for hvert logget dyp langs brønnen kan man lage logger av bergmekaniske parametere.*

KONKLUSJON

Stadig mangel på kjernemateriale vanskeliggjør muligheten for bergmekanisk testing. I tillegg er analysemetodene og modellparametrene som benyttes basert på lineær elastistitet, selv om bergartene som vi jobber med i petroleumsbransjen er svake og bare delvis elastiske og i stor grad ikke-lineære. Behovet for å kunne estimere bergmekaniske parametere som for eksempel funksjon av spenningsnivå og varighet av belastning basert på få eller ingen bergmekaniske tester, er økende. Med de siste års utvikling på datafronten er det dessuten stor grunn til å tro at kvantitative sannsynlighetsestimater framskaffet av "smarte" pc-programmer vil få en større rolle i framtidas beslutningsprosesser. Det vil derfor bli viktig å kunne fortelle hvor stor sannsynligheten er for at styrken til en bergart er mindre enn en gitt vilkårlig grense, og det vil ikke være tilstrekkelig å rapportere at styrken har en eksakt verdi. Mao står vi foran en rekke utfordringer når det gjelder estimering av geomekaniske parameterne som styrke og stivhet i framtida.

NOMENKLATUR

ρ_w - tetthet til vann
z_w - vanndyp
g - tyngdens gravitasjon
$\bar{\rho}$ - gjennomsnittlig tetthet for overdekningen
σ_θ - tangentialspenning
σ_v - vertikalspenning
σ_H - største horisontalspenning
σ_h - minste horisontalspenning
R - radius på borehullet
r - avstand fra sentrum av borehullet til det punktet hvor spenningen skal bestemmes
P_p - poretrykk
ΔP - forskjellen mellom trykket i borehullet og poretrykket
$\sigma^{\Delta T}$ - representerer termale spenninger som er oppstått på grunn av forskjellen mellom temperaturen på mudden og temperaturen i formasjonen
C - trykkfasthet

Til slutt ønsker vi å takke Norges Forskningsråd som har støttet dette arbeidet gjennom det strategiske instituttprogrammet "Geomechanical Data".

REFERANSER

Amadei B and Stephansson O (1997): Rock stress and its measurement. Chapman & Hall, ISBN 0 412 447000 2

Costin, L.S. og Holcomb, D.J., "Time-dependent failure of rock under cyclic loading", Tectonophysics, 79, 1981, s. 279-296

Cristescu, N.D. og Hunsche, U., "Time effects in rock mechanics", Wiley, 1998

Dutta N C (2002): Geopressure prediction using seismic data: Current status and the road ahead. Geophysics. Vol. 67, No. 6, 2012-2041

Fjær et al (1992): Petroleum related rock mechanics. Elsevier Science B.V., ISBN 0-444-88913-2

Fjær, E. 1999: Static and dynamic moduli of weak sandstones. *Rock Mechanics for Industry*, Amadei, Kranz, Scott & Smeallie (eds) Balkema, 675-681.

Li, Y. og Xia, C., "Time-dependent tests on intact rocks in uniaxial compression", International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 37, 2000, s. 467-475

Raaen, A.M., Hovem, K.A., Jøranson, H., Fjær, E. 1996: "FORMEL: A step forward in strength logging", SPE 36533.

Schei, G., Fjær, E., Detournay, E., Kenter, C.J., Fuh, G.-F. and Zausa, F. (2000) The Scratch Test: An attractive Technique for Determining Strength and Elastic Properties of Sedimentary Rocks. SPE 63255, SPE ATC Dallas, TX.

Teige G M G et al (1999): The lack of relationship between overpressure and porosity in North Sea and Haltenbanken shales. Marine and Petroleum Geology 16 (1999) 321 –335

Zoback et al (2003): Determination of stress orientation and magnitude in deep wells. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 40, 1049 –1076

http://oilfield.slb.com, 2004

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2004

KVANTIFISERING OG HÅNDTERING AV FARE FOR STORE FJELLSKRED

Evaluation and quantification of rockslide hazard

Dr. Lars Harald Blikra, Norges geologiske undersøkelse/International Centre for Geohazards

SAMMENDRAG

Store fjellskred representerer en risikofaktor som det er tatt lite hensyn til i Norge. Geologiske undersøkelser viser at dette er vanlige fenomen i en del regioner i Norge og farenivået i enkelt områder er høyt tatt i betraktning de store konsekvensene. En rekke potensielle store ustabile fjellparti er verifisert både på Vestlandet og i Nord Norge. Flere av disse er i bevegelse i dag, noe som krever omfattende oppfølgende undersøkelser og overvåking.

SUMMARY

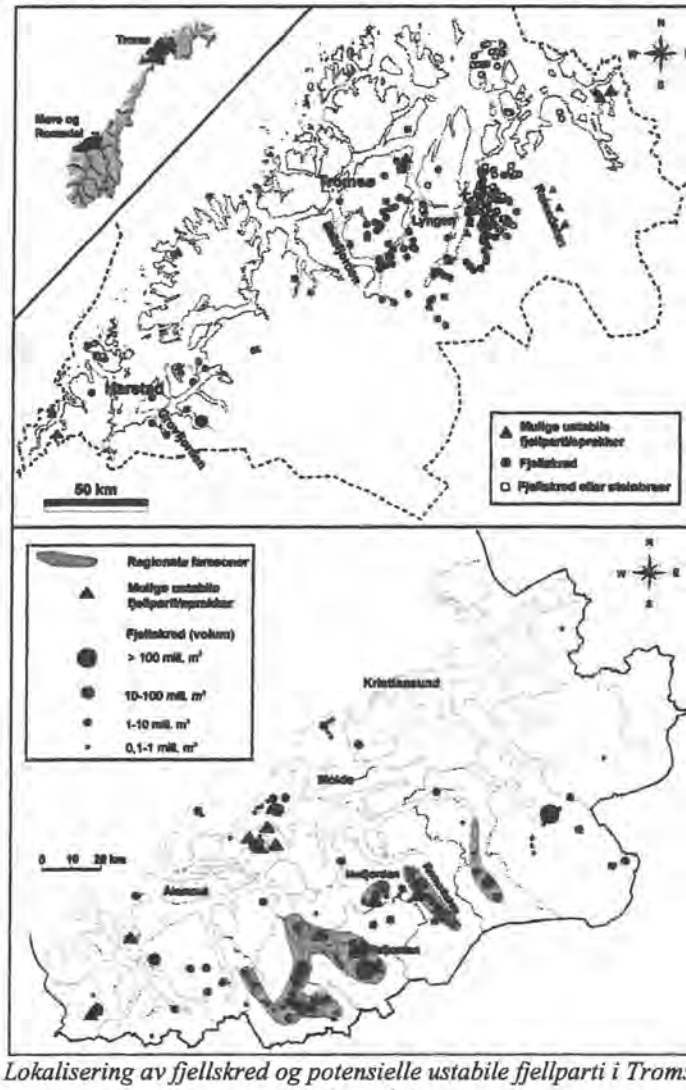
Large rockslide represents a high risk, witch it has not been paid enough attention to in Norway. Geological investigations demonstrate that rockslides and tsunamis are common processes along the steep valleys and fjords. The hazard level in some regions is high when the consequences are taken into account. A series of potential unstable rock slopes is verified in the western and northern part of Norway. Several of these have shown active movements, and this requires extensive investigations and monitoring.

1. INNLEDNING

Store fjellskred er en risikofaktor som har vært lite fokusert i Norge. Dette til tross for at slike skred, ofte i kombinasjon med generering av store flodbølger når disse går ned i innsjøer eller fjorder, har ført til noen av de verste naturkatastrofene vi kjenner til i Norge. Etter de store fjellskredulykkene tidlig på 1900-talet (Loen, 1905/1936 og Tafjorden, 1934) vart det sett i gang en del undersøkelser rundt denne risikoen, men dette arbeidet opphørte med krigen. Systematisk arbeid med skredrisiko i nyere tid i Norge kom i gang på 1970-talet, men de store fjellskreda med tilhørende flodbølger har langt på veg vært et ikke-tema. I 1996 starta NGU og Møre og Romsdal fylkeskommune "Fjellskredprosjektet i Møre og Romdal" (Blikra m.fl. 1999), først som et forprosjekt og deretter som fylkesplanprosjekt. I 2003 startet forskningssenteret "International Center of Geohazard" (ICG) under paraplyen "Senter for framragende forskning". NGI er ledende faginstitusjon, med flere samarbeidspartnere (NGU, NORSAR, Universitetet i Oslo og NTNU). ICG prosjektet "Rock slope failures – Models and risk" har initiert forskning knyttet til fjellskred.

Denne artikkelen gir en gjennomgang av noen av resultatene fra de nevnte prosjektene (Blikra m.fl. 1999, 2004; Harbitz & Løvholt, 2003; Braathen m.fl. 2004), og fokuserer

på hvordan faren for store fjellskred er analysert og håndtert i Troms og Møre og Romsdal. Det diskuteres videre hvordan en kan kvantifisere denne faren. Arbeidet er utført i samarbeid med en rekke personer fra NGU, ICG, Meteorologisk institutt og fylkesgeologen i Møre og Romsdal. Arbeidet har vært støttet av NGU, ICG, Statens naturskadefond og fylkeskommunene i Møre og Romsdal og Troms.



Figur 1. Lokalisering av fjellskred og potensielle ustabile fjellparti i Troms og Møre og Romsdal

2. KARTLEGGING AV FJELLSKRED

Den første fasen i undersøkelsene var fokusert på kartlegging av fjellskred, inkludert registrering av historiske fjellskred. Dette har også inkludert mer detaljerte undersøkelser av fjellskred som omfatter geofysiske målinger og dateringer. Det har

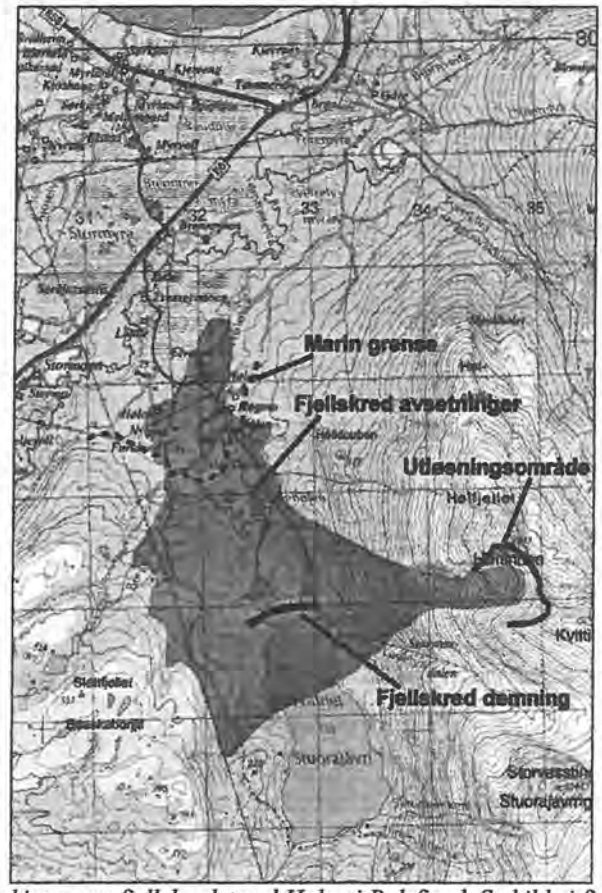
også vært viktig å få en oversikt over alderen på disse skredene. Det har tidligere vært hevdet at store fjellkollaps har vært knyttet til tiden like etter siste istid, i sammenheng med isavsmeltning og mer seismisk aktivitet.

Fordelingen av disse fjellskredene viser at de er konsentrert i flere soner (Fig. 1). Spesielt har det gått hyppige fjellskred i indre fjordstrøk i Møre og Romsdal, en sone som strekker seg fra Geirangerfjorden til Tafjord, Romsdalen og mot Sunndalen. Det har vært mulig å bestemme alderen på noen av disse skredene, og det viser seg at mange er overraskende unge. Seismiske undersøkelser, boringer og dateringer av fjellskred i Tafjorden og dateringer av fjellskred i Romsdalen viser at mange av fjellskredene har gått i løpet av de siste 5000 år. Det er derfor ikke slik i dette området at de fleste gikk like etter siste istid.

I Nord Norge er de historiske dokumentene ofte mangelfulle, og i Troms er det bare registrert en stor historiske katastrofe som skyldes fjellskred og flodbølge. Dette fjellskredet gikk fra Pollfjellet i Lyngen i 1910. Skredet forårsaket en voldsom flodbølge som rev med seg husene på 3 gårder i Lyngsdalen og 14 mennesker omkom. Imidlertid har geologisk kartlegging på land og i fjorder i Troms vist at det har gått svært mange store fjellskred (Fig. 1). Størst konsentrasjon finnes i en sone fra Balsfjord i sør til Reisadalen i nord, men med spesielt mange i Kåfjord. Mange av fjellskredene er svært store, med kjempeskredet i Balsfjord som det største (Fig. 2 og 3). Skredet er anslått til å involvere et volum på 100-200 mill. m^3 og har gått i en lengde på over 4,5 km. Funn av støvlag fra dette skredet i en myr viser at skredet er ca. 4800 år gammelt. Det har vært mulig å datere noen av fjellskredene også med andre metoder. En del av fjellskredene gikk ned i fjordene, og etterlot seg store urer under sjøoverflaten, der hulrommene mellom de store blokkene har vært gunstige oppveststeder for mollusker og rur. På grunn av landhevingen etter siste istid ligger noen av disse urene i dag på land, og dateringer av skjell og rur indikerer at noen av de store fjellskredene i Troms ble utløst like etter siste istid, for 11500 til 10500 år siden.

Figur 2. Stort fjellskred ved Hølen i Balsfjord kommune, Troms. Fjellet har glidd ut parallelt med foliasjonsplanet.

Kartleggingen har påvist soner med høy konsentrasjon av fjellskred (Fig. 1). Dette er områder hvor en må forvente nye fjellskred, og dette er regioner hvor mer detaljert kartlegging må settes i gang for å påvise potensielle nye utfallsområder for store fjellskred.



Figur 3. Kartskisse over fjellskredet ved Hølen i Balsfjord. Se bilde i figur 2. Skredet omfatter et areal på ca 4,5 km^2. Skala: Hver rute er på 1 km.

3. KARTLEGGING AV USTABILE FJELLPARTI

Den andre fasen i kartleggingen har bestått i flybildeanalyser og befaringer av kildeområder i områder hvor det er påvist store konsentrasjoner av fjellskred (Fig. 1). Dette arbeidet har påvist en rekke ustabile fjellparti som viser spor etter gammel eller ung bevegelse (Fig. 1). I Romsdalen er det blant annet påvist en rekke av disse, med Børa som den største (Fig. 4). Her kan en følge markerte sprekkeparti mer eller mindre sammenhengende over en distanse på nærmere 3 km, og det ustabile partiet strekker seg opp til 200 m inn på fjellplatået.

Figur 4. Børa på vestsida av Romsdalen med Breitind i bakgrunnen. Legg merke til de dype sprekkene som er utviklet i morenedekket.

Flere steder i Troms er det og klare spor etter fjellparti som har vært i bevegelse. Spesielt tydelige er slike fenomen på Nordnes halvøya, nord for Skibotn (Figur 5). Her finn en sprekker i en sone som strekker seg i over 4 km. Det er dokumentert at store fjellparti i 500 m lengde og 200 m bredde har glidd ut titals meter, og enkelte steder er det observert store groper og innsynkninger. Det er funne bevis for at disse fjellblokkene glir på svakhetssoner langs foliasjonsplanene. Her er det funnet soner av knust fjell som vitner om omfattende bevegelse. Helt i ytre deler av disse ustabile fjellpartiene, ut mot Storfjorden, har fjellet vært utsett for store bevegelser og er svært deformert med dype sprekker. GPS målinger foretatt i et samarbeid med Universitetet i Oslo i 2003 og 2004 viser at store deler av disse fjellpartiene er i aktiv bevegelse.

Figur 5. Potensielle ustabile fjellparti på Nordneshalvøya i Kåfjord kommune. Den stipla linjen angir bakkanten av det ustabile området

4. OPPFØLGENDE KARTLEGGING OG OVERVÅKING AV BEVEGELSE

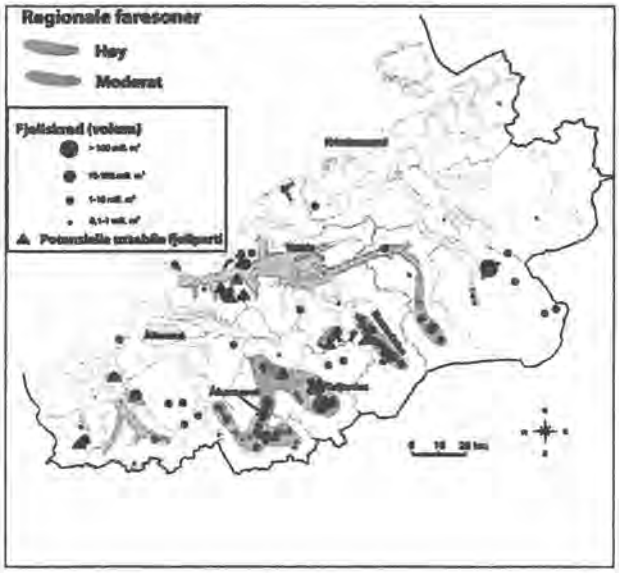
Det neste trinnet i undersøkelsene av fjellskredfare er en mer detaljert kartlegging av de ustabile fjellpartiene og en første overvåking i form av måling av aktiv bevegelse. Dette arbeidet er startet i Møre og Romsdal og Troms og har omfattet geologisk kartlegging og geofysiske målinger for å kunne påvise tykkelse av de ustabile partiene. Det er videre etablert et samarbeid med Universitetet i Oslo for å måle inn GPS punkter (Figur 6). I en del områder er disse punktene målt inn på nytt i 2004. De foreløpige resultatene av dette arbeidet viser at en rekke områder viser tegn på aktiv bevegelse i størrelsesorden 0,5 til 4 cm pr. år.

Disse målingene vil sammen med oppfølgende kartlegging være et utgangspunkt for vurdering av detaljerte studier og kontinuerlig overvåking.

Figur 6. Utsetting av bolter for overvåking (GPS måling av bevegelse) i en ustabil blokk like ovenfor indre Nordnes i Lyngen, Troms.

5. KVANTIFISERING AV FJELLSKREDFARE

Det er svært vanskelig å komme frem til noe kvantifiserbart mål på sannsynlighet for store fjellskred. I enkelte områder har vi imidlertid en god oversikt over fjellskredhendelser som gir et bilde over frekvenser av fjellskred med ulike volum. Figur 7 gir en regional oversikt over faresonene i Møre og Romsdal fylke. Dette gir imidlertid bare et kvalitativt bilde over faresonene, og bør brukes som en vær-varsom plakat. Innenfor disse regionale faresonene må faren for store fjellskred og flodbølger vurderes.

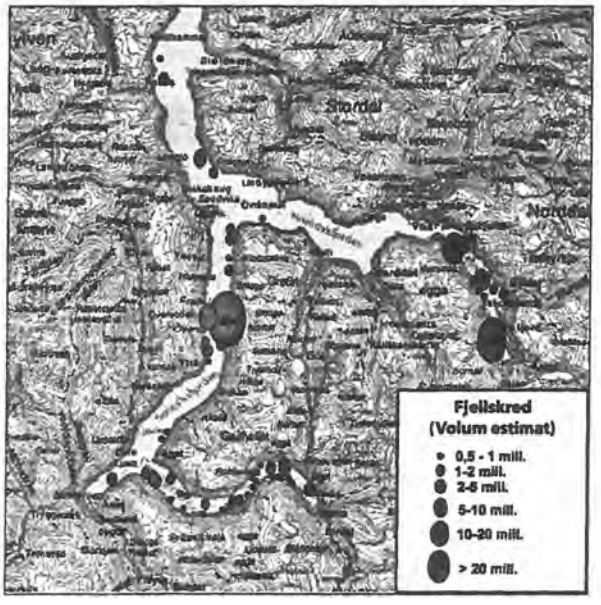


Figur 7. Regionale faresoner i Møre og Romsdal.

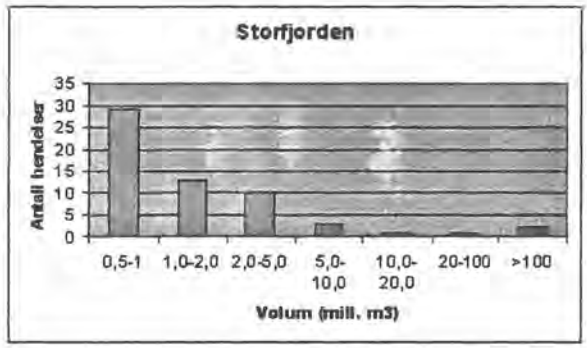
I et forsøk på kvantifisering av farenivået for fjellskred og tilhørende flodbølger er et fjordområde i Møre og Romsdal valgt ut. Her har en gode data fra fjordene som kan brukes til å verifisere enkeltskred og volum (Figur 8). En sammenstilling av disse dataene er gjort i figur 9, og viser ca 60 fjellskred som er større enn 500.000 m^3. Omlag halvparten av disse er over 1 mill. m^3 (Figur 10). Disse fjordområdene er så delt inn i flere individuelle fjordstrekninger som naturlig hører sammen, basert på fjordmorfologien og en foreløpig grov vurdering av rekkevidden av flodbølger. Det presiseres at det ikke er foretatt tilstrekkelig analyse og modellering av rekkevidden av flodbølger, selv om noe arbeid er gjort (Harbitz & Løvholt, 2003). For hvert fjordelement (for eksempel indre Tafjorden eller Geirangerfjorden) har det gått minst 10 skred som er større enn 1 mill. m^3 (Fig. 9). Tar en utgangspunkt i tida etter siste istid vil dette tilsvare en hendelse pr. 1000 år i gjennomsnitt. Dette er imidlertid et minimumsanslag, siden det kan være hendelser som ikke er blitt registrert eller at noen av de store skredmassene i fjorden består av flere individuelle hendelser. Dette har vært utgangspunktet til den foreløpige faresoneringen som er presentert i figur 11. En stor del av fjordområdene har derfor et farenivå med en nominell årlig sannsynlighet som er større enn 10^{-3} (sannsynlighet > 1 skred pr. 1000 år). En årlig nominell sannsynlighet på 10^{-3} er også kravene til sikkerhet mot skred for bolighus

som er definert i forskriftene til Plan og bygningsloven. Disse forskriftene tar imidlertid ikke hensyn til de svært store konsekvensene som er relatert til store fjellskred med tilhørende flodbølger. Disse flodbølgene vil også omfatte andre bygg slik som skoler, industri og butikker der det kan oppholde seg mye mennesker, os som det deror stilles strengere sikkerhetskrav til. Det er derfor helt klart at store fjellskred og flodbølger representerer et høyt farenivå når en tar i betraktning de store konsekvensene.

Figur 8. Multistråledata fra Sunnylvsfjorden som viser fjellskred på bunnen av fjorden (tall angir volum i million m^3). Legg merke til det gigantiske fjellskredet som er anslått til å ha et volum på ca. 200 mill. m^3.



Figur 9. Oversikt over kartlagde fjellskred i fjordene i området Geiranger-Hellesylt-Stranda-Tafjorden. Sirklene angir volumanslag.



Figur 10. Oversikt over antall hendelser i Storfjorden fordelt på volum.

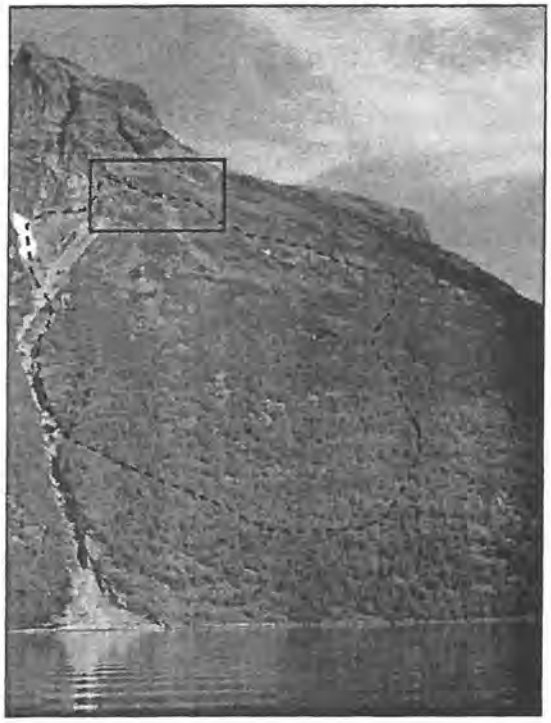
Figur 11. Kvantifisering av årlig nominell sannsynlighet for fjellskred over 1 mill. m^3. Dette er bygd på kartlagde skred på fjordbunnen og et grovt estimat på ekkevidden av flodbølger.

6. OPPFØLGING AV HØYRISIKOOMRÅDER

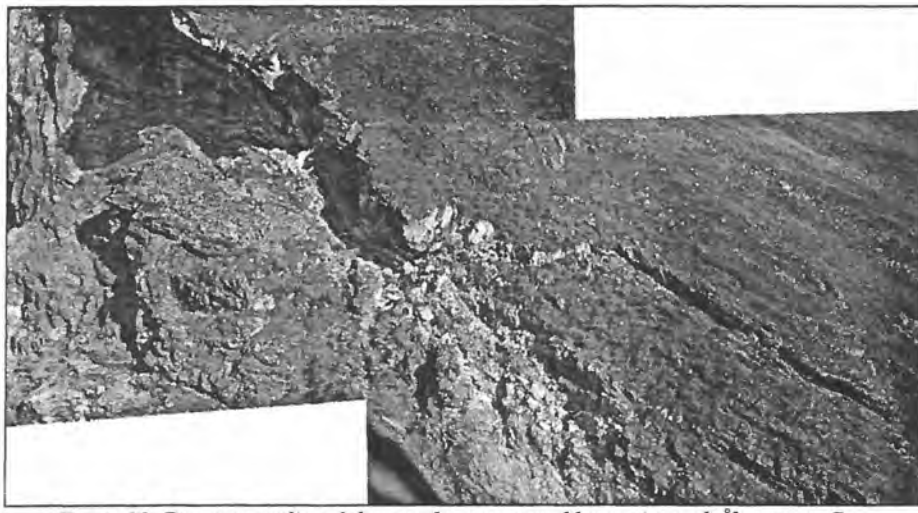
Det er klart at områder hvor det er dokumentert store volum ustabilt fjell og det er påvist aktiv bevegelse må følges opp med detaljert kartlegging, stabilitetsanalyser, kontinuerlig overvåking og varsling. Dette gjelder spesielt i områder langs fjordene som kan forårsake katastrofale flodbølger.

Et eksempel på en slik oppfølging er Åkerneset i Sunnylvsfjorden i Stranda kommune (Fig. 11). Stranda kommune har gjennom en søknad til Statens naturskadefond fått bevilget penger til en omfattende kartlegging og overvåking de nærmeste årene. Dette er et stort fjellparti med åpne sprekker i øvre deler opp til 900 moh (Fig. 12 og 13). NGI foretok undersøkelser av dette fjellpartiet fra midten av 80 tallet, og det ble installert et overvåkingssystem som viser en bevegelse på opp til 4 cm pr. år (NGI, 1996). En rekke nye undersøkelser er foretatt i 2004, blant annet geologisk kartlegging, geofysiske målinger, detaljert kartlegging ved bruk av laser fra helikopter

og innmåling av en rekke punkter for bevegelsesmålinger (GPS og laser). Det gis her en punktvis gjennomgang av de planer en har for dette arbeidet i de nærmeste årene. Dette arbeidet vil trekke store veksler på kompetansen og prosjektene som er satt i gang ved ICG.



Figur 12. Oversikt over den ustabile fjellsida ved Åkerneset i Møre og Romsdal. Stipla linje angir sannsynlig utbredelse av fjellsida som er i bevegelse.



Figur 13. Den sørvestlige delen av det øvre sprekkepartiet ved Åkerneset. Se lokalisering i figur 11. Den høyre delen beveger seg opp mot 4 cm pr. år.

6.1 Oppfølgende undersøkelser/kartlegging

- Inngående geologiske feltundersøkelser fokusert på strukturell kontroll av utglidningen
- Flere geofysiske profiler for å verifisere geometri til fjellmassivet (resistivitet, seismikk og georadar).
- Gjennomgang av ulike flybilder fra ulike år, inkludert ny flyfotografering for å kunne påvise bevegelse over et større område.
- Boring på flere lokaliteter, inkludert kjerneboring og geofysisk logging. Dette vil inkludere kartlegging av sprekker, glideplan og fysiske parametere med relevans for stabilitet.
- Kartlegge grunnvannsstrømning og -hastighet gjennom sporforsøk der man kan tilsette sporstoffer i øvre deler og ta prøver av kilder i nedre deler.
- Instrumentering av borehull for kartlegging og overvåking av bevegelser og poretrykk.
- Kartlegge bevegelsesmønster i fjellsida ved bruk av en rekke ulike metoder, inkludert GPS, laser og radar.
- Stabilitetsanalyser.
- Modellering av flodbølger, inkludert skreddynamikk

6.2 Langsiktig overvåking

Overvåkingen skal skje med ulike metoder og med direkte dataoverføring som skal knyttes til varsling og beredskapssystem i kommunen. Nedenfor gis en foreløpig skisse over de tiltak som er planlagt.

- Supplering av eksisterende ekstensometere i øvre sprekkeområde
- Kontinuerlig GPS-overvåking
- Overvåking ved bruk av laser
- Overvåking i borhull. Bruk av inklinometre/ekstensometre og poretrykksmålinger.
- Seismisk overvåking. Dette kan enten gjøres med installering av geofoner på bakken eller i de borhullene som blir anlagt. Dette er data som både har en mulighet til å følge med nivået på rasaktiviteten ut mot gjelet, og vil være med å verifisere rystelser ved en økende bevegelse av et større skred.
- Overvåking ved bruk av radar og reflektorer plassert på ulike steder i det ustabile fjellpartiet. Denne kan plasseres på den andre siden av fjorden.
- Klimastasjon. Det blir etablert en klimastasjon som måler temperatur, nedbør, vind, snø og innstråling. Dette er viktig for å verifisere mulige sammenhenger mellom nedbør/snøsmelting og bevegelse av fjellet.

Acknowledgements

En rekke personer ved NGU, NGI, NTNU, Universitetet i Oslo, Universitetet i Bergen, Universitetet i Tromsø, NORSAR, Høgskolen i Sogn og Fjordane, Meteorologisk Institutt og fylkeskommunene har bidratt i de prosjektene denne oppsummerings artikkelen er basert på. Kompetansen og prosjekter knyttet til International Centre for Geohazards har og vil være viktige i arbeidet med fjellskredrisiko i tiden fremover. En stor takk til alle bidragsytere. En spesiell takk går til fylkesgeolog Einar Anda i Møre og Romsdal.

7. REFERANSER

Blikra, L.H., Anda, E. & Longva, O. 1999: Fjellskredprosjektet i Møre og Romsdal: Status og planer. *Norges geologiske undersøkelse Report 99.120*, 21 pp.

Blikra, L.H., Longva, O., Braathen, A. & Anda, E., Dehls, J. & Stalsberg, K. 2004: Rock-slope failures in Norwegian fjord areas: examples, spatial distribution and temporal pattern. In Evans, S.G., Scarawcia Mugnozza, G., Strom, A.L. & Hermanns, R.L. (eds.), Massive rock slope failure: new models for hazard assessment. Kluwer, Dodrecht.

Braathen, A., Blikra, L.H., Berg, S.S. & Karlsen, F. (2004): Rock-slope failures of Norway; type, geometry, deformation mechanisms and stability. *Norwegian Journal of Geology (NGT)84, 67-88*

Harbitz, C. & Løvholt, F. 2003: Tsunamis generated by rockslides in Geiranger- and Tafjorden – scenarios and model comparision.

NGI, 1996: Åkernes landslide. General description of the Åkernes slide area and control measures. *NGI Report 585910-9.*

NGU 2004: Foreløpig vurdering av ustabilt fjellparti ved Åkerneset i Stranda kommune: forslag til oppfølgende undersøkelser og overvåking. *Notat Norges geologiske undersøkelse.*

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 2004
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

Sivilingeniør Morten Christiansen
Sweco Grøner AS

PLASSERING AV KRAFTSTASJON NÆR TEKTONISK SKJÆRSONE – SPENNINGSMÅLINGER OG FEM-ANALYSER VED BLÅFALLI VIK KRAFTVERK

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.