

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 24. november 2005

BERGMEKANIKK

Oslo, 25. november 2005

GEOTEKNIKK

Oslo, 25. november 2005

Hovedarrangør:
NORSK JORD- OG FJELLTEKNISK FORBUND

Redaksjon:
Jan Kristiansen, Liv Hamre, Roger Olsson, Knut R. Berg

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 24. – 25. november 2005.

Årets arrangement er det 43. 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 Fjellsprenkningsteknikk (NFF), Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) og Norsk Geoteknisk Forening (NGF).

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

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

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

DEL I FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2005

1. **Åpning - Utdeling av årets gullfeisel**
Professor, dr.ing. Bjørn Nilsen, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU
Formann i Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk
2. **Miljøvirksomhet i anleggsbransjen - rammebetingelser for bransjen**
Fylkesmiljøvernssjef Werner Olsen, Fylkesmannen i Vestfold
3. **Prosjekt Hallandsås- vda har skett och vad kommer at ske ?**
Prosjektchef Christer Möller, Banverket Södra banregion, Sverige
4. **Environmental Road and Railroad Tunnels for the New Vousaari Harbour**
Geoengineer Jari Heikkilä, Ramboll Finland Ltd
5. **Bremanger Quarry – Sandstein for eksport**
Daglig leder OlePetter Meijer, Bremanger Quarry
6. **Bergarbeider på Ormen Lange Landanlegg. Lagerhaller, tunneler og sprengningsarbeider i dagen**
Cand. Scient Olav Hval, Multiconsult AS
7. **E-18 Drammen – krevende sprengningsarbeider ved breddeutvidelse**
Byggeleder Morten Børresen, Statens vegvesen Region Sør
8. **Gravhalstunnelen 100 år**
Kjartan Rødland, Tidl. redaktør i Bergens Tidende
9. **Nytt fra NFF**
Representant fra styret i NFF
10. **Novapoint Tunnel – Bransjeverktøy for å jobbe med tunnel geometri i 3D**
Sivilingeniør Heidi Berg, ViaNova Systems AS
11. **Fjellhaller Oset renseanlegg – muligheter og utfordringer**
Sivilingeniør Terje Anti Nilsen, AF Spesialprosjekt AS
12. **Erfaring fra dagbrudd til underjord i Rana Gruber AS**
Gruveplanleggare Börre Nöst, Rana Gruber AS
13. **Skjerpede krav til lagring av eksplosiver – hva betyr det for entreprenører og skytebaser**
Senioringeniør Hans-Jørgen Eriksen, Dir. for Samfunnssikkerhet og beredskap (DSB)
14. **Klostergarasjen i Bergen sentrum – sprengningstekniske utfordringer**
Sjefingeniør Arve Fauske, Dyno Nobel ASA, EMEA
15. **Erfaringer fra tunneldrift i Island**
Prosjektleder Frode Nilsen, Leonhard Nilsen & Sønner AS
16. **Eiksundsambandet, verdens dypeste vegtunnel ned til 287 m og en lengde på 7765 m – en spennende utfordring**
Avdelingsdirektør Arne Magne Feragen, Statens vegvesen Region midt

17. **Sprengningsarbeider Ormen Lange Landanlegg**
Prosjektsjef Jan Erik Skogen, Skanska AS
18. **Rehabilitering av Lieråsen Tunnel – 10 års erfaring**
Sivilingeniør Per Kristian Skjølås, Jernbaneverket Utbygging

DEL II FELLESESJON BERGMEKANIKK- / GEOTEKNIKK

19. **Strategi for gjenoppbygging i Thailand etter tsunamien 26. desember 2004**
Teknisk direktør Kjell Karlsrud, NGI
20. **Flomrisiko i Red River Basin, Vitenam**
Sivilingeniør Jan K.G. Rohde, SWECO Grøner AS
21. **Sårbarhet av naturmiljø over tunneler**
Forsker Petter Snilsberg, Jordforsk
22. **Er det mulig å utarbeide pålitelige prognoser for vannlekkasjer i underjordsanlegg?**
Sivilingeniør Kristin Hilde Holmøy, NTNU
23. **Risikokartlegging av ras og prioritering av tiltak ved Khimti Headworks, Nepal**
Sivilingeniør Richard Duncumb, Multiconsult AS
24. **Integrert risikohåndtering i praksis**
Cand. Scient Unni M. K. Eidsvig, NGI

BERGMEKANIKKDAGEN

25. **Lederens 10 minutter**
26. **Kárahnjúkar Hydroelectric Project - Powerhouse Cavern - Successful excavation despite complex geology and stress induced stability problems**
Sivilingeniør Ægir Jóhannsson, VST Consulting Engineers Ltd
27. **Stor spennvidde i to nærliggende haller – Bergmekaniske utfordringer ved prosjektering og bygging av Nye Oset Vannrenseanlegg**
Ingeniørgeolog Lise Backer, AF Spesialprosjekt AS
28. **Bergmekanikk i petroleums leting og utvinning**
Dr.ing. Johan Tronvoll, SINTEF Petroleumsforskning
29. **Sprengningsarbeider med bergmekanisk vinkling**
Sivilingeniør Karl Kure, Kure Fjellsprengningsteknikk
30. **Blokkeringsras i vanntunneler, - eksempel fra overføringstunnel Svelgen, Blåfalli Vik**
Sivilingeniør Bent Aagaard, SWECO Grøner AS
31. **Vanskelig driving gjennom lavkonsoliderte leirsoner med vann under høyt trykk - Grunnåi kraftverk**
Dr. ing Bjørn Buen, Dr.ing. Bjørn Buen AS

32. **Ringveg Nord, Tønsberg. Tunneldriving og injeksjon i rombeporfyr – Frodeåstunnelen**
Prosjektleder Arvid Veseth, Statens vegvesen Region sør

GEOTEKNIKKDAGEN

33. **Lederens 10 minutter**
34. **Geoelektriske målinger for kartlegging av kvikkleire og ustabile fjellparti**
Senioringeniør Einar Dalsegg, NGU
35. **Risikokartlegging av kvikkleireskred**
Sivilingeniør Odd Gregersen, NGI
36. **Veibygging på kvikkleire, E-39**
Sivilingeniør Arne Engen, NGI
37. **Rv2 Kløfta – Nybakk. Omfattende grunnundersøkelser og optimalisering av løsninger medførte betydelige besparelser for byggherren.**
Sivilingeniør Sigrun Hernes Ytterbø, Norconsult AS
38. **Effekt av nedbør på poretrykk og stabilitet I mettet og umettet jord**
Sivilingeniør Øyvind A. Høydal, NGI
39. **Knust betong i vegoverbygning**
Sjefingeniør Geir Berntsen, Statens vegvesen Region øst
40. **Bislett Stadion. Geoteknikeres bidrag til nye verdensrekorder på en 150 år gammel søppelfylling**
Rådgivende ingeniør Lars Mørk, Multiconsult AS

Professor, dr.ing. Bjørn Nilsen, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengringsteknikk

ÅPNING – UTDELING AV ÅRETS GULLFEISEL

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Fylkesmiljøvernssjef Werner Olsen
Fylkesmannen i Vestfold

**MILJØVIRKSOMHET I ANLEGGSTRANSJEN – RAMMEBETINGELSER FOR
TRANSJEN**

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

**PROJEKT HALLANDSÅS – VAD HAR SKETT OCH VAD KOMMER ATT SKE?
THE HALLANDSÅS PROJECT – THE HISTORY AND THE FUTURE OF THE
PROJECT**

West coast railway. Bottleneck. Complicated geology. High water pressure. Shielded tunnelboringmachine. Lining.

Christer Möller, Projektchef, Banverket

SAMMANFATTNING

Som en del i den svenska regeringens satsning på att flytta över person- och godstrafik från väg till järnväg, bygger Banverket ut Västkustbanan mellan Göteborg och Malmö. Idag är cirka 80 % av banan utbyggd till dubbelspår. En av de kvarvarande flaskhalsarna är sträckningen över Hallandsås, en kurvig och brant dragning som begränsar kapaciteten och medför förseningar över hela Västkustbanan.

Tunnelbygget genom Hallandsås inleddes 1992. Men på grund av den komplicerade geologin, det vattenförande berget och de höga vattentrycken har projektet mött flera svåra motgångar. 1997 stoppades tunnelbygget efter att användning av tättningsmedlet Rhoca Gil lett till utsläpp av kemikalier i närliggande vattendrag. En tredjedel av tunneln var då byggd.

Efter flera år av sanering, kartläggning av skador, utredningar och diskussioner beslutade den svenska regeringen och riksdagen att tunnelbygget genom Hallandsås ska slutföras. 2004 inledde Banverket och entreprenören Skanska-Vinci arbetet med att bygga klart de återstående 2x5,5 km. En sköldad tunnelbormaskin, speciellt anpassad för de svåra bergförhållandena, ska bygga klart de båda tunnlarna och samtidigt tätta tunneln med betongsegment. Arbetet beräknas vara klart 2012 och totalt kommer tunnelbygget genom Hallandsås att kosta 7,5 miljarder svenska kronor.

SUMMARY

The Swedish Government is fulfilling commitment to transfer passenger and goods traffic from road to railway. As a part of this venture, Banverket are modernizing the West coast railway between Malmö and Gothenburg. Today approximately 80 % of the West coast railway has been expanded to double track. One of the remaining bottlenecks is the railway crossing over the Hallandsås ridge. A steep gradient and tight curves restrict capacity and cause much delay.

Tunnelling works commenced back in 1992. Because of the complicated geology and the high water pressure the project has had many difficulties. In 1997 the project was stopped,

3.2

following the use of a sealing compound called Rhoca Gil, which lead to a discharge of chemicals in a stream nearby. At that time, one third of the tunnel was complete.

After years of decontamination works, investigations and discussions, the Swedish Government and Parliament decided the tunnel project should be completed. In 2004 Banverket and the contractor Skanska-Vinci started the work to build the remaining 2x5, 5 km. A shielded tunnel boring machine, especially designed for the Hallandsås ridge, is excavating the two tunnels and simultaneously lining the tunnels with concrete segments. The project is planned to be finished in 2012 and will cost 7, 5 billion Swedish crowns.

ENVIRONMENTAL ROAD AND RAILWAY TUNNELS FOR THE NEW VUOSAARI HARBOUR

Project Manager Ronald Westernmark Finnish Road Administration
Design Engineer Timo Cronvall VR-Track Ltd
Geoengineer Jari Heikkilä Ramboll Finland Ltd

SUMMARY

Concentrating present two separate harbour operations of Helsinki to one place improves operational efficiency and reduces the total amount of traffic caused by the cargo transports. Thanks to the new harbour, emissions and noise produced by heavy truck traffic will decrease and traffic safety will improve in Helsinki's city centre as well as on Länsiväylä and Ring Road I. Also trains going to harbour through city will cease to disturb and annoy people and drivers in the city.

The Vuosaari Harbour road connection will be constructed from the harbour to the east end of Ring Road III. To minimize the adverse effects of heavy truck traffic on nature in the Porvarinlahti Natura conservation area, this section of the road will run underground inside a 1,6 km long twin tube tunnel. The tunnels are excavated below the Porvarinlahti bay with the minimum rock overburden of 10 meters. The new harbour road leading to Ring Road III will be two lanes wide and roughly three kilometres long.

On completion of the Vuosaari Harbour, more and more of the heavy freight will be carried by rail. Rail traffic currently accounts for just over ten per cent of the land transportation volume generated by the Helsinki harbours, but this is expected to increase to roughly thirty per cent. The harbour railway will be electrified single track line with a start up capacity of 5+5 trains/day (in + out). The amount of trains is expected to increase up to 10+10 trains/after few years.

The 19-km long Vuosaari Harbour track joins the main railway line in Savio near Kerava. Starting from the Vuosaari marshalling yard the line passes over the Natura area along a 200-m bridge over the bird sanctuary of the Porvarinlahti bay. After the bridge the line will go under the Mustavuori forest in 700 m long Labbacka tunnel. Noise barriers and environmental protection by closed drainage system will be constructed on the railway bridge. The Porvarinlahti bridge together with the southern portal of Labbacka tunnel will be integrated into the landscape as well as possible.

The Labbacka tunnel will cross over the road tunnel from east to west side underground and both the railway tunnel and road tunnels share a portal at the northern side of Mustavuori forest. The lines will continue side by side in open and after about 700 m the railway will cross under the ring road III back to the eastern side of the road. Constructing both the road and the railway in the same corridor is an environmentally sound and cost effective solution.

Before Porvoonväylä, the railway line will disappear into a tunnel. The 13,5-km tunnel will in some places have a overburden of 60 m with a maximum ground water pressure of 50 m. Maximum inclination of the track will be about 10 ‰. Most challenging section will be the 300 m long Myras fault area where the rock quality varies between poor and extremely poor ($Q=0,01\dots1$). This section has been designed with a concrete lining with a thickness of 1000 mm.

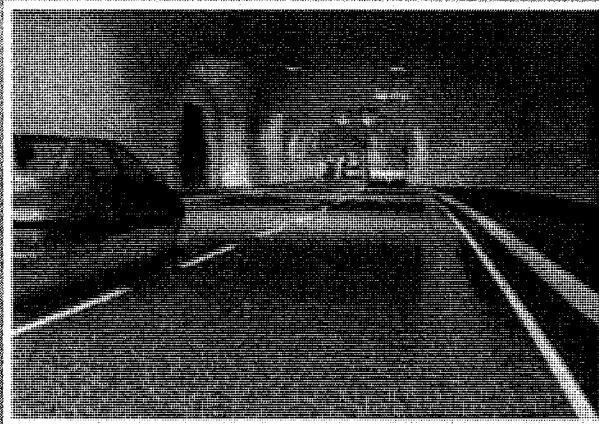
The tunnel solution will minimize the impacts of the railway line to the environment and people near the railway line between Porvoonväylä and Savio. The possible harmful effects of the tunnel to the surrounding areas will be taken into account already at the construction phase by extensive grouting and design of ground borne noise insulation.

Extensive risk analysis has been made prior of the start of the realization of the project considering both the construction and operation of both the road and railway tunnels. This has resulted as a extensive monitoring of the environment (GW-levels, subsidence areas) prior of start of the construction. Also operational concept and safety systems of the tunnels are designed based on the results of the risk analysis.

VUOSAARI HARBOUR

ENVIRONMENTAL ROAD AND RAILWAY TUNNELS

Project Manager Ronald Westermark Finnish Road Administration
Design Engineer Timo Cronvall VR-Track Ltd
Geoengineer Jari Heikkilä Ramboll Finland Ltd



VUOSAARI HARBOUR PROJECT

Vuosaari Harbour land traffic routes planned as one entirety

The preparation of the general plan for the Vuosaari Harbour road layout and the harbour railway was started in the spring of 2000 as a joint project of the Finnish National Road Administration, the Rail Administration, and the Port of Helsinki. The work is a continuation to the general plan compiled in 1997 for the road layouts and the preliminary plan for the railway.

The most important aims in planning the land traffic connections of the Vuosaari Harbour were:

- To create flowing connections from the harbour to the main road network and the railway network
- To bring about a good, high-quality plan from the perspective of the environment in which detrimental impacts in important areas (the Porvarinlahti-Mustavuori Natura Area) will remain minimal
- To adjust plans based on statements received and additional studies conducted in the preceding stage
- To examine the cost evaluation and prepare the necessary documentation for the administrative handling of the plans

Planning the land traffic connections as one entirety has created the possibilities to optimise solutions from the perspective of total costs and environmental impacts. Such issues include land use, the earth moving necessary during construction, and noise prevention.



Satamatie road changes to Ring Road III at Itäväylä. On the left, the harbour railway is located in the same land corridor.

Road layouts

The Vuosaari Harbour road layouts include connections to Ring Road III and the road network:

- Satamatie road will be built from Itäväylä as a continuation of Ring Road III to the harbour. The road goes through a tunnel under Porvarinlahti and Labbacka hill (length of tunnel 1.6 km)
- The Itäväylä – Ring Road III junction will be constructed into a multi-level interchange
- Itäväylä will be improved along a 1.4 km section where arrangements will be made for pedestrians and cyclists and noise barriers will be constructed
- Ring Road III will be widened into a dual carriageway between Itäväylä and Porvoonväylä
- The Ring Road III – Porvoonväylä multi-level interchange will be renewed in order to improve the flow of heavy vehicular harbour traffic
- A connection from Satamatie road will be built via the Laivanrakentajantie road extension to Niinisaarentie road and from the southern gate of the harbour to Vuotie road. Goods traffic will be directed via the harbour's northern gate and Satamatie road directly to the main road network.

Earth moving in the Harbour project

From the perspective of the entire project, earth moving during road and rail construction will be economically optimised with the construction of the Vuosaari Harbour, the fairway, and the harbour employment area.

The road and the railway will run along the same land corridor on the southern side of Porvoonväylä and their construction will be integrated. It is planned to transport excess rock and earth mainly to the construction and filling at the Vuosaari Harbour.

About 300 000 m³ of earth mass and about 600 000 solid m³ of rock mass will be excavated for the roads. Of these, 70 000 m³ of earth and about 210 000 solid m³ of rock will be used for road building and noise barriers. 100 000 m³ of earth and 390 000 m³ of rock will be transported to the harbour for the filling. 1 300 000 m³ of rock mass and about 90 000 m³ of earth mass will be transported from the railway project to the harbour. Part of the excess mass will be used to shape the terrain.

The transport distances from the road excavations to the harbour are reasonably short and transporting the masses to the harbour is economically sound. About 9.6 million m³ of additional rock and earth will be required for the construction and filling at the harbour. Two thirds of the mass needed will come from the construction of the roads and railway and from other building sites. Sea sand will be used for the remainder.

Road tunnels and safety

Satamatie road will be located in two 2-lane tunnels, with a separate tunnel in both directions, in the tunnel section going under Porvarinlahti. The speed limit in the tunnel will be 70 km/h.

In the event of an accident, combustible gas will be blown away from the oncoming traffic. It will be possible to use the adjacent access tunnel as an escape route through the fire doors built every 100 metres.



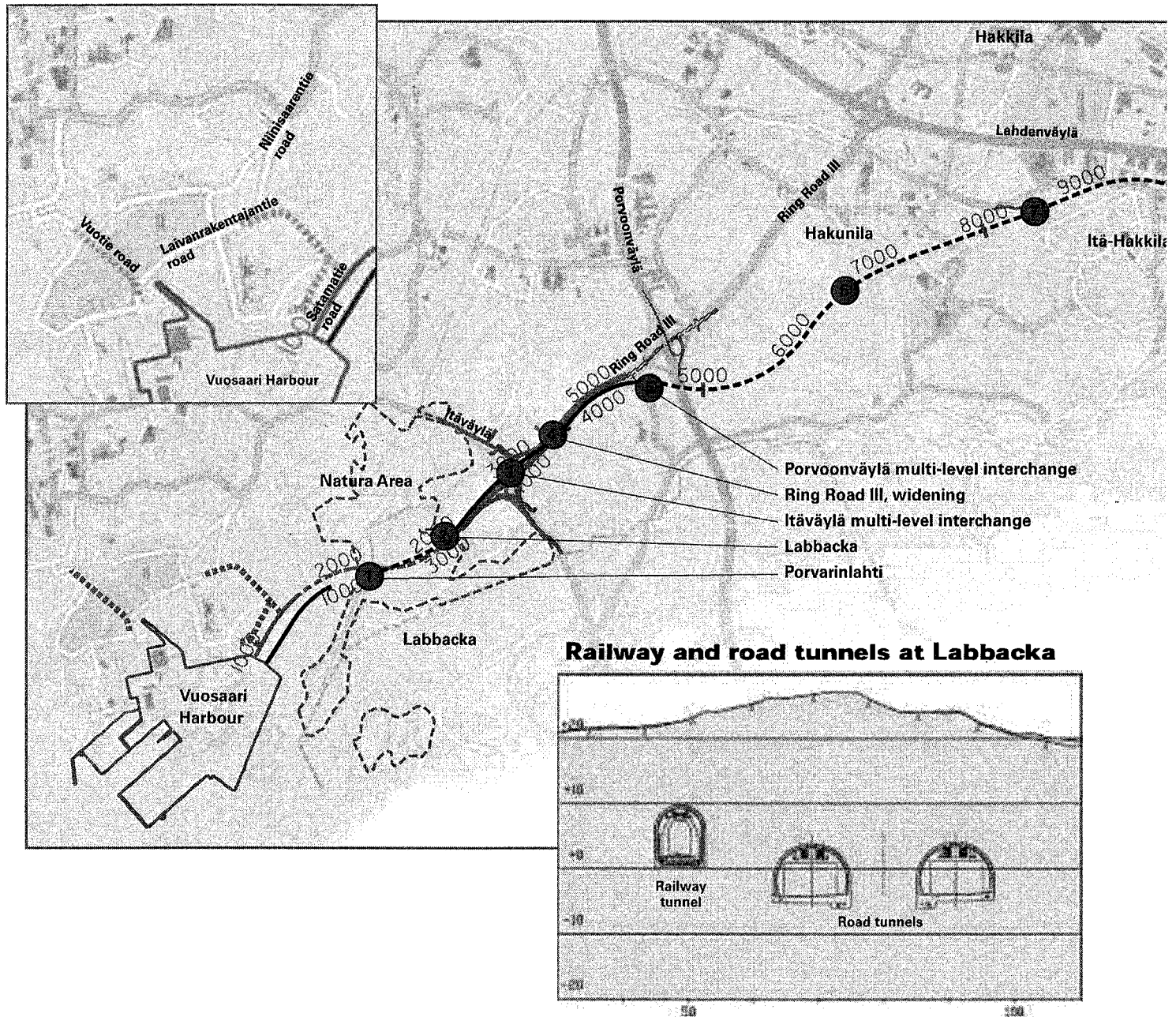
It will be possible to use the access tunnel as an escape route through the fire doors built every one hundred metres.

Traffic forecasts

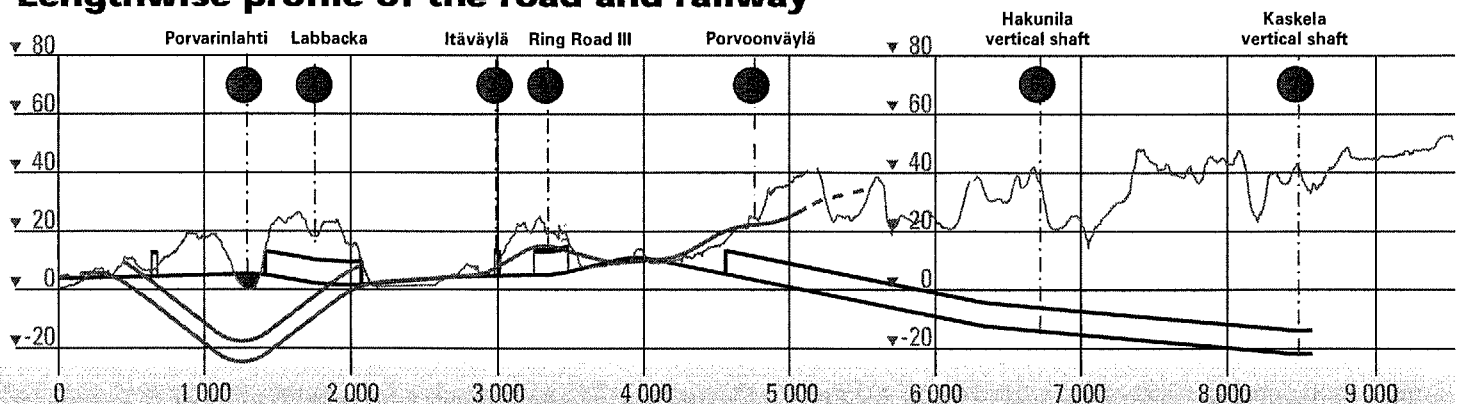
According to the traffic forecast compiled for 2020, the traffic on Satamatie road between the harbour gate and Laivanrakentajantie road is estimated to be about 10 000 cars per day. Half of this will be heavy vehicular harbour traffic, which will be directed as follows:

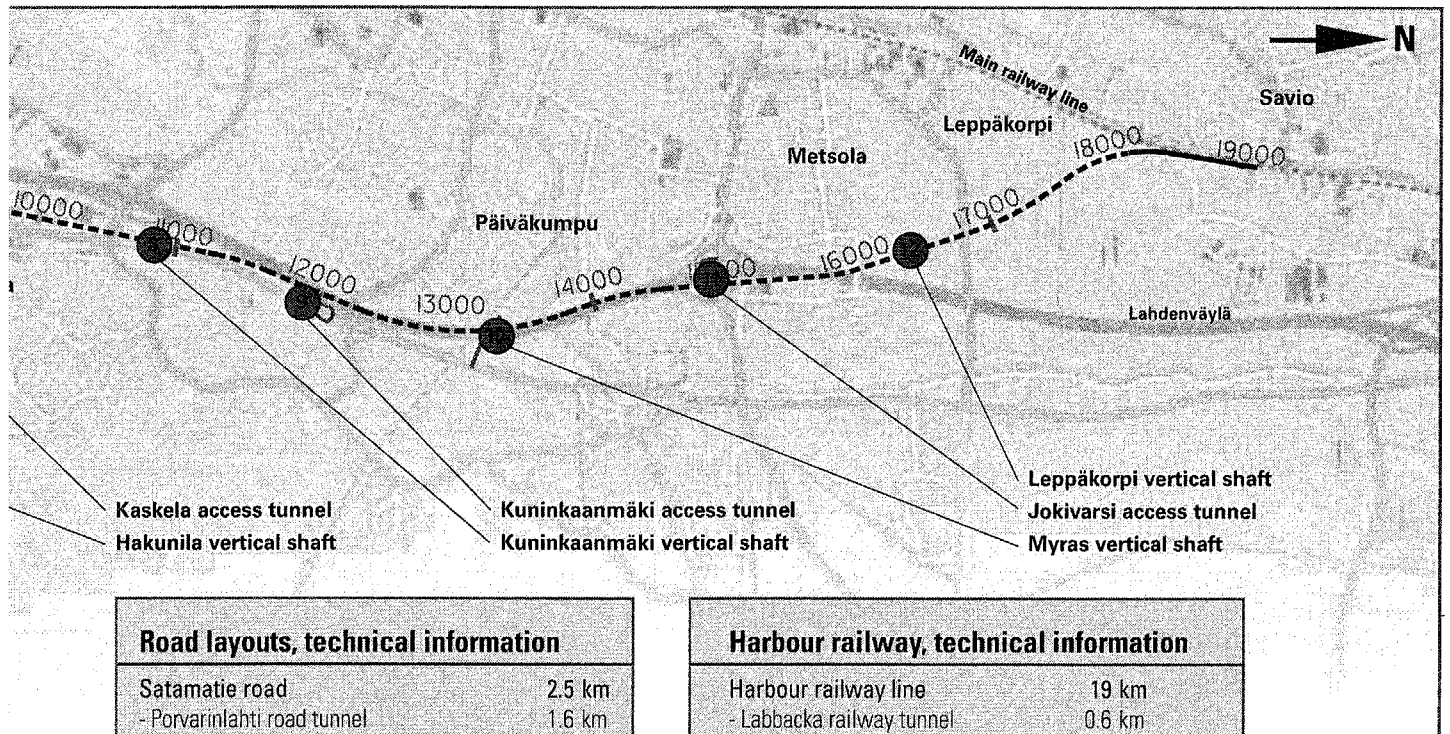
The direction of the heavy vehicular harbour traffic:		
	vehicles/day	%
• Porvoonväylä to the east	600	12
• Lahdenväylä to the north	600	12
• to Ring Road III to the west, total	1 700	34
- to Tuusulanväylä to the north	100	
- to Hämeenlinnanväylä to the north	750	
- from Hämeenlinnanväylä to the west	850	
• to Ring Road I via Porvoonväylä and Lahdenväylä to the west	500	10
• along Lahdenväylä to the city centre	850	17
• along Itäväylä to the city centre	400	8

General map of the road and railway



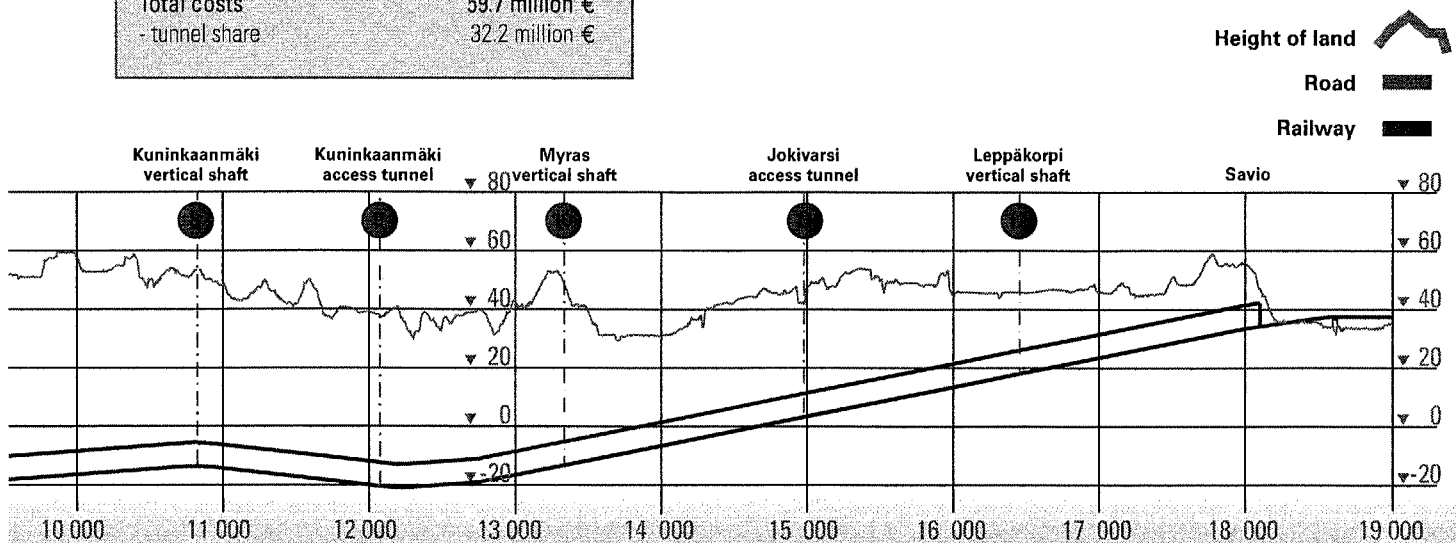
Lengthwise profile of the road and railway

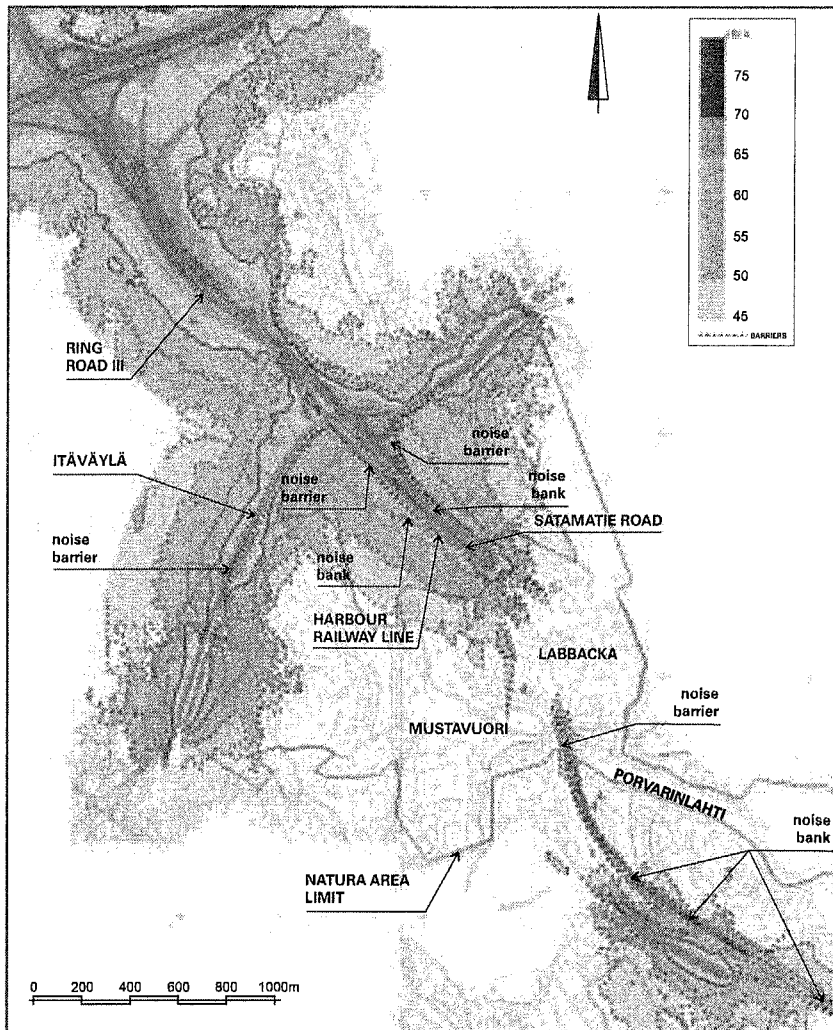




Road layouts, technical information	
Satamatie road	2.5 km
- Porvarinlahti road tunnel	1.6 km
Ring Road III, improvement	1.0 km
Itäväylä, improvement	1.4 km
Bicycle and pedestrian paths	4.1 km
Ramps, other road layouts	3.8 km
Overpasses and flyovers	5
Pedestrian subways and footbridges	6
Noise barriers	2.1 km
Earth mass to be excavated	0.3 million m ³
Rock mass to be excavated	0.6 million m ³
Total costs	59.7 million €
- tunnel share	32.2 million €

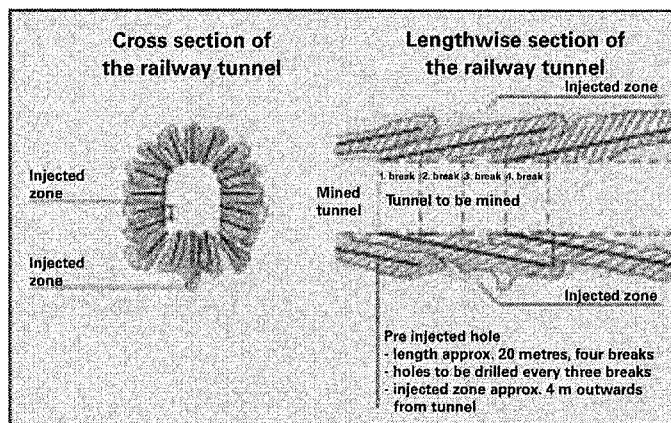
Harbour railway, technical information	
Harbour railway line	19 km
- Labbacka railway tunnel	0.6 km
- Savio railway tunnel	13.5 km
Porvarinlahti bridge	200 m
Other bridges	4
Noise barriers	1.1 km
Earth mass to be excavated	0.2 million m ³
Rock mass to be excavated	1.35 million m ³
Total costs	128.7 million €
- share of tunnels	84.1 million €





Noise impacts from traffic will be prevented using noise banks and barriers. The chart above shows the locations of the banks and barriers as well as the expected spread of noise from traffic.

Compressing the bedrock



The bedrock will be compressed where necessary by injection. The Labbacka tunnel will be reinforced and insulated the entire distance. The Savio tunnel will be reinforced for its entire length and the mouth areas will be insulated for a distance of about 1 km.

Railway tunnels and safety

Only one goods train at a time will travel along the tunnel, therefore the risks of accident will be minimal. An electric locomotive will pull the train so traffic emissions will not create the need for ventilation.

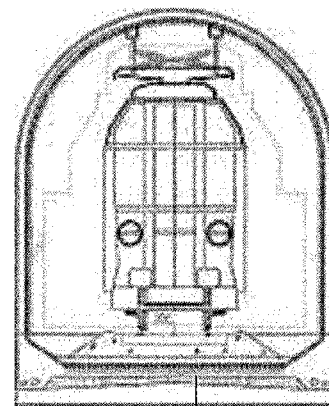
Access tunnels to the railway tunnel will be built at Kaskela, Kuninkaanmäki, and Jokivarsi for maintenance purposes. During construction, they will serve as working, escape and exit routes.

The vertical shafts to be constructed to the railway tunnel will serve as emergency exits and as smoke removal and ventilation shafts in the event of accident and for maintenance. Fans will be installed in the access tunnels to provide sufficient replacement air in order to remove smoke.

Equipment for camera monitoring and communications as well as emergency phones and fire alarms will be installed in the tunnels. The doors to the access tunnels will be equipped with access controls.

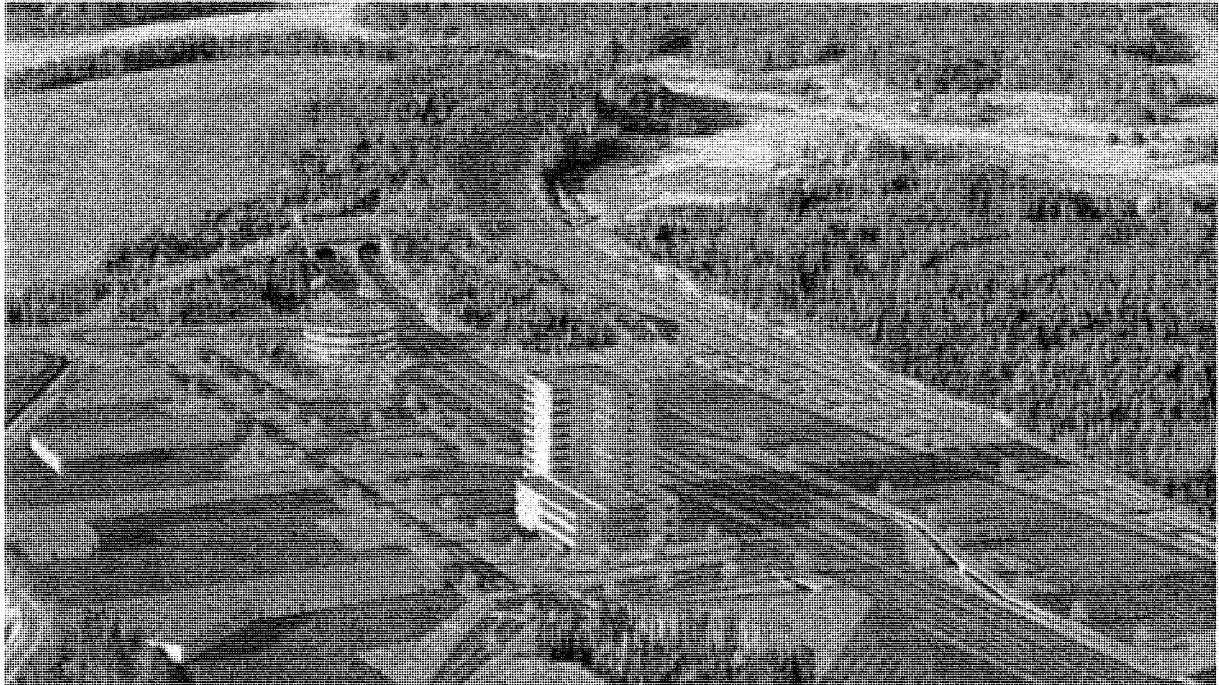
Damping vibration

Vibration caused by train traffic in the tunnel will remain minimal. Effective damping materials between the structural layers of the railway and the bedrock will be used in the vicinity of the residential areas as a precaution in order to ensure that vibration will cause no disturbing structure-borne sound.



Damping mat

Harbour Marchallin Yard



The Vuosaari Harbour 8-track railway yard will be located between the harbour and Porvarinlahti.

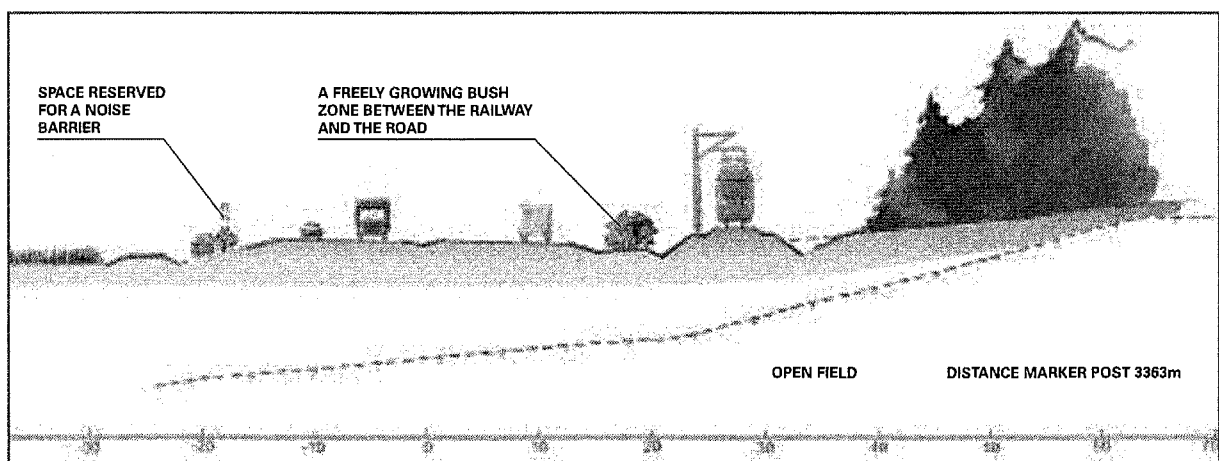
The harbour railway line will create a train connection from Vuosaari Harbour to the main Helsinki-Riihimäki line. The Vuosaari Harbour 8-track railway yard will be located between the harbour and Porvarinlahti. The railway line will cross Porvarinlahti, part of the Natura Area, by a bridge and it will go under Labbacka hill along a 600 metre long tunnel. After the Labbacka tunnel, the railway will go over land along-

side Satamatie road and Ring Road III to the Porvoonväylä junction. From there, the railway will be located in a 13.5 kilometre long tunnel. The harbour railway will connect to the main line at Savio, Kerava.

The harbour railway is an electrified, remote controlled, one-track goods line equipped with safety equipment and on which the maximum speed of trains is 80 km/h. The railway

line will be 19 km long, of which the tunnel sections total 14.1 km.

At the initial stage of harbour operations, the traffic on the harbour railway will total 10 trains per day and when it is at its full capacity, there will be 16-20 trains per day. An attempt will be made to increase the proportion of land transport by rail from its current level of 10-12 % at the present harbours to about one third.



After the Labbacka tunnel, the railway will go over land alongside Satamatie road and Ring Road III to the Porvoonväylä junction.

Surveying and planned land use

On 24 January 2002, the Ministry of the Environment approved the regional plan in which the reserved area for the Vuosaari harbour road is in accordance with the prepared plan for the road layout. On the 25 January 2002, the Ministry approved the Vuosaari Harbour and its environs for the urban area development plan for the Helsinki area. It shows the reserved areas for the harbour railway line, the rail-

way yard, and the Satamatie road and its tunnel section.

The urban area development plan shows an employment area of about 100 hectares in connection with the harbour. The road network for this industrial and warehouse area will connect to the Vuosaari Satamatie road and Laivanrakentajantie road. The development plan also shows the area reserved for the Satamatie road

and Laivanrakentajantie road multi-level interchange.

In the partial disposition plan recommendation for Southeast Vantaa for 1999, a reserved area in accordance with the general plan is shown for the Vuosaari harbour road and railway line connections. The road layouts in the Vantaa area override the urban area development plan in Längmossa-berg confirmed in 1999.

Official handling of the plan

The road layout plan and the general plan for the railway are documents that have to be officially handled and approved. They define the exact location of the routes to be built and other detailed solutions.

Statements regarding the plans will be requested from the municipalities and authorities as well as from other organizations handling the matter. The plans will be placed on public view in the municipalities in the area, whereby real estate owners and other interested parties in the areas affected can express their opinions and submit written statements. Following the collection of

statements, after further clarifications or changes to be made, the plans will be presented for approval.

The approval of the road layout plan will be decided by the Ministry of Transport and Communications. With the decision, the Finnish National Road Administration gains the right to build the roads and to the redemption of the necessary land areas.

Building the railway requires redemption procedures. The necessary areas are redeemed to the State with the right to use in the deep tunnel sections and the right to ownership elsewhere. In accordance with the law on

redemption, public meetings on the general plan for the railway will be organized in which interested parties will have the opportunity to make remarks. Following this, the Finnish Rail Administration will prepare the redemption permit application to the Ministry of Transport and Communications who will present it for the decision of the Council of State.

Building the railway can commence when the Council of State has granted the redemption and preliminary expropriation permit and the preliminary compensation determined in the redemption procedure has been paid.

Financing and cost estimate

From the perspective of the realization of the entire project, the central decisions are the agreement made between the State and the City of Helsinki concerning the division of costs in constructing the land traffic routes, upon which the City Council decision to build the harbour and the State budgetary decision are made.

Investment costs of the harbour project^{*)}

	Million €
Harbour investments	233.0
Fairway	16.8
Road	59.7
Railway line	128.7
Total	438.2

^{*)} Earth Construction Index 1176 (January 2001)

For further information, contact:

Project Manager *Ronald Westermarck*, Uusimaa Regional Road Administration, tel. +358 (0)9 3419 9113

Planning Manager *Markku Pyy*, Finnish Rail Administration, tel. +358 (0)9 5840 5124



P.O. Box 800
FIN-00099 THE CITY OF HELSINKI
Finland
www.portofhelsinki.fi



Kaivokatu 6
FIN-00100 HELSINKI
Finland
www.rhk.fi



Finnish Maritime
Administration
Porkkalankatu 5
FIN-00180 HELSINKI
Finland
www.fma.fi



FINNISH ROAD
ADMINISTRATION
Uusimaa Region
Opastinsilta 12 A
FIN-00520 HELSINKI
Finland
www.tiehallinto.fi



Daglig leder Ole Petter Meijer
Bremanger Quarry

BREMANGER QUARRY – SANDSTEIN FOR EKSPORT

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

**BERGARBEIDER PÅ ORMEN LANGE LANDANLEGG.
LAGERHALLER, TUNNELER OG SPRENGNINGSARBEIDER I
DAGEN****Rock excavation works on Ormen Lange onshore process plant.
Storage caverns, tunnels and surface excavations**

Cand.scient. Olav Hval. Multiconsult AS

1. SAMMENDRAG

Ormen Lange gassfelt ble oppdaget av Hydro i 1997, og ligger 120 km nordvest for Mørekysten. Reservoaret dekker et område som er omkring 40 kilometer langt og åtte kilometer bredt, ca 3000 meter under havoverflaten. Havdybden varierer fra 800 til 1100 meter. Det vil bli boret 24 brønner fordelt på 4 havbunnsrammer. Gassen vil bli behandlet på Nyhamna landanlegg som ligger på øya Gossa i Aukra kommune, vest for Molde. Deretter blir gassen eksportert til Easington på østkysten av England, gjennom en 1200 kilometer lang rørledning. Produksjonen per dag vil ligge på 6000 til 8500 m³ kondensat og 70 millioner Sm³ gass. Totale investeringer er estimert til 66 milliarder kroner (2003), hvorav rundt 46,5 milliarder kroner er knyttet til feltutviklingen og rundt 19,5 milliarder kroner til transportsystemet Langeled. Av investeringene i feltutviklingen utgjør byggingen av landanlegget 16,4 milliarder. Størsteparten av investeringene vil skje i 2005 og 2006. Produksjonen starter opp i oktober 2007. Bergarbeider på landanlegget ble påbegynt i april 2004. Mer enn 1,8 millioner kubikkmeter fjell er sprengt ut på anleggsområdet under tomteopparbeidelsen. To sjøvannstunneler har blitt bygget for å forsyne prosessanlegget med kjølevann og reservebrannvann. To fjellhaller for lagring av kondensat er sprengt ut. I oktober 2005 er mer enn 97 % av kontrakten for tomteopparbeidelse fullført. Hydro er tiltakshaver for utbyggingen av Ormen Lange. Multiconsult er prosjekterende for tomteopparbeidelsen og alle forberedende arbeider. Skanska er utførende entreprenør for tomteopparbeidelsen.

2. SUMMARY

The Ormen Lange field was discovered by Hydro in 1997 and is situated 120 kilometres north west of the Møre coast. The reservoir is around 40 kilometres long and eight kilometres wide, and situated approximately 3000 metres below the surface of the sea. Sea depth ranges from 800 to 1100 metres. There will be drilled 24 sub sea wells on four seabed templates. Processing of the gas will take place at Nyhamna process plant at the island Gossa in Aukra municipality, west of Molde. The gas will be exported to Easington on the east coast of England, through a 1200 kilometres long pipeline. Production per day will consist of 6000 to 8500 m³ condensate and 70 million Sm³ gas. The total investment cost for the Ormen Lange project development, is estimated at NOK approx. 66 billion (2003) – approx. 46.5 billion NOK for the field development and approx. 19.5 billion NOK for the transport system Langeled. Out of the investment for the field development, the process plant constitutes 16.4 billion. The major part of the investments will take place in 2005 and 2006. Production starts in October 2007. Rock excavation works on Nyhamna process plant commenced in April 2004. More than 1,8 million cubic metres of rock has been excavated on site. Two seawater tunnels have been constructed for cooling purposes on the process plant, and will also provide

backup firewater. Two caverns for storage of condensate have been excavated. By October 2005 more than 97% of site preparation works are completed. Hydro is the development phase operator for Ormen Lange. Multiconsult has performed engineering for the site-preparation, and Skanska is contractor for these works.

3. GEOLOGI

Bergarten på anleggsområdet Nyhamna på øya Gossa består av sterkt metamorfisert åregneis (migmatittisk gneis) av prekambrisk alder, (Valsøyfjordkomplekset). Plastisk deformasjon av bergmassen har gitt få gjennomgående sprekker. Bergarten er generelt sett lite permeabel.

Hovedsprekkesettet i bergarten utgjøres av foliasjonen som har et fall mot NV, typisk 50-60°. Flere svakhetssoner skjærer parallelt med foliasjonen NØ-SV. Det er et markert skille i bergmassens kvalitet fra NV-re halvdel (dårlige bergmasser, tett oppsprukket forvitret fjell) til SØ-re halvdel av anleggsområdet (mer massiv gneis, mindre grad av forvitring). En dyp løsmasserenne stryker SV-NØ midt i anleggsområdet og er knyttet til en eller flere svakhetssoner.

4. ARBEIDER I DAGEN

For tomteopparbeidelsen er det på mindre enn ett år sprengt ut over 1,8 millioner faste kubikkmeter fjell ved nærmere 800 salver. Første salve ble skutt 21. april i 2004. I slutten av februar 2005 var det meste av denne sprengningen utført. I tillegg er det på kontraktene for bygg- og rørinstallasjoner sprengt ut nærmere 200 mindre salver.

Til sikring av skjæringer i dagen er medgått:

Bolter: ca 5200 stk

Nett: ca 7000 m²

Fiberarmert sprøytebetong: ca 560 m³

Utsprengningen er vesentlig utført ved store, udekkede pallsalver fra noen tusen kubikkmeter opp til ca 40 000 m³. Det ble benyttet en sikkerhetssone på 600 meter i radius for disse salvene. Det har i forbindelse med salvene vært to uønskede hendelser i forbindelse med svikt i rutinene for evakuering og sikring av sikkerhetssonen ved sprengning. Det ble ingen skader på personell eller utstyr ved disse hendelsene. I ettertid har det dukket opp en del forsagere i form av udetonerte bunnladninger. Disse har blitt tatt hånd om på forskriftsmessig vis.

Fra sen vinteren 2005 endret karakteren på salvene seg til vesentlig dekkede salver i forbindelse med kontraktene for fundamenter og rørinstallasjoner. Hovedutfordringen her har vært å få til en trygg utsprengning samtidig som byggearbeider har pågått. Det har derfor vært stor fokus på å unngå sprut fra salver samt sikker evakuering. Etter en uønsket hendelse i april 2005 ble rutinene for sprengning innskjerpet. Det ble da innført nye prosedyrer som krevde sprengningssøknad og gjennomføring av sikker jobb analyse for hver enkelt salve. Minimum sikkerhetssone ble satt til 200 m.

Det er Petroleumstilsynet som er tilsynsmyndighet i forbindelse med arbeidene med Ormen Lange. Ved alvorlige, uønskede hendelser har Petroleumstilsynet blitt koblet inn. Det har derfor vært viktig for entreprenørene og Hydro å ha en god dokumentasjon på at kravene til oppfølging gitt i forskrift om håndtering av eksplosjonsfarlig stoff har blitt fulgt.

"Veiledning til forskrift av 26. juni 2003 om håndtering av eksplosjonsfarlig stoff kap. 10, bruk § 10-7: Plikt til å ivareta sikkerhet, 4. avsnitt: Virksomhet som ikke selv utfører sprengningsarbeid skal påse at utførende virksomhet ivaretar kravene i henhold til annet ledd (...)".

Fra Hydro sin side har dette betydd gjennomgang av entreprenørenes sprengningsprosedyrer og tett oppfølging av sprengningsarbeid gjennom sjekklistor og tilstedeværelse under skyting av salver.

5. ARBEIDER UNDER JORD

5.1 Sjøvannstunneler

5.1.1 Tunneler

Det er bygget to sjøvannstunneler for kjøling av prosessanlegget. Inntakstunnelen tar inn vann på 80 m vanddyp, mens utløpstunnelen bringer oppvarmet vann tilbake på 40 m vanddyp.

Tverrsnitt: Inntakstunnel 25 m², utløpstunnel 20 m²

Lengde: Inntakstunnel ca 1471 m, utløpstunnel ca 976 m (inkludert atkomsttunnel og forbindelsestunneler).

Fall: Inntakstunnel 1:8.6, utløpstunnel 1:10 (til lavbrekke, deretter svak stigning mot utslag)

Designparametre: Inntakstunnel 100 000 m³/time. Utløpstunnel 21 630 m³/time

Forbruk bolter: ca 9700 stk

Forbruk sprøytebetong: ca 5000 m³

Injeksjonssement: ca 69 tonn

Sålestøp: 190 m

(Sikringsmengdene omfatter også sikring av utsprengte bassenger i tilknytning til tunnelene).

Under driving av tunnelene oppsto det problemer med NØ-SV strykende svakhetssoner parallelt med inntakstunnelen. Etter ca 200 m driving med tung sikring (buer og forbolter) parallelt med en slik svakhetsone ble en kjerneboring fra tunnelen foretatt i slutten av februar 2005. Resultatet fra denne viste bedre bergkvalitet på nordsiden av planlagt tunneltrasé. På grunnlag av kjerneboringen ble traséen bøyet av til siden slik at avstand til sonen ble oppnådd. Deretter ble tunnelen gradvis dreiet tilbake til opprinnelig trasé. Utsvinget viste seg å gi bedre fjellforhold og økte inndriften fra 7-10 m i uken opp mot den mer normale inndrift på ca 30-40 m i uken.

Utløpstunnelen ble også drevet gjennom den nevnte svakhetssonen, men denne krysset med større vinkel, noe som reduserte problemet til en kortere strekning av tunnelen. Her ble opprinnelig trasé beholdt. Etter ferdig driving av tunnelene ble sålen støpt ut i partier med dårlig bergkvalitet. Tørt utslag på utløpstunnel ble utført 15.9, uten store overraskelser.

Det har vært beskjedne innlekkasjer i tunnelene og injeksjon har kun vært utført i forbindelse med prosedyren for sonderboring og forsiktig driving de siste 100 meterne mot utslag.

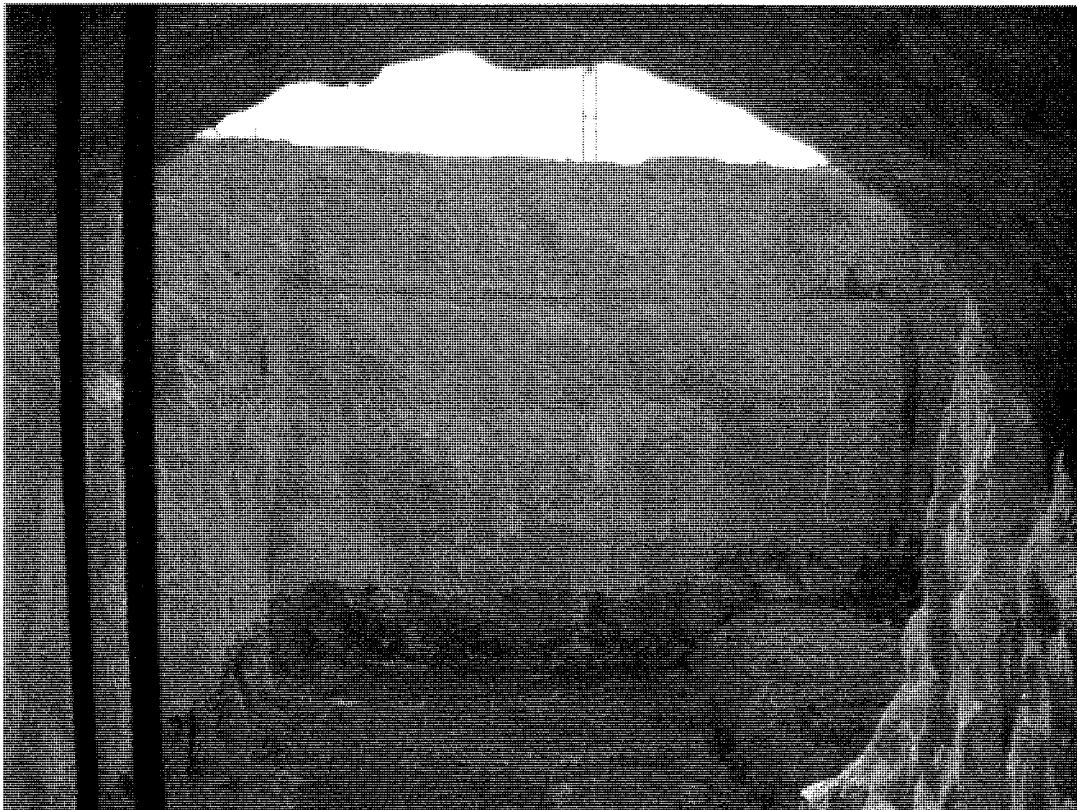
Detaljert planlegging av utslagspunkt er i henholdt til kontrakten entreprenørens ansvar. Inntakstunnelen følger en rygg ut mot utslagspunktet, og under detaljert ROV kartlegging av havbunnen ble denne ryggen vurdert som lite egnet å følge ut til planlagt utslagspunkt. Dette på grunnlag av antagelser om nærliggende svakhetssoner og liten overdekning i vegger og

heng. Utslagspunktet ble derfor besluttet flyttet noe tilbake og tunnelen brutt av mot venstre for å ta utslag ut av flanken istedenfor i enden av ryggen. Planlagt (tørt) utslag for inntakstunnel er 26.10.05 (se plantegning over kjølevannstunnelene i foredrag nr 17).

5.1.2 Basseng og sjakter i tilknytning til kjølevannstunnelene

Inntakstunnelen munner ut i et stort basseng hvor vannet varmeveksles med et lukket ferskvannssystem som fordeler kjølevann rundt til ulike deler av prosessanlegget (se figur nr 1). Bassenget har også som funksjon å forsyne anlegget med brannvann (separat ferskvannskammer). Inntakstunnelen har i tillegg en separat sjakt som leder opp i et mindre basseng for reservebrannvann.

Etter varmevekslingen slippes kjølevannet ut i et underjordisk kammer som munner ut i utløpstunnelen. Kammerets funksjon er å fjerne luft fra utløpsvannet før det slippes ut i utløpstunnelen. Utløpstunnelen har også en separat sjakt for påslipp av rensedrensvann fra anleggsområdet. Inntaksbasseng, utløpsbasseng og basseng for reservebrannvann er alle utstyrt med lukestengsler, slik at de kan tømmes for vann.



Figur 1: Inntaksbasseng for varmeveksling med sjøvann og lagring av brannvann. Bredde 18-32 m, lengde 40 m, dybde 17-21 m. Dypeste nivå kote -13

5.2 Fjellhaller

Det er bygget to fjellhaller for å lagre gassproduksjonens biprodukt - kondensat. En fjellhall er bygget for å lagre kondensat som holder kravspesifikasjoner (kondensatfjellhall) og en fjellhall for å lagre kondensat som ikke tilfredsstiller kravspesifikasjoner (off-spec. fjellhall). Det har vært gode fjellforhold ved driving av fjellhallene. Hengen i fjellhallene ligger 50 m under anleggets terrengnivå, mens bunn av fjellhallene ligger 82 m under terreng. Bunn av pumpesump ligger 97 m under terrengnivå.

Fjellhallene har felles atkomsttunnel. Etter 250 m deler tunnelen seg i to og går parallelt med fjellhallene ned til bunnen av disse. Rett nedenfor krysset vil atkomsttunnelene bli fysisk avsperrert med betongplugger, og volumet av atkomsttunnelene nedenfor pluggområdene vil inngå i fjellhallenes lagringsvolum. Når fjellhallene er fulle, vil ca 75-80 % av volumet utnyttes til kondensat. Øvrig volum vil være gassfylt (se figur 3).

Hver av fjellhallene er utstyrt med 7 sjakter til bruk for påfylling og utpumping av kondensat, utpumping av vann, samt en inspeksjonssjakt for inspeksjon av betongplugger i atkomsttunnelene.

Fysiske mål: Kondensatfjellhall 269 m, off-spec. fjellhall 95 m. Bredde 21 m, høyde 33 m.

Forbruk bolter: ca 6700 stk

Forbruk sprøytebetong: ca 7600 m³

Forbruk injeksjonssement: ca 532 tonn (systematisk injeksjon i fjellhallenes lagringsvolum).

Utsprengt volum: Fjellhall for kondensat med atkomsttunnel under pluggområde ca 224 000 m³, off-spec. fjellhall med atkomsttunnel under pluggområde ca 80 000 m³.

Kondensatet vil bli transportert på skip, og værforholdene kan gjøre det umulig å eksportere kondensatet i lengre perioder. Underveis i utsprengningen av fjellhallene viste nye beregninger av værforhold at det var behov for å øke lagringsvolumet i kondensatfjellhallen. Volumet ble derfor utvidet med 30 000 m³. Volumet av kondensatfjellhall og atkomsttunnel under betongplugg ble dermed økt fra ca 194 000 til ca 224 000 m³. Minimum gassvolum i fjellhallene er ca 20-25 %. Dette gir et lagringsvolum for kondensatfjellhall på 180 000 m³ og 60 000 m³ for off-spec. fjellhall (figur 3. Se også detaljfigur av fjellhaller i foredrag nr 17).

Fjellhallene er sikret med 10 cm tykk fiberarmert sprøytebetong i heng og vegger samt systematisk bolting med 4-6 m lange bolter (typisk c/c 2,5x3 m).

5.2.1 Vanngardiner

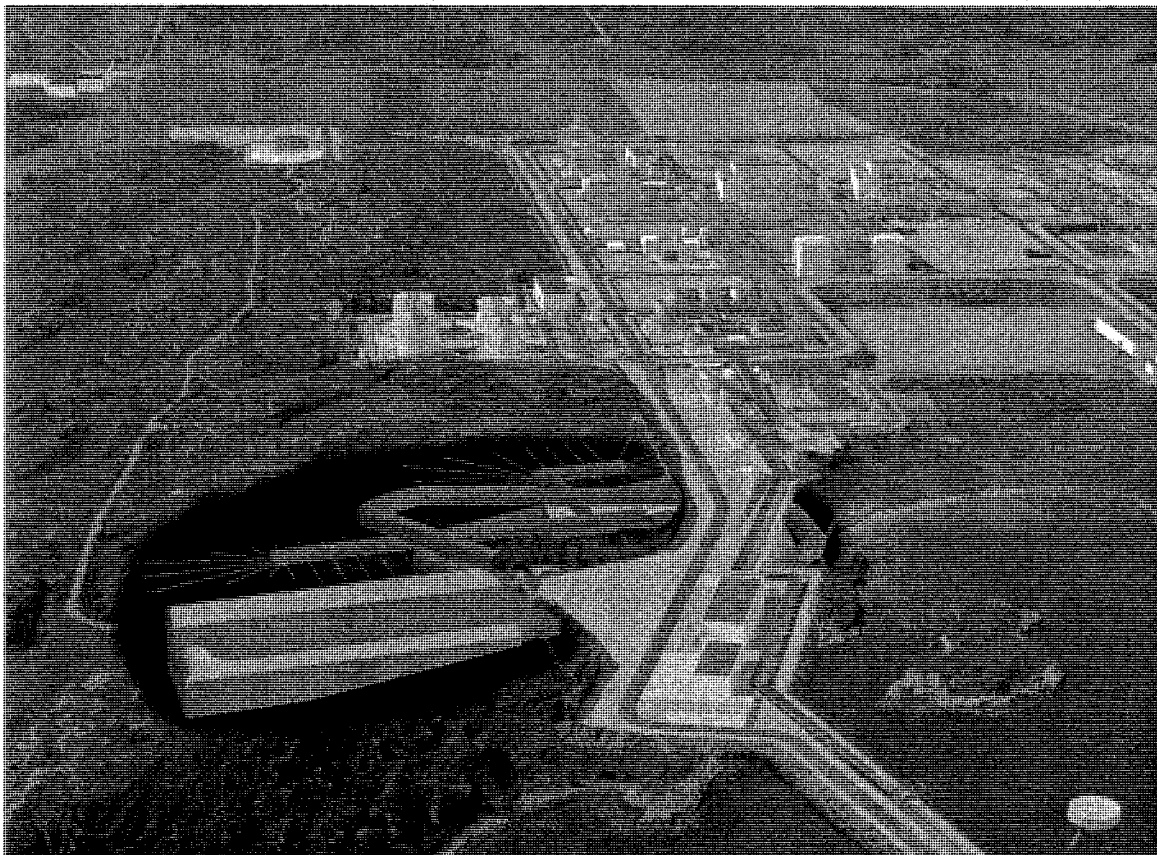
De to fjellhallene er utstyrt med vanngardiner i form av horisontale vanninfiltrasjonshull plassert over hengen. Vanngardinenes funksjon er å opprettholde grunnvannsnivå og derved hindre lekkasje av gass ut av fjellhallene. Med grunnvannsnivå over fjellhallene vil det settes opp et strømningsregime hvor grunnvann lekker inn i fjellhallen og ikke motsatt; lekkasje av gass ut gjennom sprekker i berget. Vannfylling av atkomsttunnelen over betongpluggene vil også bidra til å opprettholde grunnvannsnivået.

5.2.2 Injeksjon

Berget er generelt lite permeabelt, og lugeon-tester i forbindelse med boring av vanngardiner har i gjennomsnitt gitt verdier på <1 lugeon. Injeksjonen er vesentlig utført med bruk av industrisement, men mikrosement ble også benyttet i starten av injeksjonsarbeidene. Det er fra pluggområdet utført systematisk injeksjon i atkomsttunneler og fjellhaller, men sålen er kun injisert i et mindre parti i off-spec fjellhallen. Injeksjon er utført med stoppkriterium 100 bar trykk / 25 kg sement per bormeter. Masseinnngang har vesentlig skjedd ved høye trykk (> 60 bar).

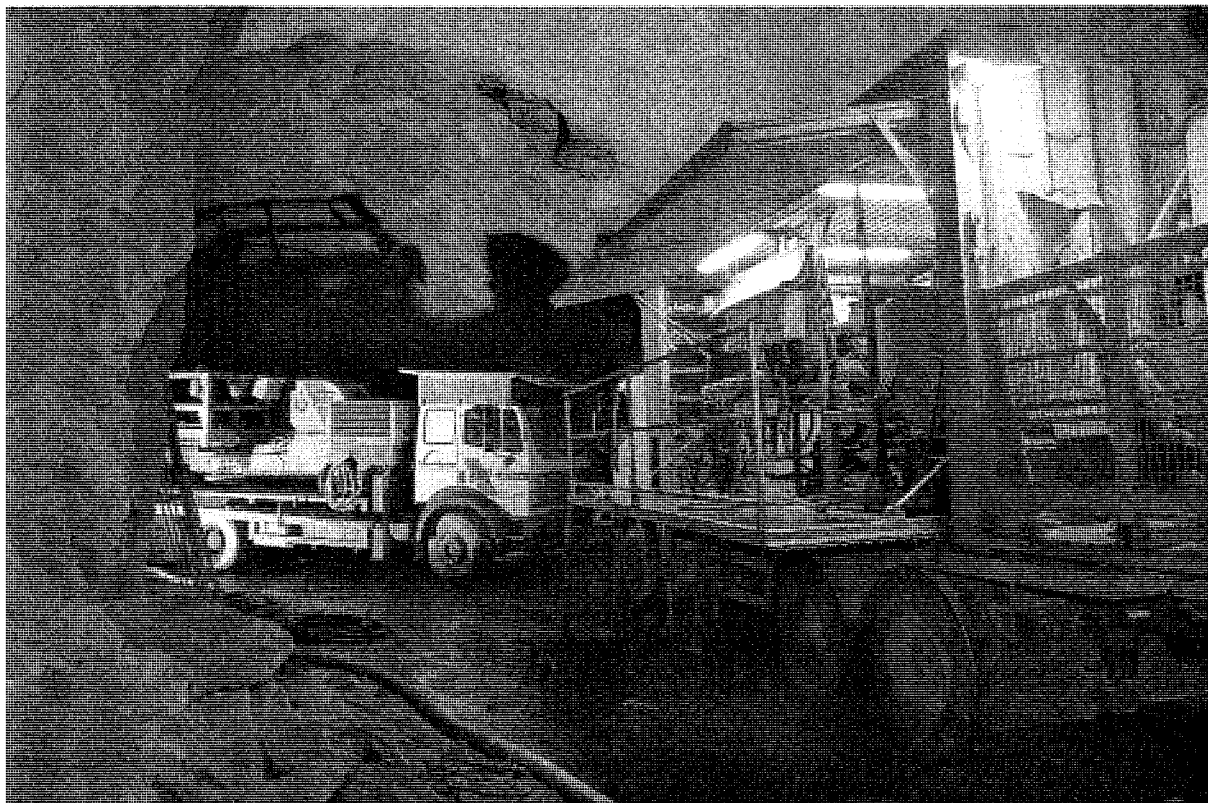


Figur 2: Utsprengning av takskive i fjellhall (fotograf: Øyvind Lehren)



Figur 3: Oversikt over fjellhallenes plassering på anleggsområdet. Kondensatfjellhallen nærmest, og off-spec. fjellhallen delvis skjult bak denne. Foran kondensatfjellhallen sees atkomsttunnel inkludert volumutvidelse. Over fjellhallene ligger vanngardinene.

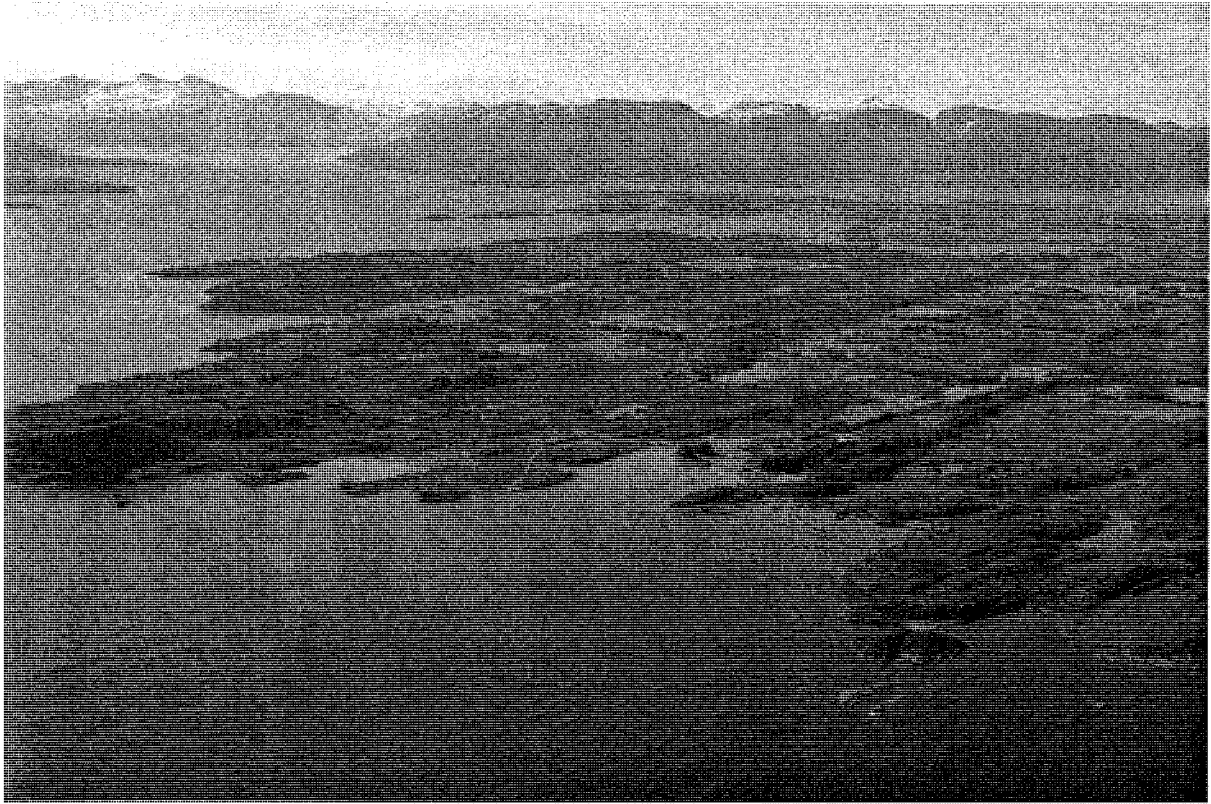
I kravspesifikasjonen for renseanlegget er angitt maksimal rensekapasitet av vann på 6 m³/time fra fjellhallene samlet. Dette ble følgelig innlekkasjekravet som måtte oppnås i fjellhallene. Målinger utført i august 2005 viste samlet innlekkasje på ca 0,5 m³/time. Når fjellhallene er ferdig bygget og vann fylt på i atkomsttunnelen (ovenfor betongpluggene) forventes den totale innlekkasjen å øke noe, men konservative beregninger tyder på at total innlekkasje vil være < 2 m³ / time.



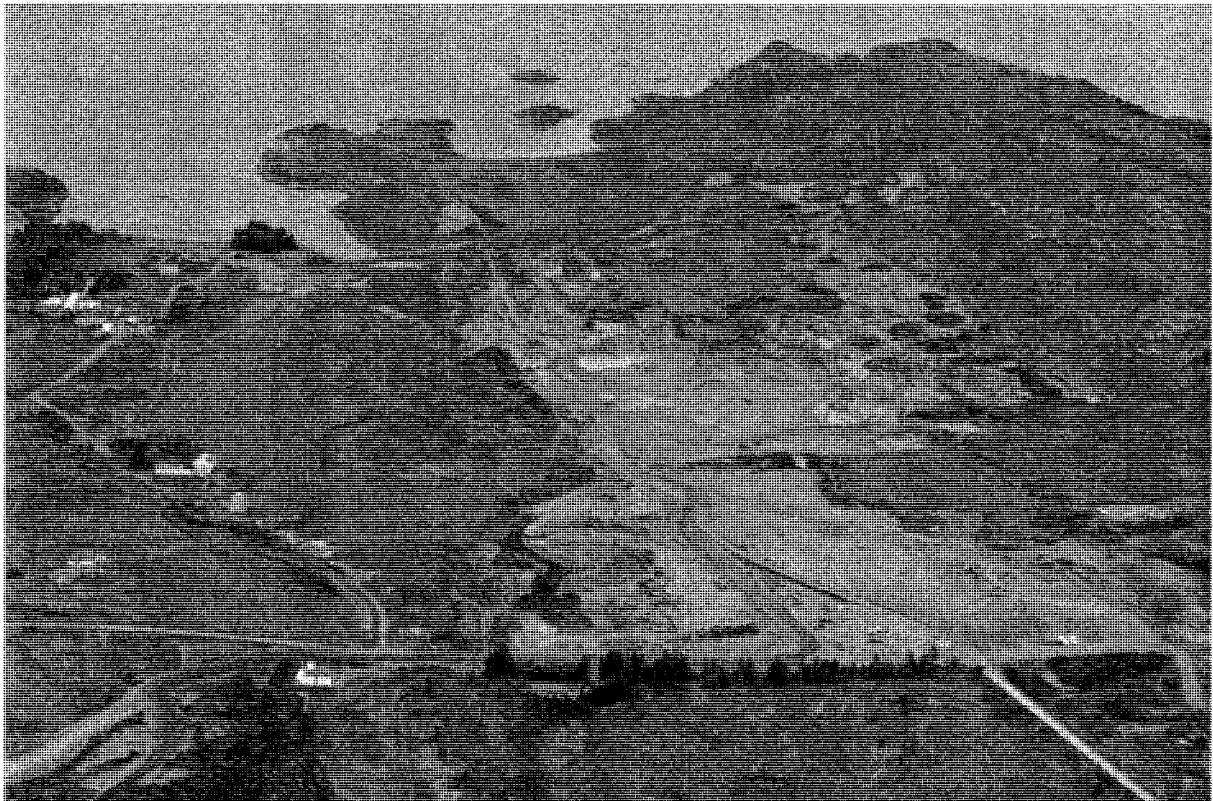
Figur 4: Injeksjon i atkomsttunnel til takskive i off-spec. fjellhallen (fotograf: Øyvind Lehren)

5.2.3 Arbeidsulykke ved injeksjon

Den 28.06.05 skjedde en dødsulykke på anlegget i forbindelse med injeksjon av vertikale hull i sålen på en av fjellhallene. Politiet har tatt beslag i utstyret for teknisk vurdering hos DNV. Deres rapport vil forhåpentligvis besvare spørsmål vedrørende årsaksmekanismen bak ulykken. Hydro har også utarbeidet en intern granskningsrapport i etterkant av ulykken.

6. OVERSIKTSBILDER OVER FRÆMDRIFTEN MED TOMTEOPPARBEIDELSEN

Figur 5: April 2004, byggestart (fotograf: Øyvind Lehren)



Figur 6: Mai 2004 (fotograf: Øyvind Lehren)



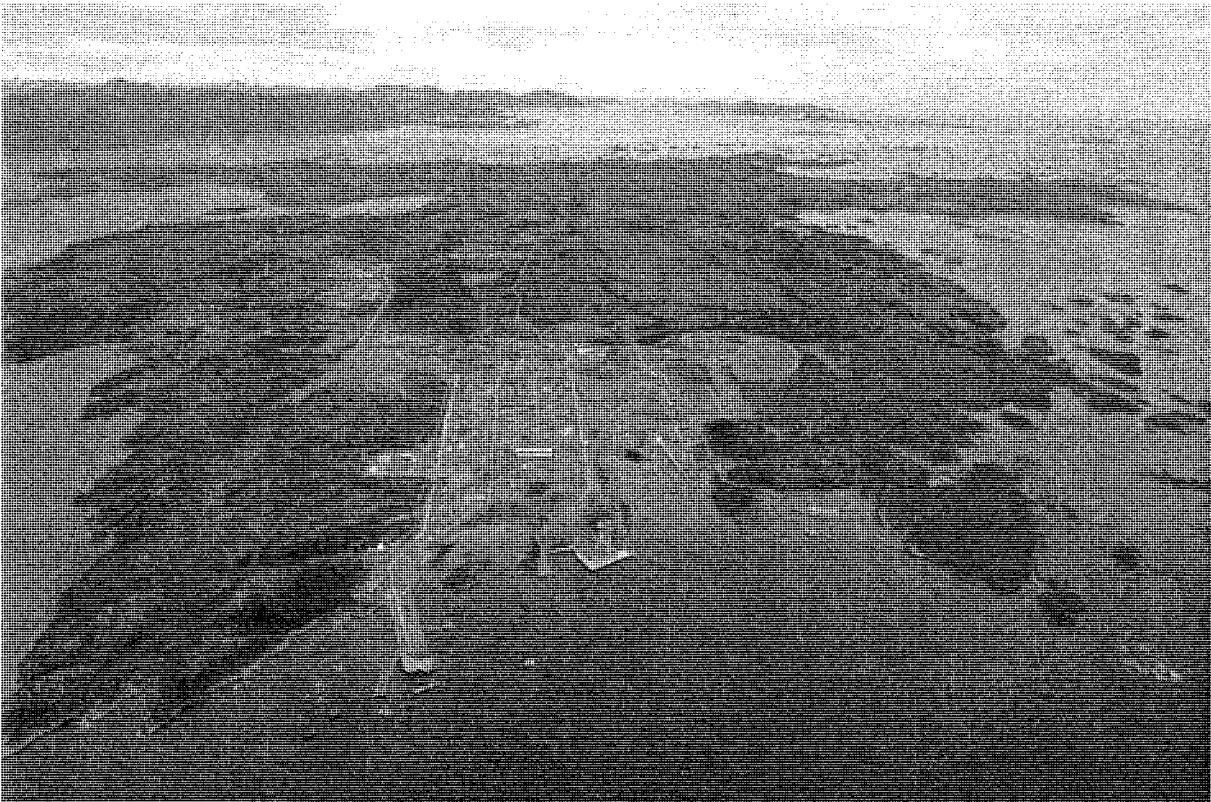
Figur 7: Ultimo oktober 2004 (fotograf: Øyvind Lehren)



Figur 8: Mars 2005 (fotograf: Øyvind Lehren)



Figur 9: September 2005. Tomteopparbeidelse ferdig. Bygging av fundamenter og rørinstallasjoner pågår (fotograf: Øyvind Lehren)



Figur 10: September 2005 (Fotograf: Øyvind Lehren)

Byggeleder Morten Børresen
Statens vegvesen Region Sør

**E-18 DRAMMEN – KREVENDE SPRENGNINGSARBEIDER VED
BREDDUTVIDELSE**

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

GRAVHALSTUNNELEN 100 ÅR*Kjartan Rødland*

- Vanligvis er det mange som vil dele æren for en vellykket formulering, eller eventuelt ansvaret – jeg husker Erik Brofoss var opptatt av at det ikke var han som fant på uttrykket om at ”Det er merkelig hva folk tåler av skatter, når de først blir vant til det”, det var den britiske finansministeren Sir Stafford Cripps under krigen, men jeg synes det er riktig at den svenske statsminister Olof Palme får æren alene for kraftsatsen om at ”politikk er å ville”.
- Nå mener ganske mange av oss at dette uttrykket betyr at politikk ikke er å *kunne*, bare å ønske, og at det som er riktig politisk, er det man kan skaffe et flertall for, ikke at løsningen er spesielt god, kanskje ikke god i det hele tatt.
- Men det kommer øyeblikk da det viktige og avgjørende er nettopp viljen, eller mangelen på vilje. Jeg har lyst til å nevne to eksempler, en på det første, en på det andre. Begge deler gjelder jernbanebygging, begge deler gjelder tunneler, men der stopper likheten. Gravhals-tunnelen, som jeg har fått lov til å snakke om i dag, er historiens beste eksempel på at når viljen er sterk og uomtvistelig, da finnes også løsningene. Vil man, så kan man. Eksemplet på den manglende og vaklende viljen finner vi nesten 100 år senere, i 1998, da Romeriksporten skulle åpne for flybanen fra Oslo sentrum til Fornebu. Stortinget hadde vedtatt banen, men hadde også vedtatt at den skulle lønne seg, noe alle visste var en ønskedrøm og ingen ting annet. Stortinget hadde også bestemt at det skulle bygges nesten halvannen mil tunnel gjennom gjørme og råttan fjell til Lillestrøm, og at det ikke skulle oppstå problemer underveis. Så var det noen som gikk tur i Østmarka og oppdaget at en liten skittpøyse av et tjern hadde forsvunnet i stillhet, uten at noen visste hvor den hadde havnet, inntil hele stasen kom rennende inn gjennom taket til tunnelen. Deretter ble alt kaos, den eneste som holdt hodet kaldt, var en villmann fra Senja og Bergen, miljøverneren Kurt Oddekalv som bad alle blåse i problemene og få trafikken i gang til Gardermoen, fordi banen var det beste miljøvern – og så kunne man løse vannproblemene mens toget gikk. Alle vet jo at om man skal tette en lekkasje, gjør man det ovenfra, det finnes ikke sjanse til å stanse vannet ved å sette rocagil-propper nede.
- Jeg skal ikke bli stående her, det er altfor deprimerende å slå fast at i dag skal alle saker være enkle og lette, hvis du våger deg på de vanskelige oppgavene, blir du i beste fall avsatt og har ikke annet enn en fallskjerm å trøste deg med. Vi vender 100 år tilbake i tiden, da du ikke ble avsatt hvis du ga deg i kast med en vanskelig oppgave, du fikk ære og statue etterpå.
- Det er greit nok å vite, det er det så mange som gjør i dag. Men det er viktigere å *forstå*, og hvis du skal forstå, må du se på sammenhengene.
- På de 50 årene som gikk fra 1850 til år 1900 ble verden grunnleggende forandret, og det aller meste av forandringene stod jernbanen for. Otto von Bismarck slo keiser Napoleon III av Frankrike fordi han hadde et mye bedre jernbanenett enn franskmennene, og dessuten gikk de prøyssiske togene i rute. Amerikanerne erobret et helt kontinent da de bygget kyst-til-kyst.banene over prærien og over Rocky

Mountains til Stillehavskysten. Britene sikret seg effektiv kontroll over det indiske subkontinent ved å bygge et nett av jernbaner fra Himalaya til Det indiske hav, og selv de udugelige russiske tsarene greidde å binde sammen sitt enorme imperium ved å bygge jernbaner som strakk seg fra St. Petersburg ved Østersjøen til Vladivostok ved Stillehavet. Det tyske keiserdømmet ble skapt ved et jernbanenett som krysset alle småstatsgrenser som hadde ødelagt selve begrepet Tyskland i århundrer. Og som vi vet, Jules Vernes romanhelt Phileas Fogg kom seg jorden rundt på 80 dager ved å studere rutetabellene over kontinentenes jernbane og dampskipsforbindelser.

- Norge hadde bygget sin første jernbane i 1854, og med det skjøvet til side både kanalplaner og veiplaner, Sverige kom to år senere, men begge unionslandene hadde brukt mindre enn et halvt århundre på å binde sammen landsdeler der folk knapt visste om hverandre, til å bli fungerende økonomiske enheter. Det lille som var av felles interesser mellom Norge og Sverige, var faktisk knyttet til jernbanene, i bygging og etter hvert også i drift.
- Nå er det vi møter Gravhalstunnelen. I 1894 gjør Stortinget det mest halsløse og umulige vedtak som nasjonalforsamlingen noen gang har stått for. Det er landets to største og mest ulike byer som skal knyttes sammen, Bergen og Kristiania. Ingen sier det høyt, men slik er det. Planer foreligger nesten ikke, økonomiske overslag har man ikke utviklet mer enn til noenlunde intelligent gjetning, og banen blir faktisk ikke en gang vedtatt. På vestsiden vedtar man bredt spor på banen fra Bergen til Voss, og så et bane videre opp til Taugevatn, 1301 meter over havet. På de første fem milene fra Voss bor det noen spredte bønder, deretter er det ingen bosetting i det hele tatt. Det ville blitt ensomme turer for lokførere og konduktører, knapt nok en eneste passasjer med billett. Men på Østlandet skulle de bygge baner, man hadde den til Krøderen, det skulle komme det man kalte Nordbanen, fra Sørlandet over Ringerike og Hadeland til Lillehammer, og så ville man gjerne ha en bane fra Hønefoss gjennom de enorme massene av jord, leire, grus og stein til Hallingdalen. Så puslet man litt på hver side av fjellet, til banene ble knyttet sammen med østtipp og vesttipp ved Ustaoset. Det skjedde i 1907, og det var bare baneingeniørene og rallarne som festet, ikke en eneste politiker var å se da togene møttes.
- Det er fire år til vår Bergensbane fyller 100 år, så den historien skal jeg ikke komme inn på, rent bortsett fra den fabelaktige formuleringen den unge kong Haakon VII fant på da banen ble åpnet: "Vår generasjons storverk". Han sa det i entall, han sa ikke "ett av vår generasjons storverk", hans budskap var ganske enkelt: Slikt kan man greie om man er villig til å skyve alt annet til side. I dag drømmer vi ikke om en sak skal fortrenge andre, at det skal prioriteres. Alt skal nå komme i tillegg til alt annet.
- Men banebyggerne fra vest møtte den største hindring som vi kjenner fra utbyggingen av det moderne Norge. De hadde møysommelig klatret med sin bane til den hadde nådd nesten 800 meter over havet. Men der stod fjellet. Fjellet heter Urhovda, men det er mer enn et fjell, det er et fjellmassiv som skiller Vossebygdene fra Indre Sogn. Ser man nærmere på det, er det delt i to av et trangt dalføre som ble kalt Gravhalsen. Navnet er beskrivende i seg selv, det er ikke en dal, det er en hals. Og gravene er dyregraver, fra reinjakten som var fjellfolkets rikdom.
- Uten å komme seg gjennom dette fjellmassivet var banebyggingen umulig. Det var to mulige alternativer: Det kunne bygges en 4200 meter lang tunnel vestfra til Ugjersdalen, et trangt skar som stuper nesten loddrett ned i Flåmsdalen. En skarp kurve i dagen ville føre banen inn i en ny, 1800 meter lang tunnel som munnet ut på fjellstølen Myrdal, altså 6000 meter tunnel til sammen. Det var i seg selv en oppgave langt utover det noen hadde forsøkt seg på i Norge, men det var også en riktig dårlig løsning. Alternativet til denne utbyggingen var enda dristigere: En direkte tunnel fra

Upsete stasjon på vestsiden til Myrdal på østsiden, 5311 meter rett gjennom fjellet, i en slak stigning. Datidens ingeniører hadde riktig nok en god del kunnskap og erfaring å bygge på, i Alpene kom den ene supertunnel etter den andre etter hvert som Italia og kontinentet nord for Alpene ble knyttet sammen, men i arktisk fjellklima med kort sommer var det ikke lett å gjøre de beregningene som var nødvendige for å få innslagene fra to sider til å møtes så presist som mulig. Valget stod altså mellom en løsning som stort sett var umulig, sett ut fra tidens norske virkelighet, og en som var enda umuligere, og det var den som ble valgt.

- Vi ser gjerne på Bergensbanen som ingeniørenes og rallarnes bane, ikke politikerne – de var der da banen ble besluttet, og de kom igjen da banen skulle åpnes. Det er langt på vei sant, men ikke helt: Vi befinner oss nå i pionerårene for arbeiderbevegelsen, og sosialistenes kampsak var å knekke privatkapitalistene og la samfunnet overta. Gravhalsen var et prosjekt der de private hadde hevd, staten innhentet anbud, og kontraktørene stod for arbeidet. Her var det firmaet Strøm og Hornemann som fikk anbudet, for 3 millioner kroner. Det er mange måter å regne om millioner med 100 års mellomrom, jeg liker å sammenligne statsbudsjetter: I år 1900 var statsbudsjettet på 50 millioner, neste års norske statsbudsjett er på langt over 600 milliarder, altså godt og vel 10 000 ganger høyere. Da kan man regne i hodet og finne ut hvor mye anbudssummen den gang egentlig var.
- Men kontraktørens oppgave var ikke bare bygge bane i fjell, det var også å finne løsninger som rett og slett ikke eksisterte. Det var for eksempel å sikre logistikken – det ble bygget 130 kilometer anleggsvei, fra Flåm til høyfjellet, og fra Voss til Upsete. Den ble bygget, og den ble så god at den i dag er Hardangerviddas mest populære turistattraksjon. Det var å skaffe energi, og vi befinner oss i en tid da kraftutbygging og elektrisitet ennå er i sin spedeste begynnelse. Her blir det bygget to kraftstasjoner, en i Flåmsdalen og en på vestsiden, i Raundalen. Kraftstasjonene gir elektrisitet til boreriggene, som for første gang brukes i stor skala i tunnelbygging – og ikke minst til ventilasjon: Temperaturen inne i fjellet er så høy at det må ventileres for å skape et noenlunde funksjonsdyktig arbeidsmiljø for arbeidsskarene som fortsatt går 12 timers skift. Og fremfor alt må det bygges hele byer for anleggsdriften, en i øst og en i vest. Det er komplette byer, med boliger, kjøpmenn, smeder, leger og prester. De må bygges slik at de kan vare i minst ti år, året rundt, for tunneldriften går både sommer og vinter, i motsetning til banearbeidet utendørs, som er begrenset til den snøfrie delen av året.
- Det avgjørende er likevel å skaffe dyktige nok tunnelbyggere. Selvfølgelig hadde man banebyggerveteranene, norsk slusk og svensk rallar, men ingen av dem har erfaring med store tunneler i iskaldt høyfjell. Det første eksperimentet mislykkes. Man henter inn italienske veteraner fra de store tunnelene i Alpene, St. Gotthard og Vor-Arlberg. I teorien er det ideelt, men i praksis er det ikke, for alpeveteranene er vant med løst og mykt fjell, i Gravhalsen er det helt annerledes: Først kommer 600 meter med kvartskloridskifer, så er det 460 meter med feltspatrik klorittskifer, så kommer 250 meter med yngre gneis, og deretter hele 3950 meter med knallhard granitt. Italienerne borer for korte hull og bruker for lite sprengstoff, det sier puff og ingen ting har skjedd. I 1897 gir italienerne opp og norske og svenske tunnelbyggere tar over, og i Polyteknisk Forening i Oslo holder kontraktøren foredrag og forteller om det mislykte eksperimentet.
- Men historien har en fortsettelse. Høsten år 1900 blir det holdt folketelling, og i tre-fire brakker på Myrdal myldrer det av italienere. Hadde de snødd inne, eller var de avglemt? I en bygdebok for Flåm kommer forklaringen: Arbeidslønningene for de norske og svenske utviklet seg så sterkt at kontraktøren begynte å hente inn

utenlandske leiearbeidere som gikk for mye mindre betaling. Nå hadde man løst de tekniske problemene, så det var mulig.

- Jernbanesamfunnet på høyfjellet ble et virkelig samfunn. Ingeniørene holdt seg stort sett langs banen i det meste av byggeperioden og gjorde sin karriere her, rallarveteranene hadde kunnskapen, erfaringen og styrken – men de hadde en oppgave i tillegg: De lærte opp ungdommen. Hit til høyfjellet kom nykonfirmerte gutter og ikke så få jenter, her kom hele familier, og de arbeidet og fikk opplæring, ikke bare i jernbanebygging, men også i alle de håndverk som hørte anlegget til, som smeder, mekanikere og elektrikere.
- Å skaffe arbeidsfolk var en oppgave som aldri tok ende. På Ofotbanen regnet man med at det måtte ti ansettelser til for å fylle en stilling, folk ble bare en kort tid på anlegget. På Bergensbanen holdt de ut lengre, men det ble likevel svært mange tusen som hadde en tid innom anlegget.
- Vi har noen tall som viser hva Gravhalsen egentlig var for en oppgave: Arbeidet med tunnelen begynte i 1896, gjennomslaget kom i 1902, første damplokomotiv ble kjørt gjennom tunnelen i 1905. Da var det brukt 250 000 kilo dynamitt – velsignet være Alfred Nobel og dynamitten hans, gudene må vite hvor lang tid det hadde tatt med tidligere tiders sprengningskrutt – det var brukt 500 kilometer lunter, og det var boret hull på 250 kilometer, det hadde vært bortimot umulig om man ikke hadde hatt de nye boreriggene til rådighet. Det var brukt 370 000 dagsverk, etter den tids arbeidstider, bortimot 4 millioner arbeidstimer. Prisen for tunnelen ble 3.3 millioner kroner, altså 300 000 kroner mer enn anbudet gikk ut på, og det utløste et virkelig ramaskrik, der kontraktørmotstanderne fikk vann på møllen: Her så man hvordan kaksene skodde seg på arbeidsfolkets svette og vanlige menneskers skattekroner! Det var et bråk som kunne sammenlignes med det vi opplevde tidligere i år, da Forsvaret fikk en overskridelse på 3 prosent på sitt 30 milliarders regnskap for år 2004.
- Jeg har konsentrert meg om Gravhalsstunnelen – men dette anlegget får først mening om man ser det i en litt videre perspektiv, hele strekningen fra Voss opp Raundalen, gjennom tunnelen og videre opp fra Myrdal til Finse. Det er ikke så mange milene det dreier seg om, turen fra Myrdal til Finse tar mindre enn en halvtime i dag. Men det ble arbeidet på strekningen i over 10 år, prisen ble langt høyere enn noen hadde kalkulert, og det viste seg at banen ikke kunne brukes. For i 1907 kom den politiske vilje til syne igjen: Arbeidsministeren bestemte at trafikken skulle settes i gang. Togene begynte å rulle, og de kjørte seg fast i snøen og ble stående der vinteren over til 1908, og enda en vinter til 1909. Det måtte bygges langt flere overbygg og langt flere snøskjærmer, overbyggene av Bergensbanetypen ble rene katedraler i tre og kreosot. Framfor alt måtte det anskaffes helt nytt brøytemateriell. Det ble gjort på enkleste måte: Et par norske ingeniører dro til Amerika og så de roterende snøplogene som amerikanerne hadde funnet opp til banene gjennom Rocky Mountains. De kjøpte ikke en eneste av de fantastiske maskiner, de tegnet hva de så og drog hjem igjen og bygget seg samme sorten. Der ser man, industriell spionasje fører mye godt med seg – en av disse maskinene var faktisk i bruk helt fram til 1976. Det er historien om Bergensbanen, det var ikke et anlegg i teknologiens grenseland, det var et anlegg på den annen side av tidens teknologi, løsningene måtte oppfinnes etter hvert som problemene oppstod.
- Jeg har foretatt en grov hoderegning: I løpet av de nesten 100 årene banen har vært i bruk, har den vært sperret av naturkreftene to eller tre måneder alt i alt, den lengste tiden i den iskalde krigsvinteren 1942-43. Egentlig er det en utmerket prestasjon, og i det aller meste av tiden har regulariteten ligget godt over 90 prosent. Men man lærte noe viktig: Når du befinner deg på Europas hardeste fjellstrekning for bane, da har du respekt for naturen. Det er ikke de små menneskene som bestemmer når toget skal nå

fram, det er Vårherre, og han må du godsnakke med. Først i 1993 fikk man Finsetunnelen, som avløste den aller verste strekningen, den fra Hallingskeid over Taugevatn til Finse.

- Av og til kan det være fruktbart å bruke den metoden som dagens historikere er så glad i: Hva ville skjedd dersom historien hadde tatt en helt annen retning, i vårt tilfelle dersom banebyggerne hadde vært fornuftige nok til å hyre konsulenter som kunne fortelle dem at tunnel gjennom Urhovda og Gravhalsen var gal manns verk som man ikke burde prøve seg på?
- Svarene er mange, og de er klare: Norge ville ikke bare vært et annet land enn vi kjenner, det ville vært to forskjellige land, ett vest for Langfjellene, ett øst for Langfjellene. For det skulle ta to mannsaldre før det i praksis ble mulig å bygge høyfjellsveier som kunne utføre den transportoppgaven som Bergensbanen har hatt. Dessuten ville vi aldri fått en så rask utbygging av kraftproduksjonen som vi virkelig fikk, og tunnelboringsteknikken ville aldri utviklet seg så sterkt som den gjorde i de få årene da Gravhalstunnelen ble bygget. Og fremfor alt ville vi aldri ha fått det nasjonale pågangsmot som forandret Norge fra et fattig land med jord og skog og fiske til en moderne industrinasjon på få år – og gjorde nordmenn ikke bare modige, men overmodige, ikke bare gode, men selv gode.
- I dag er Gravhalstunnelen et episode på en jernbanereise, Liertunnelen, Finsetunnelen og Romeriksporten har stilt den i skyggen på våre jernbaner, Lærdalstunnelen på veiene. Likevel er det Gravhalsen som er tunnelbyggingens dronning, det er pionerverket som alle andre kunne følge etter. Og den er hva hele Bergensbanen har vært: Arbeidet som ble gjort så solid at det med ordene fra en byggmester i Hardanger sa da ingeniørene inspiserte broen han hadde bygget: Ho staor te dommedag – om ittemiddagjen! Rallarveien, Klevenbroen, Gravhalstunnelen, ja underganger og kulverter står hundre år senere like solid som rallarne forlot dem. Og like vakre!

Representant fra
Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk

NYTT FRA NFF

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

NOVAPOINT TUNNEL – BRANSJEVERKTØY FOR Å JOBBE MED TUNNEL GEOMETRI I 3D

Siv. Ing. Heidi Berg ViaNova Systems AS

SAMMENDRAG

De fleste nye tunneler i Norge i dag har høy kompleksitet enten med hensyn på teknologi for driveprosessen, geometri eller nærmiljø (byer).

Denne tendensen ser man i alle storbyer, da tunneler for T-bane, tog og biler ofte er eneste løsningen for å takle det økende trafikkproblemet.

Tunneler i bystrøk stiller store krav til sikkerhet, nøyaktig geometri, tverrfaglig oversikt, god dokumentasjon og god kompetanse om geologi, grunnvann og setningsproblematikk.

For å løse slike avanserte oppgaver med tilfredsstillende høy kvalitet og på en effektiv måte, ser man behov for mer avansert software som kan ivareta slike relasjoner.

Vegdirektoratet, Vianova, Aas-Jakobsen, Bever Control og Skanska er med i prosjektgruppa, som styrer utviklingen av Novapoint Tunnel. Programmet skal nå i første versjon bli et prosjekteringsverktøy hvor man kan beskrive hele geometrien for tunnelen, og henge den på den prosjekterte veien – slik at geometriendringer blir en funksjon av endringer i veggen. Geometrien skal kunne eksporteres videre til tunnel bor-rigg og som generelle stikningsdata.

Novapoint Tunnel vil kunne hjelpe til med design av kompleks geometri. Ulike tunnel objekter i Novapoint Tunnel skal vite om hverandre. Den skal ha importmulighet fra andre fagmoduler i Novapoint, slik at f. eks data om installasjoner og elektro kan stedfestes i tunnelen og gi en god tverrfaglig kontroll.

Siden tunnelen formes komplett i 3D kan man hente ut tverrsnittstegninger hvor man ønsker, for å se hvordan profilet blir f.eks i overgangen til en nisje.

Mengdeberegning ihht. kontrakt, er en selvfølgelig del av prosjektet.

SUMMARY

Most new tunnels build in Norway today, have a high degree of complexity. Complex geometry or sensitive, nearby environment will lead to different challenges during construction. This tendency you see in most big cities around the world. Tunnels for subway train, cars or ordinary trains are often the only solution to solve problems with increased traffic. Tunnels through city centre underground will require a high geometric accuracy, to assure it doesn't get in conflict with existing constructions. It will also face challenges with ground water, settlements, interdisciplinary over view and documentation of as-built.

To solve these advanced tasks, with satisfactory quality and in an efficient way, there is a need for advanced software to handle all this relations.

Norwegian Road Department, Vianova, Aas-Jakobsen, Bever Control and Skanska are all part of the project group that influence on the development of Novapoint Tunnel. This new tool will in this first version be a designer's tool, where you could describe the complete geometry of the tunnel – and relate this to the designed road. If you make changes in the road, this will lead to automatic changes in the tunnel construction. The geometry of the tunnel must be able to export to machine operating systems on drilling jumbos.

Since the tunnels model is made as a complete 3D model, it will be possible to export e.g. cross-section drawings wherever you like. Volume calculation according to contract text is also a part of the functionality.

Hvorfor Novapoint Tunnel?

Det er i dag ingen gode verktøy for å beregne tunnel profilet, spesielt ikke i komplekse kryss områder og ved utvidelser, nisjer etc. Det foregår mye manuell beregning av geometri i dag, som igjen tastes inn i systemer som f.eks Bever Team, for å danne grunnlag for en digital maskinstyringsborplan for neste salve. Disse manuelle beregningene er tidkrevende og kan også danne grunnlag for feil. Det vil også være tilfeller hvor entreprenøren bygger med "sikkerhetsmarginer", fordi han er usikker på om beregningene han har utført for profilet stemmer akkurat.

Med den nye teknologien som tas i bruk i prosjekteringsverktøyet Novapoint's neste hovedversjon, vil man ha mulighet til å prosjektere flere veger mot hverandre, fordi de vet om hverandre. Da er også grunnlaget lagt for prosjektering av avanserte tunneler med ramper i alle retninger og ikke minst kryssende ramper.

Vi ønsker at Novapoint Tunnel skal være til støtte for konsulentene og entreprenørene, slik at de i fremtiden skal kunne klare å skvise inn design og bygging av tunneler i en "trang undergrunn", uten høy risiko for å skade tilstøtende konstruksjoner. Når man har oversikt over tilstøtende tunneler og objekter, er det lettere å optimalisere tunnel løpet.

Men prosjektet ønsker at Novapoint Tunnel skal løse mer enn geometri. Det skal også være en modell som kan holde på mer informasjon knyttet til tunnelen. Programmer som Bever team kan i dag logge plassering og lengde på boltehull, de kan scanne fjell overflaten før og etter sprøytebetong. De logger også sonderboring med parameter for borsynk. Ved å samle all denne informasjonen i et verktøy, har man mulighet til å se "nøytrale" sammenhenger – som igjen kan suppleres med personlige vurderinger.

Man kan jo også se for seg å koble Novapoint opp mot registreringsverktøy for geologi etc.

Det å få et verktøy som mengdeberegner i hht kontrakt, vil forenkle målebrevsprosessen for tunnel.

Bransje tiltak

Vianova og Aas-Jakobsen har over flere år vært i dialog med Vegdirektoratet om Novapoint Tunnel. Alle har ment at det ville bli et veldig nyttig verktøy, men det har vært vanskelig å få finansiert dette, da det er et nisse produkt med beskjedent salgs potensial.

Takket være en gruppe av firma og Innovasjon Norge, klarte vi å sette sammen en finansieringspakke for å få det utviklet.

Innovasjon Norge, Vegdirektoratet, Bever Control, Skanska, Aas-Jakobsen og Vianova, er de som deltar inn i prosjektet.

Gruppen har bred kompetanse, innen alle faser av et tunnelprosjekt; fra prosjektering til bygging, drift og vedlikehold. Dette har vi opplevd som en stor styrke for prosjektet.

Bransjen må henge med

Det som virkelig fikk sparket i gang utviklingen av verktøyet, er ønsket om å henge med i den teknologiske utviklingen. Vi hadde robot styrte bor-rigger på en hver tunnel og digitale vegmodeller, men sprengningsprofilen fantes fortsatt kun på tegninger. Her var det tydelig at teknologien for byggefasen hadde forbigått teknologien for prosjekterende.

Novapoint Tunnel skal nå i første fase bli et prosjekteringsverktøy hvor man kan beskrive hele geometrien for tunnelen, og henge den på den prosjekterte veien – slik at geometriendringer blir en funksjon av endringer i vegen (flytting av nisjer og breddeutvidelser). Man skal altså kunne hente ut eksakt geometri av tunnel modellen, uansett hvor man er i tunnelen.

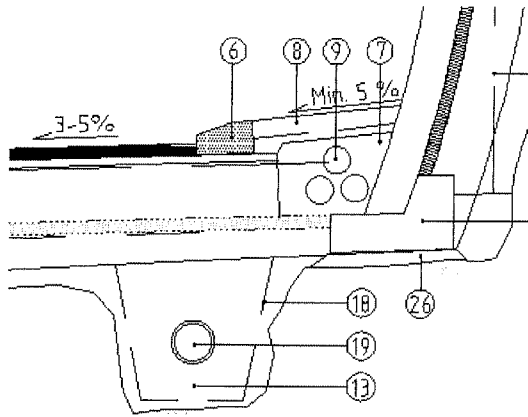
Dette vil føre til at man kan utnytte teknologi for maskinstyring mye bedre. Modellen av tunnelen vil kunne overføres til bor-rigg, den vil kunne visualiseres i 3D og man vil kunne hente ut stikningsdata for f.eks veggelementer. Tidligere måtte alt dette lages og beregnes av entreprenøren, på bakgrunn av tegninger.

Geometrisk utfordringer

Fastlegging av topologien er helt sentralt i arbeidet med å etablere en tunnelmodell.

Nedenfor er topologien eksemplifisert ved en del sentrale sammenhenger:

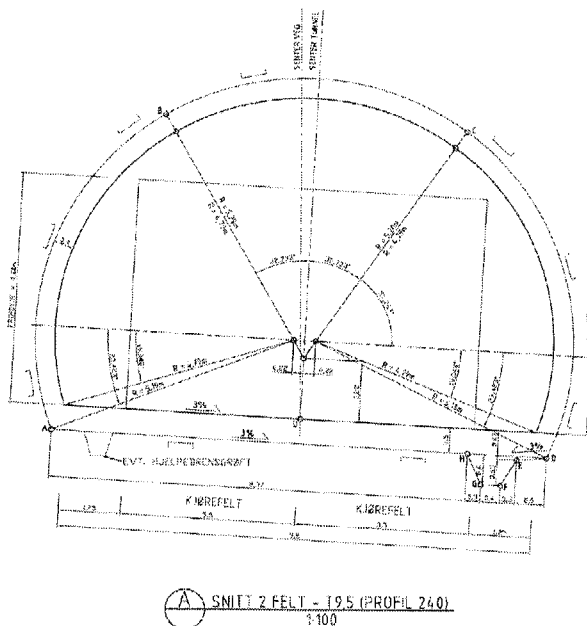
- Vegkroppen (vegoverflaten, overbygning og traubunn) defineres i Vegmodellen. Vegkroppen bestemmer lokaliseringen av tunnelen.
- Normalprofilen og sidearealene (bankettene) er knyttet til vegens tverrprofil.
- Teoretisk sprengningsprofil og tunnelsåle er knyttet til normalprofilen og traubunn.
- Virkelig sprengningsprofil (fra profilskanninger) er knyttet mot veglinja.
- Fundament for veggelement er knyttet til vegens tverrprofil og normalprofilen.



Figur 1: Typisk snitt av grøft som viser hvor komplekse relasjoner det kan være i dette området når alt skal "henge sammen".

Det er mange hensyn å ta når geometri skal beregnes og interpoleres for en tunnel.

Av- og på ramper gir ulik helning på vegbanen som igjen kan gi ulik helning på tunnel sålen. Av- og på ramper gir kompleksitet i tak konstruksjonen. Siktutvidelser som påvirker profilet? Hva skal endres når vegbanen endres? Hva skal flyttes når en nisje flyttes. Hvilke punkter i geometrien er det egentlig entreprenøren som skal bygge dette trenger? Har han mer nytte av et vektorbaserte profil? Alle disse spørsmålene og flere til er blitt diskutert i referansegruppen.



	X [m]	Y [m]
O	0,00	0,00
A	-4,98	-0,80
B	-3,03	5,93
C	3,53	5,93
D	4,98	-0,80
E	4,36	-0,57
F	4,08	-1,10
G	3,66	-1,10
H	3,38	-0,50

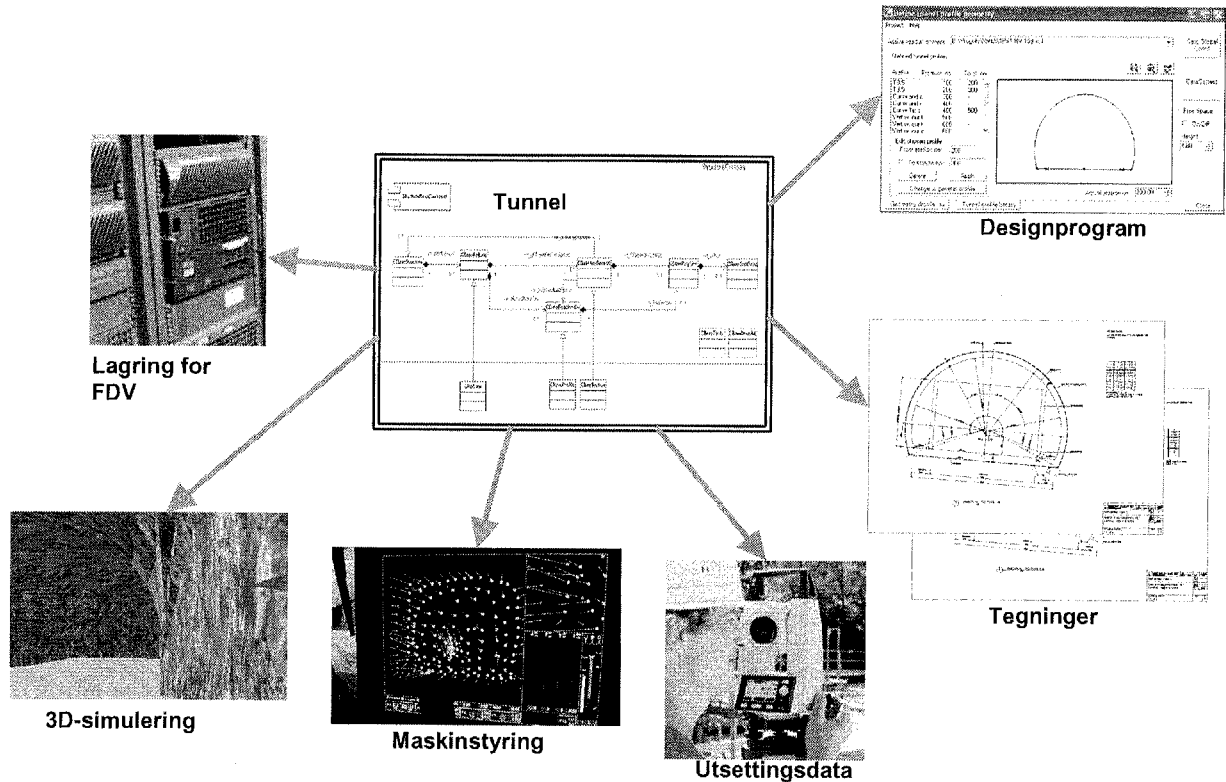
KOORDINATER FOR
SPRENNINGSPROFIL
(LOKALE KOORDINATER)

Rev.	Revisjonen gjelder	Rev.nr.	Rev. av	Sign.	Dato
	NOVAPONT TUNNEL				
	NORSK STANDARDPROFIL T9,5				
	DEFINERT MED VEKTORER				

Figur 2: Ny type tunnel tegning som er vektorbasert og gir koordinater for sentrale punkter i geometrien.

Datmodellen

Det er helt sentralt i et slikt prosjekt å få opp en datamodell struktur, som gjør at man kan koble sammen informasjon og definere relasjon mellom objekter. Prosjektet har kommet langt i modell definisjonen og har begynt å kunne bygge applikasjoner på toppen av dette.



Figur 3: Prinsippet med datamodellen som sentralt lagringsmedie, som kan kommuniserer med maskinstyring, 3D simulering, Tegningsgenerator m.m.

Hvem vil ha nytte av Novapoint Tunnel

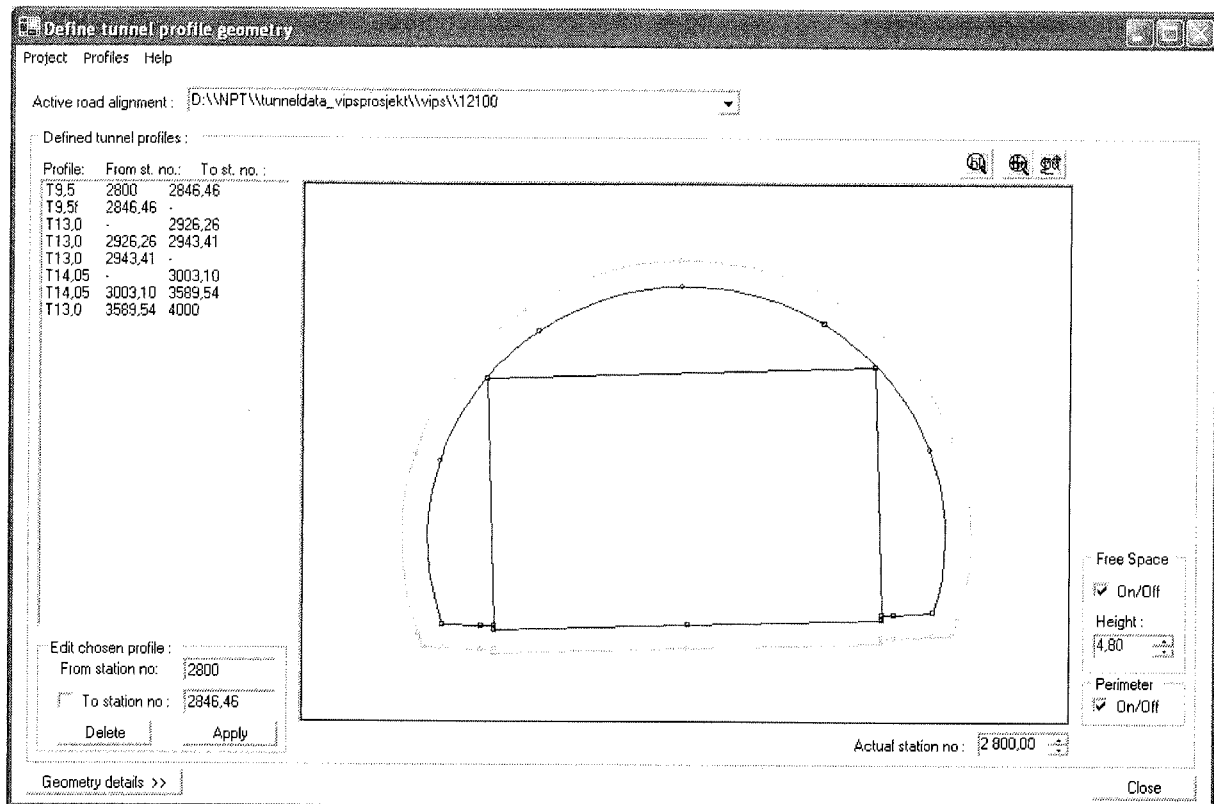
Et generelt mål er at, modellen av tunnelen skal være med gjennom alle deler av tunnelprosjektets stadier. På den måten vil man alltid jobbe med en oppdatert tunnel som også ender opp som en "as built" modell, som dokumentasjon for ettertiden.

Brukergruppe	Beskrivelse
Myndighetene/ Byggherre	Vil direkte eller indirekte være bruker i prosjekteringsfasen gjennom konsulent. De vil også være bruker i utbyggingsfasen, for registrering av data om tunnelen manuelt, samt å overvåke status på de data entreprenøren legger inn. Planavdelingen vil benytte Novapoint Tunnel-modellen for prosjektering av nye tunneler i nærheten eller til prosjektering av rehabiliteringsarbeid. VD vil kunne benytte Novapoint Tunnel i ettertid. For "som bygget" dokumentasjon og som erfaringsgrunnlag for statistikker, retningslinjer for videre planlegging o.l.
Prosjekterende konsulenter	Vil benytte NPT-modellen for prosjektering av nye tunneler eller til prosjektering av rehabiliteringsarbeid. Mengdeberegning som grunnlag for kontraktspostenes mengder.
Entreprenører	Vil være bruker i utbyggingsfasen, for uthenting av stikningsdata, automatisk generering av borplan, og for automatisk logging av data fra riggen til Novapoint Tunnel. I tillegg vil de benytte muligheten til å registrere data om tunnelen manuelt. De vil også kunne mengdeberegne for målebrev ihht kontrakt. Entreprenør vil kunne benytte Novapoint Tunnel ved satsning i utlandet, for å kunne dokumentere Norsk tunnel Metode (geologi og sikring vist i samme modell). Vil benytte NPT ved OPS kontrakter, for å kunne levere det kontrakten krever av dokumentasjon, og for å forenkle byggeprosessen.
Tunnelklednings firma	Har behov for å prosjektere utforming og mengde av tunnelkledning, som en del av servicen til sine kunder. De kan også tenkes å få direkte designoppdrag fra byggherren.

Tabell 1.

Pilotprosjekter

Prosjektet er nå inne i en fase hvor vi har fått opp den første koblingen mellom Bever Control og Novapoint – slik at tunnel geometrien som blir definert kan overføres. Vi vil derfor sette i gang en pilot på bruken av Novapoint Tunnel, på et tunnelanlegg i februar/mars. Da vil man kunne se om mulighetene til å definere opp geometri holder mål og er praktisk i bruk.



Figur 4. Viser den foreløpige dialogen hvor geometri for tunnelen defineres

Man får jo også en kontroll på om beregninger er korrekte og om kobling mellom veg og tunnelgeometri er gjort på en fornuftig måte.

Tegningsgeneratoren vil bli tatt i bruk, for å se om denne kan spare en for en del tid på tegningssiden. Hvilke behov man har for å hente ut stikningsdata etc, vil man også få et bedre bilde av under piloten.

Viktige milepæler i tiden fremover

- Fullført designfase pilot
- Først salve-boring basert på overført geometri
- Elementplaner for veggelement
- Import av scannede data av utsprengt profil
- Mengdeberegning av teoretiske kontraktsmengder

Videre ønsker og behov

Etter denne første versjonen av Novapoint Tunnel, ønsker vi å dra prosjektet videre for å dekke mer på FDV-siden. Tekniske installasjoner importert som objekter samt import og visualisering av logg data for geologi, vann og sikringsmidler vil bidra til å gi et mer komplett bilde av tunnel.

Vi håper også på å kunne lagre Tunnel modellen komplett ned i NVDB, Nasjonal Vegdatabank.

Med Novapoint 3D teknologi, ønsker vi å kunne koble hver installasjon, tunnelkledning, sikringsmidler, kryssende kabler etc. til en og samme modell.

Dette betyr at det blir mulig å visualisere hele tunnelen med alle dens installasjoner og kryssende konstruksjoner i 3D. Den tverrfaglige kontrollen sikres dermed gjennom prosjekteringsfasen og den digitale modellen av tunnelen vil bli utnyttet maksimalt under driving av tunnelen. En slik fremtid er selvfølgelig avhengig av at alle begynner å prosjektere mer modeller, enn tegninger. Men siden tunnelen tross alt bygges ”i 3D” burde også prosjekteringen gå i økt grad av 3D.

Nå har vi i hvert fall en modell som det er mulig å henge stedfestet informasjon på – noe som kan gi veldig mange nye og spennende muligheter i årene fremover.

**FJELLHALLER OSET VANNRENSEANLEGG –
MULIGHETER OG UTFORDRINGER****Caverns Oset Water Treatment Plant – Possibilities and challenges**

Sivilingeniør Terje Anti Nilsen, AF Spesialprosjekt AS
Sivilingeniør Øyvind Salamonsen, AF Spesialprosjekt AS

SAMMENDRAG

På oppdrag for Oslo kommune, Vann- og avløpsetaten, bygger Konsortiet AFS-Krüger (bestående av det norske entreprenørselskapet AF Spesialprosjekt AS og danske Krüger A/S) nye Oset vannrenseanlegg. Kontraktssum for arbeidene er 602 MNOK. Kontrakt for arbeidene ble undertegnet 24. oktober 2003 etter halvannet års tilbudsprosess.

Kontrakten gjennomføres som totalentreprise med funksjonskrav som skal oppfylles (nøkkelen-i-døra-kontrakt). Arbeidene skal være ferdigstilt 16. mai 2008. Vannrenseanlegget er Skandinavias største vannrenseanlegg og Europas største i fjell. Anlegget er plassert rett øst for Maridalsvannet i Oslo.

Anlegget dimensjoneres for en vannproduksjon på 390.000 m³/døgn, tilsvarende 4,5 m³/s. Oslo kommune har i dag fire ulike vannrenseanlegg hvor Oset vannrenseanlegg er det største anlegget og står for ca. 85 % av leveransene. Skullerud vannrenseanlegg leverer rundt 12 % av vannforbruket. To mindre vannrenseanlegg leverer det resterende vannet.

Deler av det eksisterende vannrenseanlegget skal brukes om igjen og vil inngå som full integrert i det nye anlegget. Det nye vannrenseanlegget er bygd tett inntil eksisterende anlegg. Den nye delen av vannrenseanlegget består av to 150 m lange fjellhaller, samt en adkomsttunnel på 500 m. Spennvidden i hallene er 27 m og takhøyde på mellom 16 og 20 m. Avstanden mellom hallene er på 17 m. Utsprengt fjellvolum er ca. 140.000 m³

Summary

On behalf of Oslo Municipality, Water- and sewerageworks, the consortium AFS- Krüger (consisting of the Norwegian construction company AF Spesialprosjekt and the Danish company Krüger A/S) shall deliver new Oset Water Treatment Plant. The cost of works is 602 MNOK, equivalent to 75 MEUR. The contract was awarded on the 24th of October 2003 after more than 18 months of negotiations.

The contract is a turn-key-contract. The delivery shall take place on the 16th of May 2008. The Water Treatment Plant is Scandinavia's largest water treatment plant and Europe's largest located in caverns in the hillside east of the Maridals lake in Oslo.

The plant is dimensioned for a production of 390.000 m³/day, equivalent to 4,5 m³/sec. Oset will deliver water for 85 % of Oslo's inhabitants. The new water treatment plant is consisting of two 150 m long caverns. The span is 27 m and the height varying between 16 and 20 m. The blasted rock volume is 140.000 m³.

1. DET GAMLE ANLEGGET

Oset vannrenseanlegg er plassert i flere fjellhaller i fjellet sørøst for Maridalsvannet. Anleggsarbeidene startet opp 1. august 1966 og anlegget ble satt i drift i 15. september 1971. Anlegget dekker et areal på 28.800 m².

Bergarten i området er en nordmarkitt, en alkalisyenitt med stor utbredelse i Oslo-feltet. Forholdsvis steile slepper løper i nord-syd-retningen og i tillegg er det diabasganger med mektighet på 1,5 m.

Anlegget har på det meste 5 parallelle haller: hallene med spenn på opptil 13,2 m og bredde på fjellstabben mellom hallene på 14. Hallene har en lengde på opptil 92 m og en høyde på 16 m. Det ble sprengt ut med en toppskive med høyde på 8 m og to bunnstrosser med høyde på 4 m. Borriggene hadde 4 bormaskiner og ble betjent av 3 arbeidere pr. skift. Det ble sprengt ut 500 pfm³ hver arbeidsdag. Totalt utsprengt volum var 344.000 pfm³. [1]

Hallene er utført med betonghvelv som spanner fra vederlag til vederlag. Betonghvelvet er dimensjonert for nedfall av mindre steiner.

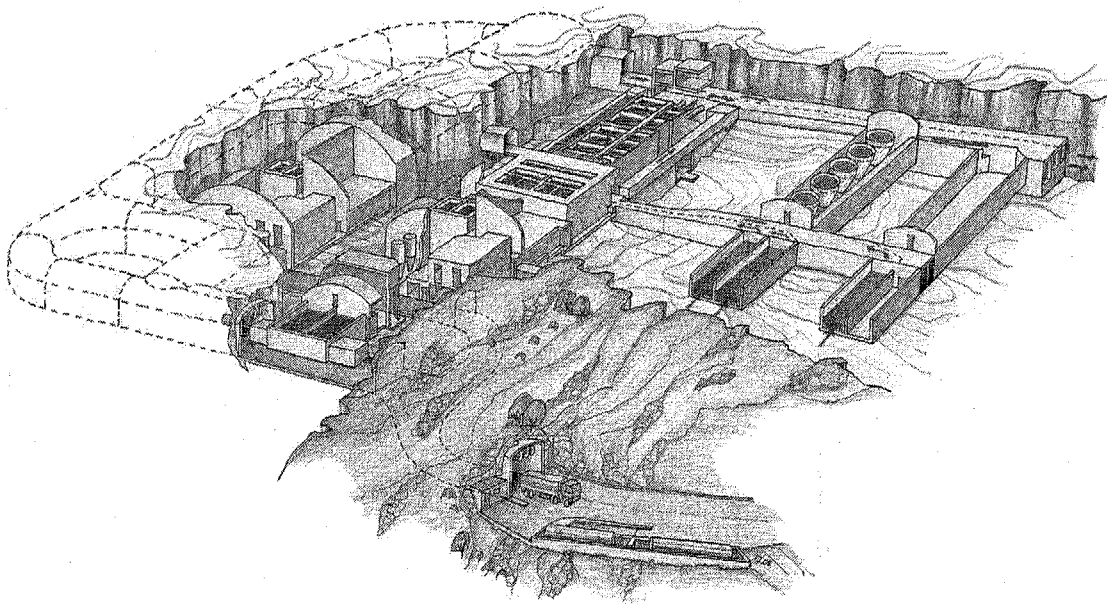


Fig 11.1 Det nye anlegget med tilhørende adkomst til venstre og eksisterende anlegg til høyre.
Illustrasjon: Krüger A/S

2. DET NYE ANLEGGET

2.1 Bakgrunn for det nye anlegget.

Det Nye Oset vannrenseanlegg er et resultat av Oslos Hovedplan for vannforsyningen. Den ble vedtatt av kommunen i 2003 og konkluderte med at det ut fra sikkerhetshensyn skulle bygges to separate vannrenseanlegg på Oset, til erstatning for dagens vannrenseanlegg.

Oset vannrenseanlegg, som i dag produserer rundt 85% av drikkevannet i Oslo med råvann fra Maridalsvannet, skal moderniseres slik at det oppfyller europeiske og norske drikkevannsforskrifter med to hygieniske barrierer.

2.2 Tilbudsprosessen

Det ble i forkant av tilbudsarbeidet definert at et viktig suksesskriterium for å vinne jobben, var å presentere et kompakt anlegg. Dette med hensyn til de kostnadene det er forbundet med å ta ut fjellet, samt at massene skulle transporteres ut av et område som både ligger i markagrensen og er tett befolket med mange skolebarn. Allerede i fra tilbudsfasen ble det nye anlegget plassert nord for eksisterende anlegg med tanke på at dette området hadde best fjellkvalitet. Dette medførte så at en kunne velge haller med stort spenn. Breder haller ga et mer kompakt anlegg med totalt kortere føringsveier for alt prosessutstyr, betongkanaler, samt føringsveier for elektro og VVS.

Det var en lang og spennende tilbudsprosess med Vann- og avløpsetaten (VAV) hvor det var lagt få føringer til anleggets design. Tilbudsgrunnlaget, totalentreprise med funksjonskrav, bestod av en perm hvor de viktigste parametrene for det overordnede designet var råvanns- og rentvannskvalitet og mengde vann det nye anlegget skulle håndtere. Til sammenligning leverte Konsortiet ca. 25 permer med spesifikasjoner og tegninger i tilbudsfasen som varte i halvannet år.

I denne perioden blomstret kreativiteten blant deltagerne i Konsortiet og man endte opp med å levere et vinnerkonsept. De kreative prosessene har vist seg å være vanskeligere å få til i samme grad etter at Kontrakten var underskrevet og avtaler mellom partene i Konsortiet fastlagt. En vertikaldelt Konsortieavtale hvor man er ansvarlig for hver sine fagområder gjør i utgangspunktet den kreative prosessen tyngre enn om man skulle vært felles ansvarlig for økonomiske resultatet.

Designet på tilbudsstadiet tilsa to haller med bredde på 28 m og tilsvarende avstand mellom hallene. I forbindelse med detaljprosjekteringen og erfaring med fjellet etter de første salvene i adkomsttunnelen viste det seg at man kunne utnytte fjellets gode egenskaper ved å redusere avstanden mellom anleggene. For hver meter avstanden mellom hallene ble kortet inn, sparte man 4 tunnelmeter ved det gitte anleggsdesignet.

Designet av anlegget endte opp med to haller som var 27 m brede med avstand mellom hallene på 17 m, dvs at man kunne korte tverrforbindelser mellom hallene som inneholder en mengde føringsveier og betongkanaler som transporterer vann. Høyde og lengde på hallene endte omtrent opp som forutsatt på tilbudsstadiet.

2.3 Renseprosess og aktuelle råvannskilder

Det nye anlegget renser vannet ved hjelp av Actiflo™-prosessen, som i kombinasjon med UV-desinfisering gir en god hygienisk sikkerhet og maksimal fleksibilitet ved valg av fremtidige supplerende råvannskilder. Det nye Oset vannrenseanlegg skal stå ferdig i mai 2008. Resultatet vil være 2 uavhengige vannrenseanlegg som ligger inntil hverandre i fjell, med en rensekapasitet på til sammen 390.000 m³/dag. Når nye Oset vannrenseanlegg er ferdig vil to mindre vannrenseanlegg ved Langlia i Sørkedalen og Alunsjøen i Lillomarka bli nedlagt.

Prosessteknisk er de to nye anleggene er grove trekk bygget opp slik at vesentlige komponenter skal kunne byttes ut under pågående drift uten at anleggets produksjonskapasitet reduseres. Begge anleggene skal også kunne håndtere vann både fra Maridalsvannet og en annen vannkilde, samtidig og med valgfritt blandingsforhold mellom vannkildene.

3. ORGANISERING AV PROSJEKTET

For AF Spesialprosjekt AS sin del ble nøkkelpersonell fra tilbudsperioden dedikert også til å følge prosjektet i byggefasen. Det samme har ikke vært tilfelle for andre deltagere i Konsortiet hvor det ble foretatt store utskiftninger i mellom tilbuds- og byggefasen. Sett fra vårt ståsted har det vært en stor fordel å ha med seg den kunnskap og ballast som ble tilegnet i tilbudsfasen over i byggefasen, ikke minst i en hektisk oppstartsperiode.

AF Spesialprosjekt AS har valgt internt å organisere prosjektet i en "byggherre" og en "entreprenør". Dette valget ble gjort i erkjennelse av at dette var et prosjekt med mange nye elementer i forhold til at vi hadde begrenset erfaring med totalentrepriser og det å jobbe i denne type konsortium.

Hovedtanken med denne organiseringen var at entreprenøren skulle opptre omtrent som vi var vant med i en hovedentreprise med fokus på det å optimalisere produksjonen. Byggherren skulle sørge for å legge forholdene til rette for entreprenøren ved å foreta flest mulig avklaringer i forhold til kunde, konsortiepartner, prosjekterende, myndigheter omgivelser og teknisk totalunderleverandør.

Vår erfaring så langt, er at dette har vært et fornuftig valg, spesielt med tanke på at man har kunne konsentrere seg om hver sine arbeidsoppgaver. Entreprenøren har fått tid og anledning til å mobilisere driftspersonalet tidlig med tanke på å planlegge driften. Byggherren har kunne vie all tid til de resterende oppgavene som ligger i prosjektet for AF Spesialprosjekt sin del.

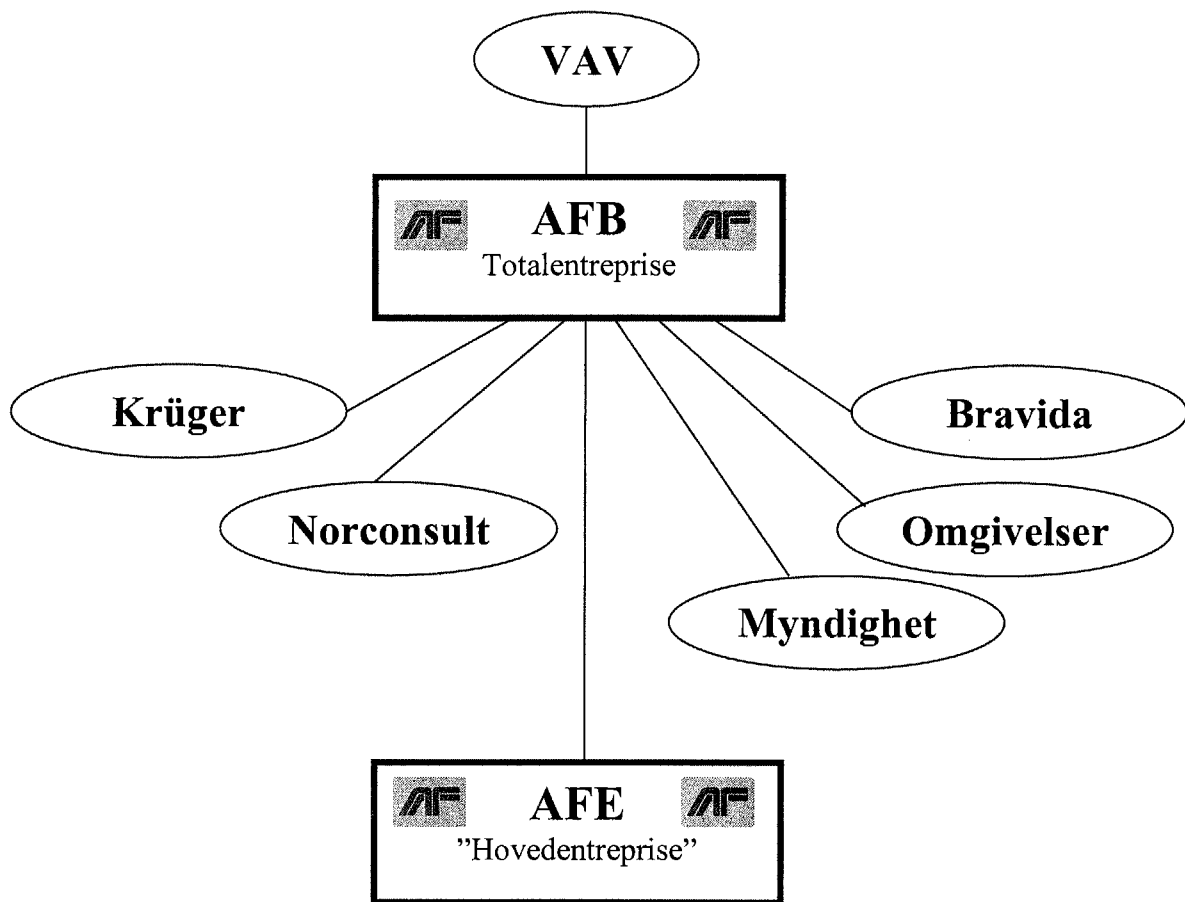


Fig. 11.2 Organisering av prosjektet

4. GJENNOMFØRING

4.1 Erfaringene og utfordringene med parallell design og bygging

Sprengningsarbeidene på fjellhallene ble startet opp før anlegget i sin helhet var ferdig designet. I forhold til prosjektering av fjellet var det en utfordring at de andre fagene kun var på grunnleggende design nivå (dvs. uten at alle detaljer og mål var nøyaktig kjent). Med bakgrunn i erfaringene så langt i prosjektet, kunne vi sprengt ut noe mer fjell enn hva vi så som strengt tatt nødvendig på det tidspunktet. Dette ville gitt bedre frihet til andre fags prosjektering, spesielt innenfor prosessanlegget mht teknisk gode og økonomiske løsninger.

Det viste seg at det ble en utfordring å få prosjekterende av prosessanlegget til å få forståelsen av at det fjellteknisk ikke er ønskelig med et anlegg hvor bredde (nisjer) og høyde (groper) varierer mye, samtidig som vi selv til tider slet med å erkjenne det at tross alt så er det viktigst at vannrenseprosessen skal fungere til slutt.

En annen kuriositet i forhold til den fjelltekniske prosjekteringen var at prosjekterende av prosessanlegget låste sine bunnkoter først mht hydraulikk og så prosjekterte volumer som ga høyden på konstruksjoner. Dette skjedde parallelt med at sprengningen av takskivene ble

foretatt. Fjellteknisk endte vi dog opp med et anlegg med få nisjer og groper og oppnåelse av kontraktens milepæl på fjellteknisk prosjektering.

Detaljdesign av de tekniske fagene pågår fortsatt noe som medfører endringer på de bygningstekniske konstruksjonene. Så langt har vi klart oss uten de store avvikene i så måte ved at det har vært rettet fokus på de mest kritiske områdene i forhold til produksjonen.

Det ble valgt å benytte en totalunderleverandør på VVS og elektro. Isolert sett ut fra et prosjekteringsmessig synspunkt ville det trolig vært en fordel å hatt denne prosjekteringen selv. Dette da avstanden mellom de prosjekterende vill blitt kortet ned ved at den ikke måtte gå via så mange ledd.

Det har vært benyttet et internetbasert dokumentstyringssystem i prosjektet. I forhold til å utveksle tegninger og dokumenter, samt den tverrfaglige kontrollen, har dette vært en god investering hvor man har spart tid og kopieringskostnader.

4.2 Gjennomføring av fjellarbeidene

4.2.1 Påhuggsområdet og nærheten til eksisterende anlegg

Anlegget er plassert i området nord for eksisterende anlegg med en avstand til den nærmeste nye hallen på 25 m. Påhuggsområder har en tendens til å bli plassert slik at de medfører utfordringer, Oset vannrenseanlegg er intet unntak i så måte. I påhuggsområdet for det nye anlegget var avstanden til underliggende eksisterende råvannstunnel i full drift mindre enn 10 m, samtidig som det var to kryssende svakhetssoner i området. På tre steder er det sprengt forbindelsestunneler inn til det eksisterende anlegget.

Opprettholdelse av driften på eksisterende vannrenselegg til er en vesentlig parameter for Vann- og avløpsetaten. Evt. stopp i eller forurensning av vannproduksjonen som medfører leveranseavbrudd til abonnentene er belagt med bøter på 5 MNOK pr. hendelse. Så langt har anleggsarbeidene ikke ført til stopp eller forurensning av vannproduksjonen.

4.2.2 Grunnvannsovervåking

I området nordøst for de planlagte fjellhallene er det to småvann, nemlig Nordre og Søndre Småvann. I området rundt Småvannene var det i forkant av anleggsstart etablert punkter i overvåking av vannstanden i vannene og grunnvannstanden. Det styrende kravet for den samlede innlekkasjen for de nye bergrommene var satt til 100 liter/minutt. Vannstanden er overvåket med ukentlige målinger i den perioden sprengningen av bergrommene fant sted og med lavere frekvens et halvt år etter at sprengningsarbeidene ble fullført. Det er ikke registrert målbare endringer i vannstanden eller grunnvannstanden.

4.2.3 Injeksjonsopplegg

Injeksjonstrykk, utstyrvalg, sementtyper mikrosement/industrisement, injeksjonmasse/m³ utsprengt fjell, styrt herding nært eksisterende anlegg, all injeksjon utført fra takskive, antall hull i skjermene, skjerm lengde vifteform/vinkling på hullene.

Overdekning overfjellhallene varierer fra 10 m lengst vest til ca. 70 m lengst øst i anlegget.

Systematisk forinjeksjon er benyttet i hele anlegget. I tunneler er det benyttet standard prinsipp for injeksjonsskjermer med lengde på 21 m med stikning på 5 m og med skjerm hver 3. salve. I hallene ble all injeksjon utført fra takskive, noe som medførte en større stikning i såle for å dekke områder under bunnstross. Injeksjonsskjermen ble også vertikaldelt i to skjerm / oppstillinger for å raskere komme i gang med driving samtidig som injeksjonen ble slutført.

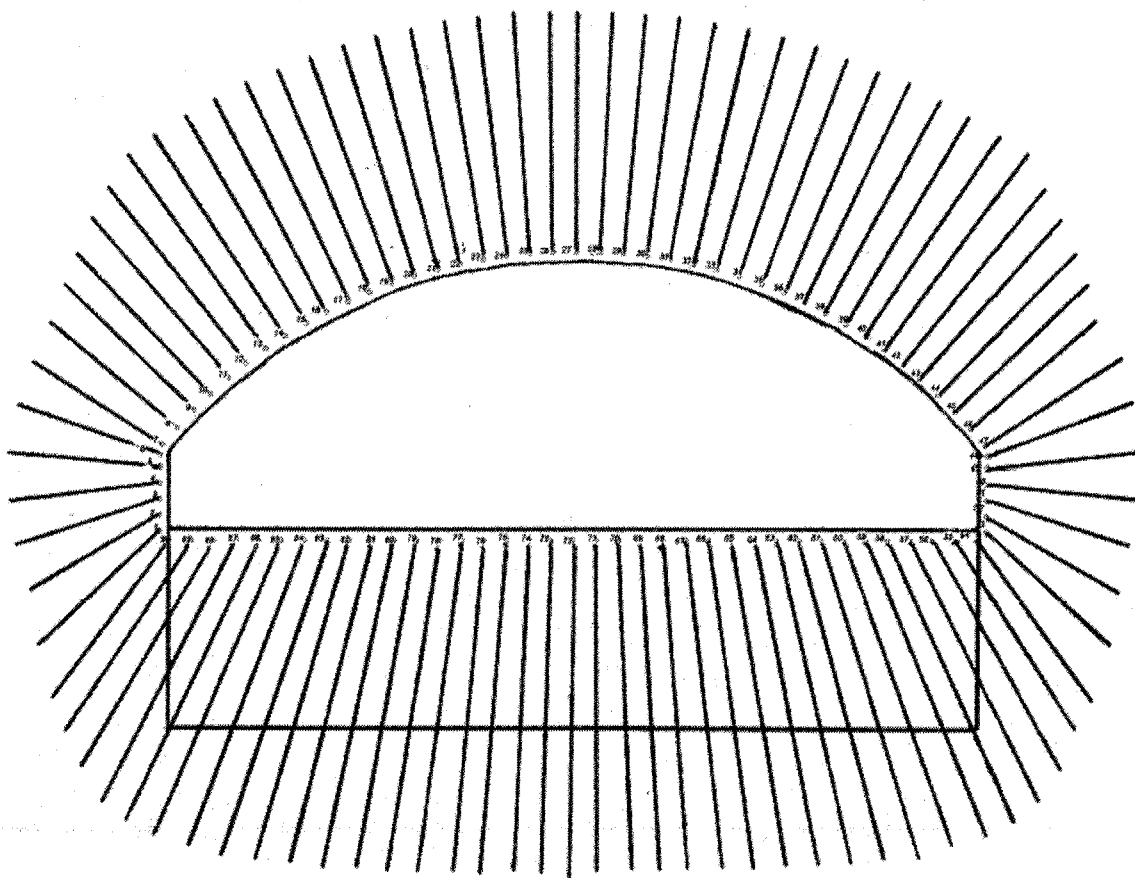


Fig. 11.3 Eksempel på injeksjonsskjerm i fjellhallene. All injeksjon er foretatt fra toppskiven.

Injeksjonsreseptene ble utarbeidet av AFS, men i dialog med VAV og deres konsulent NGI. I hovedsak ble det startet med mikrosement og dersom en fikk trykkoppbygging, ble skjermen fullført med mikrosement. Dersom det ikke ble trykkoppbygging etter en angitt mengde ble skjermen slutført med industrisement og eventuelt med bruk av styrt herding. Stoppkriteriene

var satt til 40 Bar i områder med liten overdekning, mens injeksjonen i hallene ble slutført ved et trykk på 65 Bar.

AFS har utviklet en egen injeksjonsenhet som vi blant annet presenterte på fjorårets Fjellsprengningskonferanse i fbm bygging av JA-2 Dobbeltsporet Sandvika – Asker. Injeksjonsenheten er datastyrt med resept-, mengde- og trykkontroll. Riggeren er også utviklet for gjennomføring av stabil, styrt herding med MBT produkter.

Styrt herding ble benyttet i hovedsak for å bygge en sikringsbarriere mot eksisterende anlegg. I enkelte tilfeller ble den styrte herdingen også benyttet for å oppnå trykkoppbygging og stanse utganger i stoffen.

Injeksjonsarbeidene var til tider krevende, både i forhold til å dekke hele omkretsen, oppnå tetting mot eksisterende anlegg og i forhold til en del åpne vannførende sprekker. På flere av stoffene ble det målt over 100 l/minutt på stoff før injeksjon.

Målingene som er gjort på innlekkasjen viser et vanninnsig på 27 ltr/min. Sett i relasjon til kravet på 100 ltr/min, må resultatet betegnes som vellykket. For øvrig er injeksjonsarbeidene de eneste arbeidene i kontrakten som er mengderegulert. Alle øvrige arbeider avregnes på basis av gitte fikssummer. Etter vår oppfatning har dette bidratt til at resultatet av injeksjonen ble så vellykket som det ble. Totalt ble det injisert 2.300 tonn sement, hvilke tilsvarer 16 kg/m³ utsprengt fjell

4.2.4 Rystelsesmålere

Kravet i kontrakten var at 25 mm/s på målere plassert langs bassengveggene og 20 mm/s på målere plassert på de elektriske tavlene i det eksisterende anlegget. Bergarten i området er forholdsvis stiv og forplanter rystelser godt. Enkelte av svakhetssonene medførte også en forskyvning og akkumulering av rystelser i enkelte punkter.

Utfordringene med rystelser var i hovedsak knyttet til utsprengning av påhugg, tunnel og hall nærmest det eksisterende anlegget. Alle salver nærmere enn 25 meter måtte deles opp med blokker for å redusere ladningsmengden pr tenner tilstrekkelig. I tillegg ble det også benyttet patronert sprengstoff for å kunne holde ladningsmengden tilstrekkelig lavt i områdene inn mot eksisterende fjellanlegg.

4.2.5 Drivemetode

Opprinnelig var det planlagt å drive adkomsttunnelen frem til et punkt nord for midt på fjellhallene og kunne drive takskivene i hver fjellhall østover og vestover som vekseldrift. Tidlig i planleggingsfasen viste det seg at fremdriftsopplegget da ble ømfintlig for evt. injeksjon og dårlig fjellkvalitet. Det ble i stedet valgt å gå inn på takskivene fra vestre ende av anlegget.

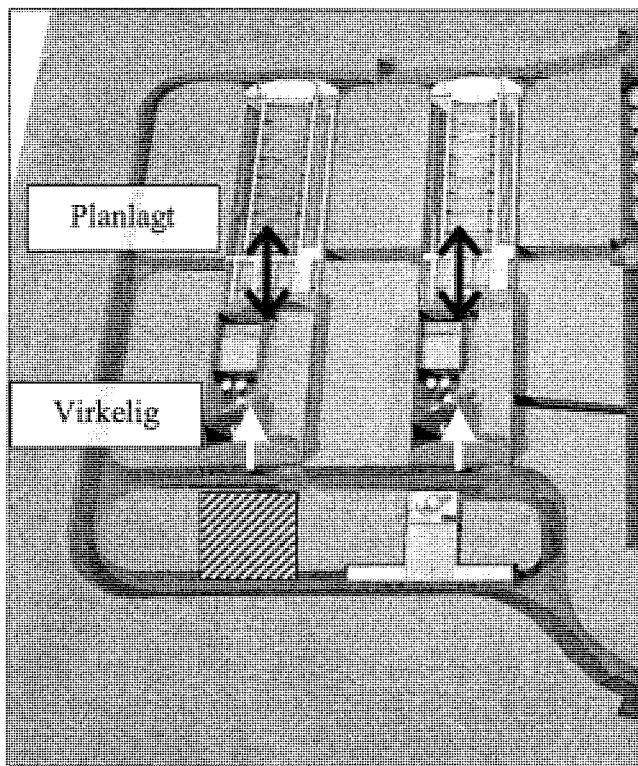


Fig. 11.4 Driveretninger, planlagte og virkelige

Takskivene i begge hallene ble drevet parallelt med kjøretunnelen rundt anlegget. Dette ga et fleksibelt driftsopplegg hvor man til enhver tid hadde to tilgjengelige stuffer for boring/sprengning, utlasting, mens det foregikk injeksjon på den tredje stufen. På grunn av bredden på hallene, er takskivene drevet ut i to etapper med en lengdeforskyvning på 5 m.

Bunnstrossen er i all hovedsak utført som liggepall med tunnelriggen.

Det ble valgt å etablere to omlastenisjer i kjøresløyfen av ulike grunner. På grunn av den relativt begrensede lengden i hallene, ble massene båret direkte fra stoff med stor hjullaster til omlastenisjene. Der ble massene lastet opp på nytt for videre uttransport. Vann- og avløpetaten tillot heller ikke uttransport på lokalvegnettet på lørdager. Lastenisjene gjorde derfor at drivesyklusen ble relativt uavhengig av transportkapasiteten og rushtrafikken på vegene.

Driving av fjellhallene og injeksjonsboringen er utført med en treboms tunnelrigg. Skiftordning har vært 2+1-ordning.



Fig. 11.5 Driving av bunnstrossen, takskiven er ferdig utsprengt og sikret.
Fotograf: C F Wesenberg

4.2.6 Fjellsikringen

I forbindelse med drivingen av takskivene var det ingeniørgeolog tilstede for å kartlegge fjellet og fastlegge sikringsklassen. Sikringsmetodene var definert på forhånd av vår egen ingeniørgeolog. Avhengig av Q-verdiene var det definert fem ulike sikringsklasser.

Sikringsklasse I	$Q = > 40$ mindre andel av tunnelene
Sikringsklasse II	$Q = 10 - 40$ ca 70 % av hallene
Sikringsklasse III	$Q = 1,0 - 10$ ca 30 % av hallene
Sikringsklasse IV	$Q = 0,1 - 1,0$ kun enkeltmålinger
Sikringsklasse V	$Q = < 0,1$ ikke registrert

På basis av sikringsklassen utførte tunnelbasene den aktuelle sikringen. Videre er det benyttet ca 3.500m³ fiberarmert sprøytebetong med gjennomsnittstykkelse på 60 mm ned til sålen i hele anlegget. Boltene som er benyttet er konsekvent CT-bolter. All sikringen er utført som permanentsikring på stuff.

Anlegget er sikret med systematisk bolting basert på sikringsklasse. Veggene er sikret med bolter med lengde 3 og 4 m lange bolter, mens det i hengen er sikret med 4 - 6 m lange bolter. Totalt er det montert over 6.000 stk bolter.

For ytterligere informasjon om de ingeniørgeologiske forholdene ved anlegget vises til kap. 27 "Stor spennvidde i to nærliggende fjellhaller – bergmekaniske utfordringer ved prosjektering og bygging av nye Oset vannrenseanlegg"

4.2.7 HMS og ytre miljø

En av hovedmålsettingene til prosjektet er null fraværsskader, og sykefravær mindre enn 3 %. Gjennom fokus på arbeidsmiljøet, er det kommet fram gode ideer til produktjonsforbedringer. Et av eksemplene i så måte er bruk av tankbil med vannkanon for å dempe støv og gasskyen etter sprengning og bruk av elektrisk drevne maskiner og kraner i betongproduksjonen.

Prosjektet er hittil gjennomført med 300.000 arbeidstimer uten fraværsskader av noe slag eller skader på ytre miljø. Det totalt akkumulerte sykefraværet i prosjektet er 2,7 %.

5. ETTERFØLGENDE ARBEIDER

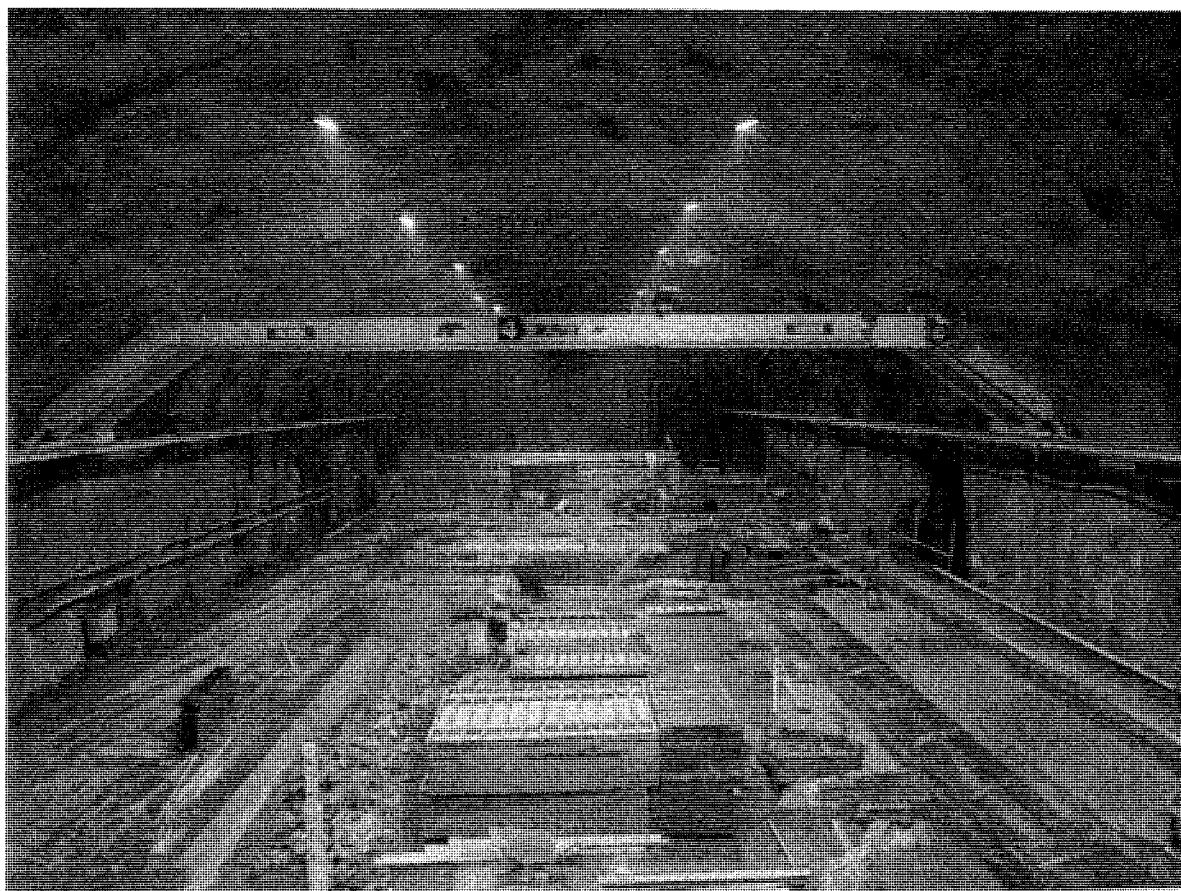


Fig 11.6 Betongarbeidene er godt i gang. Bildet er tatt fra samme sted som foregående bilde.
Fotograf: C F Wesenberg

Vi er nå ca. 50 % ferdig med betongarbeidene. Disse er planlagt ferdigstilt sommeren 2006. Fra sommeren 2006 og et drøyt år fremover vil det pågå installasjoner av prosessutstyr og elektro og VVS. Test og igangkjøring vil bli utført fra høsten 2007 og anlegget skal ferdigstilles med "nøkkelen-i døra" 16. mai 2008.

Designet av fjellhaller og tunneler har vesentlig innvirkning også på utførelsen av disse arbeidene i forhold til montasjemuligheter, logistikk og tidspunkt for utførelse av de ulike fagene. Det har vært brukt betydelige ressurser tidlig i prosjektet for å sikre gjennomføringen på best mulig måte.

Referanser

[1] Oslo vann- og kloakkvesen, Oset rense- og pumpeanlegg, 1971

Erfaring fra dagbrudd til underjord ved Rana Gruber AS

Gruveplanlæggeren Børre Nöst
Rana Gruber AS

Sammendrag.

Dagbruddsdriften, spesielt i starten av 1980 årene var den stor med omkring 13 mill., tonn i bergfangst. Maskinparken var tilpasset en produksjon på dette nivået, og Rana Gruber hadde ingen problemer med å oppnå budsjettall. Ut over i 1990 årene ble det klart at produksjonen fra dagbruddene gikk mot slutten. Det måtte investeres store summer i fjerning av sideberg (gråberg) om dagbruddsdriften skulle fortsette.

I 1991 overtok de ansatte aksjene i egen bedrift, staten ønsket ikke å sitte som eier. Beslutningen om fortsatt drift under jord ble tatt i 1995 og Sintef bergteknikk fikk i oppdrag å utarbeide et driftsopplegg.

Oppstarten av underjordsgruva startet i 1997 med innleid hjelp for å drive adkomsten (rampen) til driftsnivåene.

Rana Gruber overtok selv driften av adkomsten da ca. en tredjedel var ferdig, årsaken var at da var eget utstyr var på plass og opplæring av eget personell måtte starte.

Feil bormønster, mye vann i hullene og en slurry som ikke var ferdigutviklet, var årsaken til at det ble problemer med oppskytingen av de første strossene. Det ble store forsinkelser med det resultatet at vi ikke klarte budsjettert produksjon fra underjordsgruva første året, men med "røving" fra dagbruddet kom vi i mål.

Forsinkelsene var årsaken til at driftsopplegget ble fraveket i den første strossen, den ble drevet for langt sammenlignet med rådene fra Sintef. Pilaren kollapset og vi fikk innrasing i strossen, men vi hadde på det tidspunktet åpnet ytterligere to strosser og produksjonen ble ikke skadelidende. I 2003 fikk vi ett lignende tilfelle med symptomer på at det var store påkjenninger på en pilar der vi hadde gjennomført til østområdet i gruva, igjen ble Sintef kontaktet og en plan for sikkring ble utarbeidet. Dette førte til permitteringer av ansatte i 3mnd.

Rana Gruber hadde investert i Volvo semitrailere for transport av malm, vi fikk problemer med at bilene ikke var stabile under tipping og vi fikk flere velt.

Store investeringer er foretatt i egnet utstyr og i dag går produksjonen godt. Til og med åpning av strosser med skyting av stigorter blir gjort i egen regi.

Produksjonen er doblet fra 1997 på 800 000 tonn til i dag 2005 på 1 635 000 tonn

I dag er prisene på ferdigprodukter gode og alle i Rana Gruber ser lyst på fremtiden, og planer for utvidelse av gruva er under utarbeidelse.

Til slutt, ha velfunderte planer klare i god tid, søk kontakt med alle fagmiljø og følg de planer som blir utarbeidet.

Summary.

The open pit mining volume was considerable, especially during the early 1980s with an annual output of about 13 million tonnes. The machinery inventory was adapted to this production level, and Rana Gruber easily achieved budgeted figures. In the 1990s it became evident that the period of open pit production was reaching its end. Large sums would have to be invested in removal wastes were it to continue.

In 1991 the employees became shareholders of their own company as the State did not wish to prolong its ownership. The decision to continue mining operations underground was made in 1995, and Sintef Bergteknikk was awarded the contract of planning operations.

The establishment of the underground mine commenced in 1997. The task establishing an entrance tunnel to operational levels was out-sourced.

Rana Gruber proceeded with its own personnel when about one third was completed, because own equipment was in place and it was necessary to commence training personnel.

Several problems hampered the blasting of the first stopes, including a faulty drilling pattern, too much water in the holes, and a not yet fully developed slurry. Long delays followed, resulting in the non-achievement of budgeted underground mining output the first year of operations, but we got there by "robbing" the open pit.

The delays led to the abolishment of the operational plan for the first stop, and it was blasted further than advised by Sintef. The pillar collapsed and rock slides into the stope resulted, but at the time two more stopes were operational and production levels did not drop. In 2003 we had a similar occurrence with indications of a great stress in a pillar at the entrance of the eastern section of mine. Once again Sintef was contacted and a plan for securing the area was devised. This led to temporary lay-offs of employees for three months.

Rana Gruber had invested in Volvo semi-trailers for the transport of ore. We had problems as these were not stable during unloading and they tipped over several times.

Large investments have been made in suitable equipment and today the production is running smoothly. Even opening of new stopes including blasting of entrance "tunnels" is carried out by Rana Gruber on its own behalf.

The 1997 production level of 800 000 tonnes is doubled in 2005 at 1,635,000 tonnes of ore.

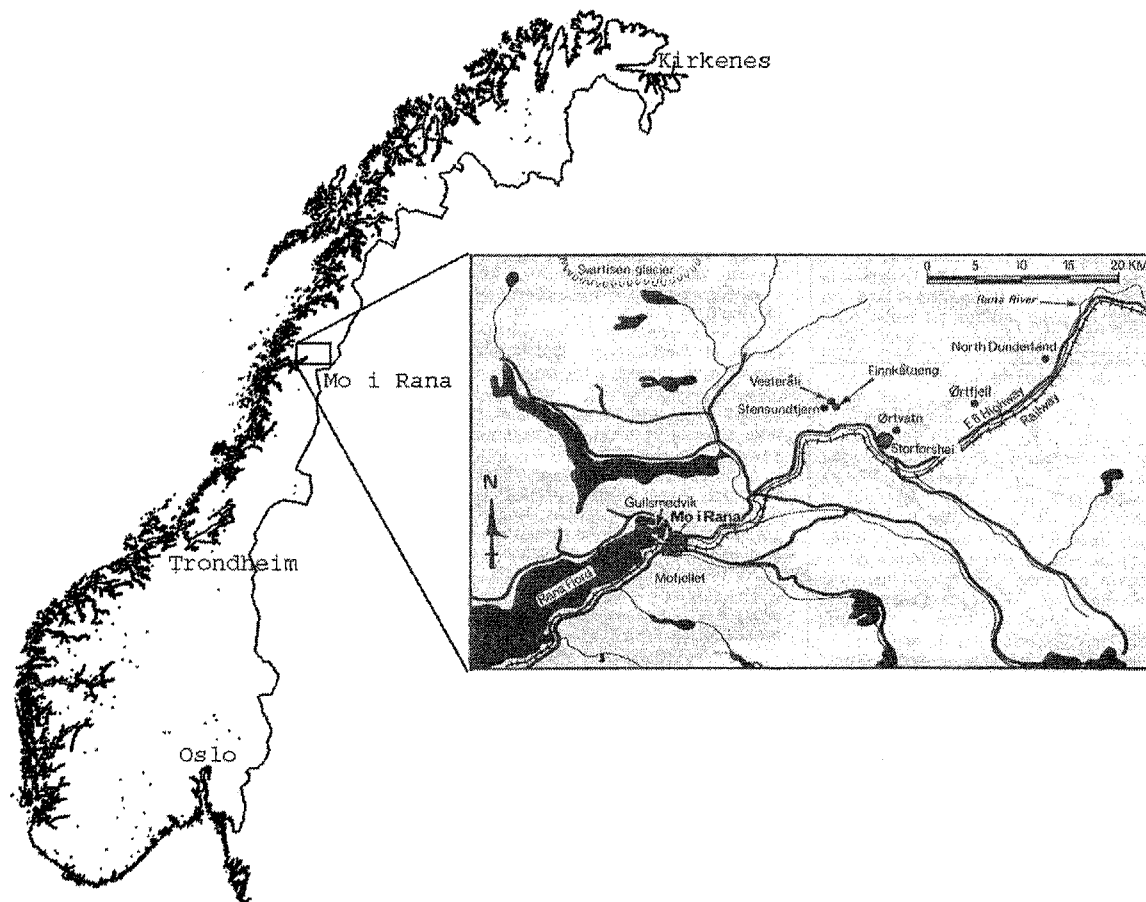
Currently the prices for finished products are favourable. Everyone at Rana Gruber looks optimistically to the future, and plans for an expansion of the mine are underway.

Lesson learned: Make sure that well founded plans are ready in time, seek contacts in all professional environments and follow the plans that are made.

Geografi/historikk:

Rana Gruber AS ligger i Nordland fylke i Rana kommune, nærmere bestemt 2,5 mil nord for Mo i Rana ved Storforshei.

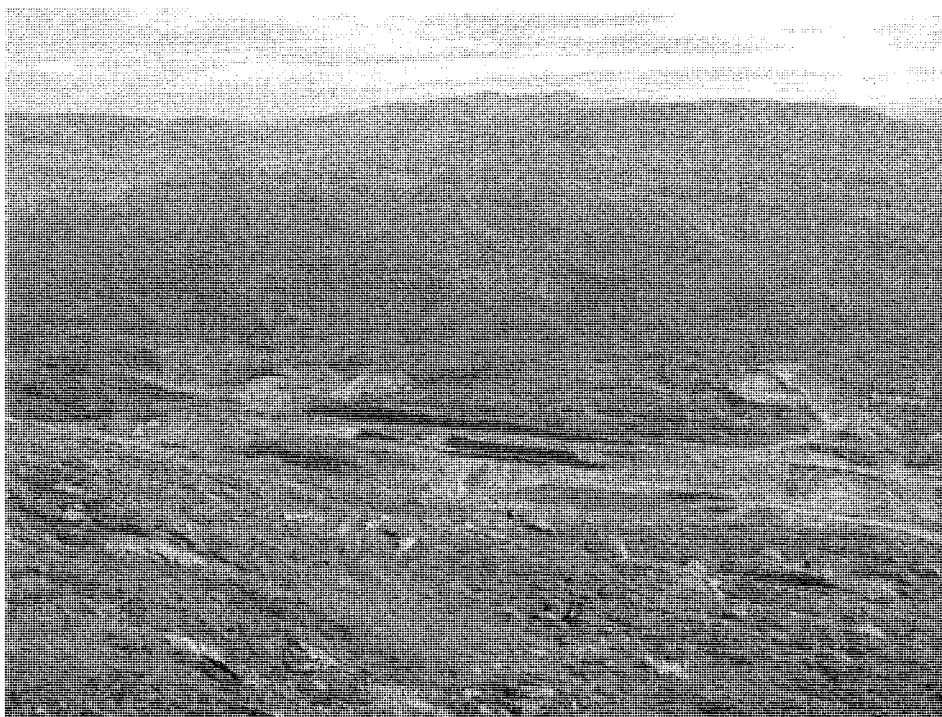
Det har vært gruvedrift i området fra ca. år 1900 med forskjellige eiere, men i 1951 overtok den norske stat aksjene. Fra 1961 ble Rana Gruber en avdeling av Norsk Jernverk AS, og fra 1963 var gruen opprustet til en moderne dagbruksgruve etter datidens målestokk og klar til å forsyne Norsk Jernverk AS med malm/slig til stålproduksjon. I 1991 bestemte "staten" at de ikke skulle sitte som eiere av Rana Gruber og aksjene skulle legges ut for salg. Dette hadde sammenheng med at Norsk Jernverk AS gikk over til skrapbasert stålproduksjon. Etter forhandlinger med "staten" overtok de ansatte statens aksjer, nytegnning av aksjer ble også foretatt og den dag i dag sitter de ansatte som eiere av Rana Gruber AS. I utgangspunktet var det 137 av totalt 170 ansatte som var med på aksjekjøpet.



Dagbruddsdrift:

I tiden med største produksjonen, tidlig på 1980 tallet var den oppe i en bergfangst på ca. 13 mill tonn. Med et gråberg/malmforhold på 3 til 1. Av borutrustning hadde vi 2 stk. Bysayrus-air maskiner som boret 97/8" store hull og en Gardner-Denver 100 som boret 121/4" hull. Lasteutrustningen besto av 3 stk., P&H 2100 maskiner med en skuffekapasitet på 14,5m³ og en P&H 2300 med en kapasitet på 17,5m³ (65 tonn). Alle lastemaskinene var beltegående elektriske frontgravere med wiredrift. I tillegg hadde vi en hjulgående Cat 992 for sekundærlasting. Truckkapasiteten var merest enorm med 9 stk., 85 tonns og 7stk., 170 tonns Lectra Haul og 2 stk., Terex 170 tonnere. Alle truckene var ikke i drift samtidig, untatt i begynnelsen av 1980 årene da vi hadde lang transport på malmen. Salvestørrelsen varierte mellom 100 000 tonn og opp til 500 000 tonn. Malmen i Rana er lett å bore, men tung å sprengre noe som er ganske vanlig. Bormønstret til de to maskinene som boret 97/8" hull var i malm 5 x 5,5m og til 121/4" hullene 6 x 7m. Sprengstoffet var Water-gel 110 som gasset i hullene etter ladning. Opptenningen var med 2 stk., primer i hullene, en 1,7kg Duno Boost i bunnen av hullet og en 360 g Maxi Boost i toppen. Det ble ladet ca., 60kg pr.,m i 97/8" og 90 kg i 121/4" hullene. Det ble satt igjen 2m uladet som ble fordente med subb/singel. Koblingen av salvene ble gjort med 20g detonerende lunte og med 50ms forsinking mellom rastene. Ladningen gav ca. 1kg pr., m³. Pallhøyden var på 15m med 2 m underboring. Det meste av dagbruddsdriften ble flyttet til Ørtfjell en mil fra Storforshei i 1981 Da ble også ny knuser tatt i bruk, med en silokapasitet på nærmere 200 000 tonn. Det ble lagt jernbanespor under siloen og NSB besørget transporten av grovknust malm til oppredningsverket i Mo i Rana. Kapasiteten på laste/tappeanlegget er ca., 80 tonn i minuttet. Dagbruddsdriften ble trappet gradvis ned ut over 1990 årene og stoppet helt i år 2000. Overlappingstid med underjordsgruven på ca. 3/4 år.





Underjordsgruva ligger under dagbruddet i forkant av bildet.

En entrepenør ble innleid til å starte drift av adkomsten (rampen), dette skjedde i januar 1997, men etter ca. 300m overtok Rana Gruber driften selv. Dette hadde med at nytt eget utstyr var ankommet og opplæring var igangsatt. Til ortdriften hadde vi anskaffet en Tamrock mini 206D, to boms med 16' stenger.

Høsten 1998 var det klart for åpning av de to første strossene. I samarbeid med Sintef bergteknikk var det valgt en produksjonsform som er en form for rom og pilar. I prinsippet 60m strosse og deretter 30m pilar.

NCC var innleid for boring av åpningsstigene til de to første strossene og i tillegg ventilasjonssjakt.

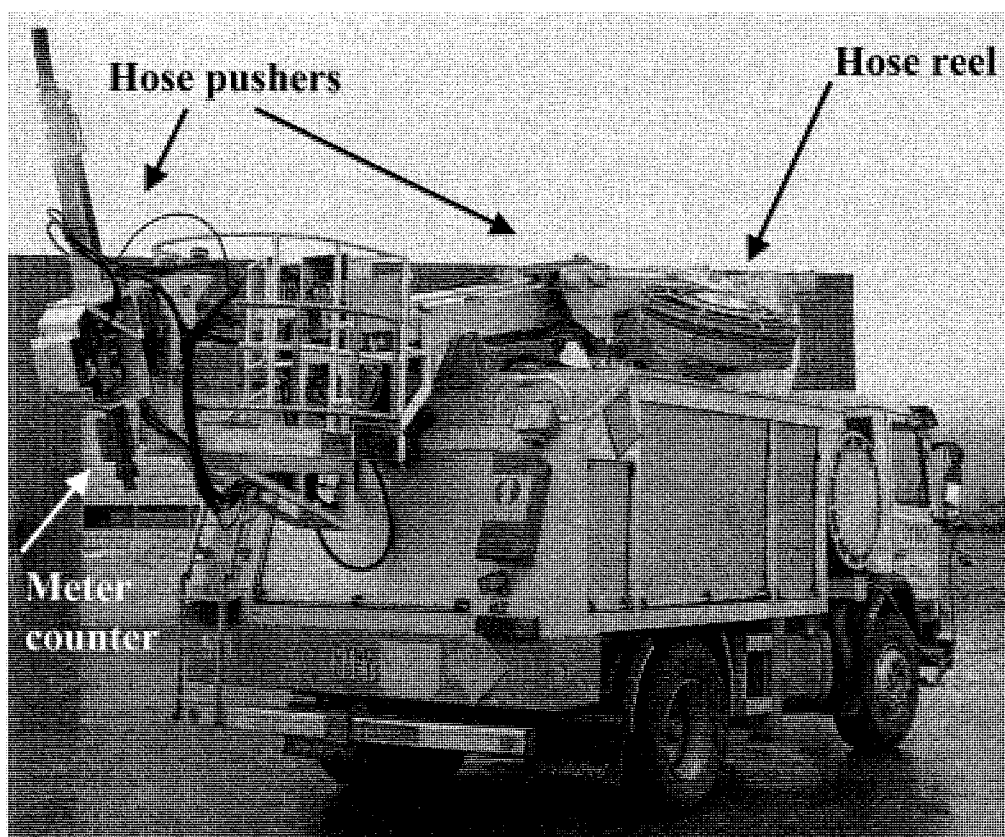
Diameteren på stigene var 1,40m og ventilasjonssjakta 2,70m.

Pilothullene til stigortene ble boret fra dagen d.v.s., fra nivå 390 og ned til nivå 250, og rømmet opp fra niv., 250 og opp til niv., 355. NCC's boring foregikk på vinteren 1998/99, driftsvannet ble hentet 5 – 600m borte og det sier seg selv at boring med temperaturer ned mot – 30 ble dette en strevsom vinter. Med den minste stopp i boringen frøs vannledningen.

Ventilasjonssjakten ble rømmet helt opp i dagen. Friskluftsanlegget har en kapasitet på 280 000 m³ pr., time, som dekker alle behov i overskuelig fremtid. Den horisontale topppilaren mot dagen er på 35m.

Det var etablert 2 nivå, ett lastenivå 250 og et rent borenivå 320, derfra boret 30m opp og 30m nedover. Bredden på malmen var i dette området på ca.,35m og strossene lå langs med strøket. Fra lastenivået ble det boret fra en sentralort (grøft) midt i malmen en vifte oppover. Se bilde neste side.

Produksjonsrigg var kjøpt, en Solo Sixty med etthullsautomatikk med en H1 1500 borhammer som skulle bore 102mm sprenghull. Magasinet hadde rør for opp til 60m borhull. Lasteutstyret var en ny Toro 650 og brukt Toro 500. 4 stk., Volvo semitrailere skulle besørge transporten.



Ladetruck fra Dyno var leid for lading med SSE-slurry i oppadrettede hull og i samarbeid med Dynos sprenningskyndige ble bormønster for åpning av slissen mot stigortene utarbeidet.

Boringen og skytingen fra nivå 250 og oppover gikk forholdsvis bra, det ble ikke full høyde på slissen, men dette kunne kompenseres med boring fra niv., 320.

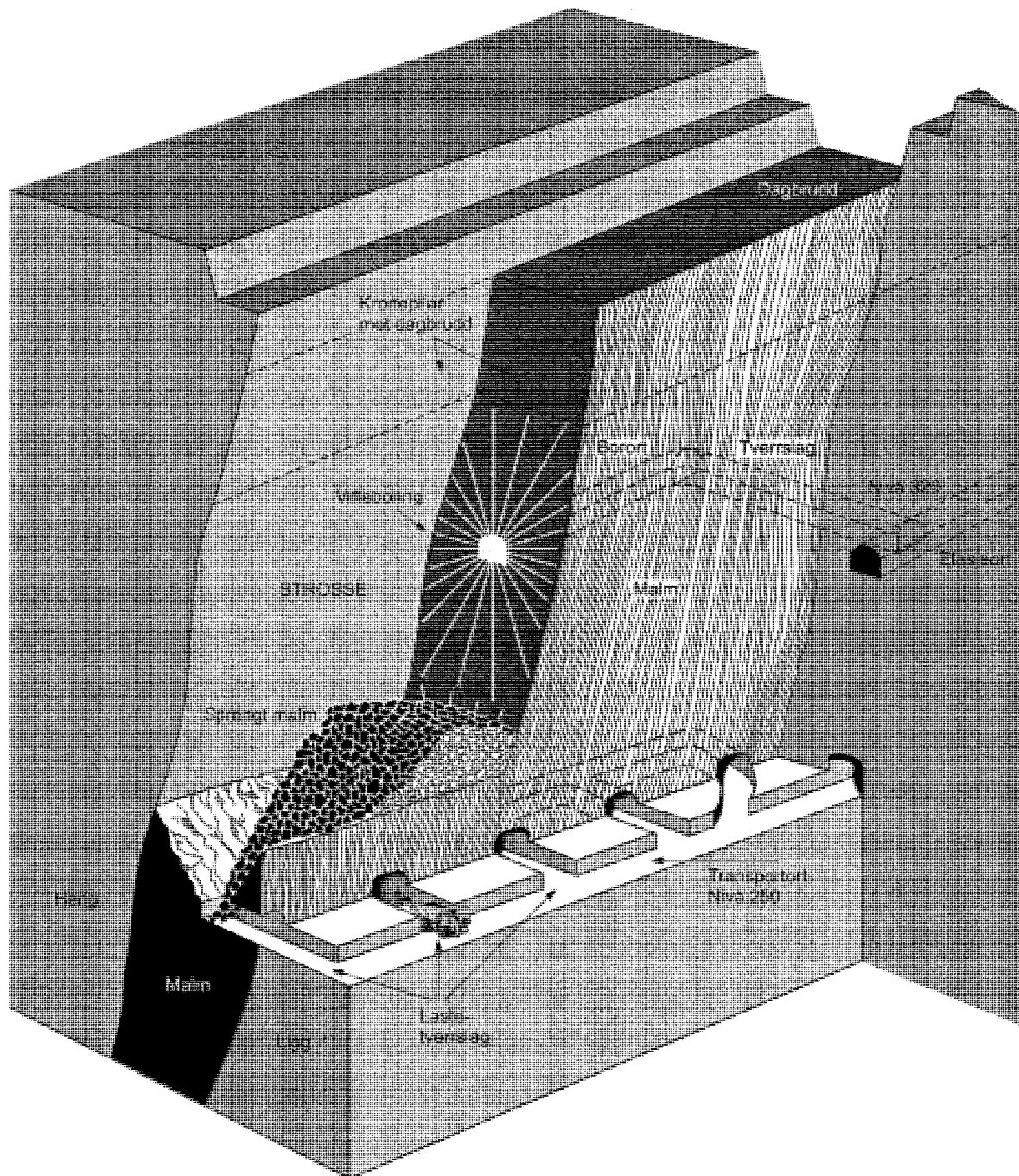
Slurryen var i startfasen "tynn" dette kombinert med mye vann i hullene var en medvirkende årsak til problemer med ladingen. Noe av sprengstoffet ble "presset" ut av hullene og gjorde ladejobben ganske så utrivelig.

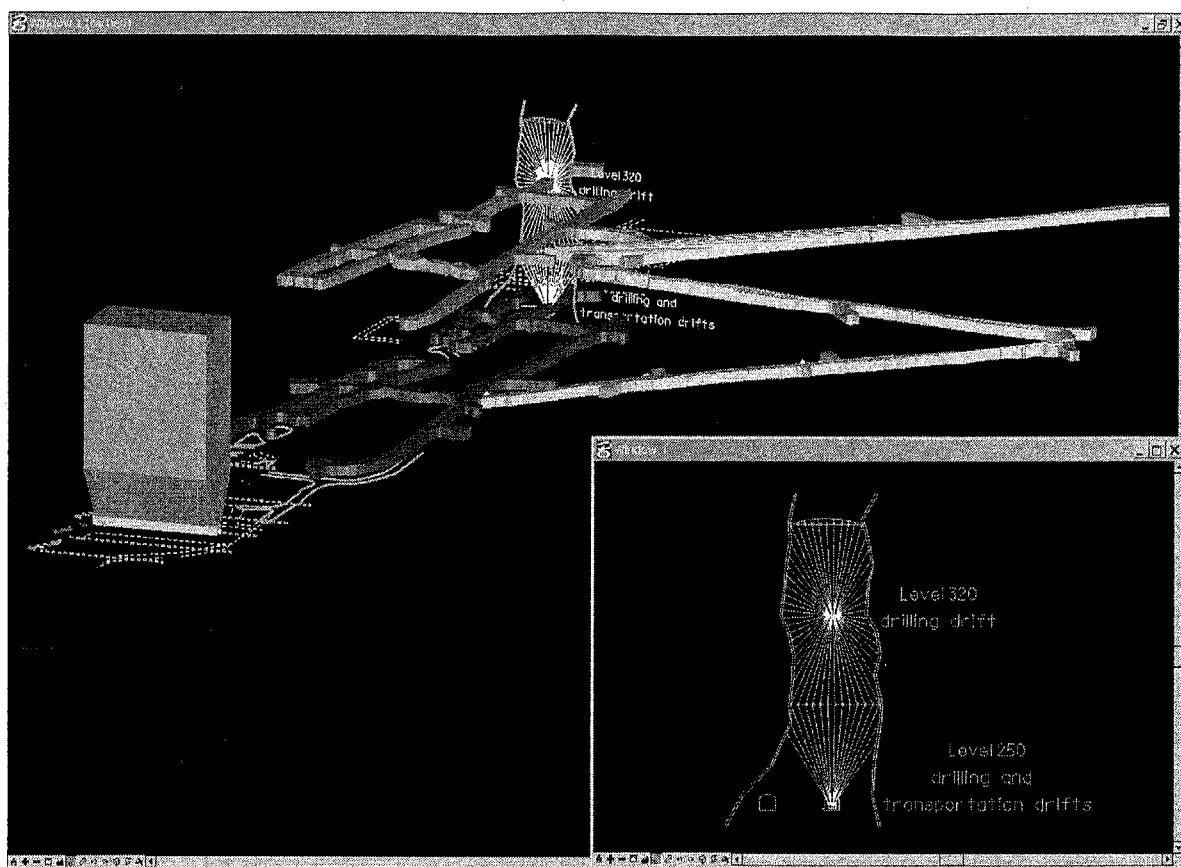
Dette sammen med et for grovt bormønster i de to første åpningsstigene var årsaken til at vi skjøt pil på begge.

Den ene slissen gikk greit å opne med boring med luting mot opningsstigen, men den andre var tett i 21/2 mnd.

I denne perioden jobbet Dynos fou – avdeling intensivt med kvaliteten på slurryen, noe som de mestret meget bra.

På denne tiden, våren 1999 var dagbruddet tømt og all malm skulle komme fra underjordsgruva. På grunn av alle forsinkelsene var det en umulig oppgave, men "røving" på flere stuffer i dagbruddet bidro til at budsjettet ble holdt. Budsjettet for det første driftsåret var på 800 000 tonn, produksjonen fra under jord var på 550 000 tonn og "røvingen" bidro med 250 000 tonn.





Prinsippskisse for driftsformen under jord ved Rana Gruber AS.

På ny var det klart for oppboring av nye stigorter og et dreneringshull fra 250 nivået og ned til en undersøkelsessort som var drevet fra niv., 100, dette ble svært vellykket, hele gruva dreneres gjennom dette hullet med minimalt med pumping. Entreprenørservice fikk oppdraget, og denne gangen gikk oppskytingen bedre, men på grunn av forsikelsene var tidspresset stort. Produksjonsbudsjettet var i tillegg økt til 1,1 mill., tonn.

Sintef ble igjen kontaktet om risikoen med å ikke sette igjen pilar etter de anbefalte 60 – 70 meterene.

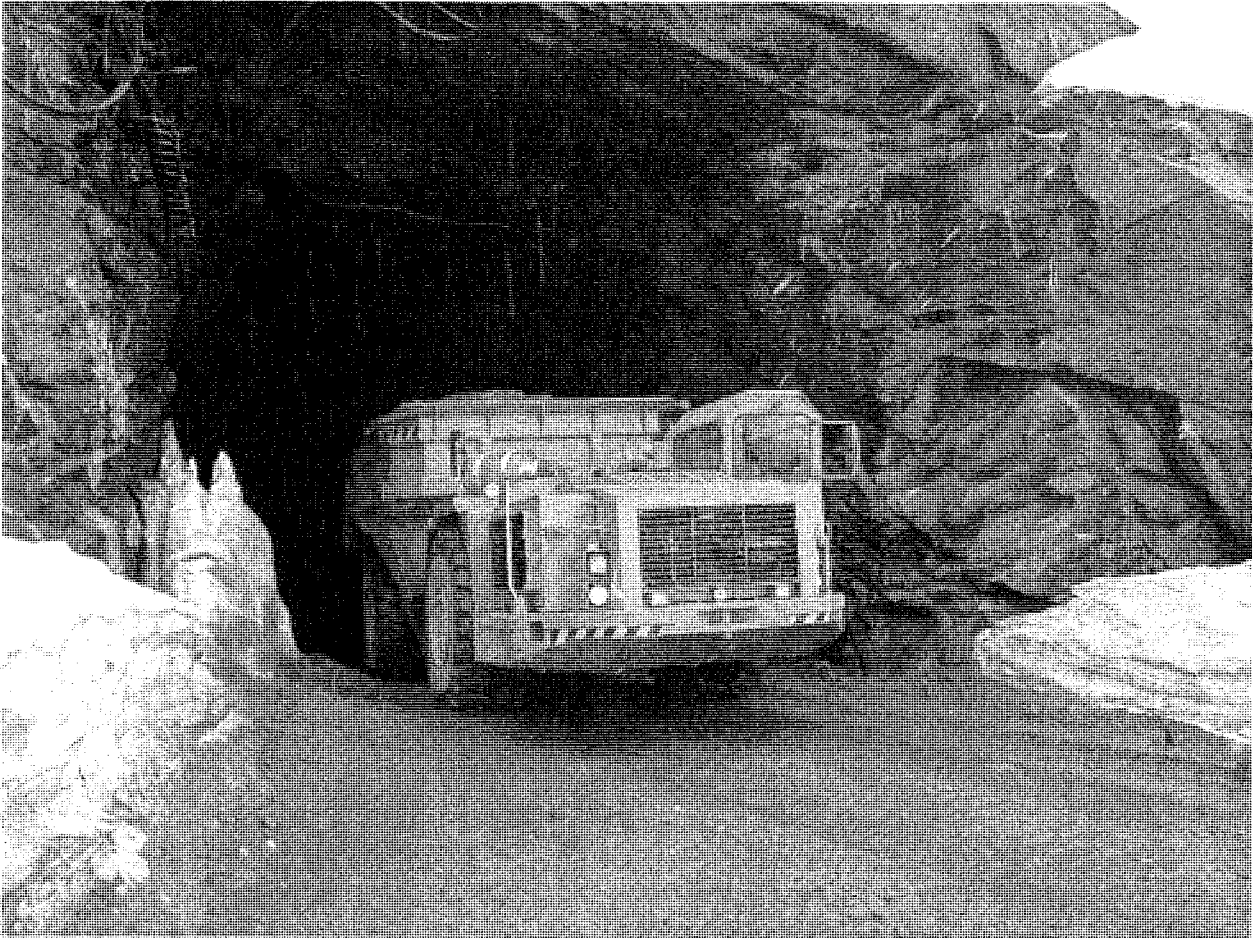
Rådet var at hvis det ble drevet for langt var faren for kolaps i eksisterende pilar tilstede, men --- det kunne gå, forutsatt at det ikke ble drevet lengere enn ca. 80m. Det ble besluttet å fortsette. Bevegelsessensorer ble montert i pilarene tilkoblet "trafikklys" og med en bevegelse over 5 mm ble det rødt lys. Det ble rødt lys, strossa var drevet lengere enn de 80m som var grensen. Ikke mye ca 90m. En del malm måtte forlates i området, men noe alternativ til å forlate området var det ikke. Oppsprekkingen i taket med nedfall av blokker var økende, men det som skjedde i den andre enden av strossa var mere "dramatisk". Nivå 250 var drevet lengere enn på niv., 320, ca., 30m. Boremaskinen sto i boring på niv., 320 da det oppsto problemer med fastboring.

Maskinen ble flyttet ut, de allerede borete hullene ble først ovale deretter revnet fjellet og det "oppsto" flere halve hull. Deretter startet innrasingen, det sprakk opp og raste inn helt til begge nivåene var rett over varandre.

Det kom ca., 250 000 tonn og helt uten at vi brukte ett gram sprengstoff. Det som skjedde skapte ikke de helt store driftsmessige forstyrrelsene forde to nye strosser var åpnet i andre enden av gruva og kommet i drift.

Vårt største problem var Volvo lastebilene, de var ikke stabile under tipping, flere velt med personskader sågar ett med fatat utfall (dødsulykke) var resultatet.

Tiltakene som ble gjort var at to overgjordstrucker ble stil opp som støtte for bilene under tipping ved knuseren, og forbud mot tipping på tipp uten støtte. Dette fungerte bra, men for å kompensere for liten fleksibilitet ble 3 stk., brukte Kiruna – trucker kjøpt. Det ble betalt lite for truckene, og få tonn kjørt ut, men et stort vedlikehold ble resultatet. De ble satt still!! To nye Toro – 50 trucker ble kjøpt som erstatning for kiruna –truckene og forde Volvoene begynte å dra på årene.



Ny Toro – 50 underjordstruck.

Investeringene mellom 2001 og 2005 var store, 2 stk., langhullsrigger en Solo – 1020 og en Atlas Simba M6

ble kjøpt. Borstålet gikk ned fra 102mm til 89mm, Solo Sixty ble også faset ut i denne perioden, mest av miljømessige årsaker.

2 stk., Toro 0010 lastere ble kjøpt og til slutt 2 stk volvo dumpere med kapasitet på 40 tonn ble kjøpt brukt fra Frankrike.

En hendelse som igjen skapte bekymring var våren 2003, en pilar i østområdet som adkomsten til dette området gikk gjennom begynte å få symptomer på stor belastning. Sintef ble igjen kontaktet og spenningsmålinger ble foretatt. De var meget høye opp til 50 Mpa. Sintef kom med en rapport med anbefalinger om metode og omfang for sikkring av pilaren. I sikkringsperioden på ca 3 mnd., var det omfattende permitteringer av ansatt. Sikkringen ble gjennomført og drift startet opp igjen i mai 2003. Det ble foretatt ytterlige sikkring av pilaren i 2005 uten at driften ble berørt.

Åpning av nye strosser

I stede for å leie oppboring av nye stigorter for åpning av nye strosser bestemte vi oss for å bore og skyte i egen regi. Det var foretatt oppskyting av stigorter andre steder om ikke opp til 30m. Borplanen som vi valgte og som vi bruker den dag i dag er denne, og som vi har lykket med til fulle.

Åpningsstige Rana Gruber AS

Lengde = 30m

Sprenghull 89 mm, Grovhull 152 mm (lades ikke)

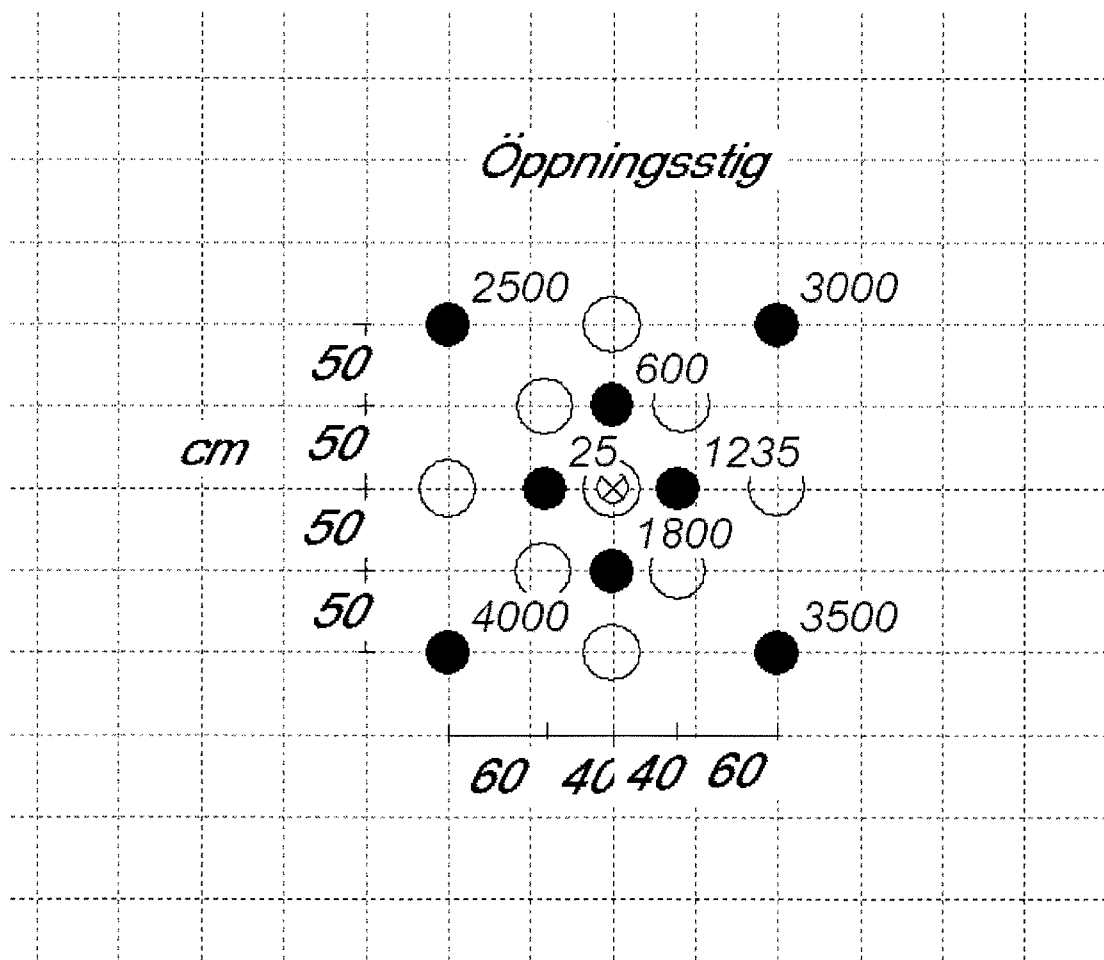
Tennere nr. 0,6,12,18,20,25,30,35,40,45,50,55 og 60

Kimitsperrefjærer nr. 3 B

Sprengstoffet nedover er anolit, Oppover SSE – slurry

Nedover skytes stigen i 3 etapper(salver) a'10m med 50 kg anolit pr.hull,pr.salve.

Oppover skytes stigen (30m) i en salve med to tennere (SLP – primer 40 x 50)



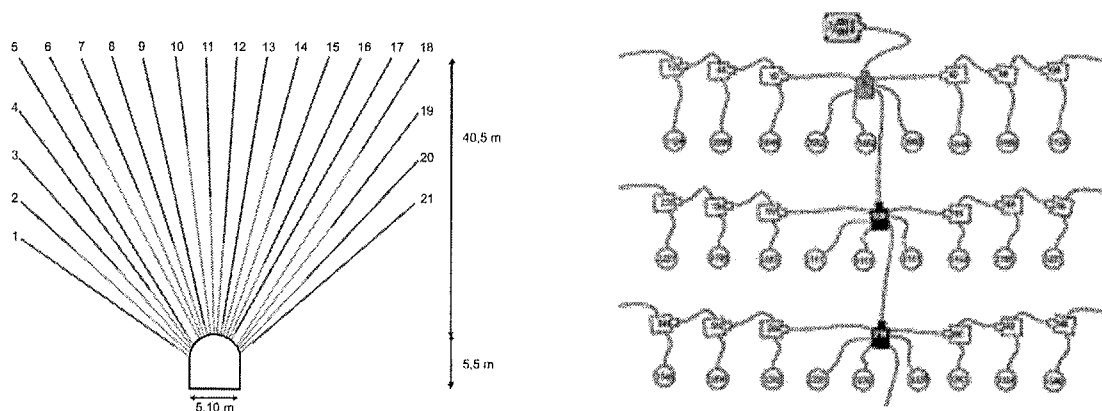
Lade og kopplingsplan

Ladingen av produksjonssalver foregår som tidligere nevnt med Dynos ladetruck for SSE – slurry.

Maksimalt 45m oppover og med 8 kg slurry i minuttet. Vi bruker 2 stk., primer pr., hull, en SLP – 40 x 50. Lading og slangetrekk er automatisk. Sprengstoffmengde for våre salver ligger på 1,3 kg pr. m³.

Avhengig av salvestørrelse (antall hull i vifta og hvor mange vifter) velges tennsystem. Ett der vi benytter MS – tennere, begynner med nr. 12 for opptenningen og blokker mellom viftene. Max 3 vifter.

Eller det det benyttes en Lp – 30 i alle hull med blokker i bredde og bakover.



Budsjettet for 2005 er på 1635 000 tonn det er opp mot det maksimale vi kan greie med den utrustning og utforming gruva har i dag, budsjettet har steget fra 800 000 tonn første året ti det dobbelte i år.

Produksjonen foregår på 3-skift med totalt 50 ansatte, stab innkludert d.v.s., 32 000 tonn pr. ansatt noe som er på linje med LKAB i Kiruna som igjen er best i verden.

I dag jobbes det godt, god produksjon og gode priser på ferdigprodukter gjør at vi ser lyst på fremtiden.

Et velment råd til slutt om man planlegger underjordsdrift, start i god tid søke råd på de plasser som kompetansen er og ikke minst følg rådene.

Vi er foresten i full gang med planlegging av utvidelse av gruva.

Mvh . Børre

**FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2005****SKJERPEDE KRAV TIL LAGRING AV EKSPLOSIVER – HVA BETYR DET
FOR ENTREPRENØRER OG SKYTEBASER**

More stringent rules for storing of Explosives – impact for practise on contractors, shotfirers and blasters.

Senioringeniør Hans-Jørgen Eriksen, Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap

SAMMENDRAG

Etter flere tyverier av eksplosiver fra ulike lager og en landsomfattende tilsynsrunde med fokus på teknisk standard og sikring av lagrene, har myndighetene bestemt at regelverk på området skal skjerpes. Konsekvensene med eksplosiver i urette hender bl.a. for kriminell aktivitet og kanskje terrorhandlinger, er uakseptabel.

Lov og forskrift er overordnet utformet med hensyn til sikkerhetsnivå. 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. Tilsynet i 2005 har vist at innehavere av tillatelser til oppbevaring langt fra fyller vilkårene når det gjelder teknisk standard og sikring av lagrene. På denne bakgrunn kommer det nye strengere krav fra årsskiftet om sikring av lager.

SUMMARY

After numerous thefts of explosives from different storages and a nation-wide inspection with focus on technical -and security standard, the authorities have decided for a new and more stringent set of regulations concern to storage of explosives. Explosives in wrong hands is not acceptable. This especially relates to the evaluation and consequences of explosives getting into criminal hands, and of course also stolen explosives intended for terrorist actions.

The legislation is based upon a superior framework with consideration to safety and security level. Provision guidance includes propositions/guidelines that are considered to meet the set of regulations in place to ensure secure handling of explosives, if implemented. The inspections carried out in 2005 have shown that the licence holder do not meet the requirements and obligations laid down in the regulations. Based on this, a new set of more stringent regulations will be in force from next year.

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 ulykker 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 at 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. Nytt her er at ved alvorlige overtredelser av vilkår blir tillatelsesinnehaver anmeldt for overtredelsen.

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 gjengkriminalitet 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.

Høring - strengere krav til oppbevaring av eksplosiver

Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap (DSB) har i brev av 10. februar 2005, forhåndsvarslet alle med tillatelse til oppbevaring av eksplosiver om nye strengere vilkår for tillatelsene. Fremfor å innføre de strengere vilkårene for oppbevaring av eksplosiver gjennom enkeltvedtak overfor hver tillatelsesinnehaver, velger DSB nå å foreta innskjerpingen gjennom å endre forskrift av 26. juni 2002 nr 922 om håndtering av eksplosjonsfarlig stoff (eksplosivforskriften).

De materielle endringene som ble forhåndsvarslet er de samme som foreslås i denne høringen. I forhåndsvarslet var fristen for installering av alarm for alle lager over 250 kg satt til 1. september 2005. På bakgrunn av at flere tillatelsesinnehavere ga tilbakemelding om at denne fristen var for knapp er fristen forlenget til 1. januar 2006.

Veiledningen vil som tidligere bli lagt til grunn for vilkårene som settes i tillatelsene.

I forslaget til forskriftsendringene er endringene skrevet i kursiv.

Krav om alarm for lagre over 250 kg:

I § 7-4 vil det bli stilt krav om at alle lager, både nye og eksisterende, over 250 kg skal ha installert alarm innen 1. januar 2006. Det stilles ikke spesifikke tekniske krav til alarmen, men den må være innrettet slik at den til enhver tid gir et varsel på et så tidlig tidspunkt som mulig, dersom noen prøver å komme seg inn i lageret. Alarmen skal gi varslings før uvedkommende har fått tak i eksplosivene eller kommet inn i lageret, og det må være en forsvarlig responstid. Dette er nærmere utdypet i vedlagt veiledning.

Krav om hyppigere kontroller for lagre opp til og med 250 kg:

For lager under 250 kg vil det være krav om økt kontrollhyppighet til 2 ganger pr. uke, eventuelt alarm tilsvarende for lager over 250 kg, jf. § 7-7, tredje ledd, annet punktum i høringsforslaget.

Krav i forhold til gjerder for lagre av permanent karakter:

Videre vil det fra 1. januar 2006 være krav om at lagre av permanent karakter skal ha gjerder som slutter godt mot bakken og ikke lett kan løftes opp. For eksisterende lager vil det være en overgangsperiode frem til 1. januar 2007. Se nytt forslag § 7-4, tredje ledd.

Strengere krav i forhold til innbruddssikkerhet:

For alle nye tillatelser gitt etter 1. januar 2006 vil det bli stilt strengere krav til innbruddssikkerhet. De nye kravene innebærer at lageret skal tåle minst 20 minutters motstand mot innbrudd. Det blir krav om at dørene skal være i henhold til NS 3170 klasse 4, dersom det ikke kan dokumenteres andre løsninger som minst tilfredsstillende det samme sikkerhetsnivået. For lager med tillatelser gitt før 1. januar 2006 vil det bli gitt en overgangsperiode frem til 1. januar 2007.

Strenger krav til containere i forhold til innbruddssikkerhet:

Fra 1. januar 2006 vil det også være krav til at containere skal ha minimum 20 minutters motstandsdyktighet mot innbrudd. Videre vil det bli tydeliggjort i veiledningen at man må sikre at containere ikke lett kan flyttes. Dette er i overensstemmelse med eksplosivforskriften § 7-4 hvor det fremkommer at innretning for oppbevaring av eksplosiv vare skal være slik at varen ikke kommer på avveie eller i urette hender. For eksisterende containere vil det også her være en overgangsperiode frem til 1. januar 2007.

Fyrverkeri:

For fyrverkeri vil alle disse nye kravene bli gjort gjeldende for fareklasse 1.1G, mens det for de andre fareklassene kun er kravet om alarm som vil bli gjort gjeldende.

**Strengere krav til oppbevaring av eksplosiver –
forslag til endring av forskrift av 26. juni 2002 nr 922 om håndtering av
eksplosjonsfarlig stoff.**

§ 7-4. Bygningstekniske forhold

Rom, bygning eller innretning for oppbevaring av eksplosiv vare skal være utført og innredet slik at det ikke oppstår særlig fare for brann eller eksplosjon, og slik at varen ikke kommer på avveie eller urette hender, *og skal som et minimum kunne stå imot et innbruddsforsøk i 20 minutter.*

Det skal være installert alarm som sikrer tidlig varsling og forsvarlig responstid i rom, bygning eller innretning hvor det er gitt tillatelse til oppbevaring av over 250 kg eksplosiv vare.

Lager av permanent karakter skal være forsvarlig inngjerdet med låsbar port og med gjerde som slutter godt ned mot bakken.

Rom, bygning eller innretning skal ha ventilasjon som sikrer god utlufting.

§ 7-7. Generelle krav til sikker drift

Rom, bygning eller innretning for oppbevaring av eksplosiv vare skal drives og vedlikeholdes i samsvar med virksomhetens internkontroll og de risikoanalyser, driftsforutsetninger og tillatelser som gjelder for oppbevaringen. Det skal være utarbeidet egnede sikkerhetsinstrukser og journaler på norsk for sikker drift og betryggende vedlikehold.

Sikkerhetsinstruksenes utforming skal være tilpasset forholdene på stedet der oppbevaring foregår.

Oppbevaringsstedet skal kontrolleres regelmessig. Oppbevaringssted hvor det er installert alarm skal som et minimum kontrolleres 1 gang per uke. Oppbevaringssted hvor det ikke er krav om installering av alarm skal som et minimum kontrolleres 2 ganger per uke.

§ 12-5. Ikrafttredelse

Forskriften trer i kraft 1. juli 2002.

Når forskriften trer i kraft oppheves:

- Forskrift av 22. mars 1977 nr. 1 om eksplosive varer.
- Forskrift av 12. november 1991 nr. 732 om erverv, handel og innførsel av eksplosiv vare.
- Forskrift av 20. desember 1994 nr. 1191 om markedsføring og kontroll av eksplosiv vare til sivilt bruk.
- Forskrift av 16. desember 1999 nr. 1471 om oppbevaring av eksplosive varer.

Forskriftens § 7-4 første ledd i.f. og annet og tredje ledd, § 7-7 tredje ledd annet og tredje punktum og § 12-6 annet og tredje ledd trer i kraft 1. januar 2006.

§12-6. Overgangsbestemmelser

Tillatelser gitt med hjemmel i forskrifter som nevnt i §12-5 er fortsatt gjeldende.

Alle rom, bygning eller innretning med tillatelse til oppbevaring av eksplosiv vare gitt før 1. januar 2006 skal i tillegg til vilkårene i tillatelsen tilfredsstille kravene i forskriftens § 7-4 annet ledd eller § 7-7 tredje ledd annet og tredje punktum innen 1. januar 2006.

Med unntak av tidligere tillatelser for oppbevaring av fyrverkeri i faregruppe 1.2G, 1.3G og 1.4G skal rom, bygning eller innretning med tillatelse for oppbevaring av eksplosiv vare gitt før 1. januar 2006 tilfredsstille forskriftens § 7-4 første ledd i.f. og tredje ledd innen 1. januar 2007.

Endring i veiledning til kap 7 oppbevaring, i eksplosivforskriften

Bygningstekniske forhold

Alle eksplosivmengder som oppgis gjelder netto eksplosiv innhold og er forkortet NEI.

§ 7-4 bygningstekniske forhold:

GENERELT

Lagre må ikke inneholde ildsted, trykkflasker eller brannfarlige varer/gjenstander.

Det må ikke utføres annet arbeid i et lager enn det som er nødvendig for transport av eksplosiver til og fra lageret.

DSB kan akseptere andre bygningskonstruksjoner og utførelser enn de nevnt i veiledningen. I slike tilfeller må det dokumenteres for eksempel ved rapport fra en uavhengig tredjeperson fra utførte tester, at de valgte løsninger er minst like gode med hensyn til innbruddssikkerhet.

Med innbruddstid menes det antall minutter det tar å bryte opp en dør eller leget et hull i skallet, som er stort nok til at en normal person kan ta seg gjennom.

OVERFLATELAGER

Magasin

Generelt

Tak, vegger og gulv skal bestå av 20 cm dobbelarmert betong. Ved bruk av andre bygningsmaterialer skal det dokumenteres en tilsvarende innbruddssikkerhet.

Fysisk sikring av magasin

Reglene for sikring av magasin gjelder uavhengig av mengde eksplosiver i lageret.

Dør og låseanordning

- Dør skal være godkjent etter norsk standard NS 3170 i minst klasse 4, med tilhørende låser i kl. 3. Det skal være to låser hvorav den ene innstukket. Det vil si at døren skal tåle minimum 20 minutters motstand mot innbrudd. Eventuelt kan 15 minutters motstand i henhold til standard ENV 1627 kl. 5 benyttes, der verktøyet er av tyngre type. Låsene er nærmere spesifisert i standarden NS 3620.
- Dørkarmens innfestning skal være iht. kravene i NS 3157.

Disse kravene gjelder også for fyrverkeri i faregruppe 1.1G

Fysisk sikring av lager for fyrverkeri eller pyroteknisk vare i faregruppe 1.2G, 1.3G og 1.4G

Dør og låseanordning

- Dør skal være godkjent etter norsk standard NS 3170 i minst klasse 3.
- Dør skal være utstyrt med minst 2 FG-godkjente innstukne låseenheter, hvorav minst en skal være av hakereiletypen
- Dørkarmens innfestning skal være iht. kravene i NS 3157

Stålcontainer

Generelt

DSB stiller følgende krav til stålcontainer som lager for eksplosive varer:

- Containeren skal være øremerket til formålet
- Det er ikke tillatt å ha sprengstoff og tennmidler i containeren samtidig. Avstand mellom container som inneholder sprengstoff og container som inneholder tennmidler skal være minst 1 meter
- I tilfellene container ønskes benyttet som eksplosivlager, må dette fremgå av søknaden om tillatelse

Det må sørges for at container forankres og sikres på en slik måte at det ikke er lett å fjerne containere, jf. forskriftens krav om at den ikke skal komme i urette hender.

Fysisk sikring av stålcontainer

DSB stiller følgende krav til stålcontainer brukt som lager for eksplosive varer, herunder fyrverkeri i faregruppe 1.1G:

- Containeren skal være konstruert slik at den holder minst 20 minutters motstand mot innbrudd, med verktøy minimum som angitt i NS 3170, kl. 4. Standardens sikkerhetsnivå gjelder som et minimum. Eventuelt kan verktøy angitt i ENV 1627 kl. 5, med 15 minutters motstand mot innbrudd benyttes.
- Dør skal være konstruert slik at den holder minst 20 minutters motstand mot innbrudd, med verktøy minimum som angitt i standard NS 3170 klasse 4. Standardens sikkerhetsnivå gjelder som et minimum. Eventuelt kan verktøy angitt i ENV 1627 kl. 5, med 15 minutters motstand mot innbrudd benyttes. En stålbom med dimensjon minst 60 X 10 mm skal dekke nøkkelhullet for den innstukne låsen. Stålbomen/hengelåsbeslag bør være av en slik stål kvalitet at den ikke kan bøyes og vippes ut. Bommen skal være låst med en FG-godkjent hengselås i minst klasse 3, og være utformet slik at et beslag dekker hele hengselåsen. Hengelåsbeslaget skal minimum være av 10 mm stål.
- Dør skal være sikret med minst to bakkantbeslag, eller tilsvarende som hindrer at døren fra å bli vippet eller brutt ut dersom hengslene kuttet eller fjernes.
- Ved tofløya dører skal den ene døren sikres innvendig. Innvendig låsbolter eller skåper skal sikre låsing i gulv og tak. Mekanismen må festes i dørens stålkonstruksjon.
- Gulv og vegger skal være kledd med fast montert trepanel, finerplate e.l., som er minst 12 mm.
- Container skal utstyres med ventilasjonsåpninger (4 ventiler i hver langvegg)

Forøvrig skal containeren tilfredsstille NS-ISO 1496.

Fysisk sikring av lager for fyrverkeri eller pyroteknisk vare i faregruppe 1.2G, 1.3G og 1.4G

DSB stiller følgende krav:

- Dør skal være utstyrt med minst 1 FG-godkjent innstukket låseenhet. En stålbom med dimensjon minst 60X10 mm skal dekke nøkkelhullet for den innstukne låsen. Bommen skal være låst med en FG-godkjent hengselås i minst klasse 3, og være utformet slik at et beslag dekker hele hengselåsen.
- Dør skal være sikret med minst to bakkantbeslag, eller tilsvarende som hindrer at døren fra å bli vippet eller brutt ut dersom hengslene kuttet eller fjernes.
- Gulv, vegger og tak skal ha en godstykkelse på minimum 5 mm
- Dør skal ha en godstykkelse på minimum 5 mm
- Gulv og vegger skal være kledd med fast montert trepanel, finerplate e.l
- Container skal utstyres med ventilasjonsåpninger (4 ventiler i hver langvegg)

For øvrig skal containeren tilfredsstille NS-ISO 1496

Kasuner

Som et alternativ til containere anses Forsvares kasuner med sikkerhetsdør å tilfredsstille nevnte sikkerhetskrav.

Barrikader

For en kunstig eller naturlig barrikade skal en linje trukket fra toppen av eksplosivene i et lager til toppen av eksplosivene i det andre lageret gå gjennom minst 2,4 meter masse, uavhengig av hvor målingene tas.

Det trekkes en ny linje fra samme referansepunkt som nevnt ovenfor. Denne linjen skal danne en vertikal vinkel på minst 2 grader med den førstnevnte rette linjen. Denne linjen skal gå gjennom minst 1,0 meter masse, uavhengig av hvor linjene trekkes (se figur 2).

Massene i en barrikade bør være kohesjonsjordarter (friksjonsjordarter). En barrikade av jord bør ha en naturlig rasvinkel på 35-40 grader. Tung leire bør imidlertid unngås. Overflaten bør inneholde matjord og såes til med gress. En barrikade som bygges nær et lager må ikke inneholde stein over knyttnevestørrelse.

En 0,45 meter tykk barrikade av armert betong anses ekvivalent med barrikade av 2,4 meter tykkelse. Fundamentet skal føres ned til frostfritt dybde eller forankres i fjell. Fundamentering/forankring av en barrikade i armert betong må dokumenteres.

DSB kan også akseptere andre utførelser av barrikader enn nevnt ovenfor. I slike tilfeller må det dokumenteres at de valgte løsninger er minst like gode.

UNDERGRUNNSLAGER

Informasjon om undergrunnslager kan fås fra DSB. De kravene som gjelder for overflatelager vedr. sikring gjelder tilsvarende for undergrunnslager.

FYSISK SIKRING AV LAGER

Inngjerding

- Oppbevaringsstedet skal være omgitt av et solid gjerde av ubrennbart materiale, eller lignende fletteverk, av minst 2 meter høyde og i minst 2 meters avstand fra lageret. For anleggslagre er det respektive mål 2 og 1,5 meter, og gjerdestolper kan være av tre. Port i gjerde må ikke lett kunne løftes av hengslene av uvedkommende. Gjerde må slutte godt mot bakken og ikke lett kunne løftes opp, slik at man kan krype under. Over gjerde og port skal det være 2 rader med piggråd. For anleggslager som ligger på et avstengt område, kan gjerder sløyfes etter innvilget søknad.
- Port skal være låst med FG-godkjent hengslås i minst klasse 3, med tilhørende hengslåsbeslag.

Fyrverkeri/pyroteknisk vare

Disse kravene gjelder også for all type fyrverkeri, når det gjelder varig lagring.

Alarm

Generelt

For alarmanlegg gjelder følgende:

- Alarmanlegget skal sikre en forsvarlig responstid. Med forsvarlig responstid menes at alarmen skal gi varsel før uvedkommende har kommet inn i lageret. Alarmen bør utløses så tidlig som mulig, helst ved påbegynnelse av angrep mot den bygningstekniske konstruksjonen. Alarmen skal knyttes til FG-godkjent alarmsentral eller vaktentral, eventuelt politi eller brannvesen der disse har et slikt mottak, som kan sjekke ut om dette er et reelt innbrudd eller falsk alarm. Dersom det er reelt innbrudd skal politiet varsles omgående.
- Alarmanlegget må gi varsel til alarmmottak ved alle mulige typer feil, slik som for eksempel strømbrudd, tekniske feil, eller der det ikke er tilkobling til strømmettet må den gi varsel ved lavt batterinivå.
- Det skal foretas dekningsprøve for å forvisse seg om at alarmoverføringen fungerer tilfredsstillende, dette må sjekkes jevnlig. Pollingen skal minimum skje hvert 3 minutt
- Alarmanleggets strømforsyning skal sikre kontinuerlig drift også under ulike klimatiske forhold

Fyrverkeri/pyroteknisk vare

Kravet om alarm gjelder også for permanente fyrverkerilager over 250 kg.

For lagre opp til og med 250 kg skal kontrolleres minst 2 ganger i uken, evn. installere alarm som for lager over 250 kg.

Vakthold

Lagre som på grunn av innbrudd, innbruddsforsøk, vedlikehold, reparasjoner eller lignende midlertidig ikke innehar den sikkerheten forskriften og veiledningen gir uttrykk for, skal sikres med kontinuerlig vakthold.

Brannvern

Vegetasjon og brennbart materiale skal fjernes innenfor gjerdet. Trær fjernes i en avstand som tilsvarer høyden på trærne. For midlertidige lager, kan vegetasjonen tillates inntil 5 meter fra lageret.

Det skal minimum være 1 stk. 6 kg brannslukningsapparat på hvert lager.

Ventilasjon

Lager skal ha naturlig eller mekanisk ventilasjon som sikrer god utlufting.

§ 7-7 Generelle krav til sikker drift

Nytt siste avsnitt under "Regelmessig kontroll av lageret"

Lager opp til og med 250 kg som ikke har alarm skal kontrolleres minst 2 ganger pr. uke. Det kan eventuelt installeres alarm som for lager over 250 kg, og da gjennomføre kontroll 1 gang pr. uke.

I DBSs grunndatasystem er det i dag registret ca 800 lager med tillatelse fra DSB. 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.

Ytterligere vurderinger og arbeider som pågår

Færre og større lager?

DSB har gitt tillatelse til ca 800 lager fordelt på 430 kommuner. I tillegg gir kommunen tillatelse til lager på under 250 kg.

Det er under vurdering 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 har gående et prosjekt for å få vurdert om en slik omlegging kan iverksettes uten for store negative ringvirkninger. En slik omlegging vil bl.a. ha som konsekvens at det transporteres mer eksplosiver på veg. En eksplosivtransport vil kunne være et vel så lett "bytte" for de "profesjonelle" kriminelle som et lager.

Tilsyn

DSB har fått utført tilsyn ved om lag 80 % av alle lager i 2005. Resultatet er noe nedslående med mange mangler både på bygning/container og sikring i form av mangelfull avlåsing og dårlige rutiner for drift og oppfølging av mengder i lagrene. 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 blir ikke dette 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.

DSB har også tatt 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 grunnlag for å vurdere behov for skjerpede tiltak samt at politiet reagerer mer i tråd med intensjonen i regelverket.

Vilkårene for erverv av sprengstoff er også under revisjon. Framtidig vil det bli langt færre som kan erverve og vilkårene vil bli skjerpet.

I den senere tid er vi gjort kjent med at en del utøvere i bransjen bruker bilen som "lagerplass" for sprengstoff. Dette er gjerne de som ikke har eget lager og derfor ikke har annen plass enn lasterommet som plass for sprengstoffene fra en dag til neste. En slik praksis er selvfølgelig ikke i tråd med gjeldende bestemmelser.

Direktoratet vil 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.

EU tiltak

EU-kommisjonen arbeider med et direktiv om merking og sporbarhet av eksplosiver. Nøyaktig protokollføring og lageroversikt er av fundamental viktighet i arbeidet med sikring av eksplosiver. Det er viktig og raskt kunne oppdage avvik i beholdningen. Politiet vil kunne ha stor hjelp i å kunne spore eksplosivene og deres opprinnelse ved arbeid med å oppklare saker der eksplosiver er på avveie.

Konklusjon

Kravene til innbruddssikkerhet skjerpes igjen fordi det synes ikke som om sikringsnivået er tilfredsstillende all den tid det er for enkelt å ta seg inn i eksisterende lager. Eksplosiver på avveier er ikke akseptabelt i dagens samfunn. Innehavere av slike varer har en stor utfordring i å sørge for at disse varene ikke kommer på avveie. Vanlige kost-/nyttevurderinger er ikke nok lengre, det er samfunnets aksept i disse spørsmål som er avgjørende. Innskjerpinger i kravene til bygningstekniske tiltak og sikring for eksplosivlagre vil framtidig følge som en funksjon av aversjonen hos folk flest til enhver tid. Etter som "trusselbildet" endrer seg kan vilkåret for å få tillatelse til oppbevaring av eksplosiver endres og i verste fall kan vilkårene bli ganske rigorøse.

KLOSTERGARASJEN I BERGEN SENTRUM - sprengningstekniske utfordringer

Blasting challenges : excavation of underground car park in Bergen town centre

Sjefingeniør Arve Fauske, Dyno Nobel ASA, EMEA (Europe, Middle East&Africa)

SAMMENDRAG

I august 2003 begynte sprengingsarbeidene på adkomsttunnelen til Klostergarasjen som vil bli det fremtidige hovedparkeringsanlegget under jord for Bergens bykjerne med en planlagt byggetid på 2 år. Adkomsttunnelen dykker ned i fjellet midt mellom husrekkene i historisk bevaringsverdige Vestre Muralmenningen.

Den største utfordringen for entreprenøren var å minimalisere ulempene forbundet med støy, forstyrrelser og skade forårsaket av anleggstrafikk og sprengningsoperasjoner samt etablere et godt forhold til naboskapet allerede fra begynnelsen.

Klostergarasjen vil bestå av to haller som sprenges ut ved driving av en toppstoll ved hjelp av pilot og stross. Dernest drives en bunnstross som pallsprenging med vertikale hull. Hovedsprengstoffet som ble brukt i parkeringshallene var Titan SSE®-systemet, et system basert på en emulsjonsmatrise som sensiteres på stedet.

Parkeringshallene har liten overdekning i området 4-20 meter. For å imøtekomme strenge vibrasjonskrav ble SSE strengladningssystemer tatt i bruk i kombinasjon med hybrid Nonel® tennsystemer. Metoden funksjonerte meget tilfredsstillende.

SUMMARY

The blasting work on the main access tunnel to an underground car park in the centre of Bergen began in August 2003. The downramp to the tunnel is located between two rows of apartment buildings just 25 metres apart in a partial preservation area in the historic town centre.

The main challenge for the contractors was to minimize the noise, disruption and damage caused by construction traffic and blasting operations, and to establish a good relationship with local residents, right from the start.

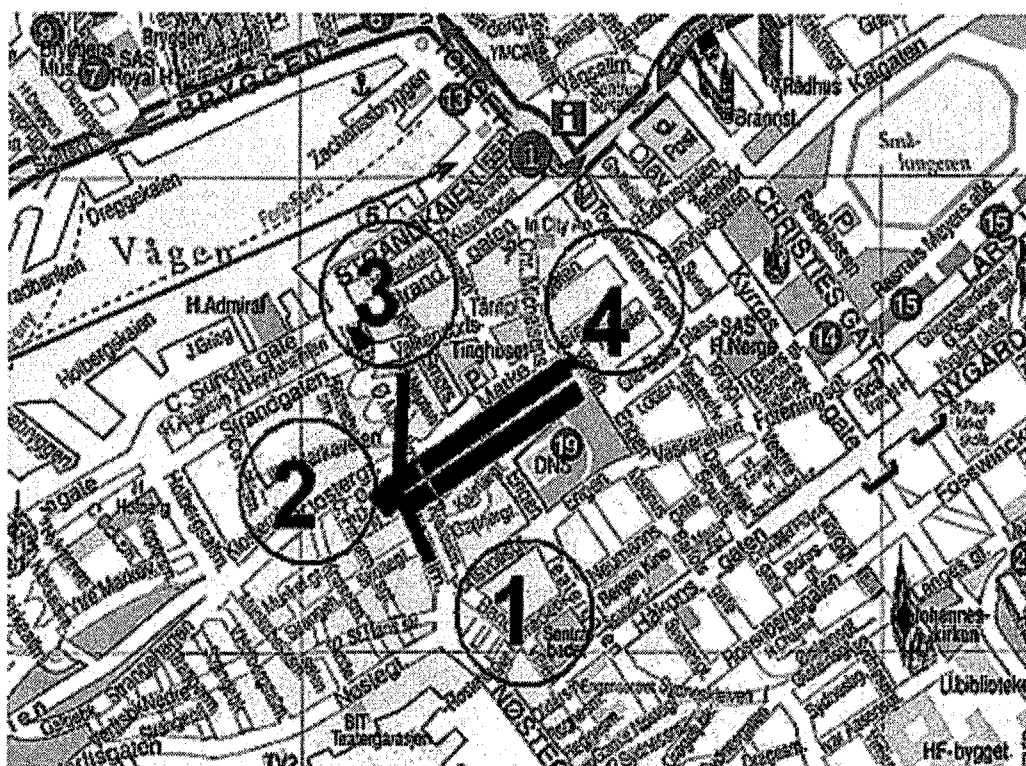
Each of the twin parking halls was excavated by driving a pilot tunnel that was then enlarged to form a substantial top heading, from which the full depth of the hall was obtained by vertical benching.

The main explosives system used in the caverns was the Dyno Nobel Titan SSE® system, which is a site sensitized emulsion system. The parking halls have a rock cover in the area 4-20 metres. To enable compliance with tight restrictions on vibration, hybrid Nonel® initiation systems and SSE string-charging systems were used. The solution proved very successful.

1. INNLEDNING

1.1 General plan

Bystyret i Bergen vedtok at Klostergarasjen skulle bli det fremtidige hovedparkeringsanlegget for Bergens bykjerne. Prosjektets innkjøringstunnel er lokalisert mellom to husrekker i det historisk bevaringsverdige Vestre Murallmenningen. Senere vil den fremtidige Nordnes-tunnelen bli koblet til parkeringsanlegget ved hjelp av en rundkjøring i forkant av parkeringshallene. Figur 1.



Figur 1. Plassering av Klostergarasjen parkeringshaller under jord i Bergen sentrum. Drive-in :1. Adkomst for fotgjengere 1-4.

I mellomtiden vil hovedankomsten for fotgjengere og drive-in være i gaten Vestre Murallmenningen. Byggherrens hovedkriterier for parkeringsanlegget under jord var at det skulle være en optimal logistisk løsning, brukervennlig og effektiv. Dette betyr en åpen og lys parkeringshall med rikelig plass for både bilister og fotgjengere. I tillegg skulle anlegget ha et vel utviklet kjøremønster, korte gåavstander samt lett-å-finne utganger.

Klostergarasjen AS, a konsortium bestående av Bergen Kommune (53 %) og private investorer (47 %), initierte prosjektet og inngikk en kontrakt med Veidekke Entreprenør AS/Spesialprosjekt som skal bygge parkeringsanlegget. Kontraktsummen for prosjektet var på om lag 140 millioner kroner.

En viktig målsetting for både byggherre og entreprenør under byggeperioden var å minimalisere ulempene for beboerne. For å sikre interessene for både byggherren og de lokale beboere ble før anleggstart konsulenter engasjert for å besiktige og registrere alle bygninger og installasjoner i området.

Klostergarasjen AS appellerte til de lokale beboerne om forståelse for at de kunne bli påført ulemper i form av anleggstrafikk, sprenging og bortfall av eksisterende parkeringsplasser under byggeperioden. Anleggsarbeidene var planlagt for oppstart i August 2003 med en varighet over 2 år.

1.2 Anleggsdata

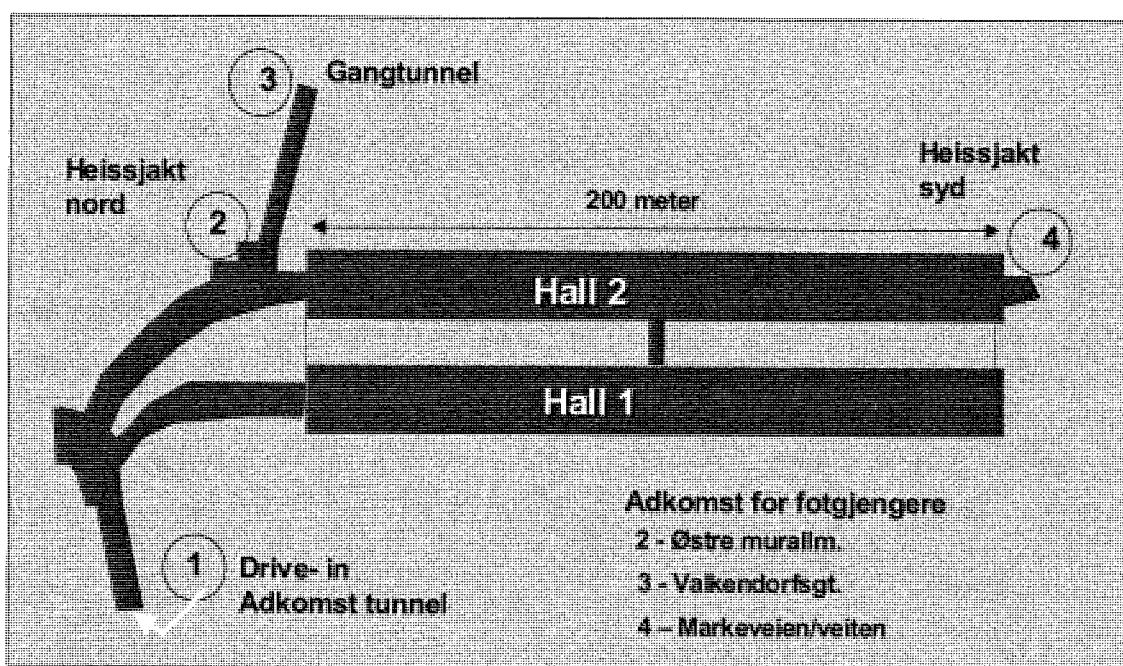


Fig. 2. General plan. Drive-in i Vestre Murallmenningen med fotgjengeradkomst, 1. Nordre heissjakt ved Østre Murallmenningen, 2. Gangtunnel fra Valkendorfsгатen, 3. Søndre heissjakt ved krysset Veiten/ Markeveien syd, 4.

Prosjektet består av 2 parallelle haller, 200 meter lange, 12 meter høye, og 17 meter brede. I tillegg kommer en drive-in tunnel, 2 heissjakter og en gangtunnel for fotgjengere. Parkeringshallene (Hall 1 og hall 2) har et tverrsnitt på 195 m² og hver av dem har 3 etasjer og 3 tverrgående kjøreramper. Total parkeringskapasitet er 950 biler. Figure 2. Ca. 100 000 kubikkmeter må kjøres ut av adkomsttunnelen og ut i tett trafikk i og rundt bykjernen. Dette tilsvarer omkring 13 500 lastebillass ut, og det samme antallet returer. Steinmassene ble delvis deponert, og delvis knust og anvendt i Bergens-området.

Adkomsttunnelen I Vestre Muralmenningen er lokalisert mellom 2 husrekker. Den korteste avstanden fra kanten av tunnelen og bygningene er bare 7 meter. Dette bestemte i høy grad valg av sprengingsopplegg. Byggherrens konsulent hadde forordnet en generell grenseverdi på 20 mm/s for vertikal svingehastighet for bygninger fundamentert på løsmasse, og 40 mm/s for bygninger fundamentert på fjell. Adkomsttunnelens påhugg befinner seg inne i en 10 meter lang prebygget betongkulvert. Tunnelen dykker inn i fjellet med en synk på 1:6 inntil den flater ut omlag 60 meter fra påhugget. I dette området foran parkeringshallene vil det bli sprengt ut en rundkjøring med forbindelse til den fremtidige Nordnes-tunnelen.

Ved Østre Muralmenningen vil det bli bygget adkomst for fotgjengere til den nordre enden av parkeringshallene ved hjelp av en 35 meter dyp heissjakt i fjell.

I det samme området vil det bli bygget en gangtunnel for fotgjengere fra Valkendorfsgaten til heissjakten. Ved den søndre enden av parkeringshallene og ennå nærmere bysentret, vil nok en heissjakt bli bygget. Siden den søndre adkomsten til heissjakten var plassert på innsiden av hjørnet på en bygning ble det krevet en spesiell byggeløsning.

Til forskjell fra den søndre adkomsten ble all utbygning utført i fjell. Fjelloverdekningen var relativ liten. Over parkeringshallene varierte overdekningen fra 4 til 20 meter. Med så liten overdekning og relativt strenge restriksjoner på vibrasjoner, ble det krevet spesielle sprengningsmetoder for å oppnå en sikker og effektiv drift. Geologien i området består for det meste av metamorf Grønnstein med god sprengbarhet, men som enkelte steder var sleppete og sterkt oppsprukket.

1.3 Utfordringer for entreprenør og sprengningsteknisk support

Ved betraktning av den begrensede fjelloverdekningen var hovedutfordringen for entreprenøren var å minimalisere støy, forstyrrelser og skader i den umiddelbare omgivelse fra anleggstrafikk og sprengingsoperasjoner, samtidig som det var ønskelig med en størst mulig fremdrift. Det var også viktig å etablere et godt forhold til beboerne allerede fra oppstarten. Arbeidstiden ble derfor begrenset til mellom kl. 07:00 and kl. 22:00. Denne ble organisert i 2 skift pr. dag. Hvert skift med et sprengningsteam på 3 mann pluss en reparatør. Totalt hadde anlegget en bemanning på 20 personer . I tillegg var det engasjert et antall underentreprenører for utkjøring og transport samt spesielle sprengingsoperasjoner. Effektive målesystemer for sprengingsvibrasjoner ble installert for bedre å imøtekomme de fastsatte grenseverdier på anlegget. For å forenkle varslingsprosedyrene ved sprengning installerte entreprenøren et nytt effektivt og automatisk telefon varslingsystem.

Veidekke rekvirerte sprengningsteknisk support fra anleggets sprengstoffleverandør , Dyno Nobel ASA, EMEA (Europe, Middle East & Africa).

1.4 Faktorer som kan føre til sprengningsskade

Dyno Nobel teknisk support tok utgangspunkt i hvilke faktorer som kan føre til sprengningsskader og hjalp entreprenøren til å minimalisere sprengingsinduserte vibrasjoner. Støy og overtrykk fra sprengingene ble også vurdert, men spesielle tiltak for å redusere disse faktorer ble ikke iverksatt, dels fordi det ikke forelå noen spesielle krav til maksimalverdier, eller grenseverdier. Tiltak ble imidlertid iversatt for å

minimalisere utviklingen av røyk og giftige sprenggasser, så vel som tiltak for å forhindre steinsprut, som for øvrig overhodet ikke fikk forekomme.

De viktigste faktorer når det gjelder utvikling av skade på bygninger, eller installasjoner fra sprengingsinduserte vibrasjoner er : amplitude, frekvens og varighet.

Amplituden kan bli gitt som utsving (mm), svingehastighet (mm/s) or akselerasjon (mm/s^2), og bygger hovedsakelig på vekten av den samtidig detonerende ladning, men også på ladningens lengde og innspenning, dempningskarakteristikker i fjellgrunnen samt avstanden mellom målepunktet og sprengningskilden.

Naturligvis er også bygningens respons overfor sprengingsvibrasjonenes amplitude en viktig faktor. Siden det er lite vi kan gjøre for å dempe vibrasjonene etter sprengningsforløpet, er det mest viktig å legge vekt på preventive tiltak. Vi fokuserer derfor på de følgende kontrollerbare faktorer som er avgjørende for utvikling av sprengningsskader:

- Samtidig detonerende ladning/enhetsladning
- Intervalltid/forsetningstid
- Spesifikk ladning
- Boremønster
- Borehulldiameter
- Avstanden til risikoobjektet

Ved analysing av sprengingsinduserte vibrasjoner har ofte betydningen av frekvensinnholdet blitt undervurdert. Generelt varierer sprengingsinduserte vibrasjoner fra 10 til 100 Hz. For korte avstander har verdier fra 60-100 Hz en tendens til å dominere, selv om verdier opp til 400 Hz kan forekomme. Ved avstander større enn 100 meter befinner frekvensene seg normalt i området 15-30 Hz. Ved lengre distanser vil frekvensene vanligvis ligge i området 5-10 Hz , som forøvrig svarer til resonansområdet for bygninger så vel for mennesker

For å beregne vibrasjoner er formelen brukt i Norge følgende :

$$v = K \sqrt{Q / d} \quad \text{mm/s}$$

v = svingehastighet, mm/s

K = fjellkonstant, 200-400

Q = samtidig detonerende ladning

d = avstand i meter

Så vel svingehastighet som utsving kan beregnes ut i fra formelen overfor. Men fjellkonstanten vil være forskjellig. Nåværende praksis favoriserer bruk av den vertikale komponenten av svingehastighet for sprengningsinduserte vibrasjoner.

2. ADKOMSTUNNEL I VESTRE MURALMENNINGEN

2.1 Forberedelse av de første tunnelsalver



Figur 3. Forberedelser til å sprengne den første tunnelsalven i Vestre Muralmenningen.

Adkomsttunnelen til parkeringshallene i Vestre Muralmenningen har et tverrsnitt på 42 m². Med hensyn til overdekning og sikring av tunnelsprengningene i påhugget ble det på et tidlig tidspunkt etablert en betongkulvert i 10 meter lengde foran stoffen. Kulvertåpningen måtte i tillegg sikres med tunge matter og finmasket nett for å unngå steinsprut kunne trenge ut av åpningen. Dette var av største viktighet og i tråd med byggherrens krav og entreprenørens risikovurderinger. Dekningssystemet ble arrangert i praksis slik at det på en enkel måte kunne fjernes etter sprengingen. Figur 3

Bore- og salveplaner ble utarbeidet på grunnlag formelen ovenfor med kjente konstanter fra tidligere sprengninger i forskjæringen. Borehulldiameteren var 48 mm, med 4 x 102 mm grovhull i kutten. Salvelengen ble satt til 2,5 meter for åpningssalvene. Generelt ble stoffen delt i 3 seksjoner i åpningen :

Seksjon 1: Sprengning av parallellhullskutt inkludert liggere. Min./maks. intervalltider brukt : 50/200 ms. Maks. forsinkertid : 1800 ms. Ladning pr. intervall: 2.0 kg. Antall hull: 19. Beregnede vibrasjoner 13 mm/s.

Seksjon 2: Sprengning av sidestross begge sider. Min/maks. intervalltider : 25/200 ms. Maks. forsinkertid : 1200 ms. Ladning pr. intervall : 1.6 kg. Antall hull: 32. Teoretiske vibrasjoner: 15,6 mm/s.

Seksjon 3: Stross ned inkludert konturhull. Min/maks.intervall tid: 25/100 ms. Maks. forsinkertid: 1100 ms. Ladning pr.intervall: 1.6 kg. Antall hull: 31. Teoretiske vibrasjoner: 15,6 mm/s.

Vibrasjonene målt for de første 3 sprengingene var nær inntil de teoretisk beregnede verdier, og betydelig under grenseverdiene på 20 og 40 mm/s.

2.2 Valg av sprengstoffer og tennsystemer for oppstartprosedyre

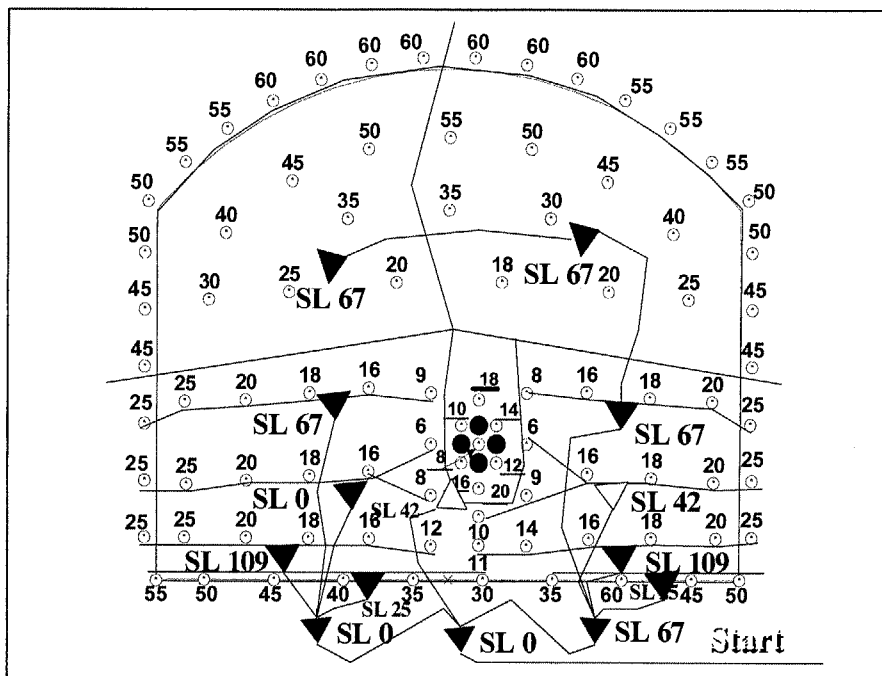
Etthulls-tenningsystemer ble anvendt med minimum 25 millisekunder intervalltid. Dette ble mulig gjennom bruk av Nonel SL-blokker med forsinkelse. Forsinkertiden i borehullene ble gitt ved en kombinasjon av tennerne i Nonel MS-serien og Nonel LP-serien.

Patronerte nitroglykolbaserte sprengstoffer ble brukt under oppstartprosedyren. Det ble brukt Dynamit® 30x380 mm som bunnladning og Dynotex 1® 32x1000 mm rørladninger som pipeladning. Generelt gir patronerte sprengstoffer betydelig mindre vibrasjoner enn bulksprengstoffer på grunn av redusert koblingseffekt. De gir også bedre kontroll med sprengingsprosessen ved forsiktig sprengning.

NG-sprengstoffer har imidlertid flere ulemper (foruten generell sikkerhet) slik som dannelse av mer røyk og giftige sprenggasser. Dette kan bety et miljøproblem ved sprengning i urbane områder som Muralmenningen i Bergen. De første salvene produserte virkelig tung røyk som sivet ut i omgivelsene og opp langs husveggene. Av denne grunn ønsket entreprenøren å konvertere til emulsjonssprengstoffer så fort som mulig. Som en temporær løsning ble Dynotex® rørladningene erstattet av patronert emulsjon av typen Kemix A (32x1110 mm). Dette resulterte i en betydelig reduksjon av røyk fra salvene, og dermed også lavere giftighet.

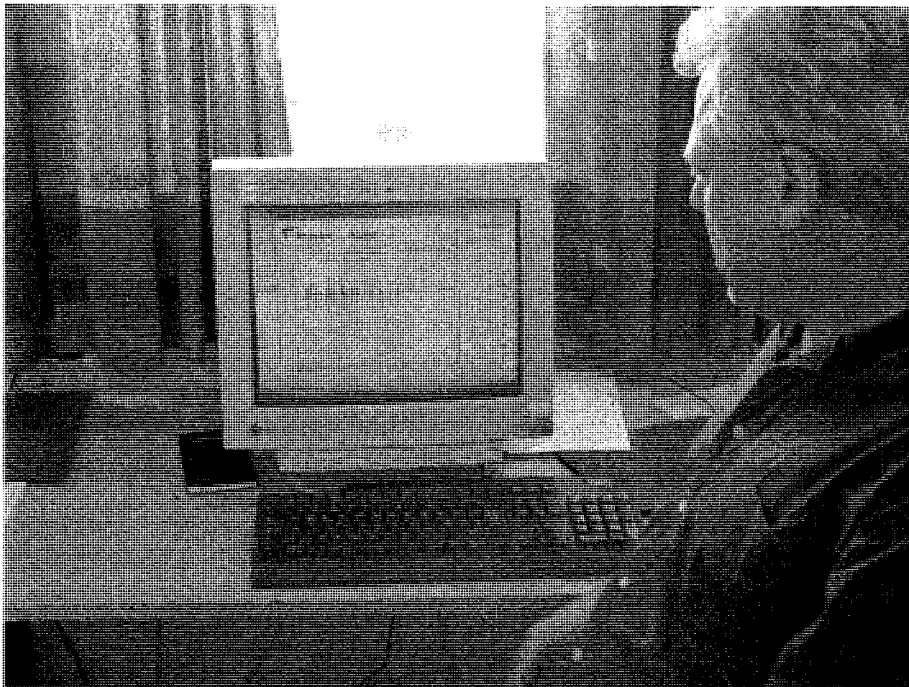
Etter flere åpningssalver hvor prosedyren som beskrevet ble fulgt, ble det besluttet å sprengne fullt tverrsnitt, gjennom samtidig å øke salvelengden gradvis etterhvert som fjelloverdekningen ble større og avstanden til målepunktene økte. Sprengning av fullt tverrsnitt krever et spesielt tennsystem. Ved å kombinere Nonel® MS and LP forsinkertennere med et antall forskjellige Nonel Snapline® (SL) koblinger, kan det konstrueres en rekke forskjellige forsinkersystemer hvor formålet er å redusere vibrasjoner. Systemet kalles vanligvis Nonel® Hybrid. Figur 4. Systemets initieringstider blir holdt numerisk fra hverandre som et etthulls-tennsystem. Det er viktig å vurdere tennernes egenspredning i forhold til forsinkertidens lengde, så vel som sannsynligheten for overlapping i det totale tennsystemet.

Sprengningsvibrasjoner fra en tunnelsalve er i høy grad avhengig av faktorer som spesifikk boring, koblingseffekter, borehullsavvik og innspenning. Imidlertid er det den samtidig detonerende ladning, eller enhetsladningen som er den viktigste faktor. Denne må reduseres dersom målet er å redusere de sprengningsinduserte vibrasjoner.



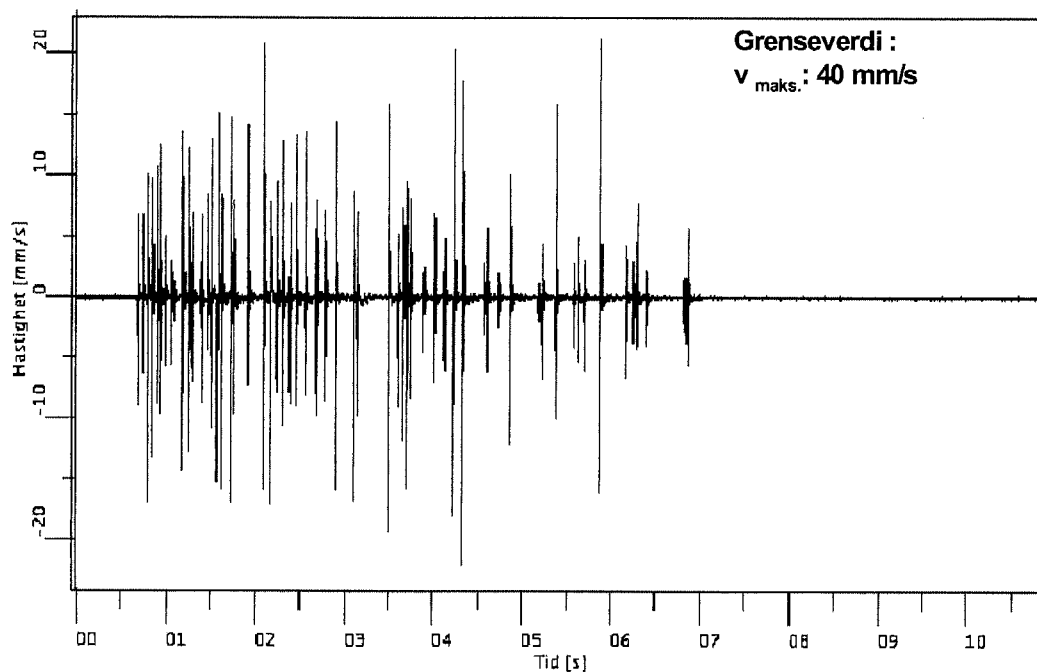
Figur 4. Typisk Nonel koblings-og tenningsystem i adkomsttunnelen. Nonel hybrid systemer ble brukt for å redusere vibrasjoner.

2.3 Målesystemet for vibrasjoner



Figur 5. Online registrering av det totale vibrasjonsforløpet fra hver salve var ekstremt viktig for vurdering og kontroll med sprengningstekniske parametere.

Målesystemet for sprengningsvibrasjoner ble installert av Multikonsult, Bergen. Systemet var fjernoperert via en database koblet til Internett. Vibrasjonsresultatene fra sprengingene kunne avleses umiddelbart på anleggskontorets PC, eller resultatet kunne gå direkte til anleggslederens mobiltelefon. For anleggets tekniske support var rask tilgang til vibrasjonsforløp og nivå av avgjørende betydning for tiltak med hensyn til optimal design av tunnelsalvene. For øvrig kunne vibrasjonsresultatene avleses uavhengig av sted av kompetent person med passord til databasen. Figure 5.



Figur 6. Typisk vibrasjonsplott fra et Nonel hybrid system. Maks. svingehastighet : 23 mm/s. Grenseverdi i dette tilfelle var 40 mm/s.

Vibrasjonsinstrumentene var i stand til å måle svingehastighet, akselerasjon og utsving så vel som energidominerende frekvenser. Instrumentets geofoner ble montert på 12 strategiske punkter rundt sprengningsområdet. Det var også i stand til å registrere hele sprengningsforløpet på minst 12 sekunder. Ved mottak av vibrasjonsresultatet kunne entreprenøren, eller teknisk support gjøre en rask estimering om boremønstret, eller tennsystemet burde rekonstrueres. Detaljert dokumentasjon av vibrasjonsforløpet er dessuten et viktig element i bestrebelsene for å oppnå optimale driftskostnader samtidig som grenseverdiene blir ivarettatt. Figur 6.

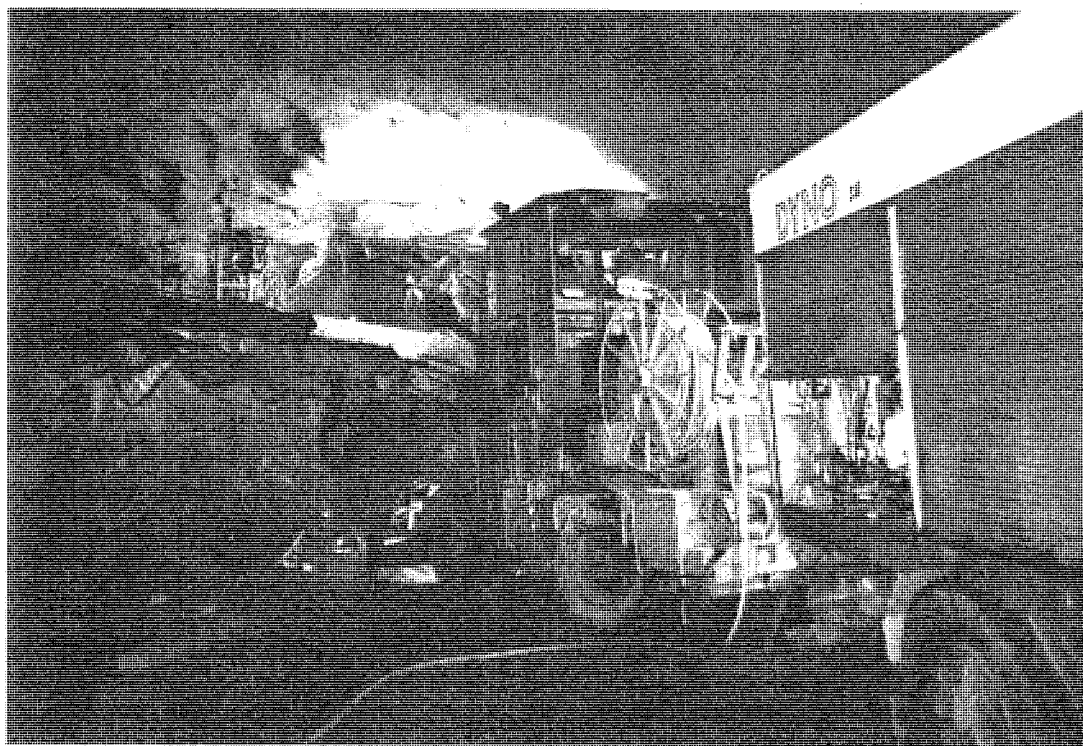
2.4 Automatisk varsling av salvesprengning

Urban tunneldrift krever spredning av en stor mengde informasjon.. Varsling av sprengning til naboskapet er en utfordring som kan involvere mye arbeid. For å forenkle dette arbeidet fikk Veidekke installert et automatisk telefonoppringningssystem. Teknologien kalt "voice broadcast" (VB), er utviklet av Unified Messaging System AS. Systemet gjør det mulig å nå alle telefonabonnenter innen et valgt område på stedets kartverk. VB har en søk-i-kart funksjon, der det markeres et område hvorpå systemet vil hente opp alle registrerte abonnenter i det markerte området. En sending lages enkelt

ved at et budskap leses inn via telefon til en talepostkasse som genererer en lydfil som automatisk returneres til VB, eller at det skrives inn en tekst som blir automatisk konvertert til tale. Oppringningene blir loggført hvilket gir status for enkelt abonnent. Systemet har praktisk talt ingen begrensning i antall personer som kan varsles. Systemet kom entreprenøren til stor nytte.

2.5 Valg av sprengstoffsystem for parkeringshallene

Under planleggingsprosessen besluttet entreprenøren på et tidlig tidspunkt å benytte Dyno Nobels Titan SSE® bulk emulsjonssystem. Titan bulk emulsjon er ikke bare billigere enn patronerte sprengstoffer, men også mer miljøvennlig. Med Titan SSE®, kan salvene lades raskere med mindre personell. Titan SSE® - systemet ble introdusert i tunnelsprengning og annen sprengning under jord i 1995. Vanligvis består systemet av



Figur 7. Titan SSE emulsjonstruck i ladeposisjon i adkomsttunnelen i Vestre Muralmenningen. Ladingen blir utført fra boreriggens ladekorg

en ladetruck, 2 containertanker og pumper for emulsjonsmatrise og et kjemisk gassereagens som sensiterer matrisen på stedet. Figur 7. Emulsjonsmatrisen er ADR-klassifisert som Class 5.1 oxidizing substance. Dette betyr at systemet ikke er gjenstand for de samme restriksjoner som konvensjonelle sprengstoffer med hensyn til lagrings- og transportbestemmelser. Den pumpbare emulsjonsmatrisen blir ikke et sprengstoff før den er blitt pumpet inn i borehullet og densiteten er redusert av en gass-sensiterende

prosess. Sprengstoffet, Titan 7000, er en vann-i-olje-emulsjon. Det er et effektivt sprengstoff karakterisert ved høy detonasjonshastighet og fragmenteringsenergi. Titan 7000 utvikler betydelig mindre giftige sprenggasser og røyk enn konvensjonelle sprengstoffer.

Ved Klostergarasjens tunnelanlegg passet egenskapene til Titan SSE®-systemet utmerket inn i de lokale urbane forhold. Ved bruk av SSE-systemet unngikk man storskala lagring av eksplosiver. Giftige sprenggasser ble også dramatisk redusert både for tunnelarbeidere og de lokale beboere. Titan SSE® systemet tatt i bruk før da adkomsttunnelen var drevet ca. 50 meter ned i fjellmassivet. Fjelloverdekningen var da omkring 15 meter, hvilket betydde at emulsjonssystemet kunne bli brukt på vanlig måte, i.e.borehullene lades 100%, unntatt konturhullene, som lades 25%, og innerkonturen som lades 50%. Salvelengden ble tilpasset de tillatte grenseverdier for sprengningsvibrasjoner.

3. PARKERINGSHALLENE

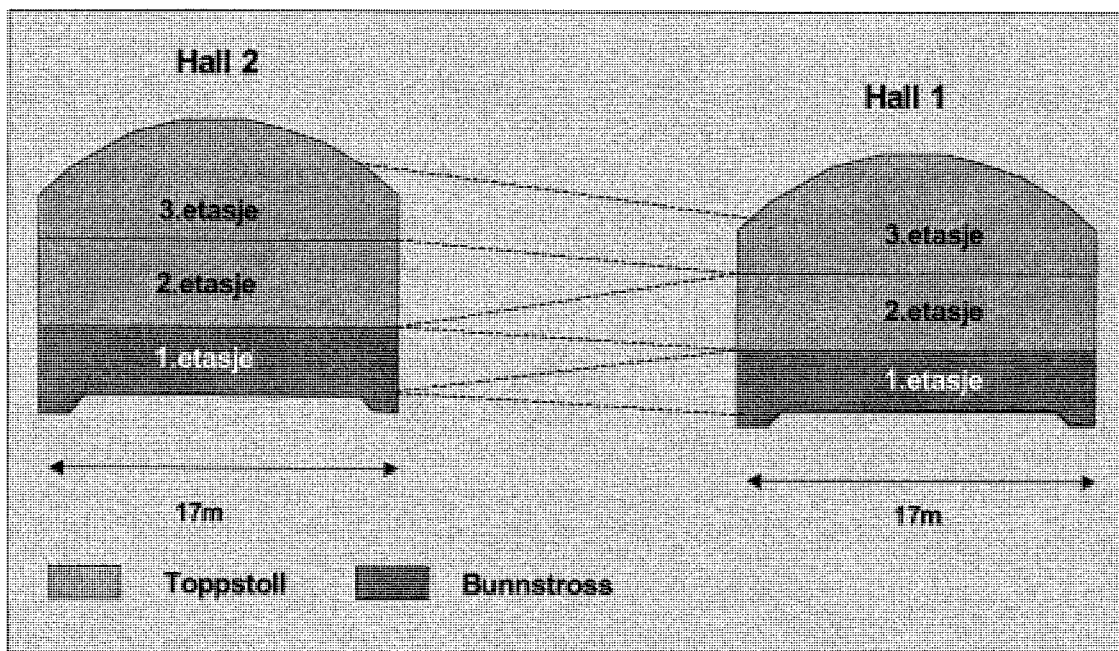


Fig.8 Tre etasjers parkeringshaller med tverrgående kjøreramper. Hall 1 og Hall 2. Totalt tverrsnitt pr. hall 195 m². Hver toppstoll 115 m². Hallenes lengde 200 meter.

3.1 Beskrivelse

Hver av parkeringshallene ble sprengt ut ved å drive en $\approx 40 \text{ m}^2$ pilot tunnel som senere ble utvidet ved hjelp av en sidestross som formet en toppstoll på ca. 115 m². Bunnstrossen ble drevet ut til full høyde i hallene ved hjelp pallsprengning og vertikal boring. Begge Hallene er 200 meter lange. Lengdesnittet av hall 2 viser en fjelloverdekning på bare 3-4 meter i den søndre enden. Overdekningen økte derfra moderat opp til ca. 20 meter i den nordre enden av hallen. Hall 2 er plassert nærmere

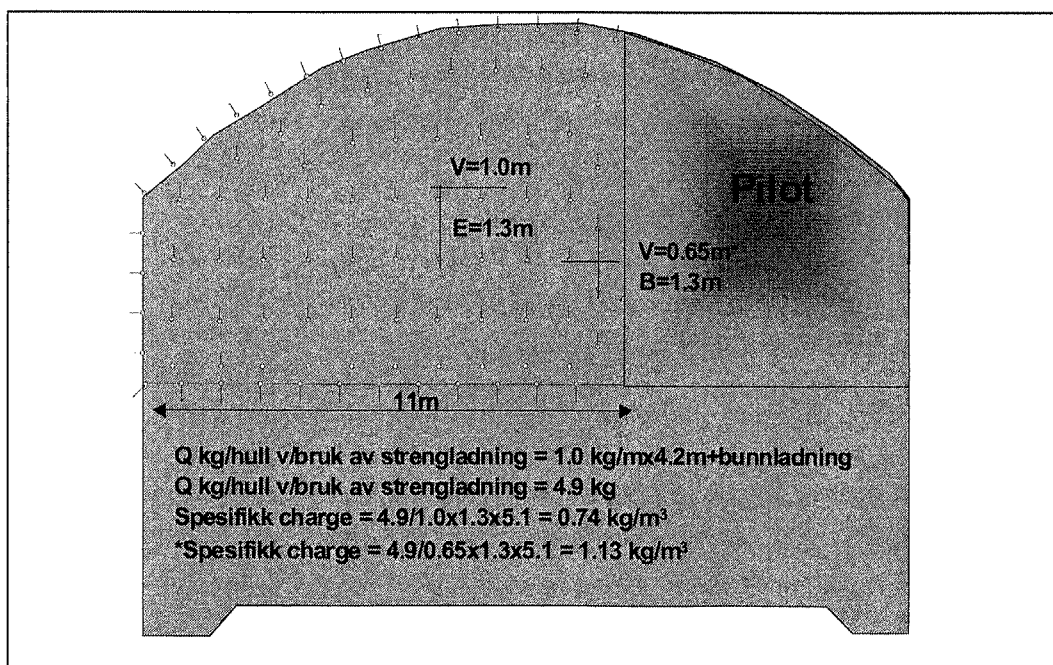
overflaten enn hall 1. Den krevde derfor større oppmerksomhet med hensyn til vibrasjonsgrenseverdier enn hall 1. Figure 8. Hovedsprengstoffet brukt i hallene var Dyno Nobels Titan® SSE system. På grunn av vibrasjonskrav kom spesielle hybrid Nonel® tennsystemer og SSE strengladningssystemer til anvendelse med gode resultater. Figur 9 og 10.

3.2 Strengladning med emulsjonssprengstoff

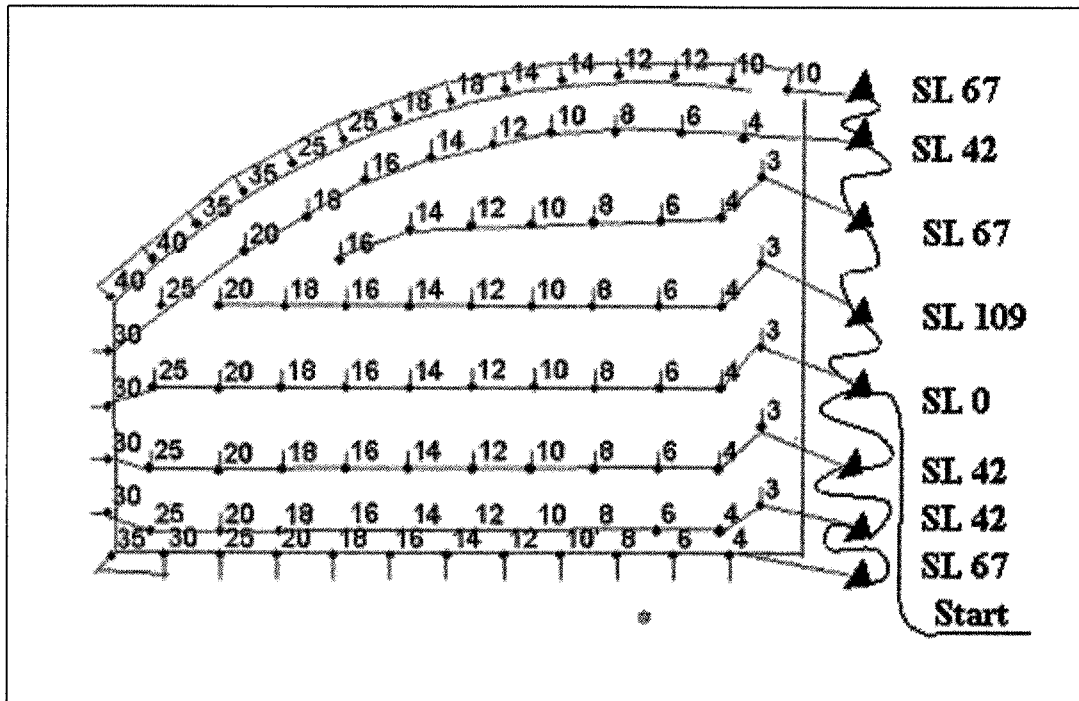
Hensikten med strengladning i stuffområder utover kontur-og innerkonturhull er primært å redusere ladningen pr. intervall for å imøtekomme vibrasjonsrestriksjoner, samtidig som man ønsker at inndriften pr. salve opprettholdes. Figur 11. Metoden er testet ut ved forskjellige tunnelanlegg i Norge og Sverige med gode resultater. Ved bruk av strengladning er det viktig å tilpasse ladningskonsentrasjonen i borehullet til fjellets sprengbarhet og til det spesielle området av stoffen som skal sprenges. I tillegg må spesifikk boring og boremønster tilpasses strengladningssystemet. Vanligvis må spesifikk boring økes i tilfelle der sprengningsvibrasjoner er et problem. Dersom maksimum salvelengde kan opprettholdes er strengladning uten tvil den billigste løsningen for entreprenøren, sammenlignet med kore salvelengder og bruk av patronerte sprengstoffer.

3.3 Bore-og salveplaner

Entreprenøren hadde til disposisjon en datastyrt semiautomatisk, 3-boms Atlas Copco Boomer 353 borerigg. Den var kapabel for boring av 5.1 meter salver med Ø48-mm borekroner. Den originale plan for hallene, basert på driving av en pilot og stross samt påfølgende pallsprengning ble gjennomgående fulgt opp. Bore-og tenningsplanene ble utarbeidet av Dyno Nobel teknisk support ved hjelp av dataprogrammet IBA Tunnplan.



Figur 9. Titan SSE streng-ladningsteknikker ble brukt både i pilot tunnel strossesalvene for å redusere vibrasjoner.



Figur 10. Typisk tennsystem for sidecrossen i toppstollen. Nonel LP-systemet ble brukt i kombinasjon med Nonel Snapline (SL-blokker).

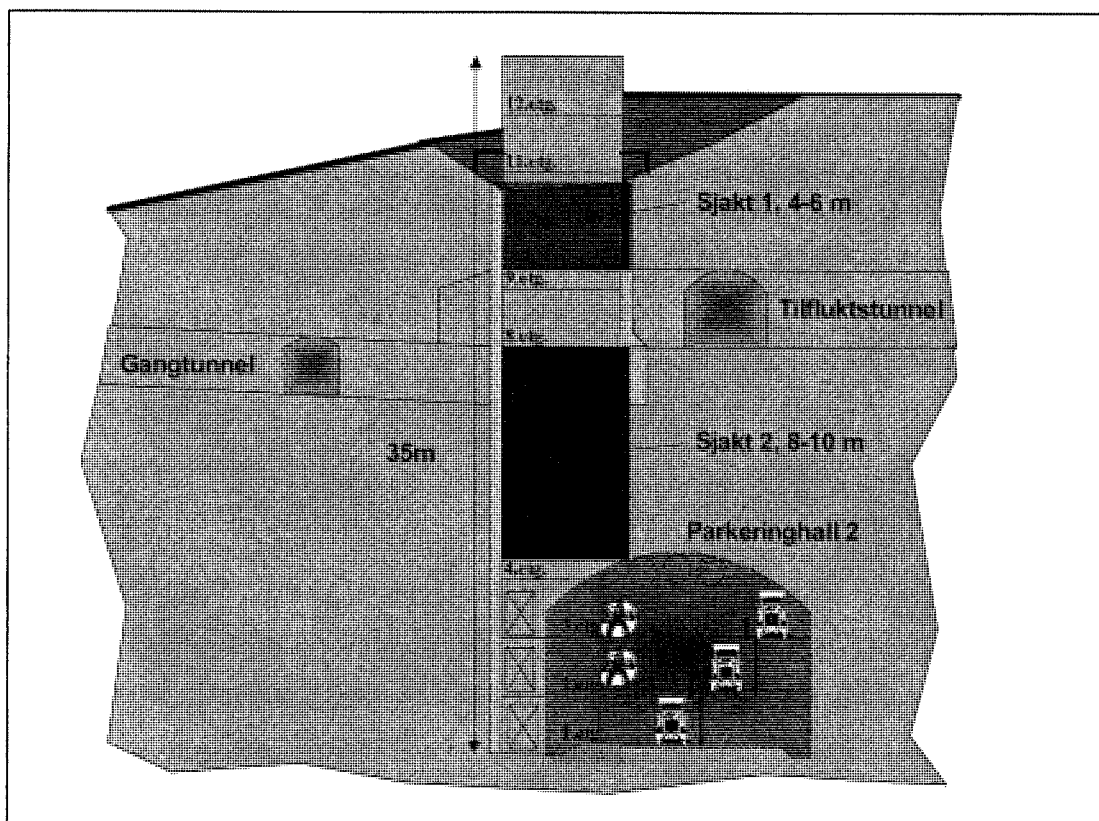


Figur 11 Titan SSE strenglading av sidecross i toppstollen for Hall 2.

Boreplanene ble overført til databoreriggen ved hjelp av en spesiallaget diskett. En serie av forskjellige boremønstre og tennsystemer ble testet ut og tilpasset de lokale forhold. Flexibiliteten til Titan SSE® strengladningssystemet og Nonel® hybrid tennsystemer tillot en høy produksjonstakt under utsprengning av hallene til tross for strenge vibrasjonsgrenseverdier. Full salvelengde på 5.1 meter ble gjennomført for de aller fleste salver. Toppstollen ble fullført for begge hallene i løpet av sommeren 2004.

Sprengningsteknikk AS, en lokal underentreprenør utførte pallsprengningen i hallene. Firmaet utførte i tillegg sprengningen av heissjakten i parkeringshallenes nordre ende ved Østre Murallmenningen. Dyno Nobel teknisk support assisterte også underentreprenøren med bore- og salveplaner. Pallsprengningen av bunnstrossen i hallene ble igangsatt etter at heissjakten var fullført. Entreprenøren gjennomførte ordinær pallsprengning med Ø64 mm borehull og brukte konvensjonelle sprengstoffer. Pallhøyden var ca. 4 meter. Grenseverdiene for sprengningsvibrasjoner ble overholdt ved hjelp av Nonel® Unidet tennsystemer basert på etthullstenning.

4. HEISSJAKT NORD

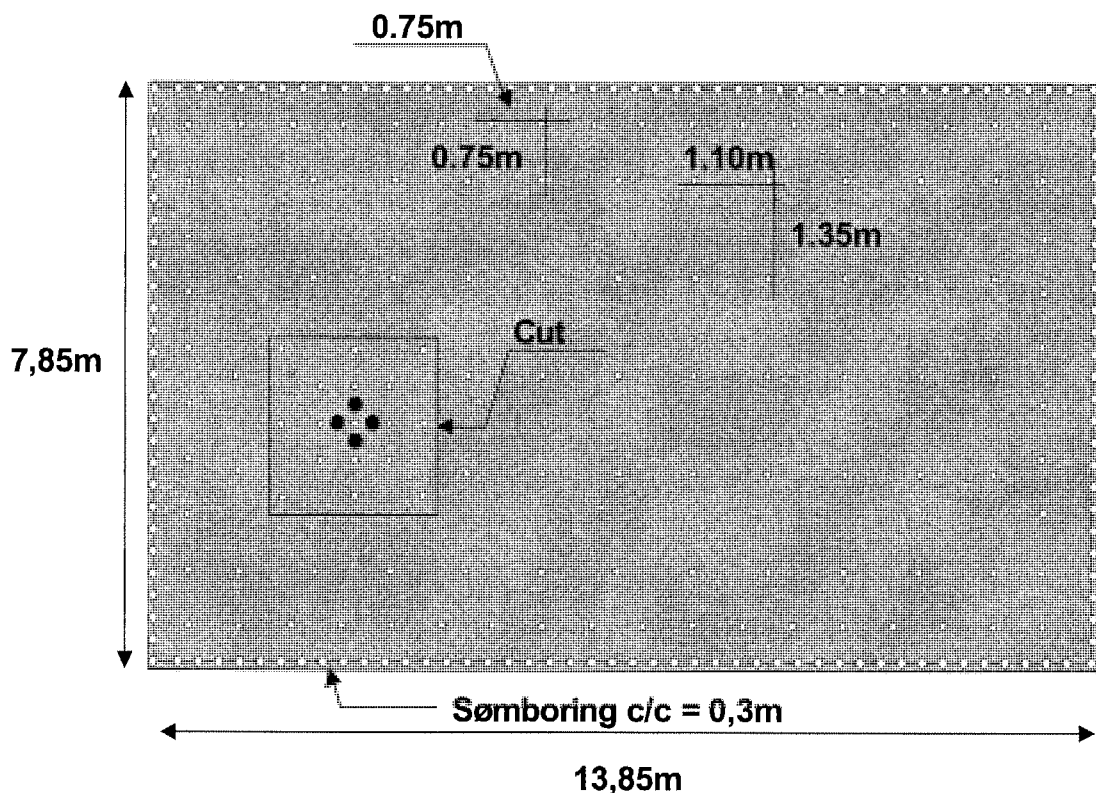


Figur 12. Den 35 meter dype sjakten ved Østre Murallmenningen med inntegnet gangtunnel for fotgjengere og kryssende eldre tilfluktstunnel.

4.1 Planlegging av heissjakt nord

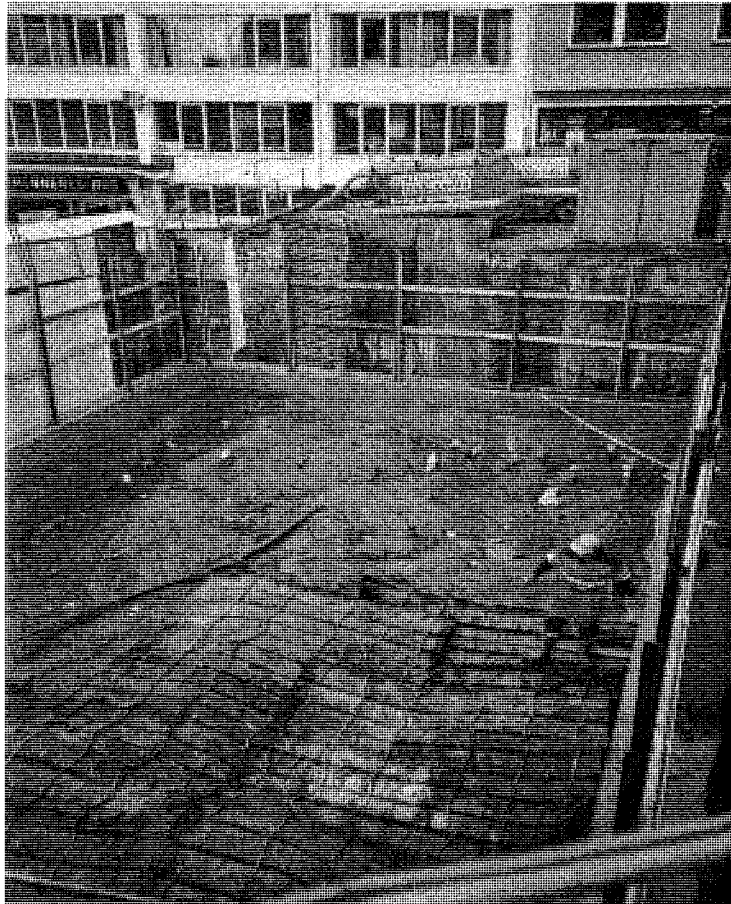
Den nordre heissjakten ble generelt sprengt ut hjelp av parallellhullskutt og stross. Toppen av sjakten er plassert på toppen av Østre Muralmenningen, i den nordre enden av parkeringshallene omtrent 35 meter over bunnivået. Sjakten er rektangulær med dimensjonene 7.85 x 13.65 meter, eller 109 m². Figure 12 og 13. Minste avstand fra sjakten til de lokale bygningene er 19 meter. I dette spesielle tilfelle passerte en gammel tilfluktstunnel diagonalt under sjakten ved en dybde på 4-6 meter. Det ble foreslått å sprengne ut sjakten i to hovedsteg :

Steg 1: Sprengne overdekningen på 4-6 meter ned i den underliggende tunnel ved hjelp av en parallellhullskutt. Deretter strosse ut mot sømborede vegger. Figur 13. På grunn av vibrasjonsgrenseverdier dele borehullene i 2 dekk separert med 0,5 meter fin sand. Bruke Nonel Unidet® tennsystem med 25 ms mellom dekkene, 134 millisekunder forsetningstid og 17 ms hullavstandstid. Borehulldiameter : 51 mm. Nedre dekk initieres først. For å unngå risikoen for steinsprut ble det foreskrevet tunge skytematter og finmasket dekningsnett. Figur 14.



Figur 13. Boreplan for heissjakten ved Østre Muralmenningen. Nonel Unidet tenningsystem for 2 dekk ble brukt.

Steg 2: Sprengne de neste 8-10 meterene fra tilfluktstunnelens såle ned til parkeringshallene ved å anvende de samme prinsipper. I dette tilfelle , sprengne kutten i 3 separate steg ved hjelp av etthullstenning, deretter strosse ut sjakten ved bruk av 2-3 separate dekk for å imøtekomme vibrasjonsgrenseverdier.

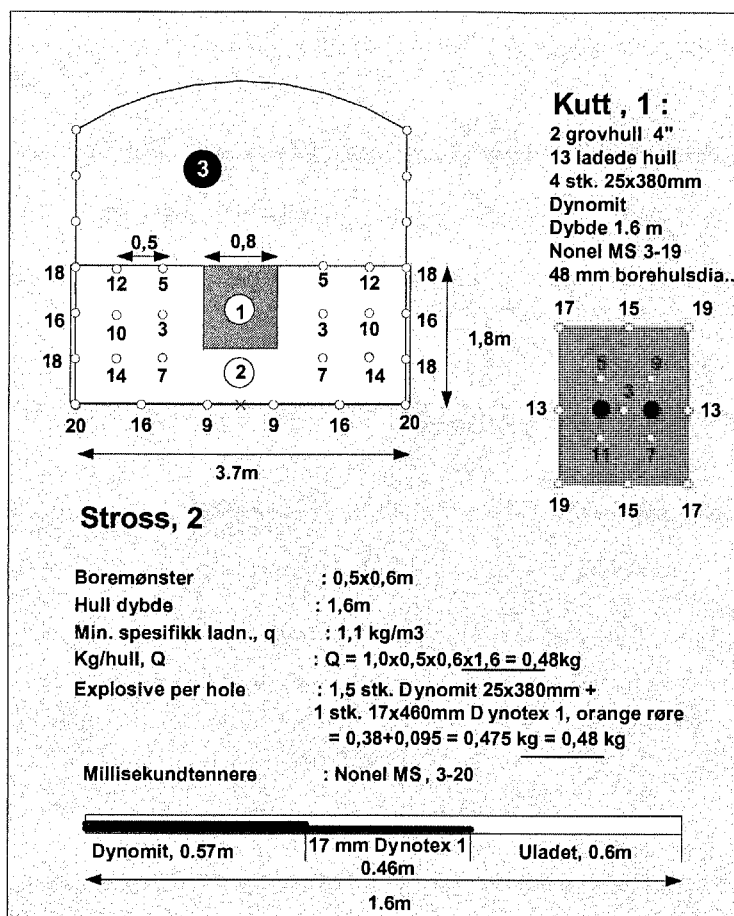


Figur 14. Forberedelser for sprengning av den første salven i heissjakten nord. Tunge skytematter med god omskjøt og finmasket dekningsnett ble brukt. Minste avstand til bygninger er 19 meter.

Sprengning av sjakten ble gjennomført i henhold til planen med små avvik. Man hadde god kontroll med sprengningene og vibrasjonsgrenseverdiene ble overholdt med god margin.

4.2 Gangtunnel for fotgjengere

Gangtunnelen dykker inn i berghøyden ved Østre Murallmenningen fra Valkendorfgaten kloss inntil Neptun Hotel. Tunnelen som ble drevet av hovedentreprenør hadde et tverrsnitt på kun 12 m². Den var planlagt å gi adkomst til nordre heissjakt. Potensialet for sprengningsvibrasjoner og luftsjokk hadde stor innvirkning på bore- og salveplaner. Siden det ikke var rom for etablering av noen form for kulvert foran tunnelstuppen, ble steinmassene holdt på plass med tunge skytematter med god overlapping. I tillegg ble det brukt dekningsnett for å fange opp eventuelle steinfliser som kunne trenge gjennom dekingen.



Figur 15. Bore-og salveplan for gangtunnel fra Valkendorfs-gaten til heissjakten nord. Tunnelen dykker inn i fjellet i umiddelbar nærhet til Neptun Hotel.

Det ble forslått å starte opp med kun 1,6 meter salvelengder, med tunnelstufen inndelt i 3 separate seksjoner som for adkomsttunnelen i Vestre Muralmenningen. Salvelengden ble senere øket først etter at forholdene kunne tillate det. Figur 15.

4.3 Heissjakt syd

Den tidligere blomsterforretningen Iris på hjørnet av Veiten/Markeveien skulle gi plass for heissjakten syd. Butikken ble raskt omformet til en anleggsplass. Løsmasser ble gravet ut av sjakten og det ble støpt seksjonsvis ned 9,5 meter til overkant av fjell. En 3-meter tykk fjellplugg med et areal på ca. 30 m² gjensto og skilte sjakten nedenunder som var allerede ferdig sprengt.

Istedenfor å sprengte fjellpluggen inne i bygningen fant entreprenøren frem til en smart løsning. Det ble etablert en betongsøyle, 10 meter høy, mellom sålen i hallen og undersiden av pluggen. Figur 16. Søylene ble forsynt med plastrør klar for innføring av sprengstoffladninger. Pluggen ble deretter frigjort fra veggene ved hjelp av diamantwiresag. Vekten av pluggen var ca. 250 tonn, og ble holdt på plass av betongsøylen. For å unngå for høye vibrasjoner da søylen ble sprengt bort og blokken

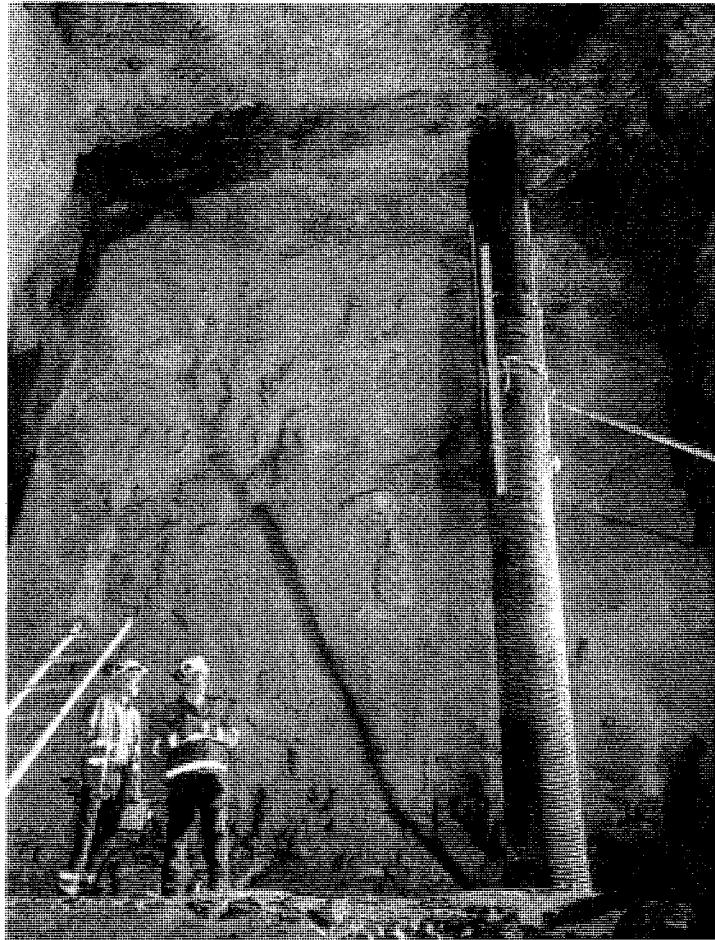


Fig. 16. Søndre heissjakt. Betongsøylen understøttet en 250 tonn fjellplugg skåret løs med diamantwiresag. Pluggen falt 10 meter ned på sålen etter nedsprenkning av betongsøylen.

falt ned på sålen, ble det arrangert en myk landing ved hjelp av pute av PE skumplater rundt søylen. Metoden ble valgt hovedsakelig for bedre å ivareta bygningens fundamentering der sjakten var plassert.

4.4 Avslutning

Sprengningsarbeidene ved Klostergarasjen parkeringshaller under jord ble fullført i August 2004 som planlagt. På det tidspunktet tilhørte de fleste miljømessige forstyrrelser fortiden. Installeringsarbeidene fortsatte imidlertid frem planlagt dato for ferdigstilling, den 2.juli 2005. Beboerne i Bergen sentrum vil deretter ha to fine 3-etasjers parkeringshaller plass til 950 biler til deres disposisjon . Figur 17.



Figur 17. Inntrykk fra et av Klostergarasjens dekk etter den serimonelle åpning, 2.juli 2005.

5. KONKLUSJON

Sprengingsarbeidene ved Klostergarasjen parkeringshaller under jord ble utført intensivt fra flere angrepspunkter i et tett befolket område uten noen å påføre noen skade av betydning på bygninger eller installasjoner.

Under sprengning i dagen var avstandene til de nærmeste bygningene svært kort. Likeledes ble adkomsttunnelene sprengt ut i nærområdet til bygninger under tildels liten fjelloverdekning.

Med få unntak, ble vibrasjonsgrenseverdiene overholdt under et helt år med sprengningsarbeider som involverte et bredt spekter av sprengningsdisipliner.

Bruken av state-of-the-art sprengningsteknikk og avanserte vibrasjonsmålesystemer bidro i høy grad til en vellykket gjennomføring av sprengningsoperasjonene ved Klostergarasjen i Bergen sentrum.

REFERANSER

- Fauske, A. 1999. "The SSE bulk emulsion system : A new system designed for tunnelling". In T Alten et al. (eds) *Proc. ITA World Tunnel Congress Oslo '99* 2: 677-684. Rotterdam: Balkema
- Fauske, A. 2002. Sprengingsarbeider – nye metoder og teknikker "Sprengningsteknikk under jord-Basisteori", *NFF Storefjellkonferansen, 4-6.mars 2002*
- Fauske, A. 2002. Sprengingsarbeider – nye metoder og teknikker "E-18 Baneheia – Forsiktig tunnelsprengning, 3-4 meter overdekning", *NFF Storefjellkonferansen, 4-6.mars 2002*
- Fauske, A. 2003. "Practical experiences and possibilities using SSE string charging system". *Proc. EFEE 2nd World Conference on Explosives and Blasting Techniques. '03* 1: 253-260. Rotterdam: Balkema
- Veidekke nytt. 2004. *Bedriftsavis for Veidekke ASA nr.4 2004*

ERFARINGER FRA TUNNELDRIFT PÅ ISLAND

Experience from excavation of tunnels on Iceland

Prosjektleder Frode Nilsen, Leonhard Nilsen & Sønner As

SAMMENDRAG

Veien over Almannaskaret ved Höfn på sørøst kysten av Island var meget bratt og til tider svært vanskelig å forsere. Denne er en del av Hringvegur (1) som går rundt hele Island. Mange alvorlig ulykker skjedde på denne veistrekningen, også med tap av menneskeliv. Islandske myndigheter bestemte derfor å bygge en tunnel under Almannaskaret. Det ble prosjektert en tunnel med en total lengde på 1150 m med portaler på 160 m og ca. 5600 m med veibygging. Bergartene i tunneltraséen besto av basalter med horisontale benker av scoria og tuff. Prosjektet ble av Vegagerdin, det islandske vegdirektorat, sendt ut på anbud vinteren 2004. Den islandske entreprenøren Heradsverk Ehf og Leonhard Nilsen & Sønner As dannet et arbeidsfellesskap og vant anbudskonkurransen. Kontrakten var i underkant av 800 mill. ISK. Heradsverk Ehf var ansvarlig for vei- og portalbyggingen mens Leonhard Nilsen & Sønner As stod for underjordsarbeidene. Anleggsarbeidene startet opp i mai 2004 og veiprosjektet ble åpnet 24. juni 2005.

SUMMARY

The road across the Almannaskaret Pass close to Höfn on the south east coast of Iceland was very steep and at times very difficult to overcome. The road section is part of the Hringvegur (Ring road) which runs all around Iceland. Many serious accidents have occurred, including loss of lives. Icelandic authorities decided to build a tunnel beneath Almannaskaret. The project design included 1150 m of tunnel, portals of 160 m and 5600 m of road. The rock types are basalts with horizontal layers of scoria and tuff. The Icelandic public roads department Vegagerdin invited tenderers during the winter of 2004. The local contractor Heradsverk Hf and Leonhard Nilsen & Sønner As from Norway established a joint venture and won the contract. The contract was approximately 800 million ISK. Heradsverk Hf built the roads and the portals, Leonhard Nilsen & Sønner As built the tunnel. The construction started in May 2004 and new road was opened on 24 June 2005.

GEOLOGI

Berggrunnen i tunneltrasèen bestod av unge basaltlag (ca. 7 – 8 mill. år). Tykkelsen på basaltlagene var 4 – 10 m. Basalten var relativ hard og i enkelte områder nokså oppsprukket. Over og under basaltlagene var 1 – 2 m tykke lag med scoria. Mellom basaltlagene var det tynne sedimentlag (< 1 m) med tuff (aske). Mellom basaltlagene var det horisontale og vertikale basaltganger som kunne være vannførende. I enkelte områder var det små forkastninger.

Spenningene i tunneltrasèen var relativt små. Det oppstod en del stabilitetsproblemer når tufflaget kom i hengen eller like over. I enkelte områder ble det boret på vannlommer som ble tømt i løpet av noen timer. Dette medførte små drivetekniske problemer. Etter at tunnelen var ferdigdreivet var innlekkasjen av vann kun 2 – 3 l/s.

Før tunneldrivingen startet ble området kartlagt bl.a. ved hjelp av kjerneboringen. Den geologiske rapporten stemte svært godt med virkeligheten.

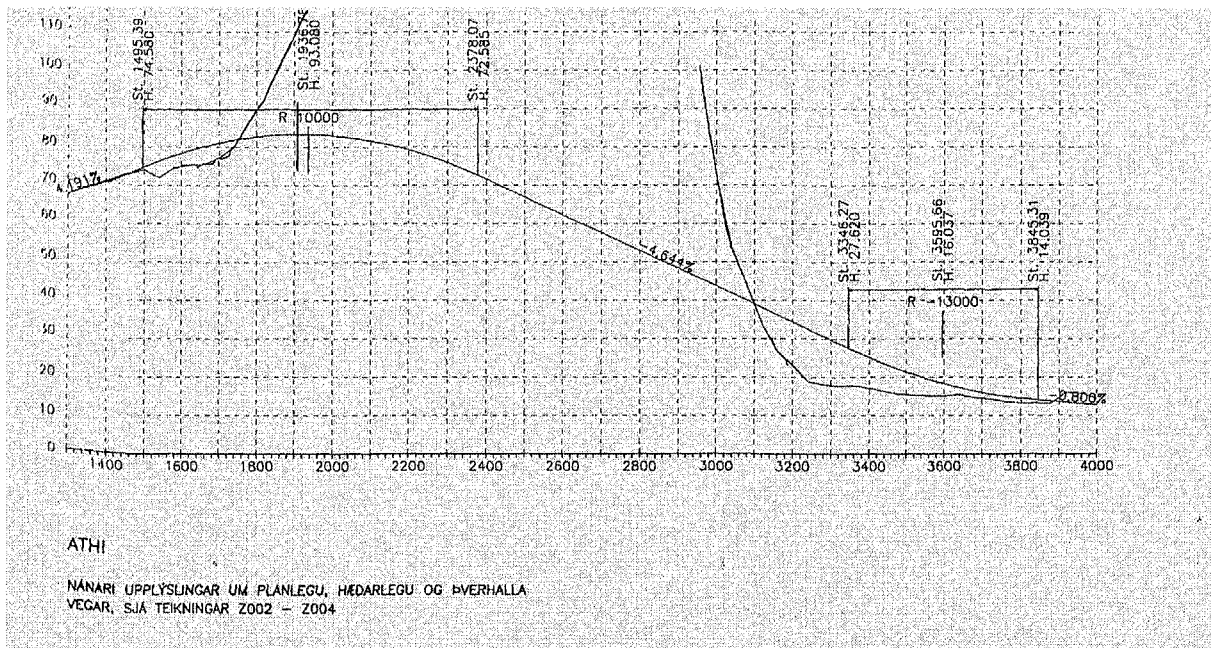
UTSTYR

Tunnelrigg: Atlas Boomer L2C
Lastemaskin: Volvo L180
Reservelaster: Volvo L150
Sprøyterigg: AMV 7000
Lift: AMV-lift
Transport: 4 stk Moxey MT31

UTFORMING

Tunnelen ble prosjektert med et tunneltverrsnitt på ca. 53 m². Tunnelen gikk med en stigning på 4,6 % de første 630 m. Deretter minsket stigningen og nådde et høydebrekk etter ca. 1100 m før deretter å gå på synk de siste 100 m. Tunnelen ble prosjektert med 3 havarinisjer. Vann- og frostsikringen ble utført med PE-skum. I områder med mindre lekkasjer ble det montert Enkadrainmatter. Brannsikringen ble utført med 60 mm fiberarmert sprøytebetong.

Utenfor tunnelen ble det bygd to tunnelportaler på henholdsvis 70 og 90 m. Den lange lengden på portalene skyldtes rasfaren i området. Den totale lengden vei utenfor tunnelen var ca. 5,6 km med en vegbredde på 7,5 m. Det ble lagt stor vekt på estetikk og at vegprosjektet i seg selv ikke førte til forringelse av den vakre naturen i området.



Figur 2 Lengdesnitt Almannaskardtunnelen.

ARBEIDSTID

På grunn av lang reisetid og anleggsstedet ved Höfn's relative vanskelige beliggenhet, ble det laget en spesiell arbeidstidsordning for tunnelarbeidene. Arbeidstidsordningen medførte 2 ukers arbeidsøkter på Island og 2 ukers avspasering i Norge. Gjennomsnittsberegnet ble det arbeidet 33,6 timers arbeidsuke. Dette er mindre enn det som er vanlig å arbeide i islandske tunneler. Men både arbeidstakerne og ledelsen i Leonhard Nilsen & Sønner As mente at den "norske" arbeidstidsordningen var hard nok og det ble derfor enighet om å følge den. Prosjektet ble gjennomført med minimal overtidsbruk.

TUNNELARBEIDENE

Tunneltraséen gikk under et skar (Almannaskaret). Et skar i seg selv er en lokal svakhetssone. I Norge er det lagt tunneler under skar med svært dårlig resultat (f.eks. Rørvikskartunnelen i Lofoten). Frykten var derfor stor for hvilke fjellforhold som ville møte oss under arbeidets gang. Vi hadde tatt så mange forholdsregler som overhodet mulig før arbeidet startet opp.

Fjelllets beskaffenhet var i påhuggsområdet påvirket av dagfjell. Det var nødvendig med reduserte salvelengder og oppdeling av tverrsnitt av de første salvene inntil tilstrekkelig overdekning og fjellkvalitet var oppnådd. Det var derfor nødvendig med omfattende sikring med rensk, sprøytebetong og bolter.

Normalt ble det etter at utlastingen var ferdig, ble det brukt gravemaskin med slaghammer for rensk av vegg, heng og stuff. Ofte var fjellet så dårlig at slaghammeren gjorde mer skade enn nytte ved rensk av hengen. Det var kun i stuffen det var noe hensikt å bruke dette utstyret. Maskinell rensk ble etterfulgt av manuell rensk.

I utgangspunktet var det planlagt betongsprøyting etter hver 3. – 4. salve og at det skulle sprøytes mellom kl. 02.00 til kl. 06.00. Dette viste seg tidlig å være en nokså grov feilvurdering. Det var nødvendig med sprøyting etter hver salve. Stabiliteten var særlig dårlig i områdene hvor tufflaget kom i hengen eller like over hengen. Til tider var det ikke tid til å vente til hele salven var utlastet før betongsprøytingen måtte starte. All betongsprøyting ble utført med alkaliefri akselerator AF2000 fra Rescon Mapei. Under hele tunneldringen ble det meste av permanentsikringen tatt fortløpende slik at det var minimalt med etterarbeider etter gjennomslag.

Det meste av boltingen ble utført med CT-bolter. Boltingen ble i all hovedsak gjennomført etter at betongsprøytingen var gjort. I områder hvor forankringen av boltene kom i tufflaget var det svært dårlig feste for boltene. Å ha 100 % kontroll på forankringen av boltene var vanskelig og alle boltene ble derfor inngyste på stuff.

I lagene med tuff og scoria var det ofte bore- og ladevansker. Borehullene måtte stikkes opp flere ganger før det var mulig å fylle dem med sprengstoff. Særlig ble problemet stort når stuffen var av en slik karakter at kutten måtte legges i laget med tuff. Slurry er ikke tillatt brukt på Island og det var derfor nødvendig å bruke anolitt. Men andelen av patronert sprengstoff ble høy pga. vann i borehullene.

Byggherren, Vegagerdin, og byggeledelsen fra Geotek, var svært løsningsorientert, profesjonell og samarbeidsvillig. LNS fikk følelsen helt fra begynnelsen at alle parter ønsket å dra i samme retning hele veien. Det var en fornøyelse å samarbeide med en partner hvor produksjon ble satt i høysetet uten at det gikk på bekostning av HMS-arbeide og kvalitet.

FREMDRIFT

Første salve ble skutt av samferdselsminister Sturla Bødvarsson 16. juni 2004. Pga. dårlig fjellkvalitet i forskjæringen ble det bare drevet 28 m første uke. Det var kun et skift på arbeide denne uken. Andre uke ble det oppnådd inndrift på 81 m. Etter dette lå inndriftene stort sett mellom 80 og 90 m. Beste uke ble det drevet 105 m. Dette er målt fra mandag til mandag. Beste produksjon på en uke var imidlertid 118 m, men da ble det målt fra onsdag til onsdag.

I snitt ble det drevet ca. 85 m pr uke inklusive sikring. Når en da tar hensyn til at det stort sett ble sprøytet etter hver eneste salve, sier det seg selv at vi kunne drevet mer dersom vi hadde fått til det opprinnelige driftsopplegget med sprøyting etter hver 3. – 4. salve.

Gjennomslag ble skutt av samferdselsminister Sturla Bødvarsson 9. oktober.

Vår gode fremdrift ble et tema i bransjen på Island. Det var i enkelte miljø uttrykt bekymring for at slike inndrifter måtte gå på bekostning av HMS. En inspeksjon fra det som tilsvarer det Arbeidstilsynet på Island beroliget dem. De var svært fornøyd og de så forhold på anlegget som de ville innføre som standard på fremtidige anlegg på Island. De synes imidlertid det var rart det ikke bare ble arbeidet 10-timers skift!

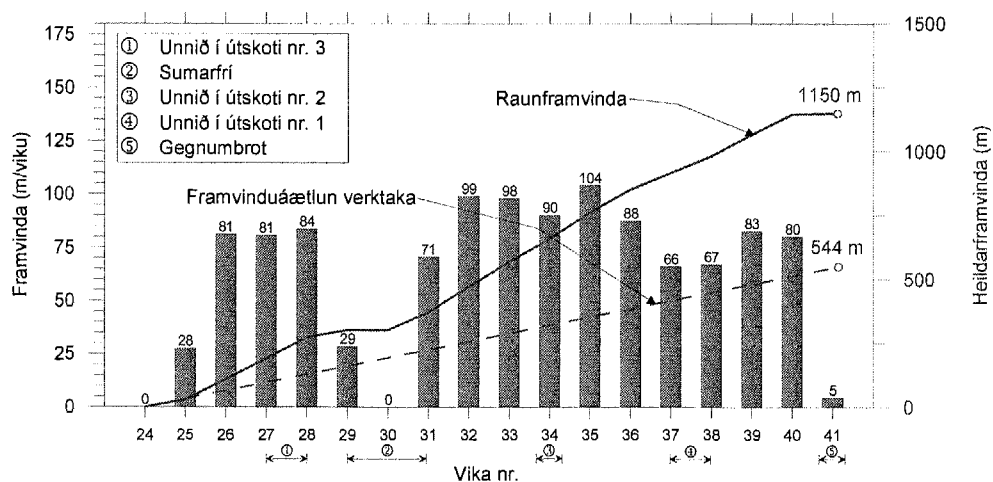
Etter at gjennomslag startet arbeidene med drenasje samt vann- og frostsikring. Vannlekkasjene var små men til gjengjeld dryppet det nesten i hele tunnellengden. Det medførte at store deler av tunnelen måtte vann- og frostsikres. Vann- og frostsikringen ble utført med PE-skum og Enkadrainmatter. Det ble brannsikret med sprøytebetong utenpå mattene.

Arbeidene med tunnelportalene var omfattende og kunne fort bli kritisk for ferdigstillelsen. Derfor startet arbeidene med disse allerede sommeren 2004 og da gjennomslaget ble skutt gjenstod bare siste støp mot tunnelen igjen.

Vår samarbeidspartner, Heradsverk Ehf, utførte veiarbeidene. Dette var et arbeid som ble utført med svært høy kvalitet. Samarbeidet med Heradsverk gikk svært godt og var avgjørende for at vi kunne lykkes.

I entreprisen inngikk også elektro- og asfaltarbeidene.

Prosjektet ble åpnet 24. juni 2005.



Figur 3 Ukeinndrifter Almannaskardtunnelen.

FORSKJELLER OG ULIKHETER MELLOM ISLAND OG NORGE

Det islandske og norske folket er som kjent nært beslektet. Det gjør at vi er svært like i være- og tenkemåte. Vi er mer lik hverandre enn vi f.eks. er lik dansker og svensker. Vi oppdaget fort at vi har de samme gode og dårlige sider. Islandske tollmyndigheter og byråkrati har en grundighet og treghet som det kun er Norge som kan vise til i Europa. Det gikk tre uker fra utstyret ankom kai i Höfn til alle papirer var klarert og vi kunne få ta dette ut! En prøvelse for mange.

Selv om språket er forskjellige er det var relativt enkelt å sette seg inn i islandske beskrivelser og anbudsregler. Veldig mye av dette er hentet fra Norge. Særlig er Prosesskoden brukt mye i tunnelsammenheng og det er lett å kjenne seg igjen. Islandske ord som "forspenntir og innsteyptir boltar" og "sprautsteypa" skjønner de fleste hva er. Sikringsmetodene, krav til kvalitet og måleregler er identiske med de norske. Men det er imidlertid en kjent sak at europeiske land lengre sør enn Skandinavia har hatt større problemer med å forstå sammenhengen og logikken bak beskrivelser på Island.

Geologien på Island er svært forskjellig fra den norske. Dette gir mange utfordringer, men de fleste problemene er løsbare med tradisjonelle norske sikringsmetoder. Det kreves imidlertid at alle er svært observante og følger med på uregelmessigheter. Dette gjelder særlig forhold bak stoff.

Islandske byggherrer ønsker større styringsrett på arbeidssikring enn det vi er vant med fra Norge. For oss var derfor en overraskelse at byggherren hadde sterke meninger om sikringsomfang på stoff. Dette løste seg imidlertid svært hurtig da det fort ble opparbeidet tillitt og gjensidig respekt for det arbeidet som partene måtte utføre. Diskusjonen rundt dette stilnet fort av og var etter hvert et "ikke tema". Dersom man skal holde visjonen om en H-verdi på 0 er det avgjørende betydning at tunnelarbeiderne er suverene for bestemmelse av arbeidssikringen.

Det ble også satt krav til oss som entreprenør om fortløpende geologisk kartlegging. Dette var også nytt og det krevdes en del opplæring av våre oppsynsmenn og baser.

Islandske bestemmelser for bruk av sprengstoff er betydelig strengere enn de norske. Dersom det f.eks. skal fraktes mer enn et tonn med sprengstoff skal dette skje med politieskorte. Det kreves kontinuerlig loggføring av uttak av sprengstoff fra lager som i Norge. Uanmeldte kontroller for å sjekke om lagerbeholdning er riktig, er vanlig. Det er ikke tillatt med bruk av slurry.

De islandske arbeidstakerne jobber langt mer enn vi er vant med fra Norge. Men for islendingene er mattiden mer eller mindre hellig. Heradsverk hadde massetransporten fra tunnelen og det var til å begynne med vanskelig for islendingene å forstå at salvene skulle kjøres ut uansett om det var mattid eller ikke. Problemet ble raskt løst og ordninger med fleksibel matpauser ble innført.

Islandske mattradisjoner er forskjellig fra de norske. Kosten består av mye fisk og sauekjøtt. Likeledes var brødet langt finere en det vi er vant med fra Norge. Det blir servert varm mat til de fleste måltider. Å gi varme måltider til tunnel drivere som er på jobb er nesten umulig. Vi fikk etter hvert de islandske kokkene til å bake norsk brød. Men våre islandske kolleger synes nok at den norske matpakken så "stusselig" ut når de dro på jobb.

AVSLUTNING

Å utføre tunnelarbeider på Island er forskjellig fra Norge. Vi fikk mange uventede problemer, både teknisk og ikke minst byråkratiske. For vårt firma ville det nesten være umulig å gå inn alene i et prosjekt som Almannaskartunnelen. Det var derfor av avgjørende betydning for oss at vi hadde en god islandsk samarbeidspartner. Vi valgte Heradsverk Ehf som vår samarbeidspartner og det var et svært lykkelig valg. Heradsverk og LNS utfylte hverandre på en god måte. Almannaskardtunnelen var vårt første prosjekt på Island, men definitivt ikke det siste.

REFERANSER

Beskrivelse av geologi; GeoTek Ehf v/Bjørn Hardarson.

EIKSUNDSAMBANDET, VERDENS DYPESTE VEGTUNNEL – NED TIL 287 M, OG EN LENGDE PÅ 7765 M – EN SPENNENDE UTFORDRING

The Eiksund Connection, The world's deepest road tunnel – at 287 meters' depth and 7,765 meters long – an engineering challenge

Avdelingsdirektør Arne M. Feragen, Statens vegvesen region Midt

SAMMENDRAG:

Det ble utført:

- Regionalgeologisk kartlegging
- Akustisk kartlegging av sjøbunnen og løsmasselag over større områder av sjøbunnen
- Refraksjonsseismisk kartlegging ved tunnelpåhuggene og svakhetssoner på land og over tunneltraseen på sjøbunnen
- Kjerneboringer med 5 borehull (styrt boring) boret fra land på begge sider av Yksenøysundet og Vartdalsfjorden. Kjerneboringene på totalt ca. 2000 meter borehull dekker bare en liten del av tunneltraseen.

Undersøkelsene viste stort sett god fjellkvalitet med markerte svakhetssoner under Yksenøysundet og i Vartdalsfjorden utenfor Yksenøya.

Forundersøkelsen og det videre planarbeidet førte frem til en 7765 meter lang tunnel mellom Eika og Steinnesstranda.

Tunnelen blir bygd med total bredde 11,5 meter, 3 kjørefelt (krabbefelt) og med et fall 9,6 % fra Eika og ned til lavpunktet på -287 meter. Oppstigningen mot Steinnesstranda bygges med totalbredde 8,5 meter, 2 kjørefelt og stigning på 7,6 %. Tunnelen er planlagt med en minste avstand opp til sjøbunnen i Vartdalsfjorden på ca. 50 meter. Eiksundtunnelen vil være verdens dypeste vegtunnel når den åpner for trafikk.

Mesta AS vant anbudskonkurransen på Eiksundtunnelen i konkurranse med 4 andre tilbydere. Kontraktssummen er på 378 mill. kroner og omfatter komplett tunnel, eksklusiv elektrotekniske installasjoner og asfaltarbeider.

Tunnelen blir drevet med tradisjonell boring og sprengning. Samtidig med drivingen blir det utført permanent fjellsikring med bolting og sprøytebetong. Vannførende slepper i fjellet blir tettet med injisering foran stuffen (sprengningsstedet). Målet er at fjellet skal tettes slik at maksimal innlekkasje ikke overstiger 30 liter /pr. 100 meter tunnel, per minutt. Målinger så langt viser innlekkasjer på ca. halvparten.

Vi har valgt et pumpeopplegg med tørroppstilte pumper i lavpunktet og i 2 pumpestasjoner i hver av oppstigningene. Vi mener at denne løsningen gir maksimal sikkerhet ved 2 separate

pumpeledninger, god driftsøkonomi ved at vannlekkasjen stoppes på veg ned mot bunnen og lett tilgang på reservedeler ved bruk av standardiserte komponenter. Samtidig kan vi operere med lavere trykk hvor løftehøyden for hver av pumpestasjonene er ca. 100 meter. Dersom pumpesystemet likevel skulle svikte, vil det bli utsprengt et nødbasseng som tåler over to døgns innlekkasje uten pumping.

SUMMARY:

The following were undertaken:

- Regional geological survey
- Acoustic survey of the seabed and the sediments on extended sections of the seabed
- Refraction seismic survey near the planned tunnel portals and on-shore fracture zones, as well as of the seabed along the length of the tunnel
- Drilling of five cores (guided drilling) from the shore on both sides of the Yksenøy Sound and the Vartdalsfjord. The 2,000 meters of cores drilled comprise only a small part of the length of the tunnel

On the whole the surveys revealed good quality bedrock with some defined fracture zones under the Yksenøy Sound and in the Vartdalsfjord off the island of Yksenøy.

The feasibility study and subsequent planning resulted in a 7,765-meter long tunnel between Eika and Steinnesstranda.

From Eika down to the lowest point at -287 meters the tunnel is to be built with a total width of 11.5 meters with three lanes (including a lane for slow-moving traffic), and with a gradient of 9.6 per cent. The ascent to Steinnesstranda is to be built with a total width of 8.5 meters with two lanes and with a gradient of 7.6 per cent. The planning of the tunnel foresees a minimum distance of approximately 50 meters up to the seabed in the Vartdalsfjord. When opened for traffic, the Eiksund Tunnel will be the world's deepest road tunnel.

The tender for the construction of the Eiksund Tunnel was won by Mesta AS, competing against four other bidders. The contract has a value of NOK 378 million comprising the complete tunnel exclusive of electro-technical installations and asphaltting.

The tunnel is built using traditional drilling and blasting methods. In parallel to the process of drilling and blasting, permanent securing of the rock is to be undertaken using bolts and gunite. Water-bearing faults in the rock will be secured through injections in front of the advancing tunnel. The target is to achieve maximum leakage into the tunnel of 30 litres per minute for every 100 meters. Measurements taken so far indicate leakage at approximately half this level.

A pumping system involving a pumping-house at the nethermost point and two pumping stations in each of the ascents has been selected. We believe that this solution provides maximum security by having two separate pumping pipes, favourable operating efficiency by stopping leakage into the tunnel on the way down to the lowest point, and easy access to spare parts by using standardised components. At the same time, pumps can be operated at a lower pressure where the lifting height for each of the pumping stations is approximately 100 meters. As a measure against a possible failure of the pumping system, an emergency basin with a capacity to hold two days of leakage into the tunnel with idle pumps will be blasted out of the rock.

**SPRENGNINSARBEIDER ORMEN LANGE LANDANLEGG,
MAIN CIVIL CONTRACT****Blasting works on Ormen Lange, Onshore Project, Main Civil Contract**

Prosjektsjef Jan Erik Skogen, Skanska AS

SAMMENDRAG

Skanska AS utfører på vegne av Norsk Hydro AS kontrakten som omfatter anleggsarbeidene "Main Civil Contract" og bygging av hovedrigg og kontorer for landanlegget for Ormen Lange Onshore Project som bygges i Aukra kommune på øya Gossen rett vest for Molde. Dette er en del av Norsk Hydro sin utbygging av Ormen Lange sitt gassanlegg. Kontrakten er på "Main Civil Work" kr 952 mill.(ekskl. mva.) og "Main Camp & Office" 273 mill.(ekskl. mva.)

Arbeidene startet opp 13. april 2004, ca 90 % av arbeidene skal være ferdig i mars 2005, komplett ferdig 1. oktober 2006.

Skanska valgte å utføre alla arbeider i egenregi ved å lage et internt arbeidsfellskap mellom fagregioner i selskapet og å leie inn underentreprenører etter behov. Kontrakten inneholder mange aktiviteter og store volum/mengder. Byggetiden er kort med mange tidsfrister, totalt 41 stk.. Arbeidene ble delt opp i egne områder og fag med hver sine produksjonsledere og driftsledere.

Arbeidene ble delt inn i 3 hovedområder:

- Kai og sjøarbeider.
- Betongarbeider.
- Camp og administrasjonsområde, hovedområdene og tunneler/caverner.

Arbeidene drives på en 12/9 ordning, der arbeidstiden varierer fra en 2-skiftsordning i Campområde med en arbeidstid fra kl 0700- 1900, i tunneler/caverner 3-skiftsordning med arbeidstid fra kl 0600-1600, og fra kl. 1600-0200 og masseflytting har en 3-skiftsordning med fra 0600-1800, og fra kl 1800-0600.

Kontrakten omfatter følgende hovedaktiviteter:

- Sprengning og planering av prosessområde inkludert grøfter, rørkryssninger, kabelkanaler, lysmastefundament og betongkulverter.
- Bygging av flammetårnområde.
- Sprengning av sjøvannstunneler.
- Sprengning av Caverner.
- Boring av sjakter.
- Bygging av anleggs kai.
- Etablering av forlegningsområde og for kontorer.
- Rigge bolig og kontorbrakker.
- Etablering av infrastruktur, vei/vann/avløp/el/tele m.m.

SUMMARY

SKANSKA AS is the main contractor on the "Main Civil Contract" comprising site preparation and building of accommodations and offices for onshore work on the Ormen Lange Onshore Project. The client is Norsk Hydro AS. The site is situated on the island Gossen in Aukra municipality west of Molde.

The work is a part of the Ormen Lange project. Total cost of the contract work comprising Main Civil work and Main Camp & Office is about 1 200 mill NKr (eks VAT).

The work commenced on April 13. 2004. 90 % of the work was finished on Mars 2005 and the project is to be completed within October 1. 2006.

SKANSKA AS adopted to execute all works as a cooperation between the different regions in the company and award contracts to sub-contractors if found necessary. The contract contains many activities and large volumes/quantities. The construction time is short with many milestones, total 41. The construction work was divided in to work packages based on area and trade each with its own site manger and production manager.

The works was split in to three main areas:

- Pier and sea work
- Concrete work
- Camp and administration area, main area and tunnels/caverns

The work is executed as a 12/9 agreement, and varies from 2 shifts in Camp area with working hour 0700-1900, 3 shifts in tunnels/caverns with working hour 0600-1600 and 1600-0200. Hauling has a 3 shifts agreement with working hour 0600 – 1800 and 1800 – 0600.

The contract comprises following main activities:

- Blasting and levelling of process area including ditches, pipe crossings, cable ducts, light pole foundations and concrete culverts
- Establishing flare area
- Blasting and excavating sea water tunnels
- Blasting and excavating of caverns
- Drilling of shafts
- Concrete works on construction jetty
- Levelling for camp and office area
- Establishing camp and office facilities
- Establishing infrastructure of road/water/run-off/electricity/telephone cables etc

Skanska AS
 Contract no.: 37-1A-NHT-B45-5219378 Main Civil Contract
 Presentasjon: Fjellsprengningskonferansen 2005

1

PRESENTASJON

Ormen Lange onshore Project - Main Civil Contract



Fjellsprengningskonferansen 24 – 25 Oktober 2005

Prosjektsjef Jan Erik Skogen

Revised: 12-09-2005

SKANSKA

September 2005

Skanska AS
 Contract no.: 37-1A-NHT-B45-5219378 Main Civil Contract
 Presentasjon: Fjellsprengningskonferansen 2005

2



ORMEN LANGE PROJECT

Beliggenhet:

Feltet ligger ca 100 km nord vest av Mørkysten.
 Videreførdning av gassen vil foregå på Nyhamna.

Gassen vil bli eksportert til Easington på østkysten av England gjennom en 1.200 kilometer lang eksport-rørledning

Totale investeringer:

Totale investeringer for Ormen Lange utbyggingen er kostnadsberegnet til ca 66 milliarder NOK (2003) – Ca 46.5 milliard NOK for feltutbyggingen, og ca 19.5 milliard NOK for transport systemet.

Hovedinvesteringene vil foregå i 2005 og 2006.

SKANSKA

September 2005

Skanska AS
 Contract no.: 37-1A-NHT-B45-5219378 Main Civil Contract
 Presentasjon: Fjellsprengningskonferansen 2005

3



ORMEN LANGE PROSJEKTET

Reservoar:

Feltet ble oppdaget av Hydro i 1997.
 Reservoaret er ca 40 km langt og 8 km bredt, og ligger ca 3.000 meter under havets overflate.

Havdyp:

800 to 1.100 meter

Produksjons kapasitet:

- Kodensat: 6.000 til 8.500 m³/dag
- Gass: 70 million m³/dag

Produksjons Start:

Oktober 2007

SKANSKA

September 2005

Skanska AS
 Contract no.: 37-1A-NHT-B45-5219378 Main Civil Contract
 Presentasjon: Fjellsprengningskonferansen 2005

4



SKANSKA'S KONTRAKT

Kontraktssum:

Main Civil Work: } Ca 1.2 milliard nok
 Main Camp & Offices: }

Viktige tidspunkter:

Kontraktstildeling: 19 Mars 2004

Oppstart: 13 April 2004

Hovedarbeider 90 % ferdig: Mars 2005

Overlevering: 01 Okt. 2006

41 Milepeler

SKANSKA

September 2005



Skanska AS
 Contract no.: 37-1A-NHT-B45-5219378 Main Civil Contract
 Presentasjon: Fjellspregningskonferansen 2005

6

KONTRAKTENS UTFORDRINGER

- Stort volum
- Mange aktiviteter / disipliner
- Kort byggetid
- Mange milepeler
- HMS (Sikkerhetskurs, RUH, SJA, vernerunder, sikkerhetsinspeksjoner, sikkerhetskampanjer, eksaminasjoner, tool-boxmøter)
- Byggherrens prosjektering

Skanska AS
 Contract no.: 37-1A-NHT-B45-5219378 Main Civil Contract
 Presentasjon: Fjellsprengningskonferansen 2005

7

KONTRAKTEN OMFATTET

→ Anleggstomt

➤ Sprengning:	1.800.000 m3
➤ Graving:	1.520.000 m3
➤ Knusing:	5.500.000 tonn (hvorav 1.7 mill tonn "finvare")
➤ Grøfter:	35.000 lm
➤ Vegetasjonsrydding:	1.605.000 m2
➤ Asfalt:	218.000 m2
➤ Betong:	10.000 m3

→ Anleggskai

➤ Betong:	5.000 m3
➤ Undervannssprengning:	65.000 m3
➤ Kailinje:	180 m

→ Sjøvannstunneler

➤ Inn-/utløpstunnel:	2.447 lm
➤ Bolter:	9.724 stk
➤ Sprøytebetong:	4.968 m3
➤ Injeksjon:	69 tonn
➤ Sjøktboring:	120 lm
➤ Utslag:	kt 40m og 80m

→ Fjellhaller

➤ Adkomststunneer:	1.098 lm
➤ Vanngardintunneler:	368 lm
➤ Off Spec Caverne:	68.900 m3 (l x b x h = 96 m x 21 m x 33 m)
➤ Condensat Caverne:	175.600 m3 (l x b x h = 269 m x 21 m x 33 m)
➤ Bolter:	6.700 stk
➤ Sprøytebetong:	7.600 m3
➤ Injeksjon:	532 tonn
➤ Sjøktboring:	790 lm

→ Oppføring av anleggsleir for inntil 2.500 personer

→ Kontorbygg med 300 kontorer for bruk i anleggsperioden

SKANSKA

September 2005

Skanska AS
 Contract no.: 37-1A-NHT-B45-5219378 Main Civil Contract
 Presentasjon: Fjellsprengningskonferansen 2005

8

BEMANNING

→ Funksjonærer: ca 80 personer

→ Timelønnede: ca 250 personer

→ Underentreprenører: ca 250 personer

→ Skiftordninger:

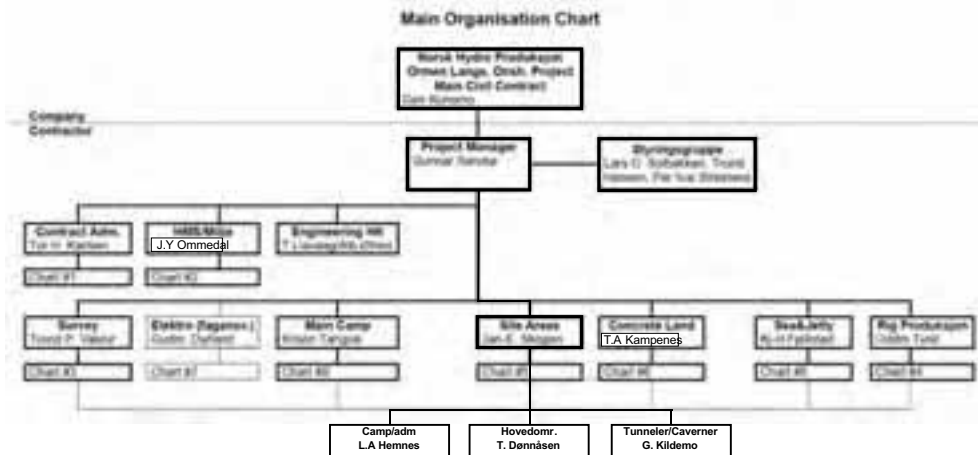
<u>Camp/Adm.</u>	<u>Hovedområder</u>	<u>Tunneler</u>
2+1 – dagtid 07 ⁰⁰ - 19 ⁰⁰	2+1 – dag + natt stopp 23 ⁰⁰ - 01 ⁰⁰	2+1 06 ⁰⁰ - 02 ⁰⁰

SKANSKA

September 2005

Skanska AS
Contract no.: 37-1A-NHT-B45-5219378 Main Civil Contract
Presentasjon: Fjellsprengningskonferansen 2005

9



SKANSKA

September 2005

Skanska AS
Contract no.: 37-1A-NHT-B45-5219378 Main Civil Contract
Presentasjon: Fjellsprengningskonferansen 2005

10

Maskiner på prosjektet

Gravemaskiner					
Nr.	Maskin	Tonn	Nr.	Maskin	Tonn
101	Cat 375L	83	129	Volvo EC 360	37
102	Cat 385BL	90	132	Volvo 140	15
103	Cat 345BL	49	133	Volvo 240	24
104	Cat 330C	38	134	Volvo 360	36
105	Cat 345BL	49	135	Cat 325C	29
106	Cat 345BL	49	136	Cat 325C	29
108	Cat 330B	38	137	Hitachi 600	60
110	Volvo 340	34	138	Cat 316C	15
113	Volvo 460	46	139	Cat 320B	22
115	Volvo 210	21	140	Cat 330B	38
116	Volvo 290	29	141	Cat 322C	24
117	Fiat Cobelco	25	142	Daewo 130	14
119	Cat 325B	29	143	Volvo EC 210B	21
121	Daewo 220	25	144	Cat 320B	22
122	Volvo 460	46	145	Komatsu PW 130	12
123	Cat 322	24	150	Cat M 315	13
125	Cat 365	65	151	Cat 330C	38
Totalt: 33 stk					

Dumpere/Trucker					
Nr.	Maskin	Tonn/m3	Nr.	Maskin	Tonn/m3
201	Volvo A40	40/22	217	Volvo A35D	35/20
202	Volvo A40D	40/23	218	Volvo A35	35/20
203	Volvo A40	40/22	219	Volvo A35	35/20
204	Volvo A40D	40/23	220	Volvo A35	35/20
205	Volvo A35D	35/20	223	Volvo A35	35/20
206	Volvo A35D	35/20	227	Moxy MT41	40/22
207	Volvo A40D	40/23	228	Moxy MT41	40/22
208	Volvo A40D	40/23	229	Moxy MT25	25/14
209	Moxy MT40B	40/22	230	Moxy 30	30/16
210	Moxy MT41	40/22	235	Eucklid R32	35/20
211	Perlini DP705	65/36	236	Eucklid R32	35/20
212	Perlini DP705	65/36	237	Volvo A35D	35/20
213	Perlini DP705	65/36	238	Volvo A35D	35/20
214	Cat 775	65/36	239	Volvo A40D	40/23
215	Cat 775	65/36	240	Volvo A40D	40/23
216	Cat 775	65/36			
Totalt: 31 stk					

SKANSKA

September 2005

Skanska AS
 Contract no.: 37-1A-NHT-B45-5219378 Main Civil Contract
 Presentasjon: Fjellsprengningskonferansen 2005

11

Hjullastere						
Nr.	Maskin	Tonn		Nr.	Maskin	Tonn
401	Cat 992G	100		412	Volvo L180	29
402	Cat 990 II	83		413	Volvo L90	17
403	Volvp L-120	20		414	Cat 980G	32
404	Komatzu WA480	26		415	Cat 972G	25
405	Cat 950F II	18		416	Cat IT 28G	12
406	Komatzu 480	26		417	Cat IT 28G	12
407	Cat 980G	32		418	Cat 972G	25
408	Volvo L180	29		419	Volvo L180	29
409	Cat 972	25		420	Cat 972G	25
410	Volvo 330	50		421	Volvo L180	29
411	Volvo L70	14				
Totalt: 21 stk						

Kompimeringsutstyr		
501	Bomag BW 225	25 tonn
502	Bomag BW 225	25
503	Dynapac vals	15
504	Ammann C 110	15
505	Bomag BW 216	13
Totalt: 5 stk		

Dozere		
301	Cat D8R	40 tonn
302	Cat D6RLGP	22
303	Cat D6LGP	22
304	Cat D10R	70
305	Cat D7R	30
306	Cat D7R	30
307	Cat D6RLGP	22
Totalt: 7 stk		

Diverse Utstyr	
Borrigger	12 stk
Grovknusere	3 stk
Finknusere	3 stk
Tunnelrigger	3 stk
Veihovel	1 stk
Mudringsfartøy	2 stk
Borefartøy	1 stk
Borefartøy	1 stk
Dykkerflåte	1 stk

SKANSKA

September 2005

Skanska AS
 Contract no.: 37-1A-NHT-B45-5219378 Main Civil Contract
 Presentasjon: Fjellsprengningskonferansen 2005

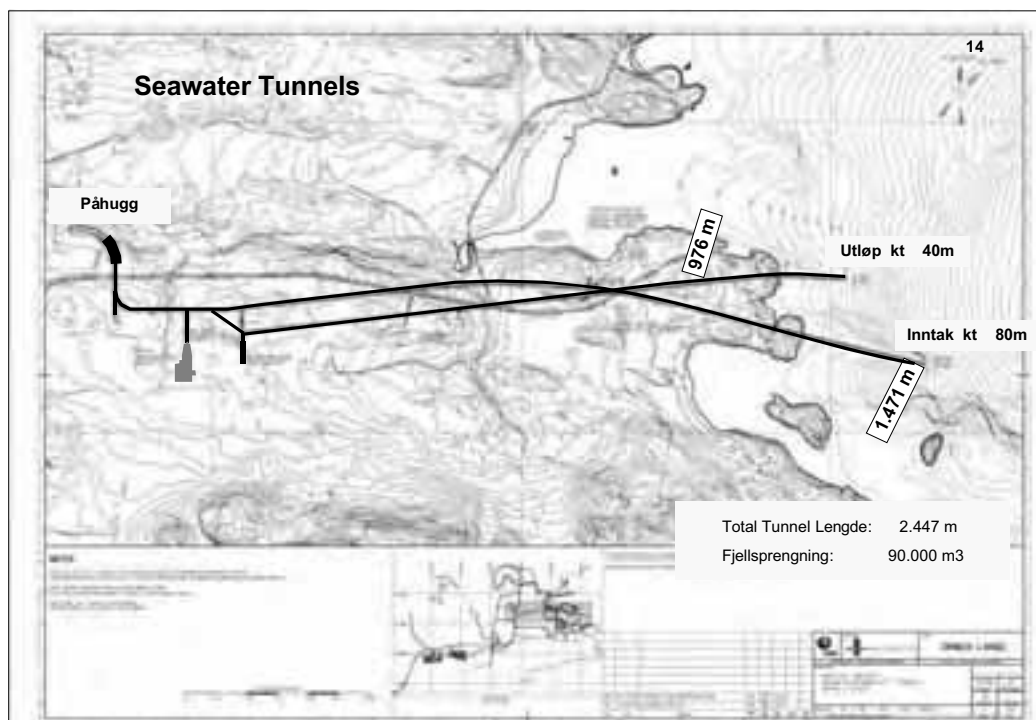
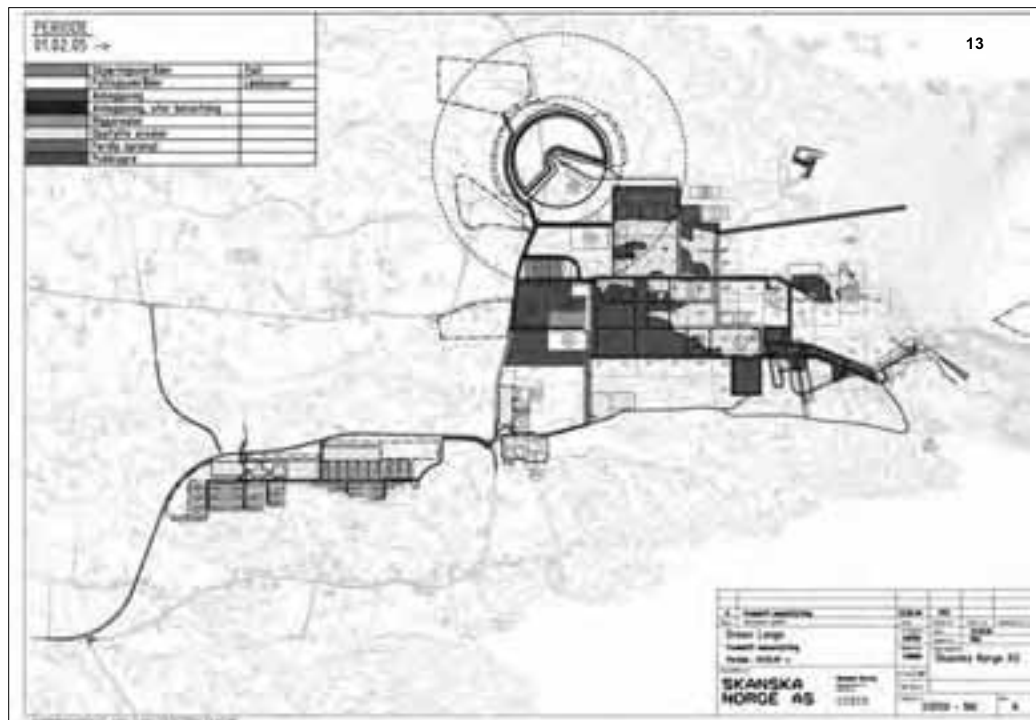
12

SJØVANNSTUNNELER	
1 stk	Borrigg AC 185
1 stk	Cat 972G (Shovel)
1 stk	Mini SSE Slurrytruck
2 stk	Tunnelvifter
3 stk	Mercedes 4 akslet boggibiler
1 stk	Spruterigg

FJELLHALLER	
1 stk	Borrigg AC XL3
1 stk	Borrigg AC 353
1 stk	Volvo 330 (Shovel)
1 stk	Cat 990 (Shovel)
3 stk	Atlas D7 borvognner
4 stk	Tunnelvifter
1 stk	Atlas Craelius injeksjonsrigg påmontert Iveco Bærer
6 stk	Volvo A40 dumpere
1 stk	Spruterigg
1 stk	Mini SSE Slurrytruck

SKANSKA

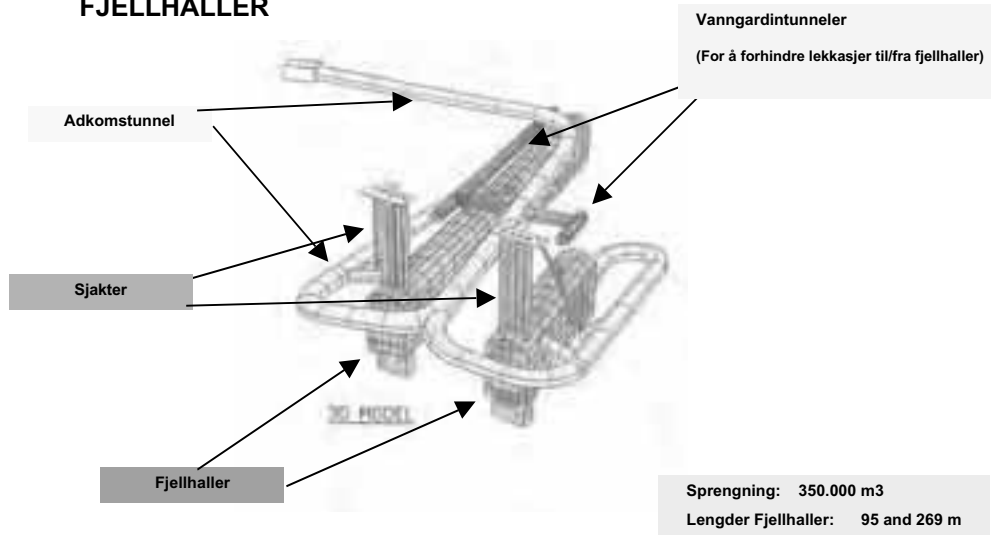
September 2005



Skanska AS
 Contract no.: 37-1A-NHT-B45-5219378 Main Civil Contract
 Presentasjon: Fjellsprengningskonferansen 2005

15

FJELLHALLER



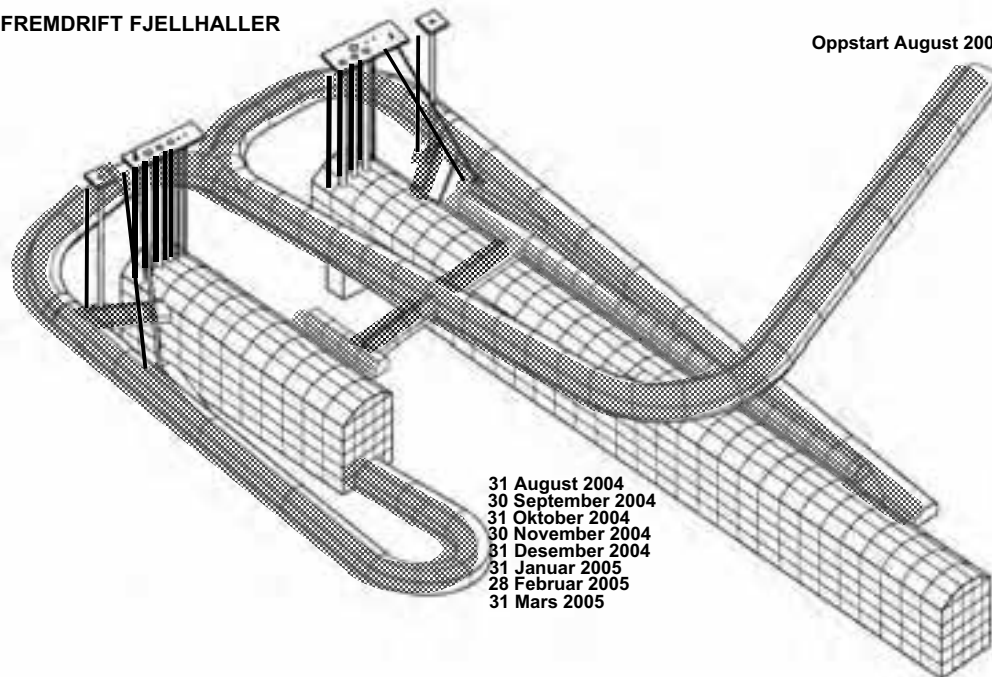
SKANSKA

September 2005

16

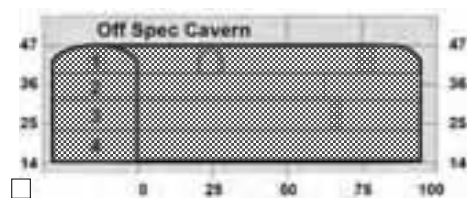
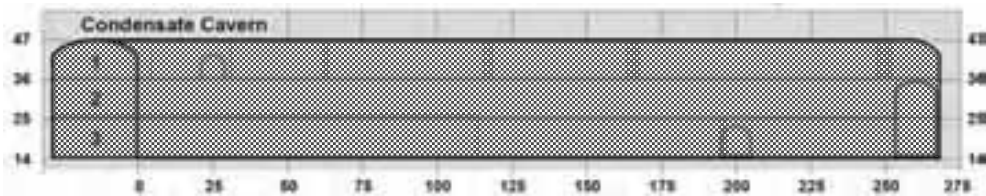
FREMDRIFT FJELLHALLER

Oppstart August 2004



Skanska AS
Contract no.: 37-1A-NHT-B45-5219378 Main Civil Contract
Presentasjon: Fjellsprengningskonferansen 2005

17

FREMDRIFT FJELLHALLER

31 Januar 2005
28 Februar 2005
31 Mars 2005
30 April 2005
31 Mai 2005
30 Juni 2005
31 Juli 2005
31 August 2005
30 September 2005

SKANSKA

September 2005

Skanska AS
Contract no.: 37-1A-NHT-B45-5219378 Main Civil Contract
Presentasjon: Fjellsprengningskonferansen 2005

18

PHOTOS**SKANSKA**

September 2005



















Skanska AS Contract no.: Presentasjon:	37-1A-NHT-B45-5219378 Main Civil Contract Fjellsprengningskonferansen 2005	36
SKANSKA		September 2005



Skanska AS
Contract no.: 37-1A-NHT-B45-5219378 Main Civil Contract
Presentasjon: Fjellsprengningskonferansen 2005

38

TAKK TIL

- Hydros Site team
- Underentreprenører
- Underleverandører
- Vassbakk & Stohl AS
- Entreprenørservice AS
- Johan Rognerud AS
- Feiring Bruk AS
- Austad Maskin AS
- Dyno
- Volvo Norge
- Pay & Brinck
- Atlas Copco
- Fjellrenovering (Monan Fjellsikring)
- Holmgren AS
- Med flere.....

SKANSKA

September 2005

Nyhamna Mai 2005

(03:09 min)

REHABILITERING AV LIERÅSEN TUNNEL – 10 ÅRS ERFARINGER

Rehabilitation of the Lieraasen tunnel – 10 years eksperienses

Siv.ing Per Kristian Skjølås, Jernbaneverket Utbygging

SAMMENDRAG

Lieråsen tunnel ble drevet i perioden 1963 – 71 og åpnet i 73. Det er benyttet flere typer sikring fra bolter og sprutbetong til full utstøping. Tidlig etter åpning ble det klart at frostsikring måtte gjøres og det ble etter noe prøving og feiling etablert en frostport ved utløpet på Liersiden. Etter hvert har det også blitt klart at sikringen i resten av tunnelen har fått skader som det ikke har vært kontroll på.

I 1996 ble det startet et arbeid for å få oversikt over sikringen i hele tunnelen. Dokumentsøk supplert med intervju av personer som deltok i arbeidet med å drive og sikre tunnelen og befaring av hele tunnelen ble utført. Rapporten konkluderte med at det var til dels store sikringsproblem i hele tunnelen. På bakgrunn av dette ble en mulighetsstudie som etter hvert ble endret til hovedplan utarbeidet. Mandat var rehabiliter tunnelen til opprinnelig standard med økt hastighet fra 130 til 160 km/h.

Mulighetsstudiet viste at profilet måtte utvides – ved sålesenking – samt at all sikringen måtte rehabiliteres. Hovedplanen gikk videre med hastighetsøkningen i første omgang, men med endring av kjørestømmens oppheng i stedet for sålesenk. Etter ytterligere en runde ble hovedplan vedtatt i 2003 uten hastighetsøkning men likevel med endring av kjørestømmen. Prosjektet skulle utføres med enkeltsporet drift i 1/3 av tunnelen i ca 3 år. Totalt skulle rehabiliteringen koste ca 390 mill (2005 kr).

Grunnen til stadig nye gjennomganger og reduksjoner var kostnadene. De var hele tiden for høye for Jernbaneverket og myndighetene samtidig var arbeidet som skulle utføres til dels kraftig underestimert. I en periode med revidering var prosjektet et hett tema i bransjen og i enkelte media. Prosjektet ble også flere ganger utsatt/gikk med redusert arbeidsinnsats pga sterkt reduserte bevilgninger. Etter godkjent hovedplan høsten 2003 ble detaljplanarbeidet startet, men nok en gang ble bevilgningene redusert og hastigheten måtte bremses.

Sensommeren 2004 ble foreløpig detaljplan fremlagt. Konsept og utstyrsforslag var likt men omfanget på rehab av sprutbetongsikringen var foreslått redusert en god del. Kostnadene var fortsatt lavt estimert noe en usikkerhetsanalyse viste. Den ga et estimat på ca 675 mill (2005 kr). I prosjektråd sent høsten 2004 ble det bestemt at Jernbaneverket Utbygging (JU) skulle overta som byggherreombud og gjennomgå konseptet på nytt. Bakgrunnen var kostnadene og at det sommeren 2005 skulle være 23 dager uten persontog i tunnelen.

Det ble startet en ny gjennomgang av alle dokumenter nye og gamle primo februar 2005. Samtidig ble konkurranse om rådgivning utlyst. Før rådgiver- konseptvalg ble 4 entreprenører forespurrt om de ville delta i konkurranse om rehabiliteringen. Norconsult AS ble valgt som

rådgiver ultimo februar og før påske hadde de gjennomgått dokumentene. I april gjennomførte de 12 timers befaringer nesten hver helg samt en god del 3,5 timers i ukenettene, samt at tilbudsbeskrivelse for entreprisen ble utarbeidet.

Medio mai ble konseptet valgt og Skanska Norge ble valgt som entreprenør. Videre planlegging ble utført i nært samarbeid mellom JU, Norconsult og Skanska. Det var klart at elementene kun var tenkt som forskaling for utstøping og det var også i stor grad utført. Kun ca 180 m med elementer manglet hele eller deler av støpen. I tillegg måtte det gjøres noe med det sprutbetong- og boltesikrede området i frostsonen mot Lier. Planlegging og testing av støpemetode bak elementene ble utført fram til 8. juli.

I perioden fra 9. juli til 1. august ble det arbeidet alle dager nesten 24 timer i døgnet i frostsonen. I noe utvidede helger ble det i de 3 første helgene støpt over 2.000 m³ med betong. Dette medførte at alle elementsikrede områdene ble friskmeldt. I frostsonen ble gamle og fulle fjellsikringsnett revet og en del løst fjell pigget ned og området ble rensket før alt ble sprutet på nytt med ca 10 cm betong og systematisk boltet. Det ble også montert en god del vann- og frostsikring som ble ferdigstilt i løpet av 3 helger i høst. Estimat for sluttkostnad er nå redusert til 140 – 145 mill kr.

SUMMARY

The Lieråsen tunnel was excavated in the period of 1963-71 and opened in 1973. Several kinds of tunnel support were used: From rock bolts and shotcrete to full concrete lining. Shortly after the opening of the tunnel it was revealed that freezing was a problem and therefore a gate to stop it was established. In later years it's been discovered that the tunnel support in the rest of the tunnel did have uncontrolled damages.

In 1996 the total evaluation of the tunnel support started. It concluded in need for full rehabilitation of the tunnel support. In addition, increased speed limit was a focused objective. After a number of iterations the main plan was decided upon in 2003. This plan included changing the trains power support system, while increased speed limit was ruled out. In total the rehabilitation was estimated to 390 mill. NOK. Further planning and risk analysis lead to reduction in the extent of rehabilitation, while the budget was increased to 675 mill NOK.

Late fall 2004 Jernbaneverket Utbygging got responsibility as owner of the project and the concept was once more examined. The reason for this was the high cost level and the fact that during summer 2005 there would be 23 days without any person transportation through the tunnel. Medio May 2005 the concept was final. Norconsult and Skanska Norway was consultants and contractor. It was established that the only purpose of the old concrete elements was to be formwork for the concrete lining. Only about 180 m of the element zones lacked all of or parts of the concrete lining. In addition the tunnel support in one of the frost zones needed full rehabilitation.

From July 9th until August 1th 2005 it was worked around the clock in the frost zone. During 3 extended weekends almost 2000 m³ of concrete was poured, which lead to successful rehabilitation of the concrete element zone. Substantial amounts of water- and frost tunnel support were supplemented. The final cost seems to be about 140 – 145 mill NOK.

18.1 INNLEDNING

Lieråsen tunnel er en lang jernbanetunnel med en relativt kort, men likevel omfattende historie. Dette gjelder både for driveperioden og for tiden det har vært trafikk i den. Drivingen pågikk fra 1963 til 1971 med åpning for trafikk i 1973. Selv om tunnelen er lang nesten 11 km, var dette veldig lang drivetid. Dette fordi det kun ble drevet fra 2 stuffer og at fjellforholdene spesielt fra Lier, var meget vanskelige.

Sikring av dårlig fjell ble i byggefasen fra 1963 – 1970 utført etter 4 prinsipielle metoder:

- Kontaktstøpte vegger og betongelementer, både uten og med full eller delvis overstøp.
- Full uarmert betongutstøpning som kontaktstøp. Flyttbar forskaling.
- Ekspansjonsbolter, systematisk bolting og 10 - 12 cm sprøytebetong med armeringsnett av 7 mm jern og 15 cm maskevidde.
- Tilfeldig bolting, uarmert sprøytebetong 3 -5 cm

18.1.1 Elementforskaling/-sikring

I dokumenter fra drivingen er det beskrevet at elementbuene ble dimensjonert for jevnt fordelt last på 2 tonn/m². Inntrufne, uønskede ”belastningsprøver” viste imidlertid at de tålte atskillig mer. Disse buene tjente som forskaling for den etterfølgende kontaktstøp opp til 2/3 av taket på hver side. Resten av hvelvet påstøptes normalt ca 0,5 m. Dokumentene sier også at sikring med betongstøp ble utført som kompaktstøp og sikring med prefabrikkerte lameller ble utført delvis uten og delvis med full eller partiell overstøp.

Formålet med å bruke elementene var at de raskt ga en effektiv sikring mot ras og nedfall samtidig som de fungere som forskaling ved overstøping. De ble først benyttet i vanskelige områder, men senere kun i svært problematiske områder. Sikringsmetoden ble senere erstattet med full bueforskaling av stål.

18.1.2 Start for rehabiliteringen

Fra 1995 har det blitt gjennomført en rekke undersøkelser for å kartlegge tilstanden til fjellsikringen i tunnelen. Norges Byggeforskningsinstitutt, Det norske Veritas, Jernbaneverket Ingeniørtjenesten, SINTEF og NGI har utført ulike analyser for å vurdere sikkerhet og behov for å iverksette utbedringer. På grunnlag av konklusjonene fra disse undersøkelsene besluttet Jernbaneverket Region Sør i 1997 å planlegge omfattende rehabiliteringstiltak i tunnelen mellom Asker og Lier.

18.2 OPPRINNELIG PROSJEKT

Jernbaneverket Ingeniørtjenesten ble i 1995 engasjert av Region Sør for å gjennomføre en tilstandsundersøkelse av vann- og fjellsikringen i tunnelen. Kartlegging og prosjektgjennomføring ble utført i tett samarbeid med vedlikeholdspersonell og personer som hadde erfaring fra byggeperioden. Rapporten konkluderte med at partiene med full utstøping var i brukbar forfatning, behov for noe utbedring av en del områder med elementhvelv, og størst behov for tiltak i enkelte områder med sprøytebetongsikring.

Konklusjonen fra kartleggingen medførte at det krevdes mer og bedre dokumentasjon av sikringens tilstand. Byggeforsk og Sintef utførte undersøkelser av betongkvalitet. En studie av tilgjengelig dokumentasjon fra anleggsperioden, og sammenstilling av grunnlagsmateriale sammen med resultatene fra nye undersøkelser ble lagt til grunn for konklusjonen om at tunnelen måtte oppgraderes.

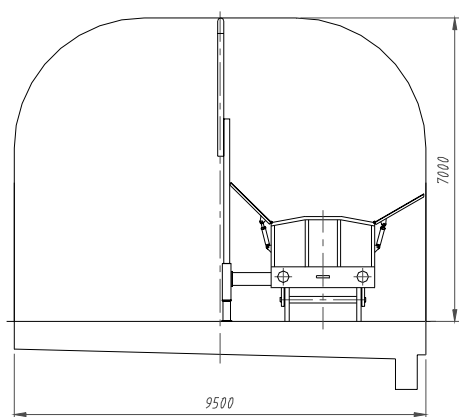
18.2.1 Mandat

Jernbaneverket gav i 1997 Ingeniørtjenesten i oppdrag å utføre en mulighetsstudie for å finne aktuelle løsninger for rehabilitering av Lieråsen tunnel. Mandatet var at tunnelen skulle tilbakeføres til opprinnelig funksjonsstandard (sikkerhet) og samtidig tilfredsstillende framtidige kapasitetskrav med dimensjonerende hastighet på 160km/t. Dette medførte at rehabilitering måtte kombineres med profilutvidelse. Enkle vurderinger for alternativ løsning med ny tunnel og kombinasjoner av ny tunnel og rehabilitering av eksisterende skulle også utføres.

18.2.2 Planlegging med kostnadsstyrt måljustering

Undersøkelser med georadar viste at fjellsålen lå såpass grunt at det måtte sprenges/pigges for å oppnå tilstrekkelig tverrsnitt for å tilfredsstillende funksjonskravene. Mye tid og ressurser ble brukt på ”gjennomførbarhetsstudier” av omfattende rehabilitering med drift delvis på kun det ene sporet. En tverrfaglig gruppe med representanter fra Jernbaneverkets region, rutekontor, jernbanetekniske fag, Ingeniørtjenesten og Sintef utarbeidet et forslag til gjennomføring. Dette arbeidet ble kvalitetssikret av Veritas, som konkluderte med at det var en del uløste utfordringer for å opprettholde togtrafikk og sikkerhet under anleggsperioden ved passerende tog.

Mulighetsstudiet ble etter hvert til hovedplan og kravene som tiltaket skulle tilfredsstillende ble også endret. I tillegg kom det en del krav fra Statens Jernbanetilsyn (SJT) om gjennomføring av en del andre sikkerhetstiltak i tunnelen, f.eks bedret rømningsmulighet, røykventilasjon, rømningsskilt, sikrings- og jordingsanlegg, etc. Alternativene med nytt løp ble raskt forkastet.



Figur 18-1 Avskjerming mellom spor, prinsippskisse

For å sikre tilstrekkelig kapasitet til disse planene i anleggsperioden måtte strekningen deles opp med stasjoner ved Solberg, Eriksrud og Lier. Det skulle legges inn nye overkjøringsveksler ved Solberg og Lier for å ivareta punktligheten ved avvikssituasjoner, gi bedre tilgjengelighet for anleggsarbeid og fremtidig drift- og vedlikeholdsarbeid.

Framdriften for arbeidene var planlagt slik:

Fase 1 - Forberedende arbeider 2001 - 2004

- Nødbelysning og merking
- Jordingsanlegg for anleggsperioden
- Radioanlegg
- Strakstiltak
- Ventilasjonsanlegg

- Tverrslag Solberg
- Kontaktledningsanlegg
- Sikringsanlegg
- Sporsløyfer Solberg og Lier

Anleggsarbeidene med fase 1 startet i 2001 og ble ferdigstilt i 2004.

Fase 2 - Fjellsikringsarbeider 2004 - 2007

- Fjellsikring

Gjennomføring av fjellsikringsarbeidene i 6 hoveddeler/-faser.

Fase 3 - Etterarbeid 2007

- Etterarbeider elektro (oppgradering av kl-anlegg)
- Etterarbeid overbygning

Før gjennomføring av de seksjonsvise sikringsarbeidene måtte Eriksrud blokkpost bygges om til stasjon. Det måtte også etableres nye sporsløyfer ved Lier innen utgangen av 2004 og ved Solberg innen utgangen av 2005. I forbindelse med dette ble det inkludert nødvendige sikringsanlegg. Når rehabiliteringen blir ferdig skulle det vurderes om sporvekslene ved Eriksrud bør fjernes.

Hovedplanen for "Rehabilitering av Lieråsen tunnel" ble internt godkjent i mars 2003. Denne beskriver alt rehabiliteringsarbeid som skal utføres inkl krav fra SJT. Hovedplanen ble i første rekke utarbeidet med tanke på å oppgradere fjellsikringen i tunnelen. Med bakgrunn i hovedplanen ble det utarbeidet en foreløpig detaljplan. Det ble da klart at omfanget av rehabilitering med stor sannsynlighet, kunne reduseres betraktelig ift hovedplanen. I tillegg økte kostnads-kalkylen betraktelig ift hovedplanen.

18.2.3 Utførte arbeider

Anleggsperioden ble delt i tre: Før nytt jordingsanlegg måtte alle arbeider skje uten spenningssatt kontaktledning, dvs i togfrie netter og helger. Etter at nytt jordingsanlegg ble etablert kunne det for enklere arbeider også arbeides med trafikk på ett spor midt på dagen og om kvelden i helgene. Ved sikring av tunnelhengen ble det forutsatt enkeltsporet drift på 1/3 av tunnelen hele døgnet over lengre perioder. I tillegg ble produksjon fortsatt basert på togfrie netter og helger.

Nødbelysning i tunnelen ble satt i drift i mars 2001, og alle arbeider ble ferdigstilt i løpet av 2002. Jordingsanlegget for anleggsfasen ble ferdigstilt i januar 2003, og ekstraordinære restriksjoner for arbeid i tunnelen med spenning på kontaktledningsanlegget ble opphevet. Det ble installert et nytt repeaterbasert radioanlegg som gir dekning for togradio, vedlikeholdsradio, nødradio og GSM900. Radioanlegget er lagt til rette for GSM-R og ble ferdigstilt våren 2003. Det ble etablert ny føringsvei for kabler langs Oslo-Drammen sporet og alle kabelkryss ble senket. Skinneisolasjonen og skinnebefestigelse på begge spor ble fornyet gjennom hele tunnelen. I tillegg ble det foretatt stikkbytte av skadde betongsviller. Som forberedelse for en eventuell stedvis senking av spor og fremtidig kjøring av ballastrenseverk er det utført tiltak vedrørende dreneringsanlegg med bl.a. senking av samtlige drenskummer i tunnelen.

For å ivareta behovet for permanent atkomst fra tunnelen ble det etablert et 390 m langt tverrslag med påhugg like ved Haugergårdene ved Dikemark, og med innslag i Lieråsen tunnel ved ca km 38,700 (Solberg).

Det ble også etablert et ventilasjonsanlegg i Lieråsen tunnel, dimensjonert med tanke på ulykker med brann i tunnelen. Ved tunnelmunningen ved Lier er det montert 8 store vifter som primært skal benyttes som brannventilasjon. Ved tverrslaget ble det også montert 4 tilsvarende vifter, som i tillegg til brannventilasjon også benyttes til å opprettholde luftstrømmen mot Asker. Anlegget kan i tillegg til lokal betjening styres fra Drammen. Rømningvei i tilfelle brann skal være mot Lier og redning skal skje derfra.

For å ivareta sikkerheten fram til fjellsikringsarbeidene startet, ble det fom 2002 to ganger i året gjennomført visitasjon, kontroll og utbedring av svake partier i betongelementene og i sprøytebetongen samt generell fjellrensk..

18.3 PROSJEKT SOM SKAPER ENGASJEMENT

Til tider har diskusjonene rundt sikringstiltakene i tunnelen vært hete også utenfor Jernbaneverket, og da spesielt i Teknisk Ukeblad i første del av 2001. Mange har vært kritiske og ønsket både ny tunnel og raskere fremdrift. I tillegg har Jernbanetilsynet stilt krav til tunnelen med korte frister for gjennomføring. I mediadiskusjonen deltok det alle kategorier med engasjerte personer fra politikere via Jernbaneverkets folk til professorer. Et utvalg av uttalelser er gjengitt under, alle hentet fra TU vinter/vår 2001:

En politiker mente at tunnelen var langt fra sikker og noe måtte gjøres - fort (han var nok ikke geolog); ”Det er uhørt at rehabiliteringen skal ta fem år. Enhver som reiser gjennom tunnelen, vet at den er livsfarlig. Når vi ser på de uhell som har vært de siste årene med jernbanen og den fokus det har fått, så er det underlig at Jernbaneverket ikke setter fortgang i arbeidet. Kanskje bør det bygges en ny tunnel slik at vi får en dobbeltløpet tunnel”.

Andre var noe mer edruelege; ”Bygging av en ny tunnel er beregnet å koste én milliard kroner. Det prosjektet tror vi er utopisk. Vi tror ikke at vi vil presse på for å få en ny jernbanetunnel gjennom Lieråsen. Erfaring fra veipakken i Drammen tilsier en særdeles lang og komplisert prosess. Vi må konsentrere oss om å få fortgang i rehabiliteringen.”.

Men noen var lite interessert og syntes situasjonen ikke var politikernes sak; ”Han karakteriserer TUs avsløringer om sviktende sikkerhet i Lieråstunnelen som "tekniske detaljer". Representanten avviser ethvert ansvar for manglende bevilgninger til tunnelen”.

Fagfolk var i stor grad kritiske til rehabilitering (jeg var selv en av dem); ”Jeg lærte om planene for oppgradering av Lieråsen jernbanetunnel under kursdagene på NTNU i januar. I den diskusjonen vi hadde uttalte jeg at den utredede løsning basert på rehabilitering må være en fundamentalt feilaktig løsning. For meg synes den eneste samfunnsøkonomisk riktige løsning å være en ny tunnel. Ulike kostnadstall har versert, men det synes som om overslag viser, slik som bl.a fremgår av TUs artikkel, at omkostningene med å oppgradere dagens tunnel vil bli tilnærmet av samme størrelse som å bygge en ny tunnel. Den usikkerhet som vil være forbundet med tids- og kostnadsoverslag for en ny parallell tunnel vil være vesentlig mindre enn for de rehabiliteringsarbeider som nå planlegges”.

Jernbaneverket visste at det var en klar risiko; ”Situasjonen er så alvorlig at enkelte passasjerer har kunnet konstatere at småsteiner og betongbiter har løsnet fra tunneltaket og truffet tog så det smeller under gjennomfarten. Tunnelen er ikke i tilfredsstillende stand. Store deler av betongen må skiftes ut, vedgår Jernbaneverket. Tunnelen mangler dessuten

rømningsveier. Ved brann vil høydeforskjellen gjøre tunnelen til en skorstein”. Og; ”... erkjenner at tunnelen ikke er bygget i henhold til dagens krav til sikkerhet i lange tunneler, men henviser til at Det Norske Veritas i 1996 anbefalte å prioritere sikkerheten på det rullende materiell. Samtidig ble inspeksjonene utvidet og hastigheten i tunnelen nedsatt. En av utfordringene som Jernbaneverket står overfor, er sikring av de som arbeider i tunnelen, spesielt når arbeidene med sikring av henget pågår. Restaureringsarbeidet må gjennomføres i halve tunnelen ad gangen, med kjørestrommen slått av. Selve arbeidsområdet blir da atskilt fra kjøresporet med en vegg. – Vi har fått tegnet et forslag til et spesialkjøretøy for sikringsarbeidet, og dette kan danne en sikker arbeidsplattform.”

”Det planlagte utbedringsarbeidet omfatter nytt signalsystem, innføring av nødlys, nytt ventilasjonssystem, utbedringer og rensking av en lang strekning i tunneltaket, samt påføring av sprøytebetong for flellsikring. Allerede 1. april er nytt nødlyssystem og skilting på plass, mens ny nødkommunikasjon er ferdig til sommeren. Men det hjelper lite dersom dagens rømningsveier ikke er tilstrekkelig sikret mot giftige røkgasser. Dette er de fremste påleggene vi har fått fra Statens Jernbanetilsyn. Når det gjelder rehabiliteringsarbeidet (fjellsikring), er det et langt større prosjekt å gjennomføre. Tunnelen er ikke i tilfredsstillende stand. Store deler av betongen må skiftes ut, ...”.

”Rehabiliteringen av Lieråsen tunnel er delt inn i flere delprosjekter: Nødlys, bygging av tverrslag, ventilasjonsanlegg, nødkommunikasjonsanlegg, senking av spor, nytt kontaktledningsanlegg og rehabilitering av betongsikring. Etter at arbeidene er utført vil det også vurderes om sporene skal oppgraderes fra dagens 130 km/t til 160 km/t. Da må også formasjonsplanet senkes for å skaffe tilstrekkelig høyde til kontaktledningen. – Arbeidene skal som sagt gjennomføres uten store forsinkelser for de reisende, men de kan få betydning for NSBs kjøring av tomtog til Drammen om natten for at materiellet skal stå på riktig sted om morgenen, ...”.

”Utbedringen av de prefabrikkerte betongelementene er den største utfordringen. De gamle betongelementene skal brukes som forskaling for de nye betongelementene og vil inngå som en del av beskyttelsen mot ras og lekkasjer i tunnelen. For å hindre korrosjon vil all ny armering være av syrefast stål. Siden arbeidet bare skal foregå på den ene halvdel av tunnelen om gangen, må de nye betongplatene hvile mot en langsgående drager i syrefast stål som vil henge i midten av tunnelen.

Den delen av tunnelen som er dekket av sprøytebetong, vil bli rensset systematisk. Deretter må områdene boltes og dekkes med armeringsmatter og et nytt 15 cm tykt lag med betong skal sprøytes på. Som en del av prosjektet splittes opphenget for kontaktledningen. – Da er vi ikke like sårbare ved feil på kjørestromsanlegget, ...”.

Etter dette ble det nokså stille i media og interessen falt, også internt. Prosjektet slet med manglende bevilgninger og lite engasjement fra prosjekteier, men klarte å holde en rimelig fremdrift på alle arbeider som kunne utføres av eget personell og de største tiltakene som ble definert som investeringsprosjekter, spesielt tverrslaget.

18.4 REVIDERING AV PROSJEKTET

Gjennom usikkerhetsanalyse av foreløpig detaljplans kostnadskalkyle ble det klart at rehabiliteringen ble betydelig dyrere enn beregnet i hovedplanen. Prosjektet ble derfor i prosjektråd 22.11.04 pålagt å gjennomgå konsept og akseptkriterier for fjellsikringen på nytt.

Hovedmålet var at mest mulig av gjenstående arbeid skulle utføres i den 23 dager lange nesten togfrie perioden i juli 2005. I tillegg ble Jernbaneverket Utbygging bedt om å videreføre prosjektet som byggherreombud

Før dette arbeidet kunne start måtte en del interne formaliteter og prosjektreorganisering utføres. JU startet derfor ikke sin videreføring før i februar 2005. For å få en uavhengig vurdering av prosjektet ble det etablert en arbeidsgruppe med deltagelse fra eksperter innen flere sentrale fagområder, geologi, anleggsteknikk, betongteknologi, jernbaneanlegg som jobbet sammen med rådgiver og prosjektledelse. Ca halvparten av deltagerne kjente godt til prosjektet fra før og resten hadde kun perifer kjennskap.

Alle gjennomgikk hele eller deler av dokumentene fra drivingen og arbeidene som i ettertid er blitt utført i tunnelen. Rådgiver fordypet seg spesielt. Denne dokumentasjonen ble sammenholdt med det som ble erfart ved nye befaringer i tunnelen. Det ble så avholdt en idédugnad med tilhørende vurderinger.

18.4.1 Endelige akseptkriterier

Ut fra ønsket om å gjennomføre rehabiliteringsarbeidene ila 2005 konkluderte arbeidsgruppen med disse aksept- og funksjonsparametere som burde legges til grunn for konseptvalget:

1. Ingen kollaps av betongelementer.
2. Ingen ukontrollert nedfall av berg.
3. Kontrollert (langsiktig) utvikling av oppsprekning på betongelementer pga armeringskorrosjon aksepteres. *
4. Kontrollert oppsprekning/avflassing av gammel sprøytebetong aksepteres som nå. *
5. Halvårlig inspeksjon og vedlikehold som kan utføres i togfrie perioder på inntil en helg aksepteres om nødvendig.
6. Ikke enkeltsporet drift til tyngre vedlikehold de første 25 år pga dårlig fjellsikring.

* Punkt 3 og 4 er betinget av utførelse av pkt 5.

Prosjektrådet som ble holdt løpende orientert, godkjente gruppens valg 22. april. Grunnlaget for det videre planarbeidet som allerede pågikk ble derfor ikke endret.

18.5 VALGT KONSEPT

I stor grad var det omfanget av rehabiliteringstiltak og tiltak ifm betongelementer uten overstøp, som var gjenstand for hoveddelen av diskusjon og detaljerte vurderinger. Sprutbetongsikringen ble vurdert god nok med jevnlig lett vedlikehold de nærmeste 25 år bortsett fra i frostsonen ned mot Lier. Rehabilitering der ble å fjerne skadet fjellsikring og fulle fjellsikringsnett, erstatte de og supplere eksisterende med ny sprøytebetong og systematisk bolting.

For å belyse sikkerhetsnivået til foreslåtte løsninger ble det utført tildels omfattende beregninger hvor både statiske og dynamiske laster ble hensyntatt. For å anskueliggjøre virkelig bruddforløp er det benyttet ikke-lineære materialmodeller i beregningene. Valgt konsept gjennomgikk også tredjepartsverifikasjon utført av Amberg Engineering Ltd. Amberg med erfaring fra tilsvarende rehabiliteringsarbeider i jernbanetunneler, mente konseptet var bra. (Men de mente det optimale ville være en lengre 6 mnd, togstopp i tunnelen hvor elementer ble revet og ny sprutbetongsikring ble utført i hele tunnelen for å få en ens tunnel.

De anga ikke kostnader eller markedskonsekvens for togtrafikken for denne jobben). Basis for verifikasjonen var befaringer i tunnel og gjennomgang av prinsippene for rehabiliteringen.



Figur 18.2 Illustrasjon av randbetingelser for beregningsmodell

Elementenes kapasitet uten overstøp er mye lavere enn om elementene hadde hatt en overstøp, selv bare mot de nedre deler av hvelvene. Overstøpes elementene med 0,5 meter, gir element og overstøp tilstrekkelig sikkerhet mot nedfall av selv en stor blokk uavhengig av elementenes tilstand. Betongelementene vil uansett tilstand av armeringskorrosjon kunne bære sin egen vekt.

Sterkt skadde elementer med delvis overstøp bør forsterkes dersom nærmere verifisering konkluderer med kun delvis overstøp. Alternative tiltak her er full overstøp, forankring i fjellet eller forsterkning med armert sprøytebetong/betong i hulrommet mellom stegene i elementene.

Elementene uten overstøp, overstøpes i henhold til opprinnelig design med 0,5 m høyde målt midt på elementet. Dette gjelder elementer i seksjon A, B og C. A og C2 har høy prioritet. C1 har middels prioritet og seksjon B hvor elementene er relativt intakte har lav prioritet. Alternativt kunne elementene demonteres og bergsikring med bruk av sprutbetong/bolter med dagens standard utføres.

Foreslåtte konsept vil først og fremst ivareta stabilitet og integritet av elementene. Elementene vil fortsatt bli eksponert for korrosjon og avskalling i stegene vil fortsatt opptre, dog i mindre grad enn tidligere. Avskallingen må derfor tas ned ifm jevnlig vedlikeholdsinspeksjoner. Eventuelt løst materiale renskes ned på tilsvarende måte som det er utført de siste 2-3 årene. Etter tiltak på elementene igangsettes et vedlikeholdsprogram iht aksetpkriteriene. Inspeksjon utføres som tidligere jevnlig etter revurdert behov.

Enkelte elementer/korte områder med elementsikring måtte behandles spesielt. Dette fordi de ikke var overstøpt og det var til dels store mengder rasmasse på eller i nett/annen sikring umiddelbart over elementene. I disse områdene ble det planlagt å fjerne rasmassene før elementene ble overstøpt.



Figur 18.3 Før rehab, omr A3 – rasmasser på hvelv og i nett som henger på stålprofiler

18.6 GJENNOMFØRING

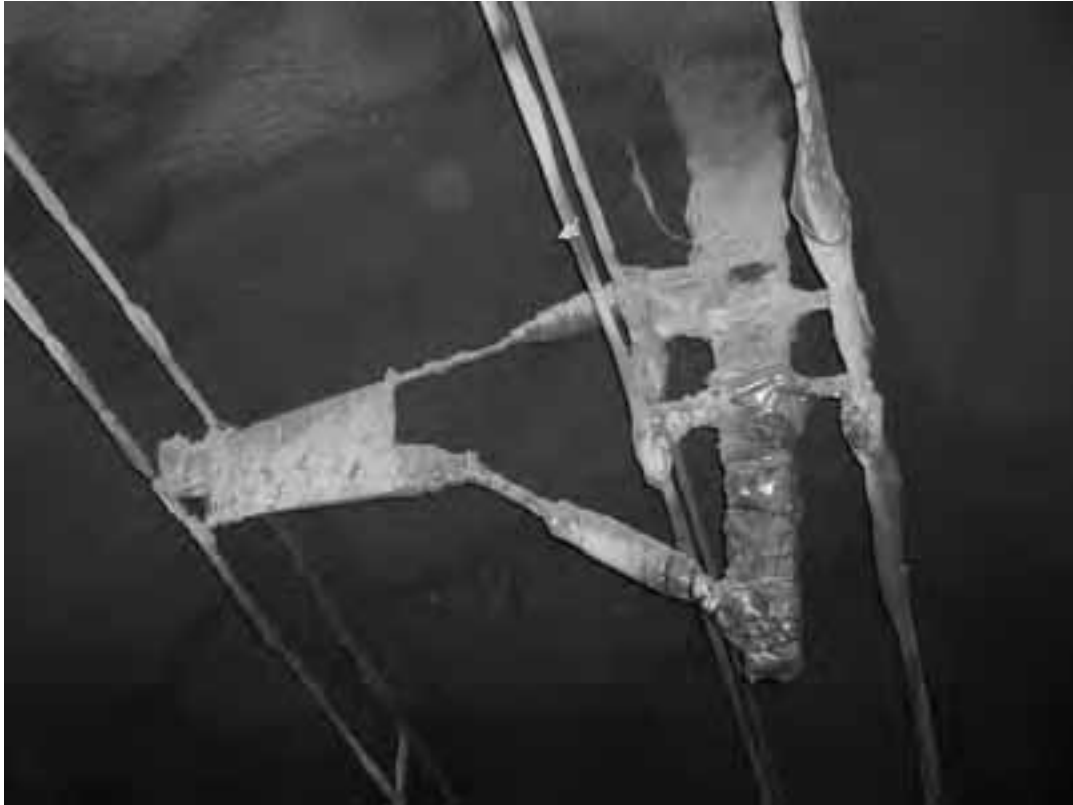
I perioden fra midten av mai tom 8. juli pågikk det et intenst planarbeid i nært samarbeid mellom Skanska, Norconsult og JU. Alle jobbet med et mål for øyet – ”Utfør mest mulig fjellsikring i Lieråstunnelen fom 9.juli tom 31.08.05”. For å klare dette var vi tvunget til å gjøre mye befaringer, forarbeid og test av arbeidsopplegg de fleste helger (lørdag 20 – søndag 0830) og mange netter (ca 3,5 – 4 timer) i denne perioden.

Det var mye sporbundet materiell, sikkerhets- og førerpersonell, arbeidsfolk, geologer og prosjektstyring som måtte på plass og utføres. Det ble lagt spesielle planer for alle turene inn i tunnelen. De aller fleste ble gjennomført uten feil, men en helg misset vi dessverre helt. Med litt slakk i planene ble alle forberedelser likevel utført før den intensive perioden.

Arbeidet i den intensive perioden ble delt i 2 hovedbolker, støping bak elementer og rehabilitering av sikring i frostsone mot Lier. Støpingen pågikk i området 1,5 – 2,5 km fra Asker st og der hadde vi kun tilgang i helgene pga arbeidene som pågikk ifm idriftsetting av nye Asker st. og Askerbanen. Målet var her å bli ferdig med område A og C, med B i reserve. Vi hadde god erfaring fra teststøpen som ble utført og ila de 3 helgene som var tilgjengelig fikk vi støpt over alle elementene og hadde ennå tid til gode. Totalt ble det støpt ut godt over 2.000 m³ betong, nesten 30 % over målet.

Kort fortalt var arbeidsopplegget å benytte 2 tog med robel, betongtrommel og betongpumpe på flatvogn som kjørte i skyttel på hvert sitt spor. Betongen ble kjørt ned tverrslaget med betongbiler som snudde i bunn og ble tømt i en pumpebil som med sin ”tunnelarm” kunne pumpe rett over i tromlene på togene i begge spor. Når sportromlene var fylt opp kjørte de til støpestedet, hvor de koblet pumpen til pumpe slangene som allerede lå oppå hvelvene. Der oppe jobbet det menn på skift for å styre og følge med betongen.

På Liersiden hadde vi tilgang alle dagene men i ukedagene passerte det godstog i 4 perioder á ca 2 timer ilt dagen, tidlig morgen, formiddag, ettermiddag og kveld. Her var heller ikke planleggingsinnsatsen like stor fordi arbeidet her var av mer "standard" karakter. Derfor dukket det opp noen mindre problemer der som medførte at vi ikke fikk utført særlig mye mer enn planlagt.



Figur 18.4 Tildekking av kontaktledning er nødvendig før spruting.

Planen var her å gjøre det meste fra hjulgående utstyr, men vi måtte inn med sporbundet betongtransport til sprutingen når den startet. Ellers gikk arbeidet bra, med rensk/nedplukking av fulle nett samt noe pigging. Etterpå ble det sprutet og boltet, før det hele ble avsluttet med vann/forstøking etter behov. Dessverre ble behovet for dette noe større enn ventet da boltene ved en inkurie, i stor grad ble plassert rett over skinnegangen. I tillegg skapte de tydeligvis nye vannveier og det begynte å dryppe fra nye bolter ned på skinnegangen.

Heldigvis hadde vi bestilt sportilgjengelighet for etterarbeider/ikke utførte arbeider i flere helger denne høsten/vinteren. Derfor kan alt arbeidet med rehabilitering av fjellsikringen ferdigstilles som planlagt i år. Det hadde ikke vært mulig uten det eksemplarisk gode samarbeidet som ble oppnådd mellom rådgiver, entreprenører og byggherre. I tillegg har alle utvist en smidighet og tilpassningsevne som har vært usedvanlig. Takk for det og takk for meg.

**STRATEGI FOR GJENOPPBYGGING I THAILAND ETTER TSUNAMIEN
26 DESEMBER 2004****Strategy for re-construction in Thailand following the 26 December 2004 tsunami.**

Teknisk direktør Kjell Karlsrud
Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

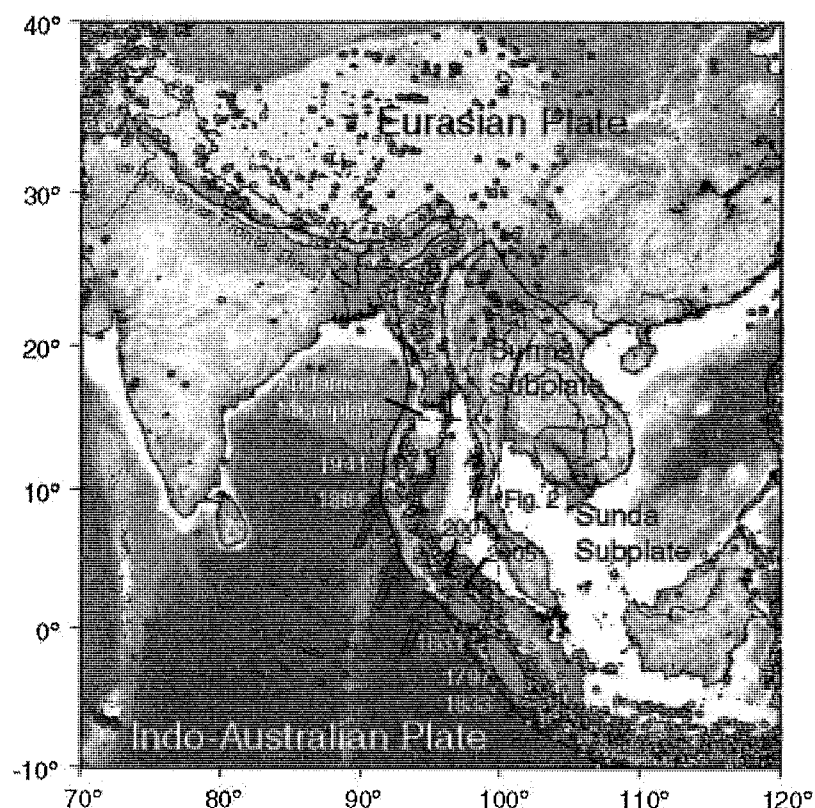
Den 26. desember 2004 inntraff et jordskjelv av størrelse 9.3 på Richter skala med episenter i havet utenfor NV spissen av Sumatra. Jordskjelvet forårsaket en vertikal bevegelse av sjøbunnen på inntil ca. 3 m som dekket et område på ca. 300x1200 km. Dette genererte en gigantisk tsunami eller flodbølge som førte til tap av 220,000 menneskeliv. Selv om Indonesia ble kraftigst rammet ble alle landene rundt det Indiske hav berørt. Langs vestkysten av Thailand nådde flodbølgen en høyde på +5 til +12 m langs de mest utsatte områdene fra Phuket, og ca. 200 km nordover. Ødeleggelsene var store, og ca. 8000 mennesker mistet livet bare i Thailand. I samarbeid med myndighetene i Thailand er det satt i gang et prosjekt for å definere risikoen for tilsvarende tsunami hendelser i fremtiden, og hvordan konsekvensene av disse hendelsene eventuelt kan reduseres til et akseptabelt nivå. De mest aktuelle tiltakene for å redusere konsekvenser er å etablere sikre rømningsveier, heve landområder, og bygge beskyttende vegger eller voller. En vesentlig utfordring er å få aksept for og sikre gjennomføring av tiltak som anbefales.

SUMMARY

On December 26 2004 an earthquake, of magnitude 9.3 on the Richter scale and with an epicentre off the NW tip of Sumatra, occurred. In an area covering 300 km by 1200 km the earthquake caused up to approximately 3 meter vertical displacement of the seabed. This movement generated a massive tsunami wave that caused the loss of 220,000 human lives. Even though Indonesia suffered the worst consequences, all the countries around the Indian Ocean were affected. Along the west coast of Thailand the inundation levels were +5 and +12 meters above sea level along the most severely affected areas covering the coastline from Phuket Island in south and 200 km further north. The tsunami caused extensive damage in Thailand, and approximately 8000 people were killed. In cooperation with Thai authorities, a project has been initiated that aims at assessing the risk of similar future tsunami events and how the consequences of such events may be reduced to an acceptable level. The most feasible mitigation measures are to establish safe escape routes, elevate the land and to construct protective walls or dikes. It will be a significant challenge to gain acceptance for the recommended mitigation measures and to ensure that they will be implemented.

INNLEDNING

Jordskjelvet som inntraff 26. desember 2004 og utløste den katastrofale tsunamihendelsen hadde sitt episenter ca. 150 km utenfor Aceh provinsen nordvest på Sumatra, Figur 1. I løpet av 10 min. forplantet bruddet seg nordover fra episentret over en avstand på ca. 1200 km. Jordskjelvet skyldtes spenningsutløsning i subduksjonssonen som er skapt av en stadig pågående forskyvning av den indiske platen i nordøstlig retning inn under den burmesiske platen. Plateforskyvningen er typisk 6.5 cm/år.



Figur 1 Kontinentalplateforskyvninger og registrerte jordskjelv langs Sunda-buen. (Fra Bilham et al. 2005)

Tsunamien som ble utløst av jordskjelvet er den mest ødeleggende som har vært registrert i historisk tid. Tsunamien berørte alle landene rundt det Indiske hav, og nådde helt frem til vestkysten av Afrika. Antall mennesker som ble drept er anslått til 220,000, hvorav ca. 160,000 i Aceh provinsen i Indonesia nærmest episentret.

NGI tok tidlig etter katastrofen et initiativ for å se på hvordan norsk ekspertise eventuelt kunne bidra til at man under gjenoppbygging etter katastrofen tok hensyn til risikoen for tilsvarende tsunami-hendelser i fremtiden. Dette førte til at det ble satt i gang et prosjekt finansiert av Utenriksdepartementet for å bistå Thailandske myndigheter i gjenoppbyggingsfasen. Prosjektet har imidlertid også til hensikt å danne en lest for planlegging av gjenoppbygging for de andre landene rundt det Indiske hav som ble berørt av tsunamien i 2004. Det er også etablert et nært samarbeid med myndighetene i Thailand representert ved Department of Mineral Resources (DMR) under the Ministry of Natural Resources and the Environment, som også formelt står som oppdragsgiver.

Prosjektet omfatter følgende hovedaktiviteter:

1. Identifikasjon av fremtidig jordskjelv risiko og tilhørende potensial for å utløse vertikale forskyvninger som kan sette opp tsunamier i det Indiske hav. Herunder komme frem til scenarier som anbefales lagt til grunn når gjenoppbygging av ødelagte områder planlegges.
2. Beregning av forplantning av jordskjelvtløste tsunamier og deres oppskyllingsnivå og konsekvenser langs vestkysten av Thailand.
3. Vurdering av generelle tiltak som kan begrense tap av menneskeliv og materielle ødeleggelser som følge av fremtidige tsunamier.
4. Foreslå spesifikke planer og tiltak for gjenoppbygging av tre utvalgte områder (Byen Patong, turist området Ban Niang rett nord for Khao Lak og fiskelandsbyen Nam Kem).
5. Å etablere samarbeide med lokale myndigheter, organisasjoner, eiendomsbesittere og andre berørte parter for å sikre at planer som foreslås har best mulig lokal forankring. Dette er blant annet ivarettatt ved å etablere et Rådgivende Utvalg med bred lokal representasjon som planer og forslag drøftes med.
6. Fremlegging av prosjektets resultater ved seminarer/kurs som innbefatter inviterte deltagere fra alle landene som ble berørt av katastrofen.

Prosjektet er i sin natur tverrfaglig. Derfor er det etablert en prosjektgruppe som foruten NGI involverer seismologer ved NORSAR og Universitetet i Bergen, hydrodynamikere ved Matematisk Institutt Universitetet i Oslo (UiO) og ved SINTEF Kyst-og Havnelaboratoriet i Trondheim, by- og regionplanleggere ved NIBR, og arkitektfirmaet B.Heyerdahl.

Prosjektet skal først avsluttes i februar 2006. Dette foredraget begrenser seg derfor til å belyse de viktigste problemstillinger uten å gi endelige svar.

FREMTIDIG JORDSKJELV OG TSUNAMI RISIKO

Sunda-buen er en meget aktiv forkastningssone som illustrert ved Figur 1, og fra historiske jordskjelvdata i Tabell 1. Den strekker seg fra noe sydøst av sydspissen av Sumatra, langs vestsiden av Sumatra og opp langs vestsiden av Nicobar- og Andamanøyene i det Indiske hav. Total lengde av forkastningssonen er ca. 4900 km.

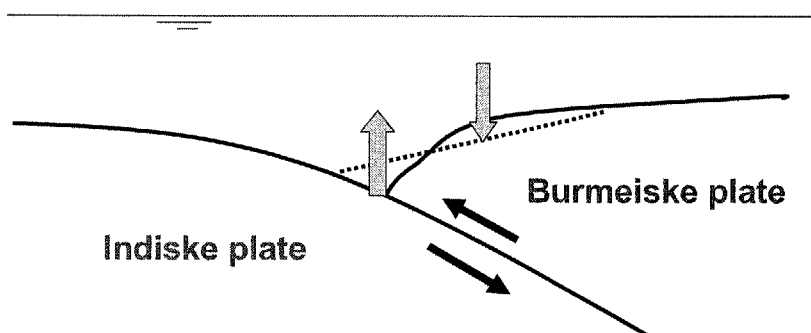
Tolkning av data fra skjelvet 26. desember 2005 tyder på at forskyvninger har skjedd på en ca. 1200 km lang del av Sunda-buen, som strekker seg fra ca. 200 km sør for episentret utenfor Banda Aceh-provinsen ved nordspissen av Sumatra, til nordre del av Andamanøyene, Figur 1.

Tabell 1: Oversikt over større historiske jordskjelv utløst langs Sunda buen (vesentlig basert på Bilham et al, 2005)

1681, 1756, 1770, 1897, 1818	Tsunami rapportert for de tre siste jordskjelvene
1833, Nov. 24	M= 8.75. Tsunami langs 550 km av Sumatra kysten. Nle merket i Singapore og på Java.
1847, 31 Oct. ¹⁾	M=[7.5-7.9]. fem uker med etterskjelv
1861, Feb. 16	M= 8.25-8.5. Tsunami langs 500 km av Sumatra kysten
1881, 31 Dec. ¹⁾	M= 7.9 & 7.0. Dobbelt brudd. Stor tsunami observert i mange havner i den Bengalske bukt
1941, 26 Jun. ¹⁾	M= 7.7. Bruddzone på 50x150 km, mindre enn 3 m forskyvning

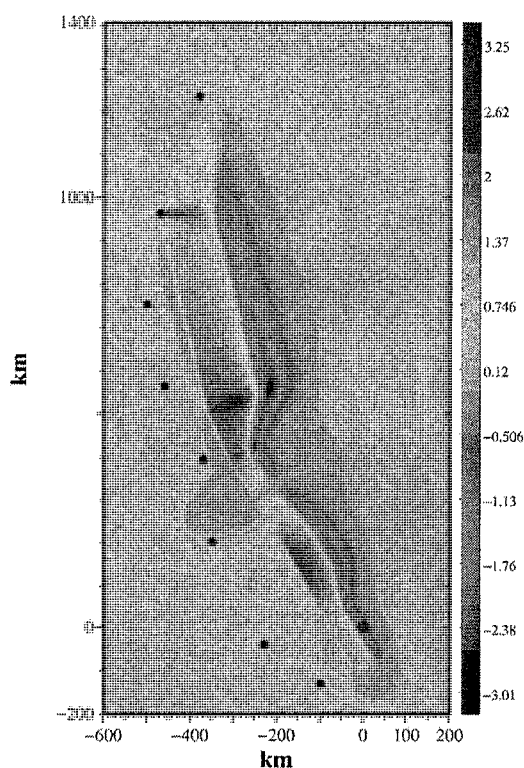
1) Ligger langs Andaman-Nicobar segmentet av buen

Figur 2 illustrerer de deformasjoner som inntreffer når spenninger utløses langs forkastningen. Den vestlige randen av den burmesiske platen "glipper taket" (skjærstyrken/friksjonen overstiges) og beveger seg opp og vestover langs den indiske platen, samtidig som krumningen flater ut og gir en nedad rettet bevegelse.



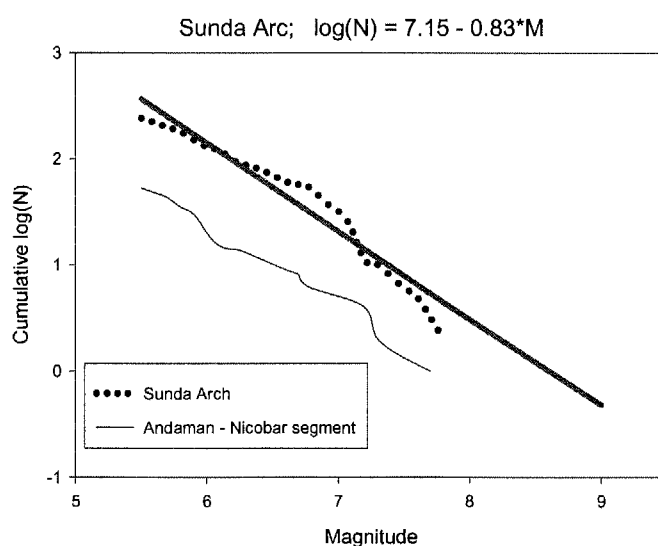
Figur 2 Illustrasjon av deformasjoner som skjer ved spenningsutløsning i subduksjonssone

Deformasjonene som skjer på sjøbunnsnivå reduseres noe i forhold til forskyvningene i selve forkastningssonen. I det foreliggende tilfelle går toppen av forkastningssonen nesten helt opp til sjøbunnen, hvilket gir relativt stort potensial for deformasjoner på havbunnsnivå, over et stort område. Figur 3 viser en foreløpig vurdering av de vertikale deformasjonene som inntraff på sjøbunnen 26. desember 2004. Største oppad rettet bevegelse er ca. 3 m og nedad rettet ca. 1.5 m. Bredden på sonen der det har skjedd oppad eller nedad rettet bevegelse er anslått til typisk 200 km. Dette betyr at et enormt vannvolum er satt i bevegelse som følge av forskyvningene.



Figur 3 Vertikalbevegelse av sjøbunnen som følge av jordskjelvet antatt i foreløpige beregninger

Figur 4 viser en foreløpig vurdering av jordskjelvfrekvens langs søndre og nordre del av Sunda-buen. Den nordre delen, som har størst innvirkning på Thailand, Sri Lanka og India, har mindre aktivitet og størrelse enn den søndre delen nedover langs Sumatra.



Figur 4 Beregnet antall skjelv pr. 100 år (N) for jordskjelv langs nordre (Andaman-Nicobar) og søndre (Sunda-buen) segment av forkastningen

Tabell 2 viser at det for relativt grunne jordskjelv (mindre enn 3-4 km) er en klar global statistisk sammenheng mellom jordskjelv størrelse og generering av tsunami i havområder der skjelvet inntreffer. Grunnlaget er imidlertid ikke godt nok til å definere størrelsen på tsunamibølgen som kan genereres.

Tabell 2: Sannsynlighet for generering av tsunami for grunne jordskjelv under havbunn, basert på globale data

Størrelse på jordskjelv, M (Richter)	Sannsynlighet for generering av tsunami (%)
7.0	33
7.5	71
8.0	84

Selv om det gjenstår en del på de endelige vurderinger, er det mye som tyder på at et jordskjelv med samme størrelse og forskyvningsbilde som hendelsen i desember 2004 har en meget lav returperiode, trolig mange hundre år.

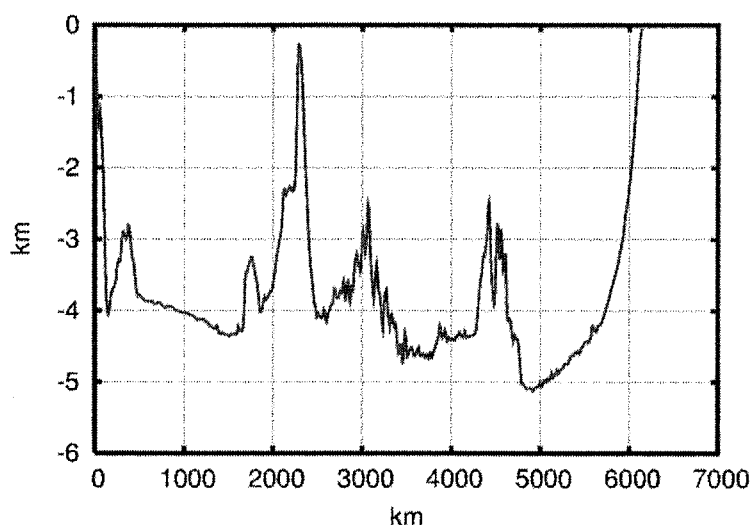
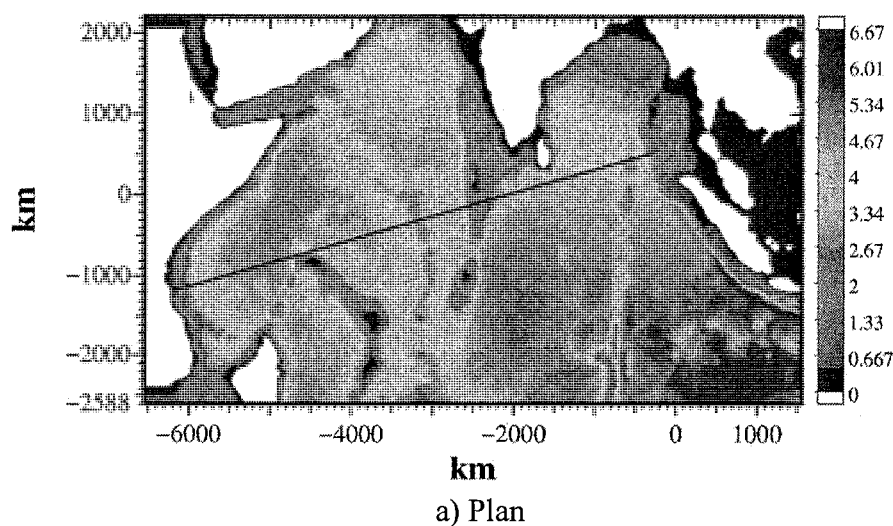
Hva slags hendelser og assosiert risiko det er rimelig at et samfunn beskytter seg mot er et meget vanskelig spørsmål. Dette gjelder spesielt for hendelser som inntreffer sjelden, der det er stor usikkerhet knyttet til hendelsen, og der potensialene for meget store ødeleggelser og tap av menneskeliv er store. I dagens samfunn bør det imidlertid åpenbart skapes mer forståelse for at det er vårt ansvar å tenke på de fremtidige generasjoner som skal bo i de områdene som kan utsettes for store naturkatastrofer. Det vil si at forebyggende eller konsekvensreducerende tiltak må ha et sterkt fokus på varige virkninger av tiltakene.

TSUNAMIOPPFØRSEL OG MODELLERING

Tsunami bølger generert av jordskjelvforskyvninger av sjøbunnen er normalt meget lange, i det foreliggende tilfelle omkring 200 km som anslått i Figur 3. Selv om vanndypet i det Indiske hav er opp til drøye 6000 m, er bølgelengden fortsatt meget stor i forhold til vanndypet. Dessuten er bølgehøyden meget liten i forhold til vanndypet. For et slikt tilfelle gjelder lineær langbølgeteori. En konsekvens av dette er at vanntrykket i en vertikal kolonne er hydrostatisk og at bølgens forplantningshastighet, c , er gitt ved uttrykket:

$$c = (gH)^{1/2} \text{ der } g = \text{tyngdens akselerasjon og } H = \text{vanndypet}$$

Figur 5 viser vanndyp i det Indiske hav og Andamanhavet som ligger mellom Nicobar-Andaman øyene og vestkysten av Thailand og Myanmar. For det største vanndypet på 6000 m, vil flodbølgen forplante seg med en hastighet på 880 km/t, tett oppunder lydens hastighet. Ved vanndyp på 1000 m er hastigheten 360 km/t, ved 100 m ca. 113 km/t og ved 10 m 36 km/t.

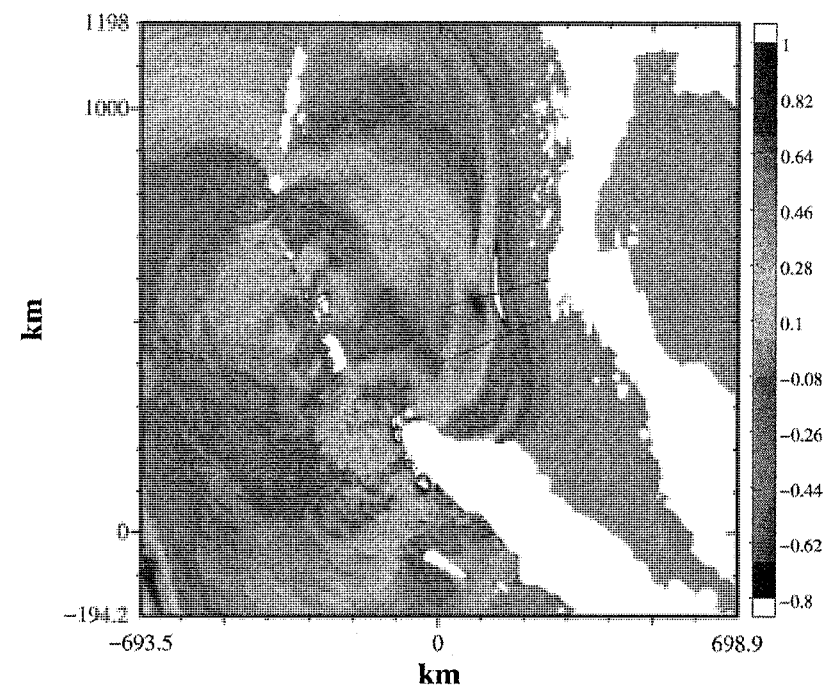


Figur 5 Vanndyp i det Indiske havområdet

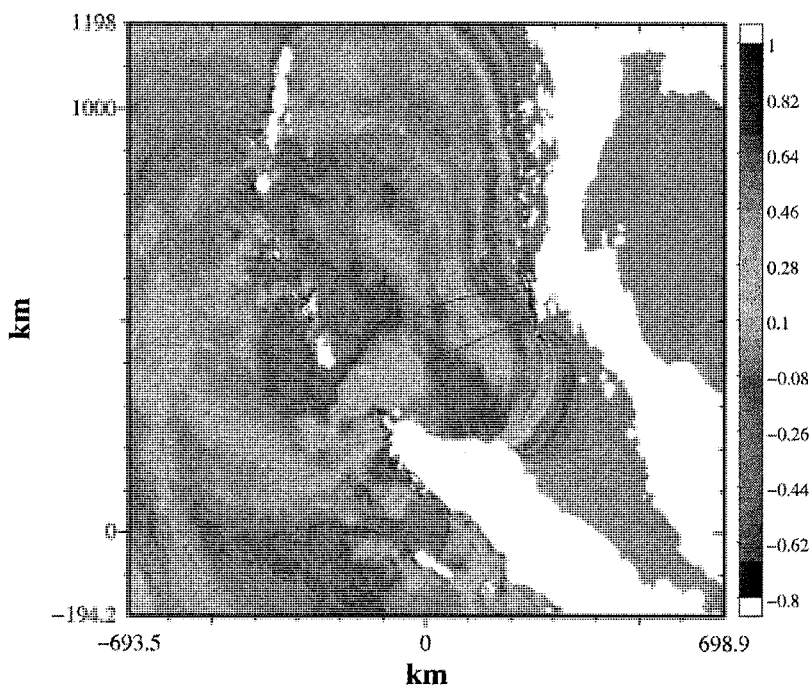
Når flodbølgen beveger seg inn mot grunnere vann vil bølgelengden reduseres og høyden øke. Bølgeteorien blir da noe mer kompleks, og spesielt når flodbølgen begynner å bryte og eventuelt splitte seg opp.

I strandsonen langs kysten av Thailand og Indonesia, ble det observert at sjøen først trakk seg tilbake. Dette er helt i tråd med hva som forventes på østsiden av Sunda-buen som følge av nedad rettet forskyvning av sjøbunnen, Figur 2. Deretter kom det en skummende og brytende bølgefront nærmest som en vegg innover, påfulgt av en flodbølge som presset seg på innover land. Det tok omkring en halv time før flodbølgen trakk seg tilbake. Høyeste kotenivå for flodbølgen i strandsonen langs kysten av Thailand var ca. kote +5 syd på Phuket, og gradvis økende til på det meste +12 i Ban Niang turist området rett nord for Khao Lak, for så å avta gradvis nordover mot grensen til Myanmar. Vannstands nivået avtok uvesentlig innover land, slik at flodbølgen først stoppet når den traff fjell eller åssidene, som typisk ligger 1 til 3 km bak kystlinjen i Ban Niang området i Thailand.

I et samarbeid mellom UiO og NGI har det vært utviklet en 3-D numerisk modell for simulering av tsunamibølger i henhold til lineær langbølgeteori. For den nære strandsonen er det foreløpig bare benyttet en 2-D modell. Disse modellene har vært anvendt for å etterregne 2004 tsunamihendelsen. Beregningsresultater presentert i det etterfølgende er basert på et antatt forskyvningsbilde på havbunnen som vist i Figur 3.



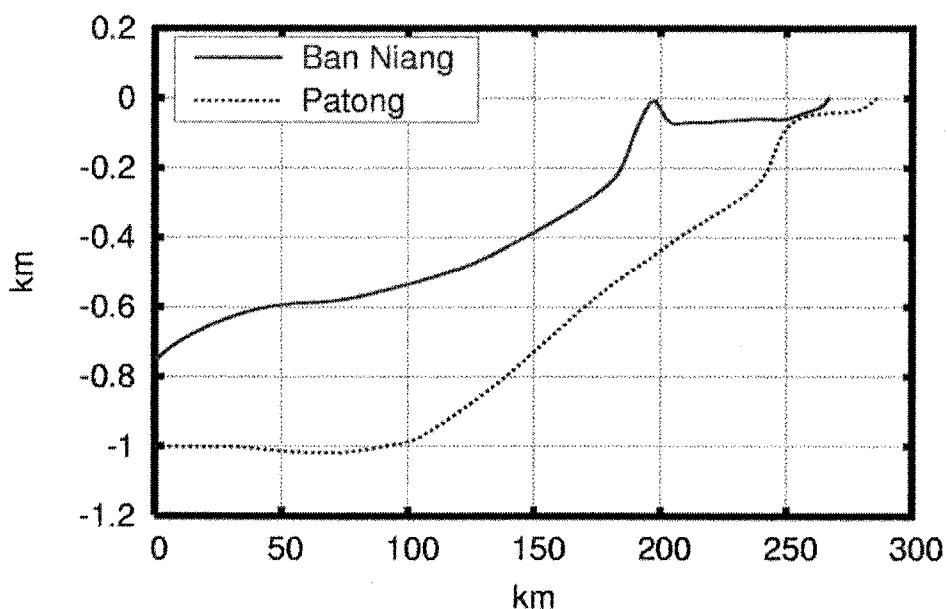
a) Etter 1 time



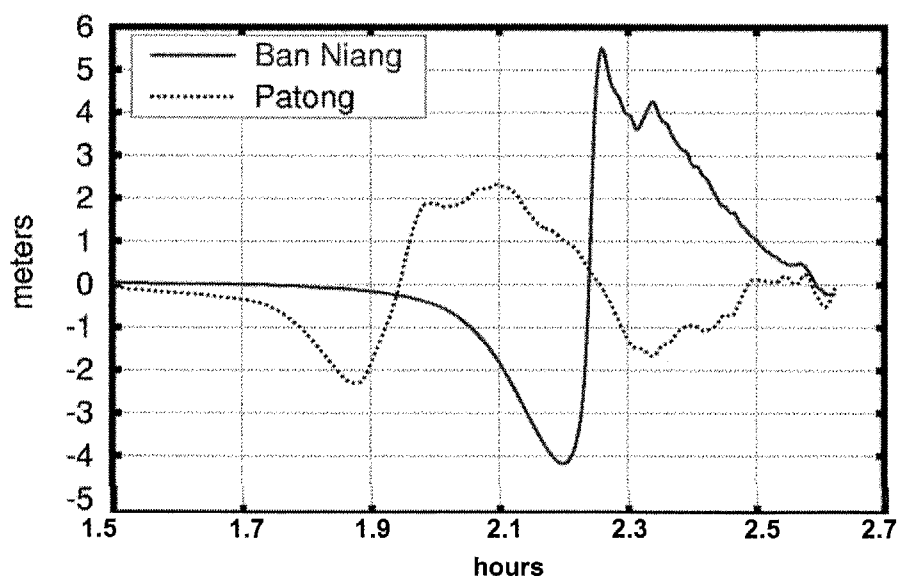
b) Etter 2 timer

Figur 6 Relative vannstandsnivåer inn mot Thailands kyst 1 og 2 timer etter jordskjelvet

Figur 6 viser et situasjonsbilde av beregnede relative vannstands nivåer 1 og 2 timer etter at jordskjelvet ble utløst. Bølgeforplantningen og formen på denne inn mot Thailands kyst er tydelig påvirket av interferens av bølger som har forplantet seg mellom Sumatra, Nicobar og Andaman øyene, og de lokale variasjoner i vanndyp. Flodbølgen traff både Sri Lanka, ca. 1200 km fra Sunda-bue forkastningen, og vestkysten av Thailand 600 km fra forkastningen, omtrent samtidig. Dette skyldes de vesentlig større vanndyp i retning Sri Lanka enn i retning Thailand, Figur 1.



a) Dybdeprofil langs snittene i fig. 6a og 6b)



b) Vannstands nivåer som funksjon av tid etter jordskjelvet

Figur 7 Tidsserie av tsunami bølgen i det den nærmer seg kysten av Thailand i Patong by og i Bang Niang området

Figur 7 viser beregning av bølgens form i det den når inn til kystlinjen sentralt i Patong by og Ban Niang området. Dette er basert på å plukke opp bølgen fra 3-D analysen slik den ser ut 1 time etter jordskjelvet og kjøre denne videre med den mer sofistikerte 2-D modellen for grunt vann inn mot land.

Analysene bekrefter observasjonene mht. at sjøen først trekker seg tilbake, og at flodbølgen varer i en drøy halvtime. Det er også godt samsvar mellom bølgefrontens beregnede hastighet på 40 km/t i det den når strandlinjen med det man har kunnet tolke av hastighet fra videofilm av hendelsen. Hastigheten ligger godt over hva et vanlig menneske kan løpe (8-12 km/t for distanse på 1 km). Sammenlikninger, også basert på observasjoner fra ulike steder rundt det Indiske hav, gir følgende forløpige konklusjoner:

- Modellberegningene gir meget godt samsvar med tidspunktene bølgen traff kysten rundt hele det Indiske hav og det generelle mønster mht. tilbaketrekning av havet før flodbølgen slo inn, og varighet av flodbølgen.
- Beregningene bekrefter de observerte relative variasjoner i vannstands nivåer langs kysten av Thailand, men absolutt nivå er så langt undervurdert med en faktor på omkring 2. Årsaken ligger antagelig primært at de antatte vertikale bevegelser av sjøbunnen i Figur 3 er for små.

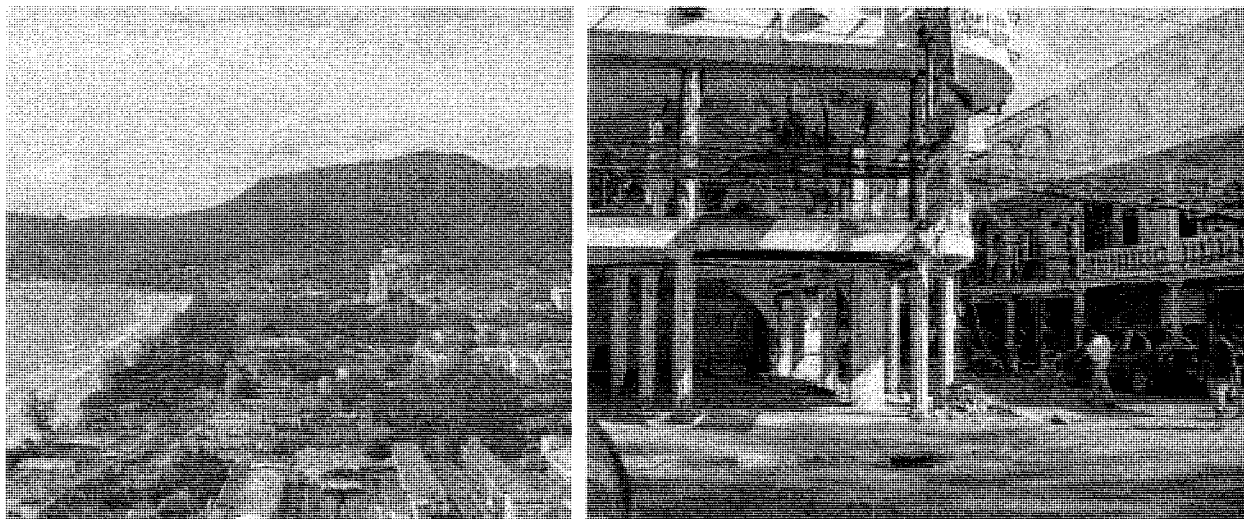
Videre studier av forkastningsmønster vil forhåpentligvis bringe beregningene enda mer i samsvar med observasjonene.

Hvilke fremtidige scenarier man bør legge til grunn ved planlegging av gjenoppbygging og konsekvensreducerende tiltak er ennå ikke på plass. Å forutsi størrelsen og beliggenheten på jordskorpe bevegelser som utløser tsunamier i ethvert område er uansett beheftet med meget stor usikkerhet som kommer på toppen av den usikkerhet som ligger i vurderingen av returperiode for aktuelle jordskjelv.

KONSEKVENSER OG FOREBYGGENDE TILTAK

Konsekvenser av en tsunami som kommer uforberedt på befolkningen har man tydelig fått demonstrert ved hendelsen i desember 2004. Data fra Thailand viser også som forventet en klar sammenheng mellom konsekvens og tsunamibølgens høyde, som illustrert ved følgende eksempler fra områdene prosjektet skal komme med konkrete anbefalinger for.

I byen Patong, Figur. 8, som ligger i bunnen av en lokal bukt med terreng på ca. kote +3, nådde tsunamibølgen et nivå på kote +5 til +6, tilsvarende rett oppunder gulvet i andre etasje i bebyggelsen. Her ble alle lettvegger, dører og vinduer som vendte mot stranden ca. 50 m unna blåst inn, men ingen bygg raste sammen, dvs. søylene sto. Dette gjaldt også delvis fasader på bygg som vendte ut mot sidegatene som gikk normalt på strandlinjen de nærmeste 100-200 m fra sjøen. Lenger fra sjøen begrenset skadene seg til at vannet trengte inn og fylte 1.etg med vann til oppunder taket. Antall drepte i byen, hvor det oppholdt seg rundt 20,000 mennesker begrenset seg til ca. 160, hvorav de fleste druknet i en matbutikk som hadde lokaler i en kjeller i et bygg som vendte ut mot stranden.



Figur 8 Oversiktsbilde deler av Patong by på Phuket og eksempel på ødelagt bygningsfront

I turistområdet Ban Niang lenger nord nådde tsunamibølgen generelt ca. kote +10, mens terrenget bak stranden for det meste lå på kote +4 til +5. Bebyggelsen besto her av hotell- og bungalowkomplekser for det meste bygget i 2 eller 3 etasjer. Tsunamibølgen slo her gjennom både 1. og 2. etasje i byggene, og slo ut det meste av lettvegger både mot sjøen og på siden av byggene som lå innenfor de første ca. 500 m fra sjøen.



Figur 9 Eksempel på ødelagt leilighet/hotellkompleks Bang Niang

Relativt få bygg kollapset fullstendig, dvs. søylene holdt og klarte å bære tak og det som sto igjen av vegger, jfr. eksempel i fig.9. Det var i alt 100 slike "resort"-komplekser i dette området, og totalt ca. 15,000 mennesker da tsunamien inntraff, hvorav ca. 3000 ble drept, herav de fleste norske (86) som omkom i katastrofen.

I fiskelandsbyen Nam Kem nærmere grensen mot Myanmar nådde tsunamibølgen ca. kote +8. Mye av bebyggelsen lå på kote +3 til +6, og besto for det meste av hus av dårlig kvalitet i 1 til 2 etasjer. 6000 mennesker bodde her, hvorav halvparten omkom. Relativt sett langt flere enn i turistområdet Bang Niang, noe som antagelig skyldes tre forhold:

- Mange mennesker oppholdt seg i eller rundt fiskebåtene ved kaia som ble fullstendig rasert.
- Mange bygg kollapset fullstendig pga. deres dårlige kvalitet og mangel på bærende søyler.
- Hovedveiene gikk langs sjøen, med få avstikkere innover til tryggere og høyere liggende terreng.

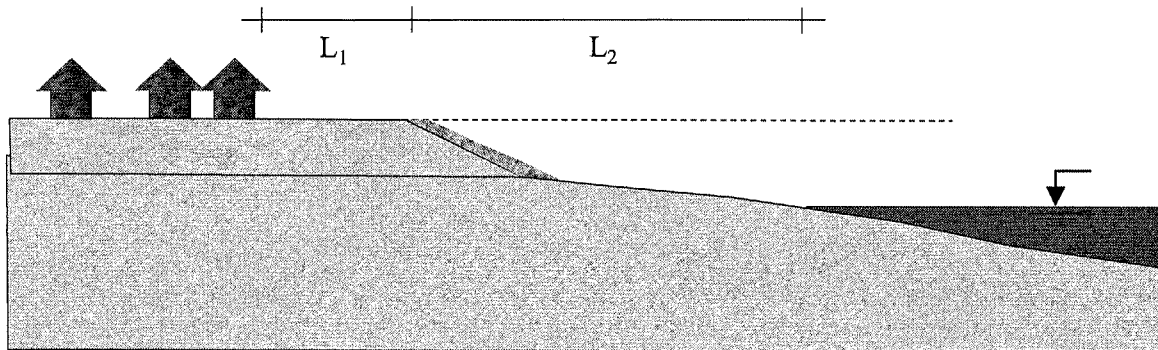
Varsling av tsunami vil selvsagt kunne redusere konsekvenser hvis det fungerer. Lokale varslingsystemer vil antagelig komme på plass, men det vil være krevende å varsle folk om natten. Hvis det ikke inntreffer noen tsunami på ett eller flere 10-år, er det også en fare for at varslingsystemet vil bryte sammen. Ved utredning av forebyggende tiltak sees det derfor bort fra varslingsystemenes eventuelle konsekvensreducerende effekt.

Kunnskap om tsunamier og at alle innen potensielt utsatte områder vet hvordan man skal forholde seg, vil i fremtiden kunne begrense dødsfall vesentlig i områder som Thailand. Fra bølgen trekker vannet ut til den skyller inn med full kraft kan det være et tidsvindu på 10-20 minutter som kan bety mye. Informasjon og opplysningsvirksomhet som har et langsiktig perspektiv kan derfor være et viktig forebyggende tiltak, bortsett igjen fra nattestid.

Den type aktivitet og bebyggelse som finnes i områdene er uansett av begrenset levetid, og antagelig vesentlig kortere enn returperioden for en tilsvarende tsunamihendelse i fremtiden. Det bør derfor ikke være noe viktig poeng i seg selv å hindre skader på bebyggelse. Hovedformålet med forebyggende tiltak må derfor være å minimalisere tap av menneskeliv. I den sammenheng blir følgende alternative tiltak vurdert:

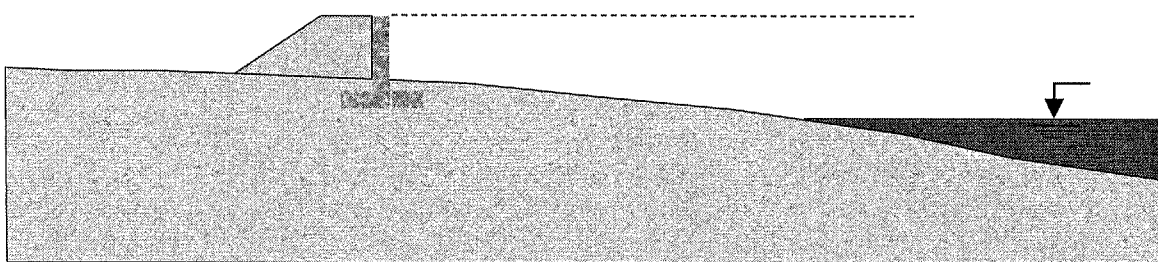
1. Godt merkede og lett tilgjengelige fluktmuligheter til trygge områder som ikke blir overskylt av tsunamien. Det innebærer at man i de større lavtliggende områdene mot sjøen må bygge opp trygge plattformer enten i form av lokale jordfyllinger eller at det finnes bygninger med trapper til høyere etasjer tilgjengelig for alle. Fluktveien til de trygge plattformene bør ikke være lenger enn 200-500 m.
2. Det foretas en generell heving av terrengnivå der bygninger gjenoppbygges som skissert i fig. 10. Dette vil være spesielt aktuelt for turistkompleksene i Ban Niang, eventuelt også i deler av fiskelandsbyen Nam Kem. Hvis 1.etg i byggene bare er generelle bruksrom og ikke soverom, kan man eventuelt tillate at en tsunamibølge når opp til taket i 1.etg., hvilket reduserer nødvendig nivå på oppfylt terreng med ca. 2.5 m. Det forutsettes da at bygget utformes slik at bærende konstruksjoner ikke blir ødelagt.

3. Bygging av beskyttende vegger eller diker på land rundt bebyggelse, fig.11. Disse kan bygges så høye at de stenger vannet helt ute, eventuelt kan man tillate en begrenset overtopping. Det vil si at man primært bygger dette for å dempe anslaget av bølgen og gi en fordrøyningseffekt slik at vannet ikke stiger så raskt. I så fall må det være gode fluktmuligheter ut av området begrenset av veggen/diket til trygge områder utenfor. Løsningen krever at overflatevann fra nedbør pumpes ut av områder eller går gjennom en sluse som raskt kan lukkes når en tsunami inntreffer. Slike løsninger har vært bygget i Japan, og de har fungert etter hensikten.
4. Bygging av energidempende moloer ute i sjøen. Dette ansees foreløpig som et mindre aktuelt tiltak pga. de store kostnadene og mulige konsekvenser for kystprosesser. Med kystprosesser menes her de naturlige prosesser med erosjon og avsetning som har dannet strandsonene slik de er i dag, men som erfaringsmessig raskt kan endres dramatisk ved bygging av konstruksjoner i sjøen. Eneste unntak kan kanskje være i bukta utenfor Patong by hvor det er mulig nærmest å stenge av hele bukta med en molo.

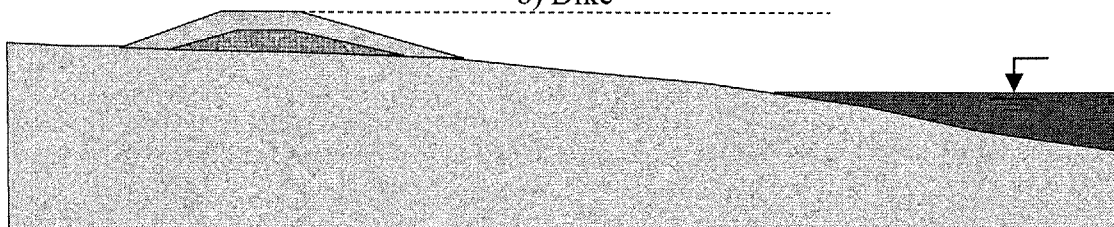


Figur 10 Prinsipp for terrengheving og bygging sikre konstruksjoner

a) Sea wall



b) Dike



Figur 11 Prinsipp for beskyttelsesvegg eller dike

Hvilke tiltak som til slutt vil bli anbefalt vil være sterkt avhengig av endelig valg av "dimensjonerende" tsunami nivå. I tillegg må det legges betydelig vekt på hva som er praktisk gjennomførbart i de ulike områdene, både mht. til økonomiske rammebetingelser, sosiale forhold og eiendomsforhold. Uansett krever det sterk politisk vilje både på lokalt og sentralt hold for å implementere forbyggende tiltak. Det er spesielt utfordrende i land med begrensede økonomiske ressurser. Presentasjoner av anbefalinger for de besluttende nasjonale organer blir derfor et viktig element ved prosjektets avslutning.

SLUTTBEMERKNING

En takk skal rettes til den entusiastiske prosjektgruppen som arbeider med dette prosjektet. Av de som har bidratt spesielt til denne artikkelen nevnes Carl Bonnevie Harbitz, Finn Løvholt og Bjørn Vidar Vangelsten fra NGI, Sylfest Glimsdal fra UiO, Hilmar Bungum og Conrad Lindholm fra NORSAR, Aud Tennøy fra NIBR og arkitekt Birger Heyerdahl.

REFERANSER

Bilham R., Engdahl E.R., Feldl N., Satyale S.P. (2005). Partial and complete rupture of the Indo-Andaman plate boundary 1847-2004. *Seismological Research Letter*, 76(3), May/June 2005.

Glimsdal S., Pedersen G.K., Atakan K., Harbitz C.B., Langtangen H.P., and Løvholt F. (in press). Propagation of the Dec. 26 2004 Indian Ocean Tsunami: effects of dispersion and source characteristics. Submitted for publication in *Int. J. of Fluid Mech. Research*.

FLOMRISIKO I RED RIVER BASIN, VIETNAM
Flood Risk Assessment, Red River Basin, Vietnam

Siv.ing. Jan K.G.Rohde, SWECO Grøner AS

SAMMENDRAG

Flommer i Red River Vietnam forårsaker store skader og tap av menneskeliv i deltaområdet ved Hanoi. Den største flommen i nyere tid forekom i 1971 der over 500 mennesker ble drept og anslagsvis 2,71 million mennesker ble skadelidende. Skadene ble anslått til ca. 1 milliard USD. Som et ledd i vannressursplanlegging og prosjektprioritering er det foretatt en flomrisikoanalyse (FRA) i deltaområdet med vurdering av sannsynlighet for og konsekvenser av flom. I studien inngår hydrologiske, geomorfologiske og geotekniske vurderinger i vassdrag, dike- og irrigasjonssystem. Konsekvenser er vurdert ut ifra samfunnsøkonomiske kriterier. Vassdraget er i flomperioden preget av enorme vannføringer, erosjon, meandering, massetransport og sedimentasjon. Deler av dikesystemet er i dårlig forfatning og ras og lekkasjer med hydraulisk grunnbrudd forekommer.

Resultat av risikoanalysen har gitt et godt grunnlag for prioritering og valg av tiltak.

SUMMARY

Floods occur almost every year in the delta of Red River in Vietnam leading to serious damages and loss of human lives. The most serious recorded flood in modern times occurred in 1971 where more than 500 people were killed, and approximately 2,71 million people and 250.000 ha of land were affected. The estimated damage was approximately 1 billion US\$. As part of a water management and planning project (The 2nd Red River Sector Project), a Flood Risk Assessment (FRA analysis) has been carried out. The purpose of the analysis has been to come up with ranking and priority of projects in the Red River Delta. The risk analysis includes subjects such as hydrology, geomorphology, geotechnical aspects as well as socio-economic evaluations of the dike system and delta area. During floods there are enormous transport of water and sediments and the delta area. Great amounts of water with scouring and erosion, meandering and sedimentation creates changes in the rivers and waterways leading to overtopping, stability problems, leakages and sand boiling along parts of the dike system.

The results of the FRA analysis gives a good tool for ranking and priority of projects in the Red River Delta.

INNLEDNING

Diker som flomvern har vært benyttet i deltaområdet rundt Hanoi i mangfoldige generasjoner. De eldste deler av dikesystemet daterer seg fra ca. år 300 før Kristi fødsel. I dag består systemet av i alt 2.417km diker i deltaområdet.

Flomrisikoanalyse i Red River deltaområde i Vietnam er utført som en del av et større program for vannressursplanlegging, "The 2nd Red River Basin Sector Project". Formålet med analysen er å fremskaffe en rangering og prioriteringsliste for tiltak i deltaområdet.

Arbeidene er utført i samarbeide mellom SWECO Grøner AS i Norge og Delft Hydraulics i Nederland etter oppdrag for Ministry of Agriculture and Rural Development (MARD), Vietnam. Arbeidene er finansiert av Asian Development Bank (ADB).

Selve flomrisikoanalysen ble påbegynt i februar 2004 og avsluttet i september 2005. Arbeidene er utført i to faser fase 1 med kvalitativ risikoanalyse (relativ angivelse) og fase 2 med kvantitativ analyse. Risikoanalysen er gjennomført i tverrfaglig samarbeide med hovedtyngde på hydrologi, geomorfologi, geoteknikk og samfunnsøkonomi.

BELIGGENHET, TOPOGRAFI, GRUNNFORHOLD

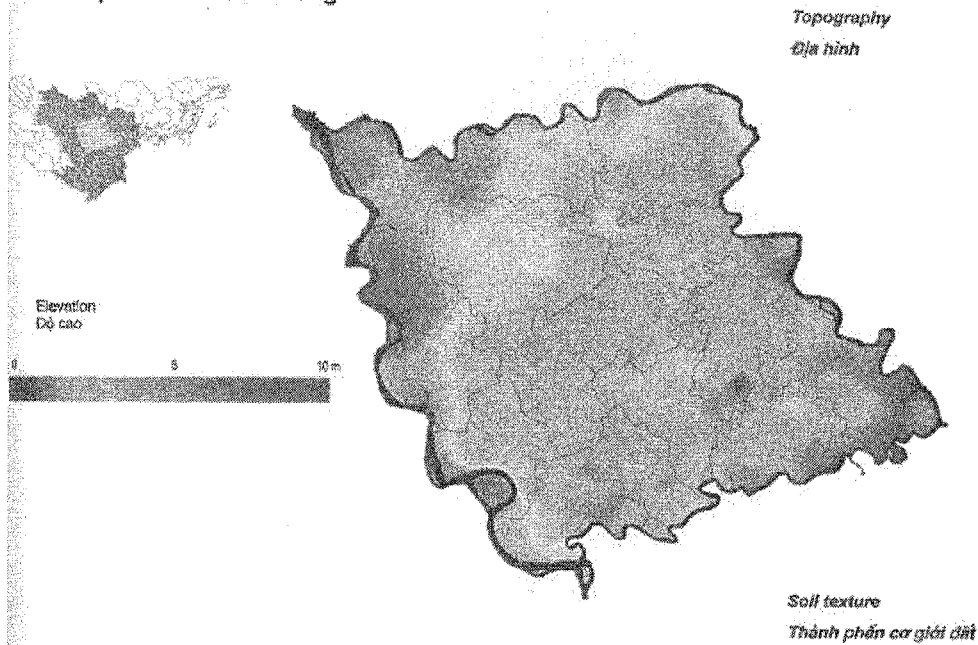
Beliggenhet av studieområdet er vist i figur 1. Området ligger i den nordlige del av Vietnam rundt hovedstaden Hanoi.



Figur 1 Kart over Vietnam med angivelse av Red River Delta

Nedslagsfeltet til Red River fremgår av figur 2. Nedslagsfeltet er i alt på 169.000 km² hvorav 86.000 km² innenfor Vietnam, 81.240 km² i Kina og 1.100 km² i Laos.

Plate 5 - Topography and Soils
Bản đồ 5 - Địa hình và thổ nhưỡng



Figur 4 Topografiske forhold i et av studieområdene, Bac Hung Hai

Topografiske forhold i et av studieområdene, Bac Hung Hai er vist i figur 4. Som det fremgår av figuren varierer terrengnivået i størrelsesorden mellom 0 og 10 moh. Normalt flomnivå i de omliggende elver, Red River, Duong, Thai Binh og Luoc, ligger i størrelsesorden 8 – 14 moh. Et typisk landskapsbilde er vist i figur 5.



Figur 5 Typisk landskapsbilde fra deltaområdet

Nøkkeldata for Red River er vist i tabell 1. Til sammenligning er tilsvarende data for Glomma tatt med i tabellen.

	Red River	Glomma
Nedslagsfelt (km ²)	169.000	40.000
Vannføring, returperiode 10 år (m ³ /sek)	22.600	4.214
Vannføring, returperiode 100 år (m ³ /sek)	33.900	5.528
Vannføring, returperiode 1000 år (m ³ /sek)	46.900	6.740

Tabell 1 Nøkkeldata for Red River og Glomma

GEOLOGI OG GRUNNFORHOLD

Deltaområdet til Red River består i hovedsak av fluviale avsetninger/elveavsetninger, grus, sand silt og leire. Fremstikkende bergrygger av kalkstein, metamorfe og eruptive bergarter forekommer i svært begrenset omfang.

Soil layer	Soil Properties			
	Y _{saturated} (kN/m ³)	Y _{dry} (kN/m ³)	Friction angle <1>' e)	Cohesion c' (kPa)
CLAY, firm	18.2	13.4	21.0	2.5
CLAY, silty, stiff	19.8	16.0	19.0	2.5
CLAY, silty, soft	17.0	14.0	17.5	2.5
CLAY, sandy clay, nearly stiff	18.5	14.8	18.0	2.0
CLAY, grey mottled w. bluish brown spots, stiff / nearly stiff	19.0	15.0	13.0	2.5
SAND, clayey, stiff	19.0	14.6	22,so	1,5
SAND, clayey, soft	18.5	14.0	20	I
CLAY, organic, soft	16.5	10.5	10.0	3.0
SAND, or grayel underground	20.0	16.0	30.0	0
DIKE (clay)	18.8	14.9	19.0	3.5
BERM (compacted clay)	18.0	16.0	20.0	2.5

Tabell 2 Typiske parametre for sedimenter I Red River deltaområde

Delta-avsetningene er lagdelt med flattliggende lag og linser med varierende korngradering. Generelt består topplaget av et ca. 4 til mer enn 10m tykt lag av siltig leire over underliggende lag av sand, silt, grus og varierende typer leire. Typiske parametre fra prøver tatt i deltaområdet er vist i tabell 2.

Deltaområdet er karakterisert som en god grunnvannsforekomst.

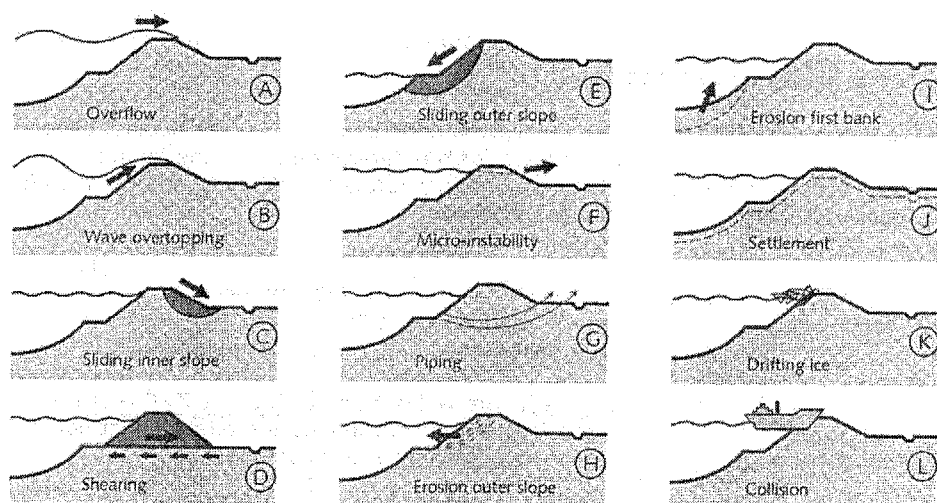
PROBLEMSTILLINGER

Flommer i Red River forårsaker store materielle skader og tap av menneskeliv er ikke uvanlig. Den største flommen i nyere tid forekom i 1971 der over 500 mennesker ble drept og anslagsvis 2,71 million mennesker ble skadelidende. Skadene ble anslått til ca. 1 milliard USD.

Årsak til flommer i deltaområdet kan i hovedsak knyttes til

- Flom på grunn av overtopping av diker
- Stabilitetsbrudd
- Lekkasje med erosjon og hydraulisk grunnbrudd

Illustrasjoner av forskjellige mekanismer og årsak til flom er vist i figur 4. Av de viste årsaker er tilfelle K, drivis, ikke relevant for studieområdet.



Figur 6 Mekanismer som forårsaker flom

Overtopping av diker forekommer årlig som følge av for lave diker, ekstremflommer og kombinasjon av disse. Likeledes forekommer brudd i dikesystemet på grunn av erosjon, dårlige grunnforhold, feil design eller svakheter i diker, pumper og sluser. Lekkasjer og hydraulisk grunnbrudd skyldes underliggende permeable sand- og gruslag.

Bygging av diker i Vietnam utføres etter gitte standarder. Utdrag av standarden er vist i tabell 3, der krav til geometri og sikkerhet avhenger av konsekvens ved flom i vedkommende område.

Item	Dike grade				
	Special level	Level I	Level II	Level III	Level IV
Crest width (m)	8	6 to 7	6	5	3
Wind freq. (%)	1	2	2	4	4
Freeboard (m)	0.8	0.6	0.5	0.4	0.3
Safety factors	1.50	1.35	1.30	1.20	1.15
Geometry	land-side slope $\leq 1:3$, river-side slope $\leq 1:2$				

Tabell 3 Krav til geometri og sikkerhet

Som det fremgår av tabellen er det satt spesielle krav for dikesystemet rundt Hanoi (Special level) med egne krav til kronebredde, fribord, og stabilitet/sikkerhet for diker.

Utsikt over Red River gjennom Hanoi er vist i figur 8.



Figur 7 Utsikt over Red River gjennom Hanoi

Årsak til flommer i deltaområdet kan grovt sett deles i naturgitte forhold og delvis menneskeskapte forhold. Som eksempler innenfor disse to kategorier kan nevnes:

Naturgitte forhold

- Hydrologi, klima, nedbør og fordamping
- Morfologi med erosjon, sedimentasjon og meandering
- Vind, især årlige tyfoner med kraftig nedbør
- Tidevannspåvirkninger
- Termitt-reir i diker
- Setninger
- Seismisk aktivitet/jordskjelv

Menneskeskapte forhold

- Avskoging og etablering av jordbruksareal
- Utvinning av sand fra elvebunnen
- Bygging av reservoir og dammer
- Graving i diker for veger, grøfter og utvidelse av dyrkningsområder
- Etablering av grunnvannsbrønner

- Manglende beredskap og styring
- Feilmanøvrering av sluser
- Mangel på vedlikehold

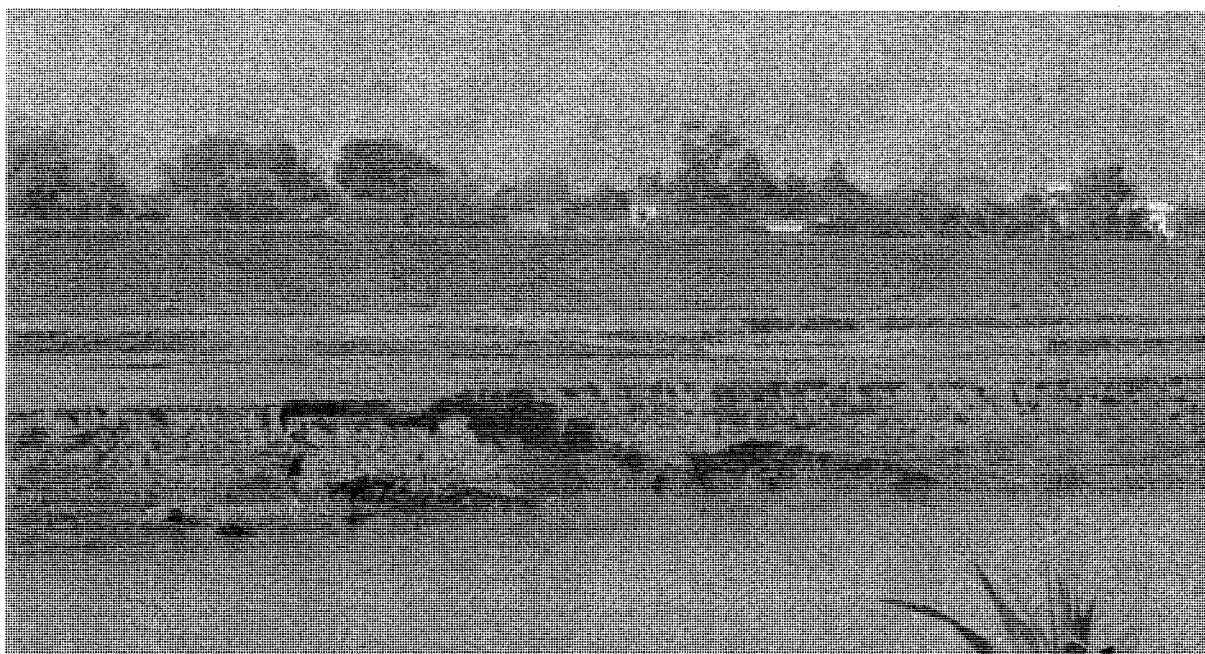
Følgende kommentarer kan knyttes til de nevnte forhold:

Naturgitte forhold

Hydrologiske forhold er preget av sesongbetont og kraftig nedbør i perioden april/mai ut over høsten dvs. september/oktober. Statistisk sett forekommer maksimalflom i Red River i siste halvdel av august. Området ligger øst for monsunvindene, men påvirkes av årlige tyfoner fra sydøst. I nedslagsfeltet innenfor Vietnam foreligger et relativt omfattende og godt datagrunnlag for hydrologiske vurderinger, beregninger og simuleringer. I nabolandene Kina og Laos er det imidlertid problematisk å fremskaffe data på grunn av byråkratiske irrganger og begrenset kommunikasjon og utveksling av informasjon over grensene.

Deltaavsetningene er sterkt preget av erosjon, meandring av elver og sedimentasjon. Erosjon fører til dype utgravinger i flomperioden. Selv 150 - 200 km inne i landet er det registrert erosjonsdybder i flomperioder ned mot kote -40 muh. i forhold til normalt bunnivå ved kote -8 muh dvs. erosjonsdybder på mer enn 30 m. I andre områder har avsetning etter flom ført til gradvis stigende nivå på elvebunn med overtopping av diker som følge i neste flomperiode. Lokal heving av elvebunn på 10 - 20 cm/år er ikke uvanlig.

Eksempel på utglidning som følge av erosjon er vist i figur 9.



Figur 8 Utglidning som følge av erosjon

Tidevannseffekter er registrert så langt inne som ved Hanoi. Dette samt bølger og oppstuvning på grunn av vind må tas med ved prosjektering og dimensjonering av diker.

Dikene er stort sett bygget av stedlige materiale. I de eldste deler av dikesystemet er det til dels stort innhold av humus. Humusholdig jord gjør det levelig for termittmaur. Disse

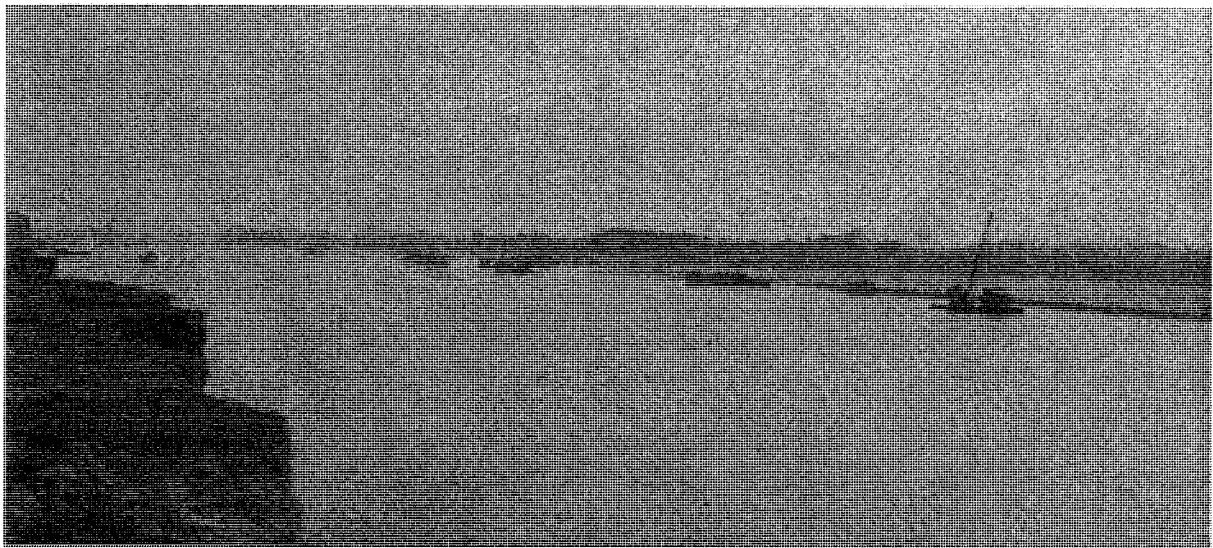
foretrekker å holde til ved det normale grunnvannsnivå der det etablerer huler og ganger. I flomperioder fører dette til lekkasjer med påfølgende erosjon og skader på dikesystemet.

Det er ikke registrert store jordskjelv i området og aktiviteten betegnes som moderat. Elver og vannsystem i nedslagsfeltet følger imidlertid langs sterkt markerte nordvestgående geologiske strukturer og seismisk aktivitet med til dels sterke utslag er registrert i grenseområdet mot Kina. Geologiske strukturer fremkommer av de naturlige vannveiene vist på figur 3 med nedslagsfelt for 'Red River. Basert på informasjon fra NORSAR har vi lagt til en tilleggslast med faktor 0,05 ved stabilitetsberegninger.

Menneskeskapte forhold

Sterk befolkningsvekst med stadig større behov for jordbruksarealer, areal til bebyggelse og industri har ført til avskoging og større avrenning i deltaområdet og dets omgivelser. I vassdraget er det imidlertid etablert et større magasin for vannforsyning og kraftproduksjon, Hoa Binh reservoar, som bidrar til flomutjevning og som dessuten fungerer som sedimentasjonsbasseng. Dette bidrar også til å redusere sedimentering i vassdraget nedstrøms for dammen.

Graving i elvebunnen for utnyttelse av sand som tilslag til betong og andre bygningstekniske formål forsterker elveerosjonen og bidrar til ukontrollerte endringer i elveløpet samt redusert stabilitet på dikesystemet. Sandutvinning fra elvebunnen er vist i figur 9.



Figur 9 Sandutvinning fra elvebunnen

I tillegg foregår graving i dikenes skråninger for etablering av veger samt utvidelse av dyrkningsarealet på innsiden av dikene.

De fleste byer og landsbyer utnytter grunnvannsforekomster i dypereliggende, vannførende sandlag. Flere av brønnene fylles med sand i flomperiodene på grunn av erosjon og hydraulisk grunnbrudd i vannførende lag. Erosjonen bidrar negativt til stabiliteten, mens brønnene samtidig virker avlastende med hensyn til vanntrykk og ukontrollerte grunnbrudd i de overliggende tettere massene.

RISIKOMODELL

Flomrisiko kan uttrykkes på følgende måte:

$$\text{Flomrisiko} = \text{sannsynlighet for flom} * \text{skader på grunn av flom}$$

Ved beregning av flomrisiko har vi begrenset oss til de vanligste årsaker, overtopping, lekkasjer med grunnbrudd og stabilitetsbrudd i dikene. I beregningene er sannsynligheten for hendelser relatert til flomvariasjoner og konsekvensen er vurdert ut ifra samfunnsøkonomiske beregninger (skader, tapt produksjon, tap av menneskeliv etc.). Som akseptkriterie er 100-årsflommen lagt til grunn, dvs. at en flom pr. 100 år kan aksepteres.

For å beregne sannsynligheten, er hyppighet av uønskede hendelser (overtopping, hydraulisk grunnbrudd og ras) knyttet til flomvariasjoner i vassdraget. For beregningene er det benyttet en formel som uttrykker differansen mellom reell tilstand og krav iht. design og sikkerhet. Generelt blir uttrykket som følger:

$$Z = Z_{\text{reel}} - Z_{\text{krav}}$$

For kritiske situasjoner blir resultatet negativt.

BEREGNINGER OG RESULTAT

Presentasjon av beregninger og resultat er i denne artikkelen begrenset til ett av studieområdene, Bac Hung Hai (figur 4), et område øst og syd for Hanoi. Området ligger på østsiden av Red River og er i tillegg til Red River omgitt av elvene Duong, Thai Binh og Luoc. Sannsynlighet for flom er beregnet for hele dikesystemet langs elvene rundt Bac Hung Hai, For enkelhets skyld er presentasjon av resultatene begrenset til dikesystemet langs Red River.

Overtopping

For beregning av sannsynlighet for overtopping er følgende uttrykk benyttet:

$$Z = h_{\text{crest of dike}} - (H_{\text{flood}} + \Delta H_{\text{river dynamics}} + \Delta H_{\text{model uncertainty}})$$

$$\text{med } \Delta H_{\text{river dynamics}} = \Delta H_{\text{fluctuations}} + \Delta H_{\text{trend}}$$

der:

$h_{\text{crest of dike}}$ = nivå for top av diken (m)

H_{flood} = flomvannsnivå (m)

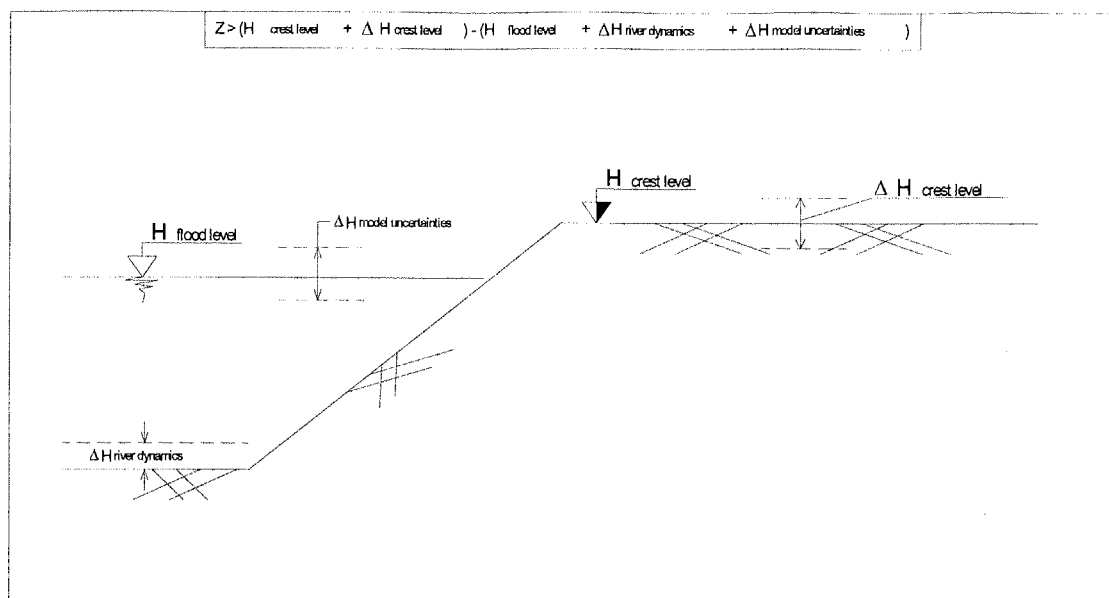
$\Delta H_{\text{river dynamics}}$ = trender i vannivå og usikkerhet på grunn av erosjon og sedimentasjon (m)

$\Delta H_{\text{model uncertainty}}$ = Usikkerhet i vannivå på grunn av modellusikkerhet (m)

$\Delta H_{\text{fluctuations}}$ = usikkerhet på grunn av erosjon og sedimentasjon (m)

ΔH_{trend} = antatte trender pga geomorfologiske forhold

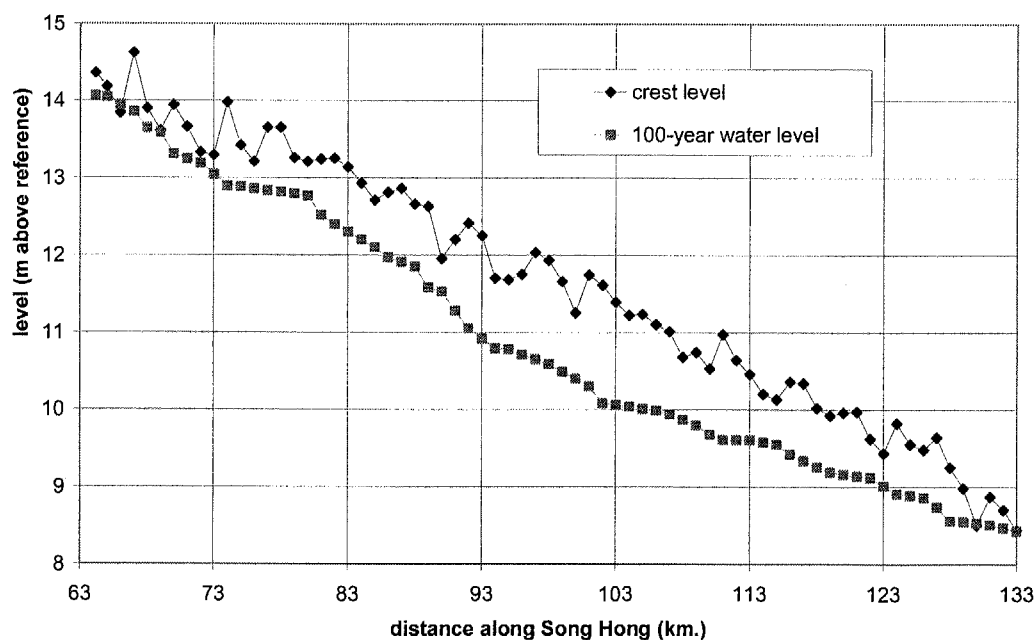
Usikkerhet i modell og beregninger av flom på grunn av overtopping er vist i figur 10.



Figur 10 Illustrasjon av usikkerhetsmekanismer ved overtopping

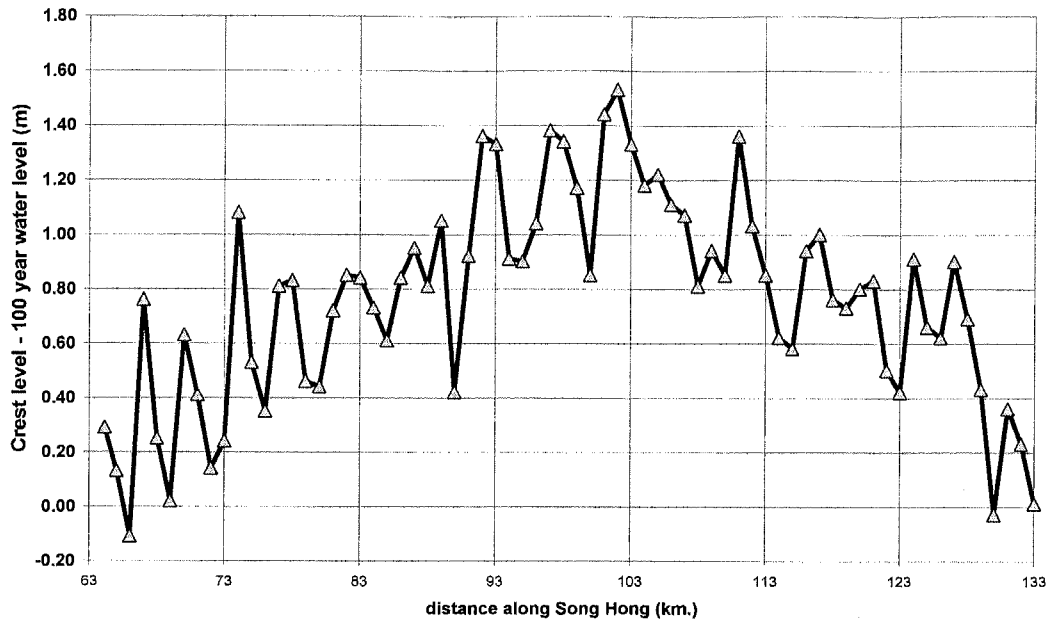
Resultat fra beregningene fremgår av figurene 11, 12 og 13.

Nivå på dikesystemet og flomnivå (100-årsflom) for Red River er vist i figur 11. Det fremgår av figuren at flomnivået overstiger dikene ved km 65 og 131 ved 100-årsflommen.

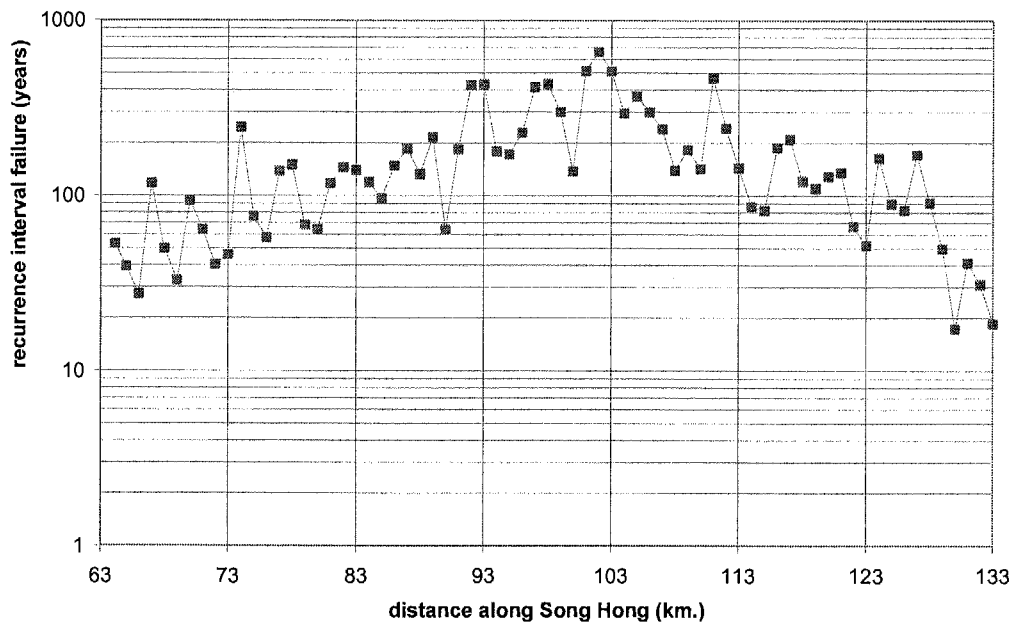


Figur 11 Nivå topp dike og flomnivå (100-årsflom) langs Red River, Bac Hung Hai provins

Differensen (Z-funksjonen) for overtopping er vist i figur 12 og figur 13 viser hyppighet for overtopping av diken langs Red river ved den samme provinsen.



Figur 12 Differanse mellom topp dike og 100-års flomnivå langs Red River



Figur 13 Beregnet hyppighet av overtopping langs Red River

Lekkasje og hydraulisk grunnbrudd

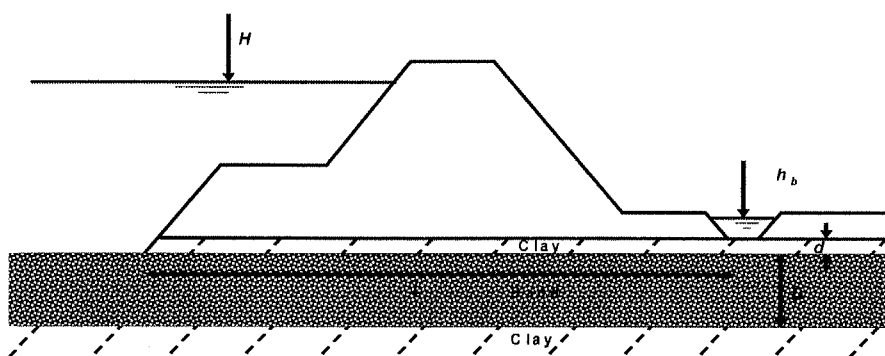
Sannsynlighet for lekkasje og hydraulisk grunnbrudd er beregnet etter følgende uttrykk:

1. grunnbrudd: $Z = \rho_c g d - \rho_w g (H - h_b)$
2. sandtransport/erosjon: $Z = \left(\frac{L}{c_1} + \frac{d}{c_2} \right) - (H - h_b)$

der:

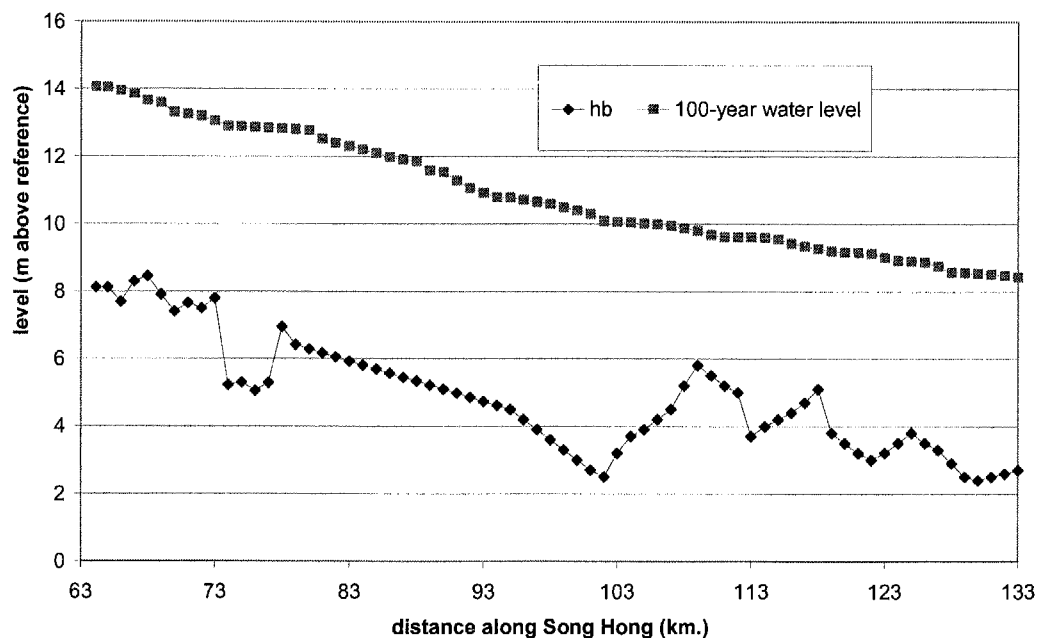
- h_b = vannivå på innsiden av diken (m)
 d = mektighet/tykkelse på leirlag/impermeabelt lag (m)
 ρ_c = densitet leire/impermeabelt materiale (kg/m^3)
 ρ_w = densitet vann (kg/m^3)
 g = tyngdeaksellerasjon (m/s^2)
 L = lengde lekkasjevei (m)
 c_1, c_2 = konstanter avhengig av materialtype (m)

Prinsippskisse med illustrasjon av lekkasje og grunnbrudd er vist i figure 14.



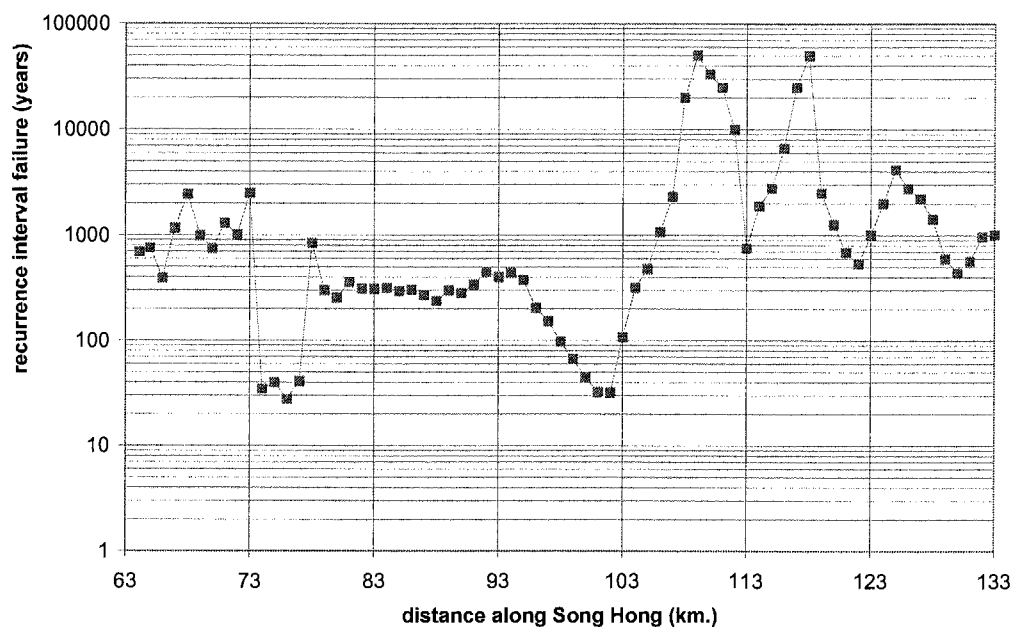
Figur 14 Prinsippskisse, lekkasje og grunnbrudd

Det foreligger data for flomnivå, topp av diker og terrengnivå på innsiden av dikene. Grunnvannsnivået er satt lik terrengnivå i flomperioder. Terrengnivå og flomnivå er vist i figur 15.



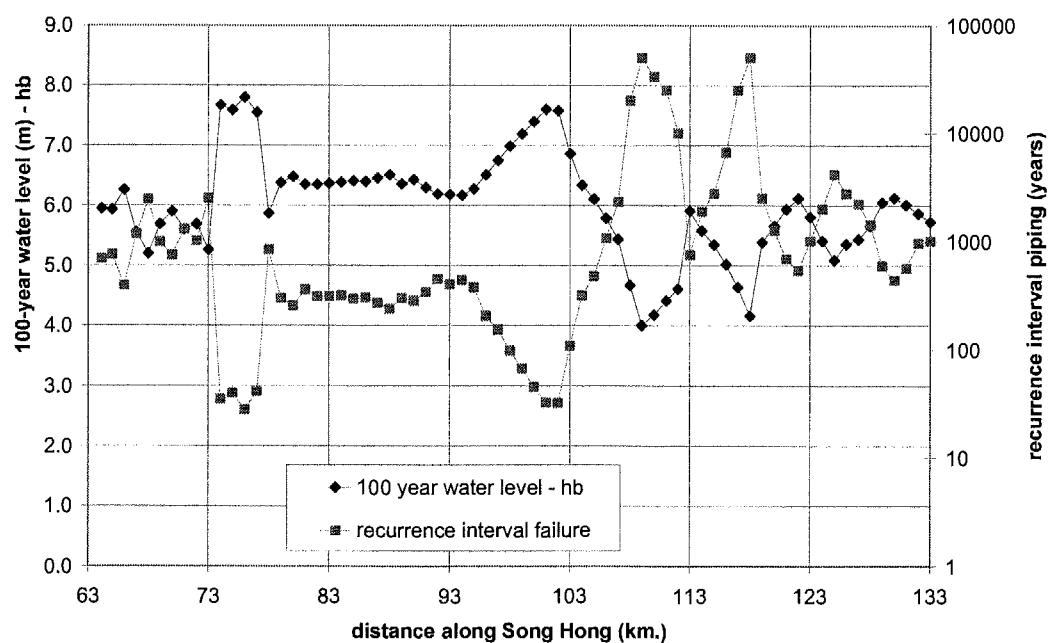
Figur 15 Flomvannsnivå og terrengnivå/grunnvannsnivå på innsiden av diken

Grunnundersøkelser av dikeseksjoner er foretatt i begrenset omfang. Beregninger av lekkasje/grunnbrudd er foretatt for seksjoner der data fra grunnundersøkelser foreligger. For øvrige deler av dikesystemet er det benyttet middelerverdier og skjønnsmessige antagelser av tykkelsen på leirlaget. Beregnet hyppighet basert på dette er vist i figur 16. Som det fremgår er akseptkriteriet (100-årsflommen) ikke tilfredstilt ved seksjon km 74 – 78 og km 96 – 103.



Figur 16 Beregnet hyppighet for lekkasjer og hydraulisk grunnbrudd langs Red River

Sammenstilling lekkasje/grunnbrudd og 100-årsflom langs diken er vist i figur 17.



Figur 17 Sammenligning mellom hyppighet for lekkasje 100 - årsflom

Stabilitet og utglidning

Sannsynlighet for stabilitetsbrudd er beregnet etter følgende uttrykk:

$$Z = F_{actual} - F_{stability} - F_{un}$$

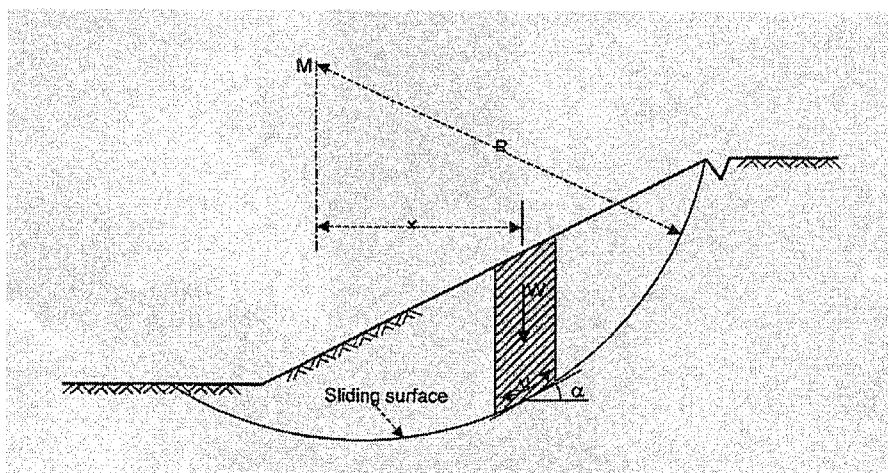
der stabilitet er beregnet med bruk av klassisk geoteknisk beregningsmetode:

$$F_{actual} = f_0 \cdot \frac{\sum \frac{[c + (p - u) \cdot \operatorname{tg} \varphi] \cdot \Delta x}{n_\alpha}}{\sum \Delta W \cdot \operatorname{tg} \alpha + Q}$$

der:

- F_{actual} = Reell sikkerhetsfaktor (-)
- $F_{stability}$ = Sikkerhetsfaktor ved brudd, (lik 1) (-)
- F_{un} = usikkerhet i sikkerhetsfaktor (-)
- f_0 = korreksjonsfaktor (-)
- c = kohesjon (N/m^2)
- p = overlagringstrykk (N/m^2)
- u = poretrykk (N/m^2)
- φ = friksjonsvinkel ($^\circ$)
- Δx = lamellbredde (m)
- n_α = iterasjonsfaktor (-)
- ΔW = lamellvekt (kg)
- α = vinkel mellom glideflate og horisontalen ($^\circ$)
- Q = ytre horisontallast (N)

Prinsipp for stabilitetsberegning fremgår av figur 18.



Figur 18 Prinsipp for stabilitetsberegning

Det er foretatt to sett beregninger, grunne glideflater for stabilitetsberegning av selve diken og beregning for dypere glideflater under fyllingen. Stabilitet av grunne glideflater er beregnet ved hjelp av regneark, mens for dypere glideflater er programmet "SLIDE" benyttet

Resultat av stabilitetsberegninger fremgår av I tabell 4 og 5.

2nd Red River Basin
Safety Factor as function of Return period
Stability field and river side slopes

Dyke	Section	Crest elevation	Return Period	Max. Water level	Min. Water level	Factor of safety F	
						Field side slope	River side slope
Red River Left	km 95	11,68	10	9,6		1,86	
			25	10,1		1,85	
			50	10,5			
			100	10,8	3,62	1,83	1,21
	km 108,7	10,7	10	8,7		1,71	
			25	9,2			
			50	9,5			
			100	9,8	3,24	1,69	1,46
	km 111,2	10,9	10	8,6		1,75	
			25	9		1,75	
			50	9,3			
			100	9,5	3,21	1,78	1,52
Luoc River Left	km. 8,3	8,33	10	7,1			
			25	7,47			
			50	7,73			
			100	7,98	2,58		2,98
			10				
			25				
			50				
			100				
			10				
			25				
			50				
			100				

Table 4 Stabilitetsanalyse grunne glideflater

2nd Red River Basin
Safety Factor as function of Return period
Stability field and river side slopes
Deep slide circles, result of "SLIDE" calculations

Dyke	Section	Crest elevation	Return Period	Max. Water level	Min. Water level	Factor of safety F		With 10kN/m load		MWL+load
						Field side slope	River side slope	Field side	River side	River side
Red River Left	km 95	11,68	10	9,6		1,21	1,66	1,15	1,55	2,28
			25	10,1		1,19	1,61	1,14	1,50	2,47
			50	10,5		1,18	1,57	1,13	1,46	2,65
			100	10,8	3,62	1,17	1,54	1,13	1,44	2,82
	km 108,7	10,7	10	8,7		1,29	1,02	1,22	0,97	1,61
			25	9,2		1,28	0,99	1,20	0,94	1,72
			50	9,5		1,27	0,97	1,18	0,92	1,81
			100	9,8	3,24	1,25	0,96	1,18	0,91	1,89
	km 111,2	10,9	10	8,6		1,24	1,18	1,17	1,13	1,93
			25	9		1,22	1,14	1,15	1,09	2,04
			50	9,3		1,22	1,11	1,15	1,06	2,12
			100	9,5	3,21	1,22	1,09	1,15	1,04	2,17
Luoc River Left	km. 8,3	8,33	10	7,1						
			25	7,47						
			50	7,73						
			100	7,98	2,58					
			10							
			25							
			50							
			100							
			10							
			25							
			50							
			100							

MWL=Max. Water Level

Tabell 5 Stabilitetsanalyse dype glideflater

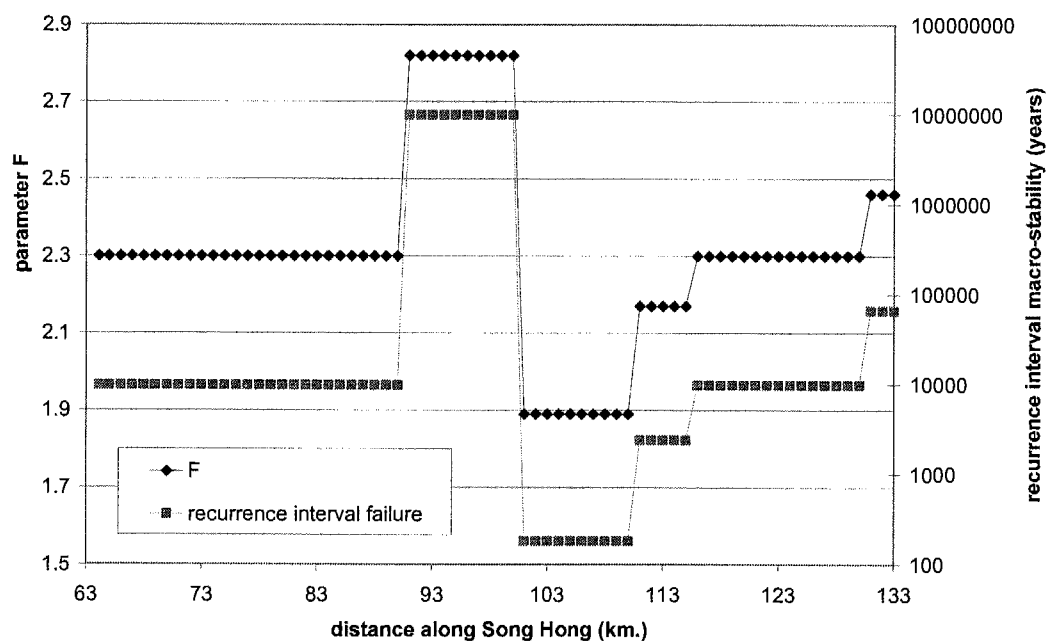
Som det fremgår av tabell 5 er sikkerhetsfaktoren mindre enn 1 for skråning mot elven ved seksjonene 108,7 Red River og km. 8,33 ved Luoc River. Liten stabilitet skyldes underliggende bløtt leirlag. Det er reist tvil vedrørende parameter for leira. Av den grunn er de laveste verdier ikke tatt med i sannsynlighetsberegningene.

Beregninger benyttet i risikoanalysen er vist i tabell 6. Resultat av analysen, med hyppighet av ras fremgår av figur 18. som for lekkasje/grunnbrudd er gjennomsnittsverdier benyttet der data ikke foreligger.

river	Km	actual safety factor F
Red River	65 – 90	2.3
	91 – 100	2.82
	101 – 110	1.81
	111 – 115	2.17
	116 – 130	2.30
	131 – 133	2.46
Luoc River	0 – 5	2.30
	6 – 10	2.19
	11 – 51	2.30
Thai Binh River	0 – 52	2.30
Duong River	0 – 60	2.30

Tabell 6 Sikkerhetsfaktorer benyttet i analysen

Basert på våre antagelser og skjønn vil akseptkriteriet (100-årsflommen) være tilfredstilt for denne del av diken langs Red River.



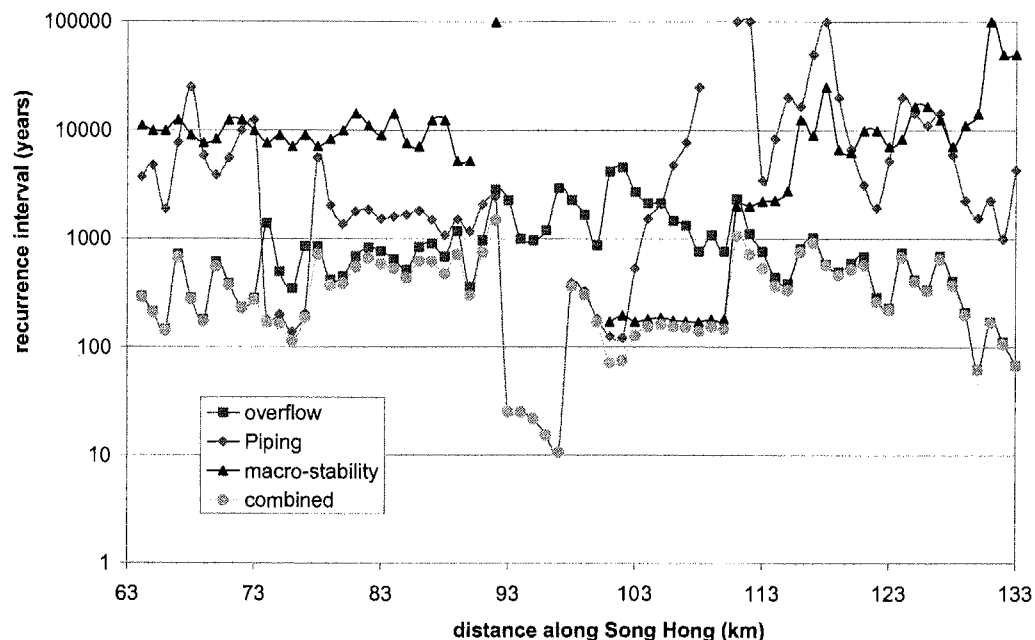
Figur 18 Sammenstilling hyppighet og stabilitet.

Samlet sannsynlighet for flom, tre mekanismer

Generelt er uttrykk for samlet sannsynlighet gitt av følgende uttrykk:

$$P_{f,actual} = P_{f,overflow} \cup P_{f,overtopping} \cup P_{f,piping} \cup P_{f,seepage} \cup P_{f,sliding} \cup P_{f,termiles} \cup etc.$$

Sammenstilling av resultat for de tre flomtilfellene/uønskede hendelsene, overtopping, lekkasje/grunnbrudd og ras er vist i figur 19.



Figur 19 Sammenstilling hyppighet for forskjellige flom-/bruddmekanismer

SLUTTBEMERKNINGER

Vietnam har lange og gode tradisjoner i bygging, drift og vedlikehold av diker og irrigasjonsanlegg. Det er etablert et stort administrativt apparat for bygging, drift og vedlikehold av diker og det er også etablert beredskapsrutiner rundt diker og irrigasjonssystemet med flomkontroll ved bruk av pumper, sluser og kanaler, flomvarsling, instruksjoner, tiltaks- og evakueringsplaner.

Bygging, drift og vedlikehold er basert på arbeidsintensive metoder og som bygningsmateriale anvendes i stor grad naturlige forekomster, sand, grus og leire. Stein til skråningsvern tas ut i brudd der fremstikkende berggrygger forekommer. Som erosjonsvern benyttes i stor grad steinfyllinger og gabioner med fiberduk mellom stedlige materialer og steinfylling. Materialtransporten foregår for det meste langs elvene i deltaområdet. Beplantning med bambus og annen vegetasjon ble tidligere benyttet i stor grad til erosjonsbeskyttelse, men anvendes kun i begrenset grad i dag. Lekkasjeveier, sand, gruslag og termittreir tettes ved injeksjon og innpumping av bentonittleire

Deltaområdet er inndelt i prioriterte regioner og områder med varierende krav til beredskap, drift og vedlikehold. Ved flom foreligger varslings- og evakueringsrutiner og sluser åpnes i lavprioriterte områder til fordel for områder med høyere prioritet. Enkelte seksjoner av dikene er forberedt for kontrollert sprengning i tilfelle kriseflom.

På grunn av usikkerhet ved data og jordartsparemetre og grunnforholdet det foreslått et program for bedring av rutiner ved grunnundersøkelser, prøvetaking og lab-rutiner samt forbedring av design og bygging av dikene.

SÅRBARHET AV NATURMILJØ OVER TUNNELER

Vulnerability of natural environment above tunnels.

Forsker Petter Snilsberg, Jordforsk

SAMMENDRAG

Det er pekt på at akseptable inngrep og endringer må sees i et samfunnsmessig perspektiv, men for å kunne foreta vurderingene må de mulige effektene være kjent på forhånd, og tiltakene for å hindre de uønskede endringer være forberedt og klare til bruk hvis det er nødvendig.

Sammenstilling av eksisterende kunnskap, gjennomføre nye undersøkelser og foreta langsiktig overvåking er alle viktige ledd i forarbeidet til en ny tunnel. Vannbalansen bør legge føringer for å optimalisere undersøkelsene. Det er særlig magasinkapasiteten og nedbørfeltet som definerer sårbarheten til et området. Overvåking av grunnvannsforholdene før under og etter er viktig bakgrunn og kontroll under selve drivingen.

Vegetasjon, flora og fauna er tilpasset naturmiljøet med den eksisterende vannbalansen. Det kreves egne undersøkelser for å klarlegge hvorvidt naturmiljøet vil reagere på endringene i vannforholdene og hvor dramatisk og fort endringene vil bli.

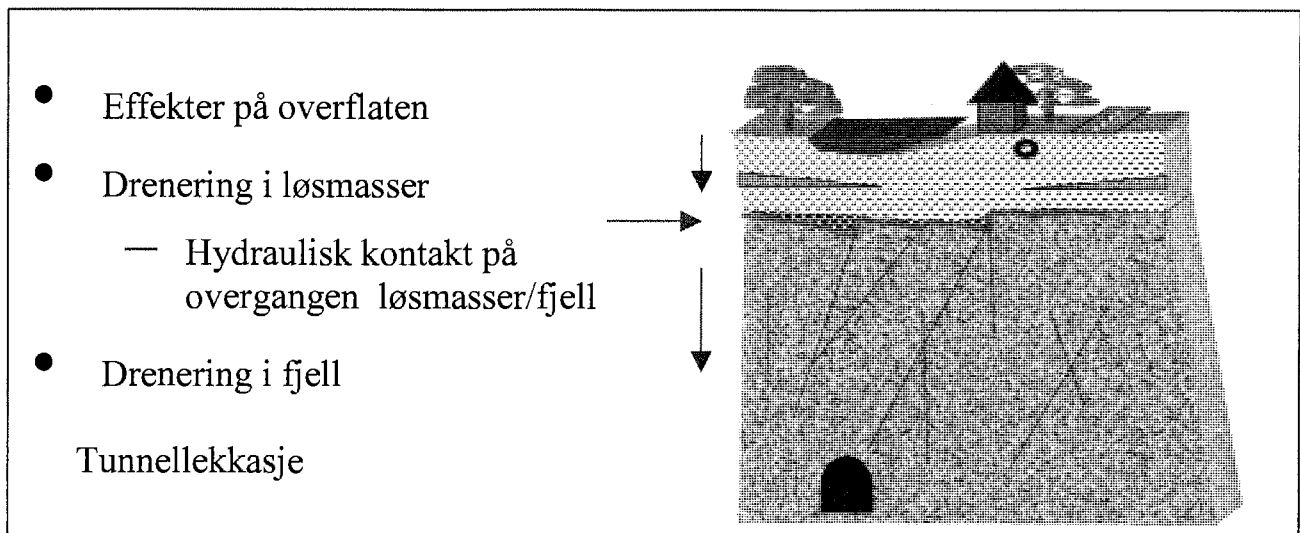
SUMMARY

Acceptable changes in the hydrological conditons, due to tunneleing, must be seen in large perspective, but to be able to evaluate the possible effects, the hydrgeological changes must be known in advance.

Collecting excistence information, gathering new knowledge and collecting monitoring data are all important aspects in prepering for a new tunnel. The water balance should lead to optimizing the evaluations. Especially the storage coefficient, size and caracteristics of the watershed defines the areas vulnerability.

The vegetation are adapted to the local environment based on the exsisting water ballance.

Mapping and examination are required to predict if and how the natural environment will respond to changes in the water balanse.



Figur 21.1. Sårbarhet avhenger av mange faktorer i fjellet, i løsmassene og forhold på overflaten.

Loven setter rammen for konsekvensutredninger ved større utbygginger. Men det er samfunnet som setter krav til akseptable endringer, på kort og lang sikt, ofte definert i ettertid. Gode forundersøkelser reduserer usikkerheten ved et prosjekt, og dermed reduserer kostnadene og de negative medieomtalen.

Endringer i grunnvannsforholdene vil kunne gi endringer i sårbare naturtyper. Endringene kan være godt synlige eller registreres kun ved detaljert overvåkning, de kan være midlertidige eller mer permanente. Uansett krever samfunnet at endringer som følger av en tunneldriving må være beskrevet og vurdert på forhånd. Akseptable inngrep og endringer må sees i et samfunnsmessig perspektiv, men for å kunne foreta vurderingene må de mulige effektene være kjent på forhånd, og tiltakene for å hindre de uønskede endringer være forberedt og klare til bruk hvis det er nødvendig

Plantenes vannbehov er svært forskjellig og naturlig regulert etter hvor planten vokser.

Ulike krav i vekstsesongen

Ulik toleranse for årsvariasjoner

Ulik toleranse for endringer

Kunnskap om grunnvannsforholdene innhentes på flere nivå:

- Utredninger ved å samle eksisterende informasjon
- Undersøkelser ved å skaffe ny informasjon i sentrale områder
- Overvåkning av naturlig referansenivå og variasjoner før driving, oppfølging og varsling under driving og kontroll etter driving av tunnelen.

Utredningsfasen omfatter sammenstilling av eksisterende informasjon der en utnytter tidligere erfaringer og generell kunnskap om grunnvannstrømning og naturmiljøets avhengighet av grunnvannet.

I den sammenheng er det viktig å kartlegge den lokale utnyttelsen av grunnvannet både til vannforsyning og som energikilde. I tillegg til ren utnyttelse eller bruk av grunnvannet, har grunnvannsforholdene en direkte kontakt og avhengighetsforhold til vannrike naturmiljø som myrer, kilder, bekker og sjøer, inkludert den særegne vegetasjon, flora og fauna som tilpasses disse naturforholdene. Disse naturtypene bør vurderes for sårbarhet for endringer i vannmengde og vannkvalitet.

Faresignaler ved utredningene som bør utløse ytterligere undersøkelser er blant annet:

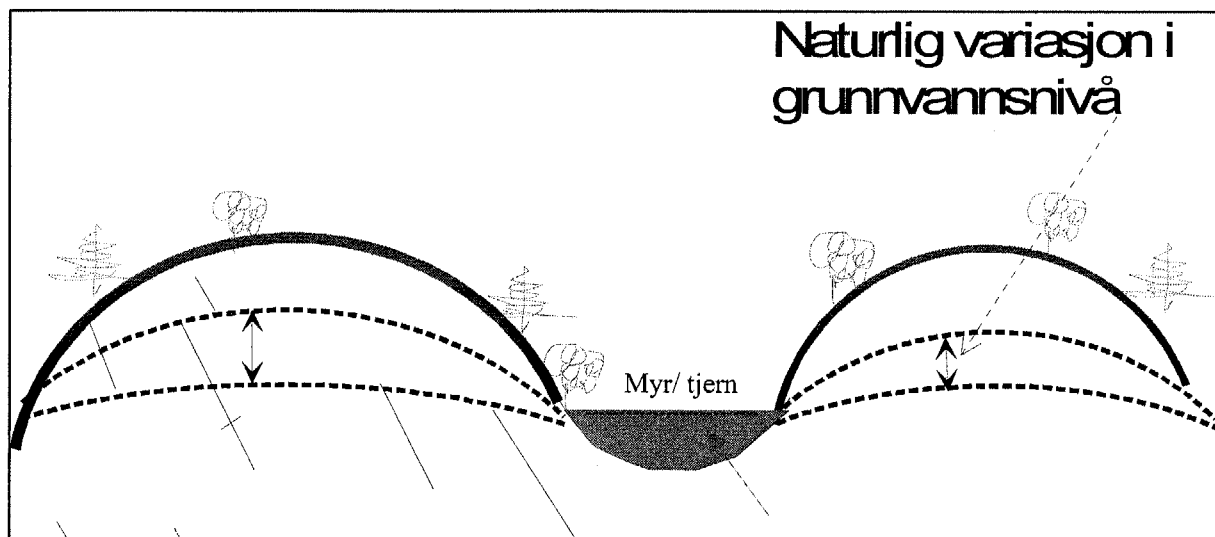
- Setningsutsatte masser: bløte tykke leirlag
- Høyt grunnvannsnivå: vegetasjonen er basert på grunnvann
- Høy permeabilitet - vannførende lag : rask drenering
- Miljøfarlige stoffer som ikke skal komme i bevegelse: lokale deponier
- Små grunnvannsreservoar: liten lagringskapasitet, dårlig buffer mot tørkeperioder
- Topografi: små nedbørfelt, definere innstrømnings og utstrømningsområder
- Forskjeller i løsmassemektighet og løsmasstype: ujevne setninger

Vannbalansen kan tidlig settes opp basert på kjente størrelser og en foreløpig vurdering av løsmasser og fjell. Vannbalansen er ofte et fininnstilt system der endringer i hver faktor kan forskyve helheten og føre til en ny vannbalanse med nye betingelser for naturmiljøet. Skjer disse endringene raskt vil endringene kunne virke dramatiske.

Vann Inn = Vann Ut		
P + Swinn + Gwinn = E + Swut + Gwut + ΔS + LT		
P	nedbør	endres ikke
Sw	endring i overflatevann inn/ut av feltet	Det kan komme mindre vann inn / ut som følge av grunnvannsenkning i eller i nærliggende nedbørfelt
Gw	endring i grunnvann inn/ut av feltet	Det kan komme mindre vann inn / ut som følge av grunnvannsenkning i eller i nærliggende nedbørfelt
E	fordampning	Endres ikke
ΔS	endring i grunnvann lagret i feltet	Magasinkapasitet kan endres som følge av setninger eller store grunnvanns fluktuasjoner som endrer porestrukturen i magasinet
LT	lekkasje inn i tunnelen	Hvis lekkasjen er konsentrert eller stor i forhold til nedbørfelt og magasinkapasitet vil den påvirke de andre parametrene.

Undersøkelsene skal si så mye som mulig om hydrogeologien i området; dvs hvor grunnvannet det kommer fra, hvor det lagres og hvor det går, samt om det er særlige kjemiske forhold som kan

være av betydning for naturmiljøet. Disse spørsmålene baseres på kunnskap om nedbørfelt, type løsmasser og type fjell. I urbane områder vil i tillegg infrastruktur som grøfter, bygninger, veier og andre inngrep kunne være av betydning.



Figur 21.2. De naturlige variasjonene i grunnvannsnivå kan si noe om naturens toleranse for endringer.

Undersøkelsesfasen

Der det er indikasjoner om sårbare forhold eller der en ikke har informasjon som er god nok til å vurdere forholdene, må en skaffe ny informasjon. Denne må være målrettet og av et omfang som kan forsvares ut fra skadepotensialet. Med utgangspunkt i vannbalanseligningen er det særlig magasinkapasitet, innhomogene løsmasseforhold og nedbørfeltets størrelse som er avgjørende vurderingskriterier. Kontroll av fjellhydrologien er også viktig for å vurdere omfang og metoder for tetting av tunnelen til de akseptable lekkasjekriteriene. Det er mange metoder, men en kan særlig nevne:

Boringer i løsmasser

- Fjellkontrollboring
- Dreiesondering for løsmassevurderinger
- måling av poretrykk
- Uttak av løsmasseprøver; og laboratorietester av disse

Boringer i fjell:

- for inspeksjon av sprekker i fjellet,
- testing av permeabilitet
- testing av vannkvalitet
- måling av grunnvannsnivå
- kjerneprøver for detaljerte sprekkeanalyser i fjell

Andre undersøkelser

- Geofysiske undersøkelser
- Detaljerte terrengeanalyser i utsatte områder
- Vannføringsmålinger i bekker og kilder
- Vannkvalitetsmålinger i grunnvann, kilder og overflatevann.
- Vegetasjonskartlegging, traverser og ruter

Modellering kan være nyttig for å vurdere påvirkningsområder ved ulike scenarier, samt vurdere effekten ved ulike klimaforhold, særlig ekstreme tørkeperioder.

Overvåkingen skal først dokumentere de naturlige variasjoner i grunnvannsforholdene. Ofte får en informasjon om kun sesongvariasjoner, da overvåkingen ikke foregår lenge nok før drivingen starter. Det er imidlertid viktig med lange dataserier før drivingen for å sikre dokumentasjon av årsvariasjoner, på grunn av store svingninger i klima fra år til år. Det skal flaks til for at en overvåking i forkant av et prosjekt dokumenterer en ekstremsituasjon, aller helst en lang tørkeperiode. Slike episoder må oftest simuleres ved bruk av de hydrogeologiske dataene for området, historiske klimadata og den overvåkingen man har foretatt.

Overvåking av poretrykk, grunnvannsnivå samt vannføring i bekker og kilder er de mest sentrale parametrene. I noen tilfeller er det også av betydning å dokumentere variasjoner i vannkvalitet.

ER DET MULIG Å UTARBEIDE PÅLITELIGE PROGNOSE FOR VANNLEKKASJER I UNDERJORDSANLEGG?

Is it possible to provide reliable prognoses for water leakage in underground excavations?

Dr.ing.stip. Kristin H. Holmøy, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU
Professor Bjørn Nilsen, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU

SAMMENDRAG

I forbindelse med forskningsprosjektet "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler" ble det initiert et doktorgradsprosjekt med hovedmål å komme frem til retningslinjer som kan gi sikrere prognoser med hensyn til vannlekkasje for fremtidige tunnelanlegg. Spesiell vekt ble lagt på utredning av sammenhengen mellom regional-/strukturgeologi og vannlekkasjer. Denne artikkelen beskriver en del foreløpige resultater fra dr.ing.-prosjektet. Innledningsvis blir det gitt en beskrivelse av hvilke geologiske faktorer som har betydning for vannlekkasjer og hvordan prognoser for vannlekkasjer blir utarbeidet. Det gis også en kortfattet oversikt over aktuelle undersøkelsesmetoder. Foreløpige resultater fra dr.ing.-prosjektet er i hovedsak beskrevet på grunnlag av vannlekkasjer og svakhetssoner påtruffet i 6 utvalgte tunneler. En foreløpig konklusjon er at store vannlekkasjer ser ut til å komme spesielt i tilknytning til en geologisk grense/forkastning eller en gangbergart. Foreløpige resultat tyder på at det finnes et betydelig potensiale i forhold til å forbedre utnyttelsen av den geologiske informasjonen man kan få ved grundig feltkartlegging og studier av strukturgeologien i det aktuelle området.

SUMMARY

In connection with the research project "Tunnels for the citizens" a PhD project was initiated with principal objective to develop recommendations and guidelines for improving the possibility of reliable prognoses for water inflow in future tunnels. The relationship between regional-/ structural-geology and groundwater flow is particularly emphasized in this study. In the first part of this paper the main geological parameters and their relevancy for groundwater flow are described, and possibilities for predicting water inflow in tunnels are discussed. A brief presentation of relevant site investigations is also given. Preliminary results of the PhD-project are presented with main emphasize on weakness zones and water leakage in the 6 tunnels selected for detailed analysis. One preliminary conclusion based on the PhD work is that water inflow is usually connected to geological boundaries/fault zones or dykes. Based on results from the preliminary analysis it seems that rock engineers can improve significantly when it comes to utilising the geological information gathered through thorough field mapping and studies of structural-geology.

1. INNLEDNING

Både i Norge og internasjonalt fins det dessverre mange eksempel på undergrunnsanlegg som har møtt store problemer på grunn av uventa store vannlekkasjer under driving. Vannlekkasjer kan som kjent medføre en del negative konsekvenser, som for eksempel:

- Høy usikkerhet i forbindelse med hvor evt. vannlekkasjer vil komme og hvor store vannlekkasjene vil bli. Dette fører til at kostnader knyttet til vannlekkasjer ofte er usikre.
- Senkning av grunnvannstanden, som kan medføre setningsskader på bygninger i ovenforliggende områder.
- Drenering av skog områder og innsjøer, som kan redusere verdien av naturen som fritidsarealer, og i tillegg kan naturmiljø som er sårbare for senkning av grunnvannet bli truet.

Spesielt store problemer på grunn av vannlekkasjer ble erfart ved jernbane tunnelene Hallandsåsen i Sverige og Romeriksporten. Med bakgrunn i de nevnte lekkasjeproblemene ble det omfattende forskningsprosjektet "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler" (MST) igangsatt i 1999. Representanter fra byggherre, entreprenører, konsulenter, forsknings- og utdanningsinstitusjoner har deltatt i prosjektet, som ble støttet av Norges Forskningsråd. Det ble satt fokus på å heve kompetansen innenfor grunnvannsproblematikk i forbindelse med undergrunnsanlegg, og arbeidet ble inndelt i følgende delprosjekter:

- Forundersøkelser
- Samspill med omgivelsene
- Tetteteknikk

En oversikt over hva som er utført i de tre delprosjektene og de mange rapporter som er utarbeidet gjennom prosjektet MST finnes i sluttrapporten, Lindstrøm og Kveen (2005). I forbindelse med MST og delprosjekt A ble undertegnedes doktorgrad initiert. Datagrunnlaget som er produsert gjennom delprosjektet forundersøkelser har vært tilgjengelig for analyse. Målet med doktorgradsprosjektet er å komme fram til anbefalte prosedyrer eventuelt retningslinjer som kan gi sikrere prognoser med hensyn til vannlekkasje for fremtidige tunnelanlegg. Spesielt tas det sikte på å utrede sammenhengen mellom regional-/strukturgeologi og vannlekkasjer.

Denne artikkelen vil inneholde:

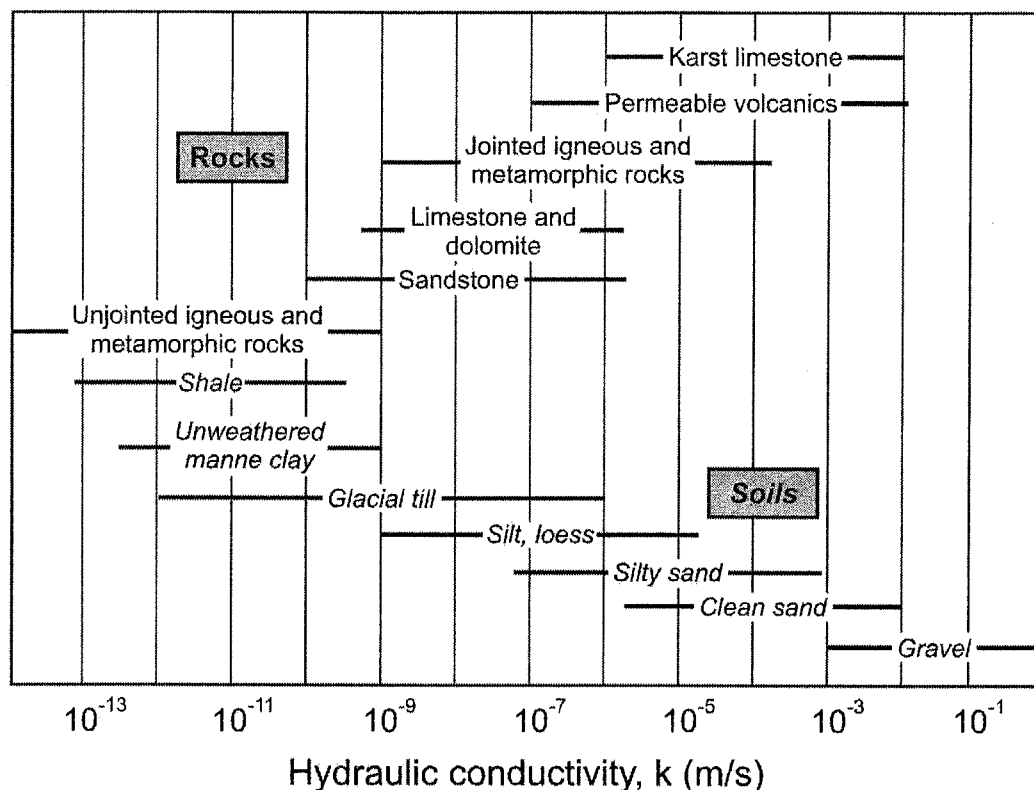
- 1) En beskrivelse av hvilke geologiske faktorer som har betydning for vannlekkasjer.
- 2) En beskrivelse av hvordan prognoser for vannlekkasjer blir utarbeidet.
- 3) En kortfattet oversikt over aktuelle undersøkelsesmetoder.
- 4) Foreløpige resultat av arbeidet, inkludert en kortfattet beskrivelse av de 6 tunnelene som er med i analysen.

Mer detaljerte analyser og resultater fra doktorgradsarbeidet vil bli publisert gjennom doktoravhandlingen og andre publikasjoner på et senere tidspunkt.

2. GEOLOGISKE FAKTORER SOM HAR BETYDNING FOR VANNLEKKASJER I UNDERJORDSANLEGG.

2.1 Bergartstype

Hydraulisk konduktivitet (k) angis oftest i m/s, og angir bergets evne til å transportere vann. Denne parameteren varierer i stor grad avhengig av type geologiske materiale, se figur 1.



Figur 1: Typiske verdier for hydraulisk konduktivitet (m/s) for forskjellige løs- og bergmasser, fra Freeze og Cherry (1979).

Som figur 1 illustrerer varierer hydraulisk konduktivitet sterkt innenfor de forskjellige bergartstypene, og det har avgjørende betydning om bergarten er oppsprukket eller ikke. Utenom kalkholdige bergarter hvor karst kan forekomme ligger den hydrauliske konduktiviteten i bergarter vanligvis mellom 10^{-8} og 10^{-4} m/s; hvor førstnevnte tilsvarer ingen synlige lekkasjer, kun fukt (2-3 l/min per 100 m), og sistnevnte store vann innbrudd (flere tusen l/min per 100 m).

Gangbergarter (for eks. diabas og syenittporfyr) er som oftest finkornede og sprø, og den tilstøtende bergmassen er ofte mer oppsprukket enn bergmassen generelt i området. Gangbergarten i seg selv kan være tett, og vil i så fall fungere som en grunnvannsbarriere, og vanntrykket vil bygge seg opp på den ene siden av gangen, og gjerne føre til vannlekkasjer i dette området. Men i mange tilfeller er også selve gangbergarten oppsprukket og vannførende.

2.2 Sprekkekarakter

I de fleste norske bergarter er det permeabiliteten til sprekke som avgjør bergmassens evne til å transportere vann. Jo større sprekkes åpning er dess mer vann kan strømme i sprekken. I følge "den kubiske lov", Louis, 1969, vil lekkasjen gjennom en plan og parallell sprekke øke

med en faktor på 8 ved en dobling av sprekkeåpningen. Det kan være vanskelig å måle sprekkeåpningen nøyaktig, men det er gjort vellykka bruk av tynne føleblad med tykkelse fra 0,05 mm til 1,0 mm (de kan legges sammen med et intervall på 0,05 mm opp til 1 cm), Venvik (2003). Bergartens mekaniske egenskaper er avgjørende med hensyn til sprekkeåpning. Stive og massive bergarter, som granitt, fører ofte til større sprekkeåpninger enn mer deformerbare bergarter, som fyllitt og skifer.

Sprekkelengde, sprekkeavstand og orientering er avgjørende for hvor lett berget leder vann. Parallelle og kontinuerlige sprekker leder mindre vann enn flere utholdende sprekker med variasjon i orientering. I tillegg gir steile sprekker høyere vannføring enn flattliggende sprekker, Selmer-Olsen (1981); Gudmundsson m.fl. (2001).

Sprekkefylling og sprekkebelegg tetter vanligvis sprekken, men mineraltype er her avgjørende, kalkspat for eksempel kan bli utvaska og vannførende kanaler dannes. Sprekkeruhet kan føre til små kanaler hvor vannet kan bevege seg fritt, spesielt i harde bergarter kan små skjærbevegelser føre til åpning av vannførende kanaler. Sammenhengen mellom sprekkeruhet, skjærbevegelser, spenninger og vannførende kanaler er komplisert, og fortsatt ikke fullstendig forstått.

2.3 Spenninger

Høye spenninger vinkelrett på sprekkeflatene lukker sprekken og reduserer dermed den hydrauliske konduktiviteten. Ved økende overdekning øker vertikal spenningene i bergmassen, og som et resultat minsker den hydrauliske konduktiviteten. Høye spenninger parallelt sprekkeretningen kan imidlertid føre til skjærbevegelser og åpning av sprekker. I 1985 beskrev Barton m.fl. en sprekkemodell som forklarer sammenhengen mellom skjærspenninger, skjærbevegelse, sprekkeåpning og hydraulisk konduktivitet.

Tensjons-sprekker er vanligvis åpne og vannførende. Slike sprekker finnes for eksempel som overflateparallel oppsprekking i foten av høye dalsider ("dalsidesprekker") og oppstår også i områder utsatt for rifting og i forbindelse med avlastningssprekker etter ismelting, Rohr-Torp (1994). I de områdene hvor isen hadde størst tykkelse, og hvor det i dag er størst landheving, er det også størst sjanse for tensjonssprekker. Ved en undersøkelse av brønnkapasiteten i fem forskjellige områder i Sør-Norge, viste det seg at de høyeste brønnkapasitetene ble registrert i øst, og i de områdene som ligger nærmest Botniabukta der iskappa var som tykke, Rohr-Torp (1994). Av dette følger det at det er forventet mindre vann i bergmasser i kystområdene og vest i Norge sammenlignet med i øst. I følge Gudmundsson m.fl. (2002), forplanter tensjons sprekker seg fra overflaten og nedover i bergmassen, opptil et par hundre meter.

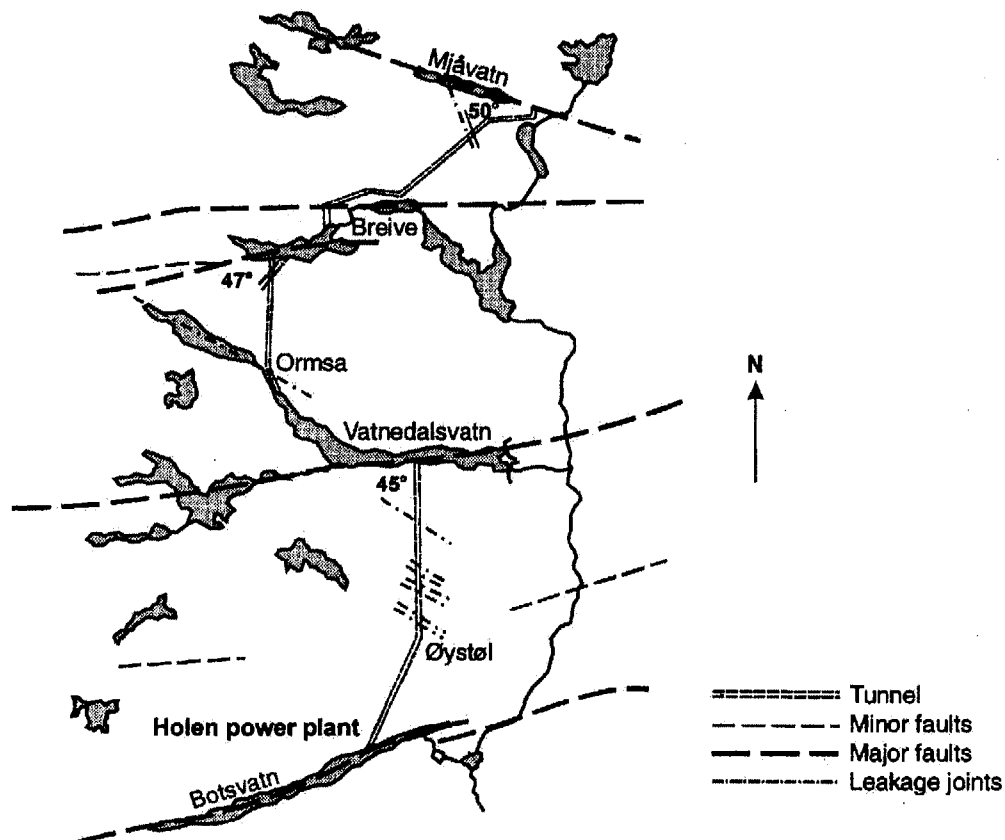
2.4 Forkastninger

Det er spenningene i bergmassen som danner forkastninger og knusningssoner, og det er ofte i tilknytning til disse de største vannlekkasjene i underjordsanlegg er påtruffet. Spesielt skjær- og ekstensjonsforkastninger er knyttet til store vannlekkasjer. Skjærsoner oppstår oftest i en vinkel på 30° til 45° i forhold til største hovedspenning, McClay, (1987).

I 1981 publiserte Selmer-Olsen en teori basert på antagelsene om at tektoniske spenninger av relativt sen geologisk alder er de drivende kreftene for dannelsen av vannførende sprekker i dype tunneler. Han studerte 11 kraftverkstunneler i Midt- og Sør-Norge alle med overdekning

over 100 m og store vannlekkasjer (fra 1 l/s to 100 l/s). Ut fra studiene fant han følgende sammenhenger og fellestrekk for store lekkasjer:

- 85% av sprekkene hadde fall større enn 70°
- Vinkelen mellom vannførende sprekker og nærliggende regionale forkastninger var $45^\circ \pm 15^\circ$ (se figur 2)
- Kontinuerlige sprekker og sprekk-/knusningssoner ga store vannlekkasjer
- Målt vanntrykk tilsvarte ofte bergoverdekningen
- Størst lekkasjer ble observert i sterke og stive bergarter med moderat til liten oppsprekking
- Størst vannlekkasje ble registrert i kanaler på sprekker med kalkholdige fyllinger

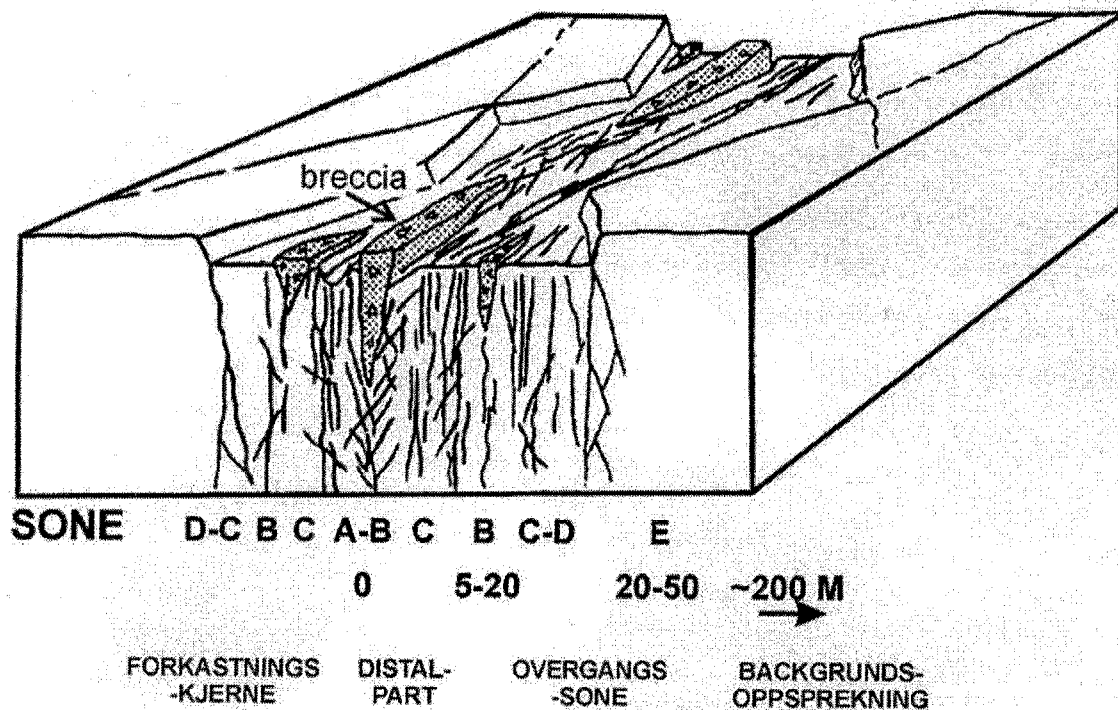


Figur 2: Regionale skjær forkastninger og vannførende sprekker ved Otravannkraftanlegg, fra Selmer-Olsen (1981).

De fleste punktene i lista ovenfor er i dag velkjente og aksepterte blant ingeniørgeologer, og de samme erfaringene er gjort i mange andre tunneler. Sammenhengen mellom vannførende sprekkers retning i forhold til hovedforkastningsretning er imidlertid ikke godt kjent, og er en teori som ikke er akseptert til fulle. Nyere forskning, Khang m.fl. (2004) viser at vinkelen mellom markerte kontinuerlige sprekker og kortere sprekker kan ha stor betydning for bergmassens evne til å lede vann. Dette er interessant og bør undersøkes næyere for å øke forståelsen for vannlekkasjer i berg.

I 2000 publiserte Braathen og Gabrielsen en sprekkemodell som er basert på at en typisk forkastningssone er oppbygd av 5 ulike soner (A til E), se figur 3. Forkastningsskjernen består av sone A og B, og er vanligvis fra noen få cm til 20 m bred. Sonene C og D er kalt distaldelen og er mellom 5 og 50 m bred. C-sona består av lange parallelle sprekker, mens D-

sona vanligvis har to sprekkesett som skjærer hverandre med en vinkel på 60°. E-sona er en overgangssone som kan være opptil 200 m bred. Utenfor E-sona er oppsprekningen ikke påvirket av forkastningen. I følge Braathen og Gabrielsen (2000), er det C-sona med lange parallelle sprekker som potensielt vil gi mest vannlekkasjer i for eksempel en tunnel. God overensstemmelse med dette ble funnet da modellen ble testet opp mot resultater fra Oslofjordtunnelen, Braathen m.fl. (2003), og i en borebrønn ved Folvåg i Askvoll kommune i Sogn og Fjordane, Elvebakk m.fl., (2002).



Figur 3: Typisk oppbygging av en stor forkastning, fra Braathen og Gabrielsen (2000).

2.5 Overdekning

Studier utført av Cesano m.fl. (2000) av Bolmen tunnelen i Sør-Sverige, har vist at store vannlekkasjer ofte har sammenheng med forhold vedrørende overdekningen, så som topografi, tykkelse av bergoverdekning, løsmassetykkelse og tilgang på overflate vann. Bergmassen i seg selv har vanligvis meget begrenset permeabilitet, og sprekkene fungerer som drenerings kanaler i bergmassen. Store løsmassetykkelser kombinert med god kommunikasjon mellom løsmasser og berg, fører til store grunnvannspotensial. De nevnte egenskapene er typiske i daler og depresjoner hvor bergmassen gjerne er oppsprukket og derfor fungerer som dreneringsområde for store vannmengder.

3. PROGNOSE FOR VANNLEKKASJER

3.1 Hvordan blir prognoser for vannlekkasjer utarbeidet i Norge, og hva er svakhetene?

I Norge baseres prognoser for vannlekkasjer vanligvis på kunnskap om bergartstyper, forkastninger, svakhetssoner og på tilgjengelig informasjon fra nærliggende undergrunnsanlegg. For å danne seg et bilde av de geologiske forholdene utføres det tradisjonelt et begrenset undersøkelsesprogram. De vanligste undersøkelsesmetodene er

geologisk feltkartlegging, refraksjonsseismikk i kritiske områder (begrenset) og kjerneboring inkludert Lugeon målinger (begrenset).

Som oftest blir ikke prognosene gitt som tallverdier, til det er prognosene for usikre. Forventede vannlekkasjer blir heller beskrevet med ord, og i enkelte tilfeller blir det angitt et forventet intervall for hvor mye vannlekkasjer som kan forventes. Etter de store lekkasjeproblerne i Romeriksporten blir det lagt stor vekt på å undersøke sårbarheten for grunnvannssetninger og skade på naturmiljø. Basert på resultater fra sårbarhetsvurderingen det blir det satt grenser for hvor mye vannlekkasjer som maksimalt kan tillates i de enkelte tunnelstrekninger. I kalkylene må det også estimeres hvor stor innsats med forinjeksjon som blir nødvendig for å oppnå tilstrekkelig tetthet.

Det finnes eksempler på at analytiske beregninger er brukt for å regne på hvor store innlekkasjer en kan forvente i undergrunnsanlegg. I Norge er formelverket som er beskrevet av Tokheim og Janbu (1984) mest brukt.

Numerisk modellering er også et mulig alternativ for å estimere vannlekkasjer i undergrunnsanlegg, men i Norge er numerisk modellering sjelden brukt i forbindelse med vannlekkasjer. For tunnelene som er med i dette prosjektet er det utført numeriske modelleringer av vannlekkasjer for Romeriksporten, Kitterød m.fl. (1998) og Lunner tunnelen, Cuisiat m.fl. (2003). Disse beregningene ble imidlertid begge utført i etterkant av at store vannlekkasjer var påtruffet i tunnelene. Det er valgt å ikke fokusere på numerisk modellering i doktorgradsarbeidet, da det er ansett viktigere å forbedre forståelsen av de geologiske faktorenes betydning for vannlekkasjer.

Den "norske framgangsmåten" som er beskrevet over, har flere svakheter:

- Begrenset kunnskap om hvilke geologiske faktorer som har betydning for vannlekkasjer, hvordan disse faktorene innvirker og hvordan de skal innhentes og brukes på best mulig måte med tanke på prognoser for vannlekkasjer.
- Høye undersøkelses kostnader begrenser hvor mye undersøkelser som kan utføres, dermed blir optimalisering av undersøkelser er derfor ekstra viktig.
- Usikkerhet i tolkningene av undersøkelsene.

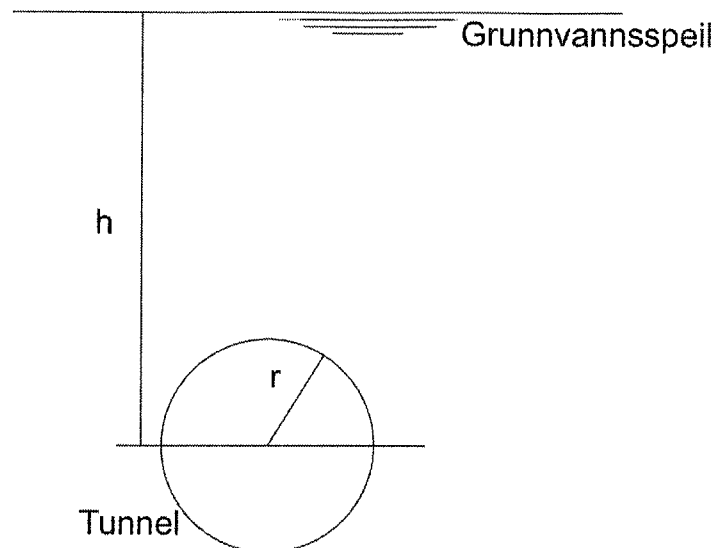
3.2 Alternative tilnærminger for estimering av forventet vannlekkasjer

Estimering av forventet vannlekkasjer er tidkrevende og vanskelig. Det finnes i prinsippet tre alternative tilnæringsmåter (i tillegg til numerisk modellering): analytisk, semi empirisk og empirisk.

3.2.1 Analytiske beregninger

Ved analytiske beregninger brukes teoretisk utleda formler for å regne ut forventet vannlekkasje i for eksempel en tunnel med gitt diameter og høyde på vanntrykket som illustrert i figur 4.

En rekke forutsetninger må være innfridd for at beregningene kan gi tilnærma riktig svar. Det antas at bergmassen er isotrop og homogen, og dette er i de aller fleste tilfeller ikke tilfelle. I alle formlene inngår den hydrauliske konduktiviteten, k . Det er derfor nødvendig å foreta et tilstrekkelig antall Lugeon målinger for å kunne gi en mest mulig riktig verdi i beregningene.



Figur 4: Sirkulær tunnel i en tenkt uendelig bergmasse med horisontalt grunnvannsspeil.

Det har foregått en kontinuerlig utvikling av formelverket siden de første formlene ble publisert av Goodman m.fl. i 1965.

Fra 1984 har vi som tidligere nevnt Tokheim og Janbu's formel:

$$Q = \frac{2\pi \cdot K \cdot L \cdot p}{\mu_w \cdot G} \quad (2)$$

Der Q = innlekkasje i tunnel (m^3/s)
 K = spesifikk permeabilitet (m^2)
 L = lengde av tunnelen
 P = Potensial (aktiv høyde av vann) (Pa)
 μ_w = dynamisk viskositet av vannet ($\text{kg}/(\text{ms})$)
 G = Geometri faktor

Et nyere norsk bidrag er Karlsrud (2001) sin formel:

$$Q = 2\pi k \left(\frac{h}{\ln\left(\frac{2h}{r}\right) - 1} \right) \quad (3)$$

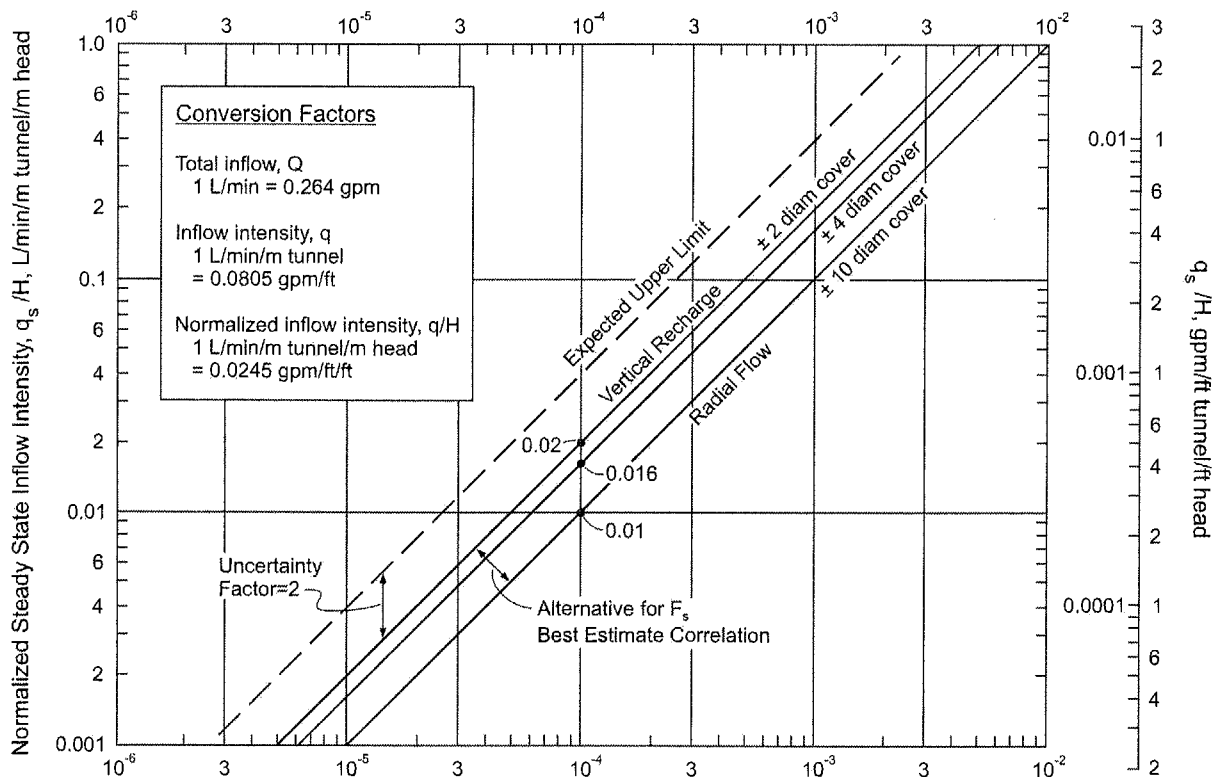
For en grundigere gjennomgang av utviklingen innen analytiske beregninger kan artikkelen av El Tani (2003) anbefales.

3.2.2. Semi-empirisk tilnærming

Ved en semi-empirisk tilnærming brukes erfaringene fra flere undergrunnsanlegg på en systematisk måte. Det vil si at påviste sammenhenger blir satt inn i et system, gjerne i en graf eller lignende. Resultater funnet ved hjelp av semi-empirisk tilnærming blir ofte kombinert og sammenlignet med analytiske beregninger.

Heuer (1995) beskriver en semi-empirisk metode for estimering av vannlekkasjer basert på resultater fra Lugeon målinger fra to tunneler i Milwaukee, USA. Han konstruerte en graf ved

å korrelere målte innlekkasjer i tunnelen med resultater fra Lugeon målinger gitt som hydraulisk konduktivitet, k (cm/sek), se figur 5. Ved hjelp av denne grafen kan forventet innlekkasje estimeres ut fra resultater fra Lugeon målinger. Resultatet blir gitt som forventet innlekkasje i løpet av byggeperioden. Han skiller mellom vertikal lekkasje og radiell lekkasje. Vertikal lekkasje betyr at tunnelen ligger nær en stor grunnvannskilde (vann eller permeable løsmasser). Ved radiell lekkasje er avstanden stor til en grunnvannskilde, ved en avstand på mer enn 10 tunneldiametre mener Heuer at vertikal lekkasje og radiell lekkasje er omtrent lik.



Equivalent Rock Mass Permeability, k_e , cm/sec, interpreted from Borehole Packer Water Pressure Tests

Figur 5: Grafen viser sammenhengen mellom hydraulisk konduktivitet (fra Lugeon målinger) og forventet innlekkasjer (l/min/m tunnel/m vannhøyde), fra Heuer (1995).

Et ankepunkt ved Heuer's metode er også at grafen er bygget på kun to tunneler drevet i dolomitt, men i følge Heuer er grafen også testet på data fra tunneler drevet i vulkanske, metamorfe og andre sedimentære bergarter.

Et problem med Heuer's metode er å vite hvor mange Lugeon målinger som er nødvendig for å få et riktig bilde av hvordan den hydrauliske konduktiviteten varierer. Heuer påpeker at den estimerte innlekkasjen ikke er eksakt, men vil variere fra halvparten til det dobbelte av estimert verdi. Heuer's metode gir omtrent 1/8 av forventet innlekkasje i forhold til hva Goodman's formel vil gi under like forutsetninger.

Det finnes mange semi-empiriske tilnærminger. I denne sammenheng kan ikke alle nevnes, men felles for de fleste er at de tar utgangspunkt i at hydraulisk konduktivitet blir målt ved Lugeon-målinger. Raymer påpekte i 2001 at det er nærmest umulig å få frem den reelle spredningen av den hydrauliske konduktiviteten ved hjelp av Lugen målinger. Dette kommer av at det er praktisk vanskelig å måle lavere verdier enn 1×10^{-8} m/s og høyere verdier enn 10^{-2} m/s. I følge Raymer kan dette løses ved å plote resultatene fra Lugeon målingene i en log-normal graf. Ved hjelp av denne grafen kan de høyeste og laveste verdiene estimeres ut fra

fordelingen av de resterende målingene. Dersom de høyeste verdiene av hydraulisk konduktivitet ikke tas hensyn til vil resultatet bli en underestimert av forventet innlekkasje.

3.2.3 Empirisk tilnærming

Empirisk tilnærming er det mest vanlige i Norge. Her baseres antagelsene om forventet innlekkasje på tidligere erfaringer i tilnærma lik geologi. Problemet er at de geologiske forholdene aldri er helt identiske i to forskjellige geografiske områder.

Et eksempel på en empirisk tilnærming er gitt ved Küver (2000), som definerer fire ulike bergartstyper (A, B, C og D) basert på sprekke åpning, hydraulisk konduktivitet og sprekkebelegg/-fylling. Erfaringer fra injeksjon i Norge de siste 30 åra er tatt med i denne inndeling.

Tabell 1: Typiske egenskaper for bergartstype A, B, C og D, fra Klüver (2000)

Bergarts-type	Sprekke åpning	Sprekkebelegg / sprekkefylling	Hydraulisk konduktivitet	Typisk bergarter
A	Åpne sprekker	Ingen eller lite sprekke belegg	Høy	Sandstein, kvartsitt, syenitt og granitt
B	Delvis åpne sprekker, ofte kanal dannelse	Delvis fylt (leire, silt og bergartsfragment)	Medium til høy	Prekambrisk gneis og lignende metamorfe bergarter
C	Kun små kanaler på tynne sprekker	Høy grad av sprekkefylling	Lav	Metamorfe bergarter som leirskifer, fyllitt, glimmer- og grønskifer
D	Ekstremt åpen oppsprekking / åpne rom	Ikke eller lite sprekke belegg	Ekstremt høy	Bergarter påvirket av tektoniske påkjenninger eller karstdannelse

Mange av sammenhengene nevnt under kapittel 2 er relativt godt kjent for de som planlegger undergrunnsanlegg, og fungerer som et godt empirisk grunnlag ved vurdering og utarbeidelse av prognoser. Likevel er det viktig å være klar over at en empirisk tilnærming alltid vil være avhengig av personene som utfører arbeidet. Et problem er at overføring av kunnskap fra erfarne til mindre erfarne ingeniørgeologer som oftest ikke blir gjort systematisk, mye viktig erfaring og kunnskap blir aldri skikkelig rapportert, og er derfor i praksis lite tilgjengelig.

3.3 Betydningen av hydraulisk heterogenitet for utarbeiding av prognoser

Et geologisk område er ikke homogent så lenge de hydrauliske egenskapene i bergmassen varierer fra en plass til en annen. Jo høyere grad av heterogenitet (uensartethet) jo større variasjon er det i den hydrauliske konduktiviteten, og dermed vanskeligere å lage prognoser for vannlekkasjer, Cesano m.fl. (2003). Basert på denne nokså generelle uttalelse har Cesano m.fl. utarbeidet en tilnærming for å kvantifisere graden av uensartethet av et sprekkenettverk.

Teorien bygger på at vannets bevegelser i bergmassen styres i stor grad av de samme sprekkeparametrene som de mekaniske egenskapene til bergmassen, dvs. sprekkeorientering, sprekkeavstand, sprekkelengde, sprekkeåpning, sprekkeruhet og mineralfylling. I korte trekk viser beregningene at det er en sammenheng mellom stor grad av variasjon i sprekkenettverket og store vannlekkasjer. Det vil føre for langt å beskrive fremgangsmåten som er beskrevet i Cesano m.fl. (2003), men teorien virker lovende og interessant da beregningene bygger på vanlige bergmasse parametere som blir registrert ved en grundig geologisk felt kartlegging.

4. OVERSIKT OVER AKTUELLE UNDERSØKELSESMETODER

MST-prosjektet gjorde det mulig å prøve ut en del undersøkelser som tidligere har vært lite brukt ved tunnelprosjekt i Norge. Hovedfokus har hele tiden vært å finne ut mest mulig om bergmassens hydrauliske egenskaper, for lettere å komme med en prognose for hvor store vannlekkasjer som kan forventes i en fremtidig tunnel.

De tradisjonelle undersøkelsene som nesten alltid blir brukt er innsamling av eksisterende grunnlagsmateriale, studier av flyfoto, feltkartlegging, refraksjonsseismikk, kjerneboring med Lugeon-målinger. Disse undersøkelsene er velkjente for de fleste og er derfor ikke beskrevet her.

De mindre vanlige undersøkelsene som er blitt prøvd ut er opplistet i tabell 2 med korte forklarende kommentarer.

Mer detaljert beskrivelse av disse "mindre benyttede" metodene og undersøkelsene finnes i flere av rapportene fra MST delprosjekt A (forundersøkelser) og i sluttrapporten fra del A, Rønning (2003).

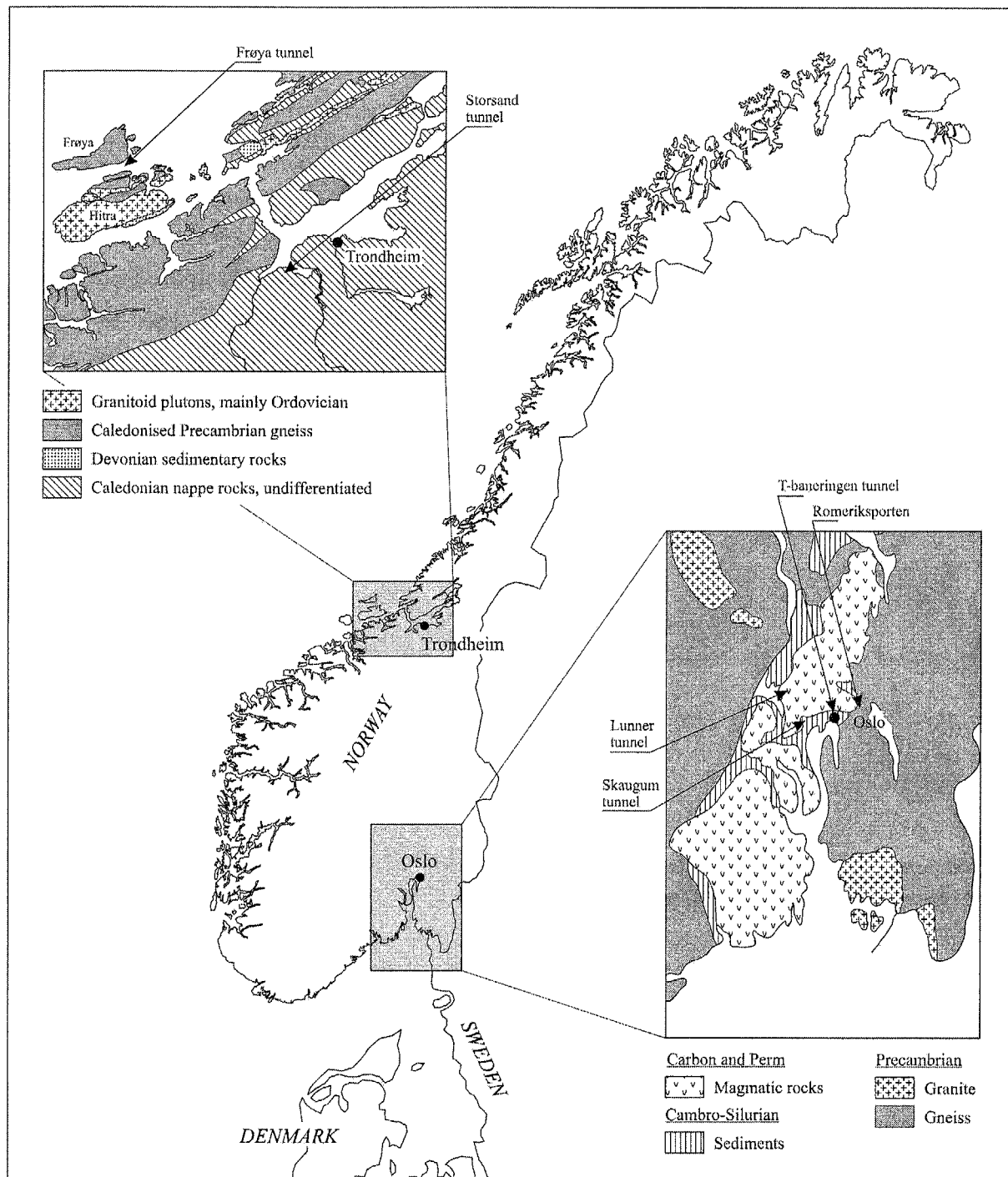
Tabell 2: Oversikt over lite brukte undersøkelser som er prøvd i forbindelse med MST.

Undersøkelse	Forklarende kommentar
Helikopter målinger -Magnetisk -Radiometrisk -Ektromagnetisk (EM) -VLF	Anomaliene kan indikere forkastninger, sprekkesoner og vannførende soner. Lavmagnetiske soner indikerer svakhetssoner (omvandling til leire), Olesen (2004). VLF ("very low frequency") elektromagnetiske målinger
Elektriske metoder -2D resistivitet -Indusert polarisasjon (IP)	Rekkevidde mot dypet opp mot 120 m, men størst oppløsning ned til 60 m. Måler den elektriske motstand i bergmassen (ohmm). Lav motstand kan indikere oppsprukket og vannførende berg, leirholdig svakhetssone eller elektrisk ledende mineraler. IP-målinger måler bergets evne til å lagre elektrisitet. Høyt innhold av ledende mineraler eller leirrike soner vil gi høy IP-effekt, Veslegard (1987).
VLF-målinger	Elektromagnetisk metode som gir anomalier på økt elektrisk ledningsevne som skyldes mineralisering eller større vanninnbrudd i oppsprukket berg.
Magnetometri	Måler det magnetiske totalfeltet (nanoTesla) Store sprekkesoner vil komme frem som lavmagnetiske soner.
Geofysiske målinger i borehull -Temperatur, ledningsevne og naturlig gammastråling -Optisk televiewer (OPTV) -Resistivitet Hydraulisk testing av borehullet	Diameter på borehullet er 145 mm (slagboring). Temperatur og ledningsevne av vannet kan gi indikasjoner på innstrømmende vann. Naturlig gammastråling i bergmassen gir informasjon om mineralogiske forandringer i borehullet. OPTV gjør et kontinuerlig opptak av den innvendige borehullsveggen og kan se sprekker med en åpning ned til 0,5 mm. Resistivitetsmåling kan gi informasjon om sprekker og svakhetssoner. Ved hjelp av en senkbar pumpe og en strømningsmåler kan vanninnslag langs borehullet kvantifiseres, og den totale brønncapitet beregnes.

5. FORELØPIGE RESULTATER FRA DR.ING.-PROSJEKTET

5.1 Valg av tunneler for detaljert analyse

De 6 tunnelene som er inkludert i doktorgradsstudiene ligger i varierende geologi, og kan sies å representere typiske forhold for tunneldriving i Norge. Geografisk er tunnelene fordelt på to områder, rundt Oslo og Sørvest for Trondheim, se figur 6.



Figur 6: Geografisk plassering av de 6 tunnelene som er inkludert i doktorgradsprosjektet. Forenklet geologi i de to aktuelle områda er også presentert.

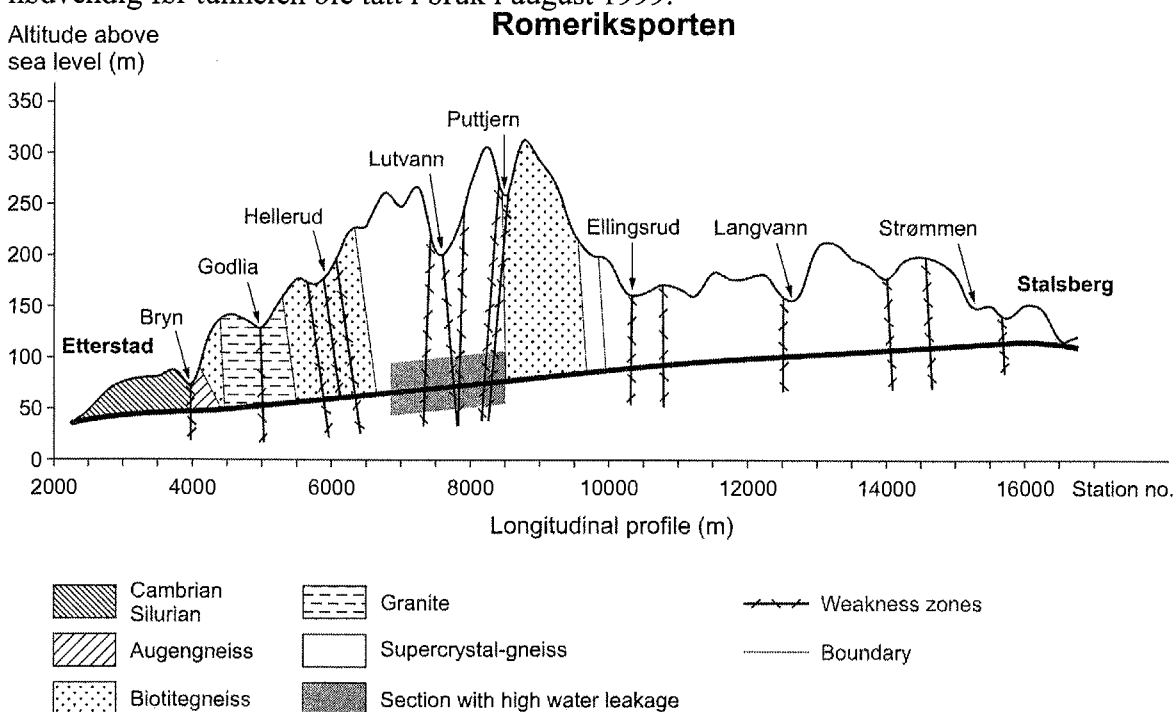
Fire av tunnelene var inkludert i forskningsprosjektet "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler"; T-baneringen-, Lunner-, Skaugum- og Storsand-tunnelen. For disse fire tunnelene er det i tillegg til "vanlige undersøkelser" utført en del undersøkelser som ikke er spesielt vanlige for norske tunneler. Det er derfor et stort og interessant datagrunnlag som er tilgjengelig. De to andre tunnelene som er inkludert i analysen er Frøyatunnelen og Romeriksporten. Disse er valgt fordi de er spesielt relevante i forhold til å studere vannlekkasjer og strukturgeologi. Romeriksporten er særlig interessant på grunn av store vannlekkasjer som dessverre forårsaket betydelige kostnadsoverskridelser og problemer for omgivelsene.

5.2 Presentasjon av de 6 tunnelene

Som del av doktorgradsarbeidet er det for de 6 utvalgte tunnelene foretatt en grundig gjennomgang av geologiske forhold, utførte undersøkelser, undersøkelsesresultater og registrerte forhold under driving med hovedvekt på bergmassekvalitet og vannlekkasjer. For å belyse hovedproblemstillingen vedrørende vannlekkasjer er det i denne artikkelen valgt å presentere et profil for hver tunnel, med spesiell vekt på svakhetssoner og områder med vannlekkasjer.

5.2.1 Romeriksporten

Romeriksporten er en 13,8 km lang jernbanetunnel mellom Etterstad i Oslo og Stalsberg ved Lillestrøm, se figur 7. Tunneldrivingen startet sommeren 1994 og siste gjennomslag var september 1997. To tverrslag ble brukt under drivingen av tunnelen på vel 110 m², et ved Starveien og et ved Etterstad. Overdekningen varierer mellom 10 og 250 m. På deler av strekningen mellom de to tverrslagene ble det påtruffet store vannlekkasjer, og til tross for forinjeksjon ble grunnvannsstanden senket. Resultatet ble setninger og skader på boliger i tillegg til delvis drenering av Nordre Puttjern. En stor innsats med etterinjeksjon ble nødvendig før tunnelen ble tatt i bruk i august 1999.



Figur 7: Forenklet geologisk profil med svakhetssoner og vannlekkasjeområder markert, basert på tegning fra Beitnes (2002)

Den sørlige delen av Romeriksporten går gjennom sedimentære bergarter hovedsakelig leir- og kalkskifer fra Kambrosilur. Fra Bryn og nordøstover ble tunnelen drevet i Prekambriske gneiser og noe granitt. Forenklet geologi er lagt inn på profilet i figur 7.

Svakhetssoner er tegnet opp som de ble påtruffet i tunnelen. Området med størst vannlekkasjer mellom profil nr. 6.870 og 8.500 er markert. Innlekkasjen på en sonderingsomgang (6 stk. sonderhull) var inntil 1000 l/min, og 100-200 l/min i enkelt hull var vanlig. Vanntrykket i Lutvannssonen ble målt til 12-13 bar, og det tyder på svært åpne sprekker med kontakt opp til Lutvann. I svakhetssonene i lekkasjeområdet varierte Q-verdien fra 0,1 til 4, og det ble til sammen utført ca. 200 m full utstøpning under Lutvann og Puttjern.

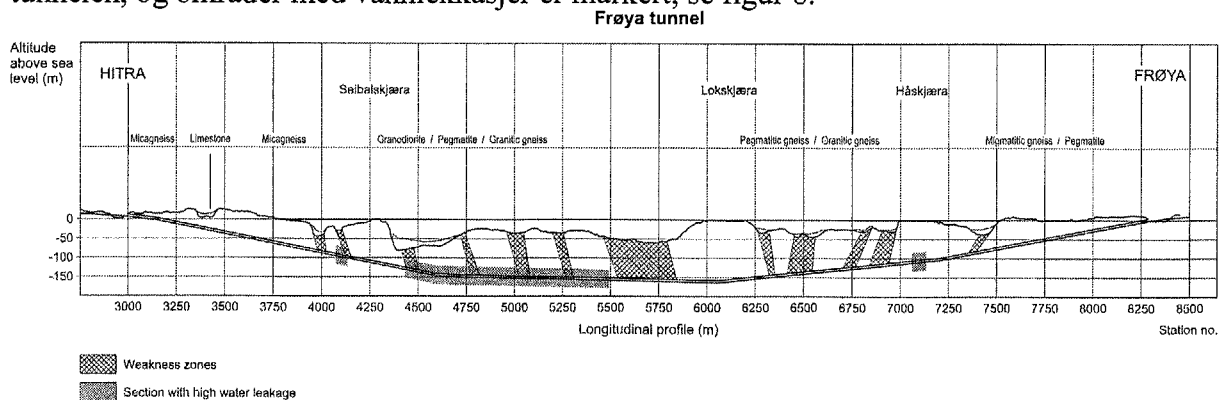
Undersøkelser før driving av Romeriksporten var gjennomgang av grunnlagsmateriale, feltkartlegging, kjerneboring i forbindelse med Bryn-sona og geotekniske undersøkelser for å finne løsmasse tykkelser (Hellerud, Godlia, Bryn). I tillegg ble det utført to refraksjonsseismikkprofil ved Lutvann og Puttjern under driveperioden (juli 1996).

5.2.2 Frøyatunnelen

Frøyatunnelen er en 5,3 km lang undersjøisk vegtunnel mellom øyene Hitra og Frøya vest for Trondheim. Tunnelen som ble åpnet for trafikk i juni 2000 har to felt og et tverrsnitt på 50 m². Tunnelen er drevet i et område som har vært utsatt for strukturgeologisk aktivitet i Devon og så sent som i Tertiær. Hovedforkastningen i området er Tarva forkastningen som kan følges mer enn 150 km mot Øst-Nordøst på fastlandet. Ved påhugga dominerer metamorfe bergarter av prekambrisk alder, og noen bånd av kalk/marmor er registrert. Bergartene under Frøyafjorden er hovedsakelig varianter av gneis.

På grunn av utfordrende geologiske forhold ble det utført mye forundersøkelser og studier sammenlignet med andre undersjøiske tunneler. Totalt 10,5 km med refraksjonsseismikk, 13 kjerneborehull (103 m fra boreskip). I tillegg ble det utført grundige strukturgeologiske studier, Braathen (1996), og to såkalte "ekspertgrupper" evaluerte gjennomførbarhet og anbefalte drive- og sikringsmetoder, Nåsund m.fl. (1996); Nilsen m.fl. (1997).

Under havnivå ble det utført systematisk sonderboring, og det ble påtruffet en del vann, spesielt i forbindelse med enkelte svakhetssoner rundt profil nr. 4110 og mellom profil nr. 4521 og 4665. Ved profil nr. 4535 ble det registrert over 2000 l/min på en sonderboringsrunde (6 stk 30 m lange hull). Det ble påtruffet mange svakhetssoner med tildels eksepsjonelt dårlig bergmassekvalitet, (Q-verdi < 0,01). På profilet vises hvordan svakhetssonene ble påtruffet i tunnelen, og områder med vannlekkasjer er markert, se figur 8.



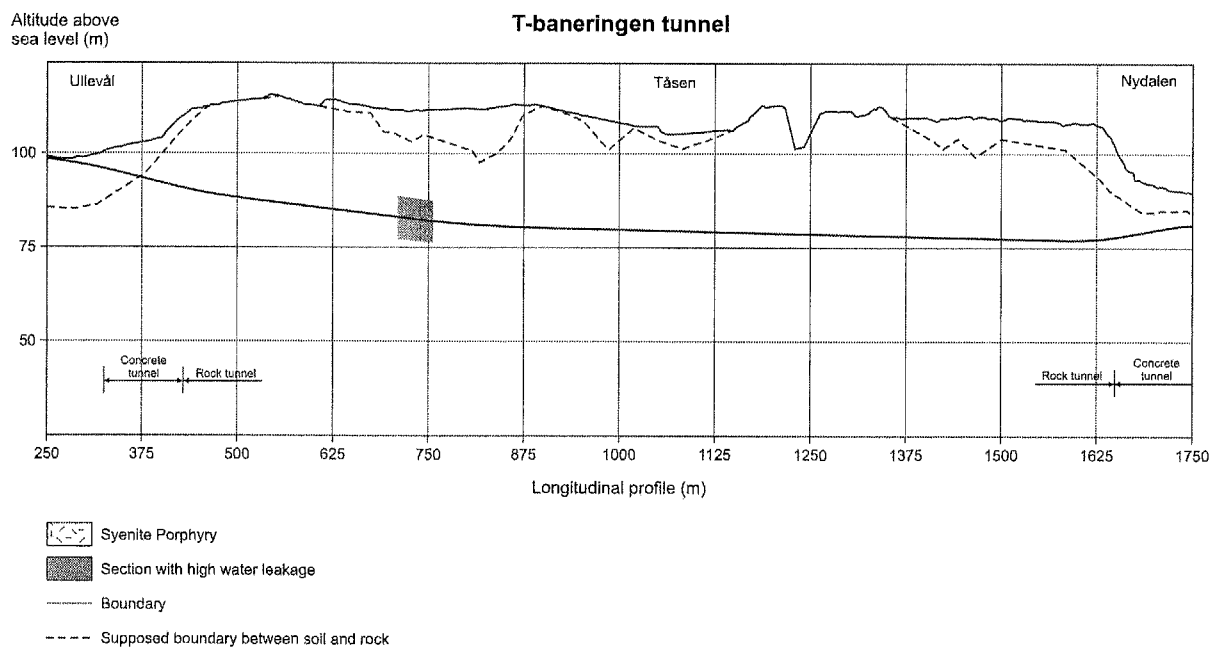
Figur 8: Forenklet geologisk profil med svakhetssoner og vannlekkasjeområder markert, basert på tegning fra Lien m.fl. (2000).

5.2.3 T-baneringen tunnel, etappe 1 (Ullevål – Nydalen)

T-baneringen tunnel, etappe 1, går mellom Ullevål og Nydalen, og er en del av den nye T-baneringen som binder sammen østre og vestre del av T-bane nettet i Oslo. Tunneldrivingen var ferdig januar 2002.

T-baneringen ligger i Oslo feltet, og bergartene består av leirskifer, knollekalk og kalkstein fra Ordovicium. Sedimenta er gjennomskåret av permisk gangbergarter, med bredde fra en desimeter til flere meter. Berg overdekningen varierer mellom 5 og 29 m. Området over tunnelen er tett bebygd, og det ble derfor satt strenge krav til innlekkasje, fra 7 til 14 l/min pr. 100 m. Sporadisk forinjeksjon ble testet (profil 440-616), men erfaringene var ikke positive og det ble bestemt å gå over til kontinuerlig injeksjon i resten av tunnelen.

Mellom profil nr. 710 og 750 ble det påtruffet store vannlekkasjer i forbindelse med en syenittporfyr gang. Det viste seg å være vanskeligere enn antatt å få tetta syenittporfyrgangen, på grunn av ekstremt til veldig dårlig bergmassekvalitet kombinert med store vannlekkasjer. På en sonderboringsrunde ble det registret 1440 l/min. Utenom denne vanskelige sonen var det kun moderate vannlekkasjer. Figur 9 viser et profil med inntegnede svakhetssoner og området med store vannlekkasjer.



Figur 9: Forenklet geologisk profil med svakhetssoner og vannlekkasjeområder markert.

Ved T-baneringen ble det utført refraksjonsseismikk, 5 kjerneborehull m/Lugeon målinger og geotekniske undersøkelser for å finne løsmasse tykkelser. Mye informasjon om geologiske forhold og vannlekkasjer ble også hentet inn fra Tåsen tunnelen som var ferdig drevet og ligger like nord for T-baneringen. Forskningsprosjektet MST utførte studier av geologiske strukturer ved hjelp av digitale høyde data, og i tillegg ble injeksjonen på T-baneringen tett oppfulgt i driveperioden, Løset og Kveldsvik (2003).

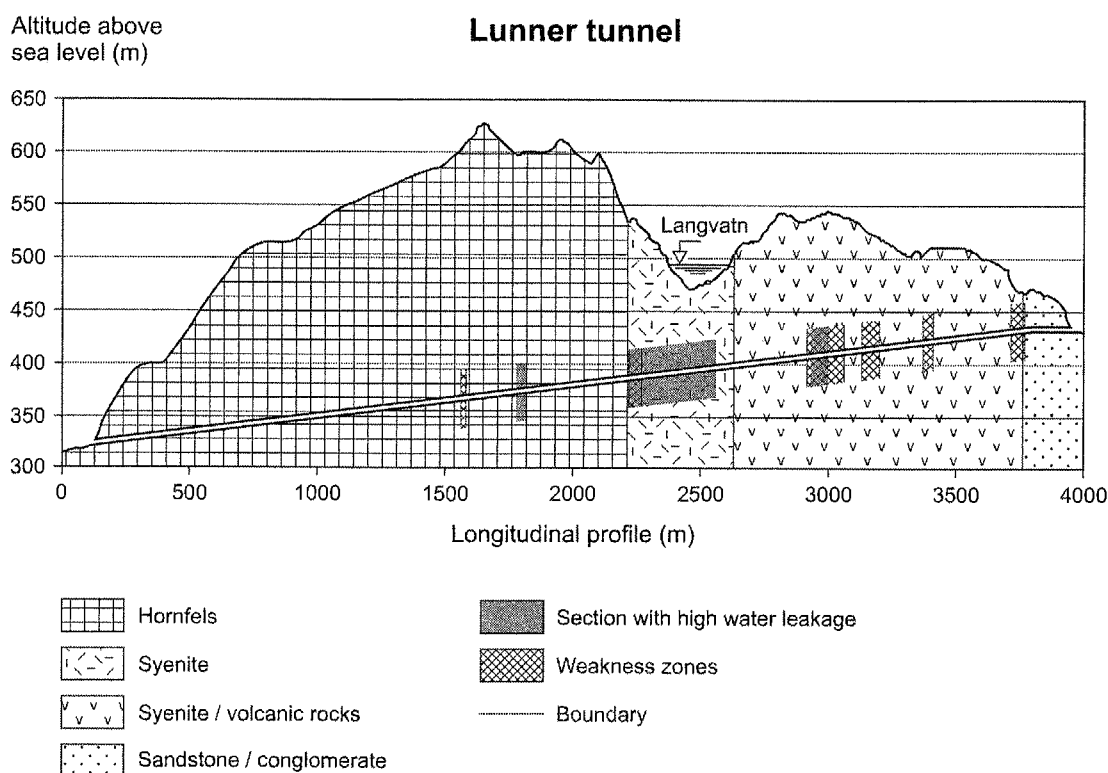
5.2.4 Lunnertunnelen

Lunnertunnelen ligger ca. 40 km nord for Oslo, og er en del av den nye Riksveg 35 mellom Lunner og Gardermoen flyplass. Tunnelen har et tverrsnitt på 62 m² og er 3,8 km lang. Tunneldrivingen var ferdig i oktober 2002. Overdekningen varierer mellom 20 og 230 m.

Lunner tunnelen ligger i Oslo feltet, og er geologisk sett delt i to hoveddeler; i vest dominerer Hadeland sedimentære sekvens (Kambrosilur) og i øst ligger Nordmarka dybbergarter og vulkanske bergarter (sen Karbon og Perm). Bergartene langs tunnelen kan deles i fire bergarter fra Vest til Øst: hornfels, syenitt, vulkanske bergarter og sandstein/konglomerat. I tillegg finnes det noen gangbergarter (syenitt porfyr) fra Perm, spesielt i hornfels området.

Lunnertunnelen ble grundig undersøkt, både med tradisjonelle undersøkelser og mindre vanlige undersøkelser, sistnevnte ble gjennomført i regi av MST (en oppsummering av undersøkelsene er gitt i Holmøy (2002)).

Langs strekningen med hornfels var det lite vannlekkasjer, bortsett fra mellom profil nr. 1780 og 1820. I overgangen mellom hornfels og syenitt og et stykke under Langvatn (profil nr. 2220-2561) ble det derimot påtruffet store vannlekkasjer. Ved profil nr. 2220, ble det registrert 2500 l/min på en injeksjonsomgang (25 hull med 24 m's lengde). Svært dårlig bergmassekvalitet mellom profil nr. 2220 og 2270, førte til at forinjeksjonen var krevende. I den østlige delen av tunnelen ble det påtruffet relativt store vannlekkasjer mellom profil nr. 2930 og 3000. Figur 10 viser et profil med inntegnede svakhetssoner og områder med stor vannlekkasje.



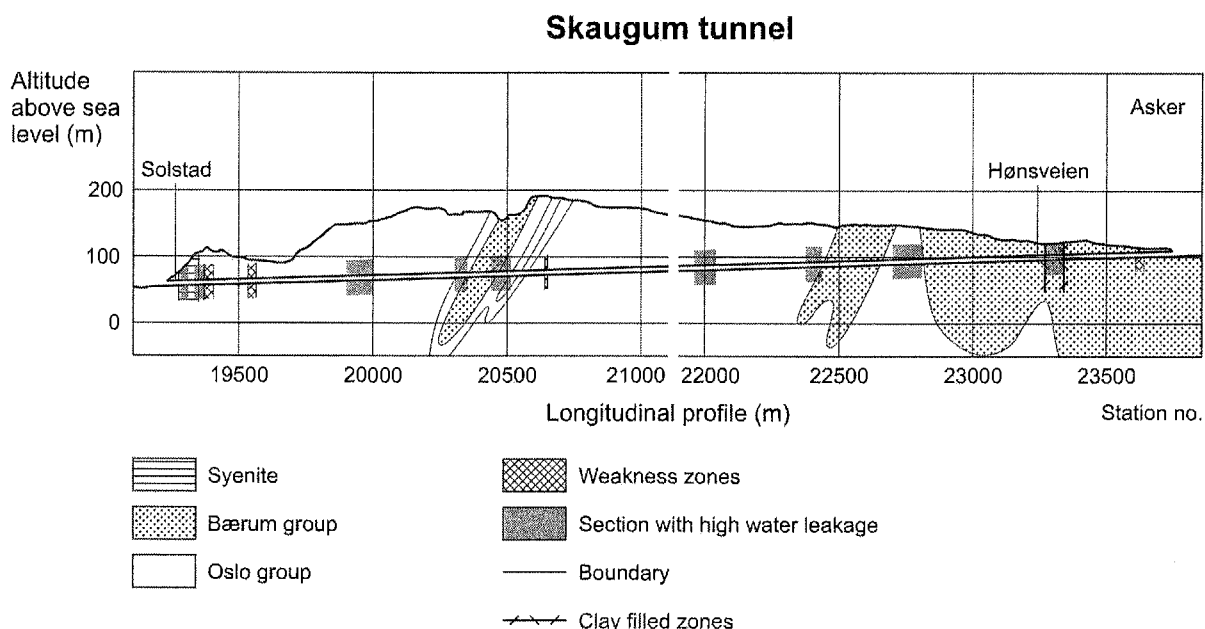
Figur 10: Forenklet geologisk profil med svakhetssoner og vannlekkasjeområder markert.

5.2.5 Skaugumtunnelen

Skaugumtunnelen er en av to jernbanetunneler mellom Jong og Asker. Den 3,6 km lange tunnelen har et tverrsnitt på 104 m², og hadde gjennomslag i mai 2004. Berg overdekningen varierer mellom 3 og 100 m. Tunnelen går under svært tettbebygde områder, og for å redusere risikoen for setninger av bygninger ble det satt svært strenge innlekkasje kriterier, fra 4 til 16 l/min per 100 m. Det ble utført kontinuerlig forinjeksjon gjennom hele tunnelen.

Tunnelen ligger i Oslo feltet, og bergartene er hovedsakelig leirskifer, kalkstein, og knollekalk fra Ordovicium og Silur, i tillegg er det en del gangbergarter fra Perm. Den østlige delen av tunnelen er dominert av Oslo gruppen mens i vest er Bærum gruppen dominerende. I begge gruppene er det leirskifer og kalkstein, men i Oslo gruppen er kalksteinen noe mer oppsprukket enn i Bærum gruppen.

Det ble utført mye undersøkelser både i regi av byggherre og MST før tunneldrivingen startet. Noen svakhetssoner ble registrert i tunnelen, og det var typisk 2-5 cm leire på sprekker i kjernen på svakhetssonene. Generelt var vannlekkasjene på injeksjonsrundene (48 hull på 24 m) mindre enn 75 l/min, men i enkelte områder var innlekkasjen på injeksjonsrundene større. Disse områdene er markert på profilet i figur 11.



Figur 11: Forenklet geologisk profil med svakhetssoner og vannlekkasjeområder markert. (Asker i vest), modifisert fra Jerbaneverket (2001)

5.2.6 Storsandtunnelen

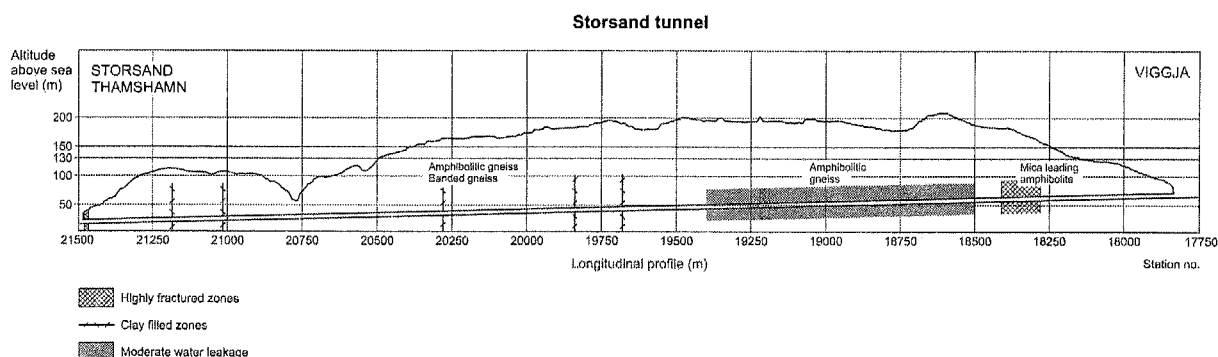
Storsandtunnelen er en av 7 tunneler langs nye E39 mellom Øysand og Thamshavn, sørvest for Trondheim. Tunnelen var ferdig drevet i oktober 2004, og den nye strekningen på E39 ble åpnet for publikum i juli 2005. Bergoverdekningen varierer mellom 5 og 160 m, og området over tunnelen består for det meste av skog, myrer og noe dyrka mark (tre gårdsbruk).

Geologisk ligger denne tunnelen i Trondheimsdekket (skjønne bergarter fra senprekambrisk til kambrisk alder). Bergartene består av vekslende gneiser, som granittisk gneis, båndgneis, granodiorittisk gneis og biotitt førende amfibolitt.

Det ble utført standard forundersøkelser som gjennomgang av grunnlagsmateriale, feltkartlegging, geotekniske undersøkelser (Storsandbekken) og refraksjonsseismikk. I tillegg ble det gjennom forskningsprosjektet MST utført 2D-resistivitets målinger og geofysiske målinger i borehull.

Bergmassekvaliteten var noe varierende, med Q-verdi mellom 1 ("dårlig") og 20 ("god"). Noen få svakhetssoner og soner med oppsprukket berg ble påtruffet.

Det ble registrert kun moderate innlekkasjer i tunnelen under driving. Størst vannlekkasjer ble påtruffet mellom profil nr. 18500 og 19400, opptil 80 l/min på en sonderboringsrunde. Størrelsene av vannlekkasjene i Storsandtunnelen er moderate sammenlignet med de andre tunnelene som er med i studien. Til tross for både for- og etterinjeksjon ble det registrert at en liten bekk hadde fått redusert vannmengde og at et myrområde var blitt noe redusert. Resultatet ble dermed at en bonde fikk en grunnvannsbrønn for å sikre friskt vann til beitedyra sine i tørre sommer måneder. I figur 12 er både svakhetssoner, sprekkesoner og området med moderate vannlekkasjer markert.



Figur 12: Forenklet geologisk profil med svakhetssoner og vannlekkasjeområder markert.

5.3 Planer for videre forskningsarbeid

For tiden jobbes det med utvalgte soner i hver enkelt tunnel, der geologiske parametre blir studert i detalj. En korrelasjonsanalyse for å se om det finnes sammenhenger mellom de geologiske parametrene som er nevnt i kapittel 2 og vannlekkasjer står sentralt. Som del av dette arbeidet vil det også bli utført strukturgeologiske studier med hovedvekt på forkastningsretninger og vannførende sprekkeretninger, for nærmere undersøkelse og analyse av gyldigheten av den tidligere omtalte teorien til Selmer-Olsen (1981).

Selv om det ikke er utført spenningsmålinger ved noen av tunnelene vil det også bli gjort forsøk på å undersøke eventuelle sammenhenger mellom regionale spenningsretninger og vannførende sprekkeretninger.

I tillegg vil det bli lagt vekt på undersøke om vannlekkasjene var forventet eller om de kom overraskende. Nærliggende spørsmål i denne sammenheng vil være: hva kunne vært gjort for å forutsi vannlekkasjene bedre, og hvilke forundersøkelser ville vært best egnet for å avdekke vannlekkasjene.

6. KONKLUSJON

En del arbeid gjenstår fortsatt, og det er derfor for tidlig å fremlegge sikre konklusjoner vedrørende sammenhenger mellom geologiske forhold og store vannlekkasjer. Noe som likevel allerede nå virker ganske klart er at bransjen har et betydelig potensiale i forhold til utnyttelsen av den geologiske informasjonen man kan få ved grundig feltkartlegging og studier av strukturgeologien i det aktuelle området. Mye tyder på at vannlekkasjer i hovedsak kommer i tilknytning til enten en geologisk grense / forkastning (Lunner tunnelen, Skaugum tunnelen, Frøya tunnelen) eller gangbergart (T-baneringen).

Noen av de nye forundersøkellesmetodene har vist lovende resultat med tanke på å avdekke potensielle lekkasjeområder. Spesielt virker 2D-resistivitetsmålinger kombinert med geofysiske målinger i borehull lovende. Men det er her viktig å være klar over de begrensninger som finnes og også ha kjennskap til i hvilke geologiske forhold de forskjellige undersøkelsesmetodene fungerer optimalt.

Svaret på spørsmålet i overskriften er at det nok ikke er mulig å lage eksakte prognoser for vannlekkasjer i nye undergrunnsanlegg, til det er nok bergmassen for variabel, volumet for stort og kostnadsnivået for undersøkelser for høyt. Men, det finnes et forbedringspotensial som ikke er utnyttet per dags dato. På grunnlag av noen enkle retningslinjer basert på kunnskap og erfaringer fra norske tunneler kan det være mulig å lage prognoser som er pålitelige nok til å planlegge en sikker håndtering av vannlekkasjene.

Neste skritt vil være å klassifisere bergmassen på en slik måte at også vanskelighetsgraden med tanke på forinjeksjon kan tas med i betraktningen allerede på planleggingsstadiet, men dette ligger utenfor rammen av doktorgradsarbeidet som her er beskrevet.

7. SLUTTORD

En stor takk rettes til deltakerne i forskningsprosjektet MST som har gjort det mulig for meg å få tilgang på relevant og bra dokumentasjon fra tunnelene. Doktorgradsprosjektet hadde ikke vært mulig å gjennomføre uten god støtte og positive holdninger i hele bransjen. En spesiell takk rettes til Statens vegvesen for økonomisk støtte og godt samarbeid.

8. REFERANSER

Barton N., Bandis, S. and Bakhtar, K. 1985: "Strength, Deformation and Conductivity Coupling of Rock Joints", International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 22, no. 3

Beitnes, A. 2002: "Lessons to be learned from long railway tunnels." Water control in Norwegian tunnelling, Publikasjon nr. 12, Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF), side 51-57

Braathen, A. (1996): "Bruddsoner på Frøya og Nord-Hitra" NGU Rapport 96.023, 15 sider

Braathen A. & Gabrielsen R.H. 2000: "Bruddsoner i fjell – oppbygging og definisjoner." NGU Gråsteinen nr. 7. NGU, Trondheim.

Braathen A, Elvebakk, H., Wissing, B., Rønning, J.S., Storrø, G. og Gabrielsen, R.H. 2003: "Bruddsoner og vanninslag – verifisering av grunnvannsmode ll i tunneler og borehull." Fra: Det "12. seminar om hydrogeologi og miljøgeokjemi" på NGU, 4-5. februar 2003. Sammendrag i NGU Rapport 2003.015. NGU, Trondheim.

Cesano D., Olofsson B. og Bagtzoglou A.C 2000: "Parameters regulating groundwater inflows into hard rock tunnels – a statistical study of the Bolmen tunnel in Southern Sweden." Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 15, nr. 2, side 153-165

Cesano D., Bagtzoglou, A.C og Olofsson, B. 2003: "Quantifying fractured rock hydraulic heterogeneity and groundwater inflow prediction in underground excavations: the heterogeneity index." Tunnelling and underground Space Technology, Vol. 18 (2003) side 19-34

Cuisiat, F. Skurtveit, E og Kveldsvik, V. 2003: "Prediction of leakage into Lunner tunnel base don discrete fracture flow models " Miljø- og samfunnstjenlige tunneler, Rapport nr. 27, 56 sider

El Tani, M. 2003: "Circular tunnel in a semi-infinite aquifer." Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 18 (2003), side 49-55

Elvebakk, E., Rønning, J.S. og Storrø, G., 2002: "Borehullslogging i fjellbrønn, Folvåg, Sunnfjord; en verifisering av lineamentsmodell med hensyn til oppsprekking og vanngiverevne." NGU Rapport 2002.078; og Miljø- og samfunnstjenlige tunneler, Rapport nr. 25. Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling, Oslo.

Freeze, R. A. And Cherry, J. A. 1979, Groundwater, Englewood Cliffs, NJ Prentice Hall, Inc. 553 sider

Goodman, R.E., Moya, D.G, Van Schalkwyk, A, Javandel, I. 1965: "Ground water inflows during tunnel driving." Bull. Ass. Eng. Geologists Vol.2 nr. 1, Januar 1965, side 39-56

Gudmundsson, A., Berg, S.S., Lyslo, K.B. og Skurtveit E. 2001: "Fracture networks and fluid transport in active fault zones." Journal of Structural Geology 23, side 343-353

Gudmundsson, A. Fjeldskaar, I og Gjesdal, O. 2002: "Fracture-generated permeability and groundwater yield in Norway" NGU, Bulletin 439, side 61-77

Heuer, R.E. 1995: "Estimating rock tunnel water inflow." Proceedings – Rapid Excavation and Tunnelling Conference, side 41-66

Holmøy, K.H. 2002: Oppsummering av utførte undersøkelser og prognose for innlekkasje ved Grualiatunnelen" Miljø- og samfunnstjenlige tunneler, Rapport nr. 15. 25 sider

Jerbaneverket, 2001: "Ingeniørgeologisk rapport, Entreprise JA 1, Parsell Solstad – Hønsveien" Dok.nr. USA 72-6-R-001613 Rev. 01 B, 46 sider

Karlsrud, K. 2001: "Control of water leakage when tunnelling under urban areas in the Oslo region." Water control in Norwegian tunnelling, Publikasjon nr. 12, Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF), side 27-33.

Kitterød, N.O., Colleuille, H., Pedersen, T.S., Langsholt, E og Dimakis, P 1998: "Grunnvann i oppsprukket berg – Numerisk modellering av vannlekkasjer i Romeriksporten" NVE, dokument nr. 11/1998, 42 sider

Küver, B.H. 2000: "Berginjeksjon" Intern rapport nr. 2151. Vegdirektoratet, Teknologidivisjonen, Oslo, 21 sider

Lien J.E., Mehlum, A., Moe, L.E., Lillevik, S. og Soknes, S. 2000: "Sluttrapport for fastlandsforbindelsen Hitra Frøya." Statens vegvesen Sør-Trøndelag, 61 sider

Lindstrøm, M og Kveen, A. (2005): "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler – Sluttrapport" Publikasjon nr. 105, Vegdirektoratet, Teknologidivisjonen, 71 sider

Løset, F. og Kveldsvik, V. (2003): "T-bane Ullevål Stadion – Nydalen: forundersøkelser og injeksjon." Miljø- og samfunnstjenlige tunneler, Rapport nr. 33, 51 sider

McClay, K. 1987: "The mapping of geological structures", Geological Society of London Handbook, Open University Press Milton Keynes and Halsted Press, John Wiley & Sons, 161 sider (side 104-108)

Nilsen, B., Stille, H. og Palmstrøm, A. 1997: "Frøyatunnelen – Analyse av drive- og sikringsmetoder som grunnlag for kostnadsberegning, gjennomførbarhet- og risikovurdering." Intern prosjekt rapport, Statens vegvesen Sør-Trøndelag, 50 sider

Nålsund, R., Mehlum, A. Heggstad, S. og Aagaard, B. 1996: "Frøyatunnelen – Analyse av drivemetoder og sikring. Rapport fra ekspertgruppen." Intern prosjekt rapport, Statens vegvesen Sør-Trøndelag, 22 sider

Raymer, J.H. 2001: "Predicting groundwater inflow into hard-rock tunnels: Estimating the high-end of the permeability distribution." Proceedings – Rapid Excavation and Tunneling conference, side 1027-1038

Rohr-Torp, E. 1994: "Present uplift rates and groundwater potential in Norwegian hard rocks." NGU, Bulletin 426, side 47-52

Rønning, J.S. 2003: "Delprosjekt A, Forundersøkelser. Sluttrapport." Miljø- og samfunnstjenlige tunneler, Publikasjon nr. 102, Vegdirektoratet, Teknologidivisjonen 66 sider

Selmer-Olsen, R. 1981: "Betraktninger over store vannlekkasjer i dyptliggende tunneler." Fjellsprengningskonferansen, Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF), Oslo 1981, side 21.1-21.15

Tokheim, O. og Janbu, N. 1984: "Flow rates of air and water from caverns in soil and rock." ISRM Proceeding, Symposium in Rock Mechanics related to caverns and pressure shafts. Aachen 1982. Rotterdam, side 1335-1343

Venkov, R.G.F. 2003: "Bruddsystem og spenningsfelt tilknyttet tunneltraséen Ringveg Vest i Bergen." Hovedoppgave i hydrogeologi, fast fjell, Institutt for geovitenskap i Bergen, 153 sider

Risikokartlegging av ras og prioritering av tiltak ved Khimti Headworks, Nepal**Landslide hazard assessment, risk analysis and prioritisation of mitigation measures at Khimti Headworks, Nepal****Sivilingeniør Richard Duncumb, Multiconsult AS****SAMMENDRAG**

Under byggingen, og siden åpningen i 2000, har området rundt inntaket ved Khimti I kraftstasjon i Nepal vært utsatt for ras. Betydelige konstruksjonsmessige tiltak for å stabilisere området ble gjennomført både under byggingen og etterpå. Disse har forbedret stabiliteten i noen områder, men erfaring har vist at stabiliteten fremdeles har vært et problem.

I 2002 satte eieren av kraftstasjonen, Himal Power Ltd., i gang en studie for integrert "landslide management" i hele inntaksområdet for å identifisere de største risiki og prioritere avbøtende tiltak. Metoden som ble adoptert for studien var basert på kartlegging av mulige rasmekanismer og en vurdering av sannsynlighet og potensielle konsekvenser. Avbøtende tiltak ble da prioritert i henhold til en forenklet rentabilitetsvurdering. Implementering av formelle rutiner for overvåking var også vesentlig for å forbedre grunnlaget for revurdering av risiki.

Hovedarbeidet ble gjennomført før monsunen i 2003 med oppfølgende besøk etterpå for å revaluere risikovurderingen og vurdere hvor effektivt implementert avbøtende tiltak har vært.

SUMMARY

During construction and since its opening in 2000 the headworks area of the Khimti I power station has been exposed to a number of incidences of slope instability in the area above the settling basins. Substantial engineering works were implemented during and after construction to improve stability. Whilst these engineering measures implemented improved stability in certain areas, slope instability remained a significant problem.

In 2002 Himal Power Ltd, commissioned a study to look at integrated "landslide management" in the whole headworks area to identify the main risks and prioritise mitigation measures accordingly based on cost benefit considerations. The method of approach adopted for this study has been first to map potential landslide mechanisms and the likelihood of them occurring, and then to consider the consequences should they occur. Mitigation measures were then prioritised on a basis of cost effectiveness. Implementation of formal procedures for monitoring was also an important element of the study to improve the quality of ongoing re-evaluation of risk.

The main work for the study was undertaken prior to the monsoon season in 2003 with follow up visits to review the hazard and risk assessments undertaken and the effectiveness of mitigation measures implemented.

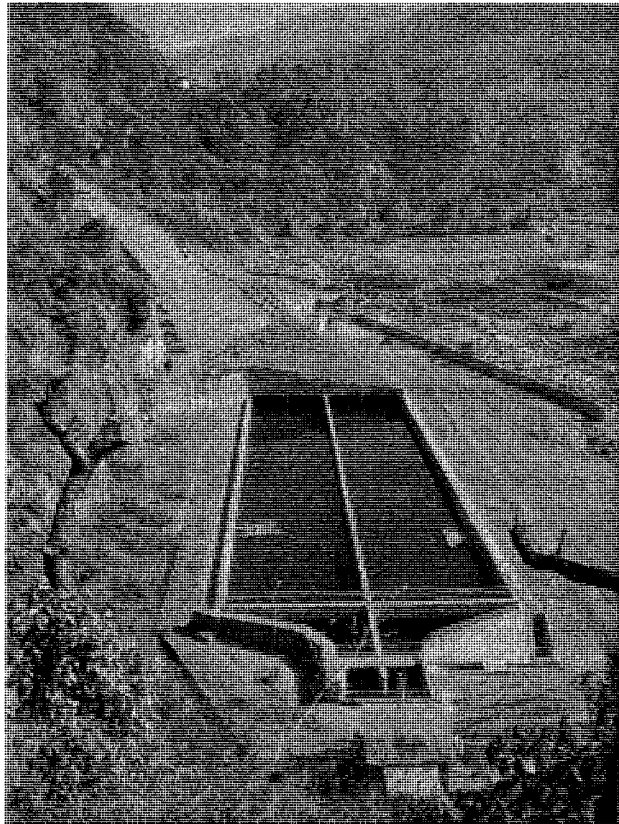
1. INTRODUCTION

1.1 Background

The Khimti I Hydropower plant is a 60 MW run-of-the-river hydropower scheme completed in 2000. The plant is owned and operated by Himal Power Limited (HPL), a partly Norwegian and partly Nepali owned company set up for the purposes of implementing and operating the Khimti I plant.

During construction and since its opening in 2000 the headworks area of the Khimti I power station has been exposed to a number of incidences of slope instability in the area above the settling basins which have threatened the operation of the plant. Experience both during and after construction has been that whilst engineering measures implemented have improved stability in certain areas, slope instability remains a significant problem.

In 2002 Himal Power Ltd, commissioned a study to look at “landslide management” in the whole headworks area to identify the main risks and prioritise mitigation measures accordingly based on cost benefit considerations. The method of approach adopted for this study has been to look first at potential landslide mechanisms and the likelihood of them occurring, and then to consider the consequences should they occur. This has been done by classifying the sections of the slope according to hazard and risk, and then looking at a number of alternative possible mitigation measures and qualitatively assessing them according to cost effectiveness.



1.2 Terminology

The terms Hazard and Risk are used according to the following definitions:

Landslide **Hazard** refers to the likelihood of a failure occurring independently of the consequences of such a failure. Landslide **Risk** is defined as the product of landslide hazard and the consequences of failure.

Thus a high landslide *Risk* may result from only a moderate *Hazard* if critical infrastructure is exposed. On the other hand a high landslide *Hazard* may result in no *Risk* if such a failure would have no consequences.

1.3 "Landslide hazard management"

Complete stabilisation of unstable areas is usually very expensive, whilst measures to reduce the likelihood and impact of a landslide can often be implemented at a fraction of the cost. It is therefore important that measures are tailored according to the actual risk posed by the landslides. Whether or not complete stabilisation is practical or necessary depends on local

conditions and, not least, the consequences of failure. Such a process of “landslide management” has often been shown to offer substantial cost benefits.

2. HAZARD MAPPING

2.1 Fieldwork

Fieldwork was undertaken from Monday 10 February to Thursday 13 February 2003. Himal Power members of staff who were familiar with the headworks from their time of construction were in attendance throughout the fieldwork.

Access to the headworks area was by helicopter and the weather throughout the fieldwork period was fine and sunny.

2.2 Characterisation of Types of Landslide Hazard

Three main types of potential landslide hazard were identified at the site as follows:

Debris slides: A slide / flow of superficial surface material (colluvium) commonly triggered by heavy rainfall, very common throughout Nepal. The erosion and disruption of surface vegetation makes debris slides very prone to progress up-slope. Slides may reach quite high velocities and may become fluid depending on the consistency of the colluvial materials and volume of water. The slide, which occurred at the North Western corner of the settling basin during June 2001, was of this type.

Rock fall: Individual loose blocks and boulders falling from a slope, very common throughout Nepal. Water, frost, the action of tree roots or gradual loss of strength through chemical weathering may all be triggering factors, although at Khimti headworks, frost is unlikely to be a major factor. Volumes are typically only limited, but velocities are often high. There is considerable debris from rock fall just downstream from the headworks, but only a few small rocks around the settling basins. It is not known how much rock fall debris was removed from the area at the time of construction.

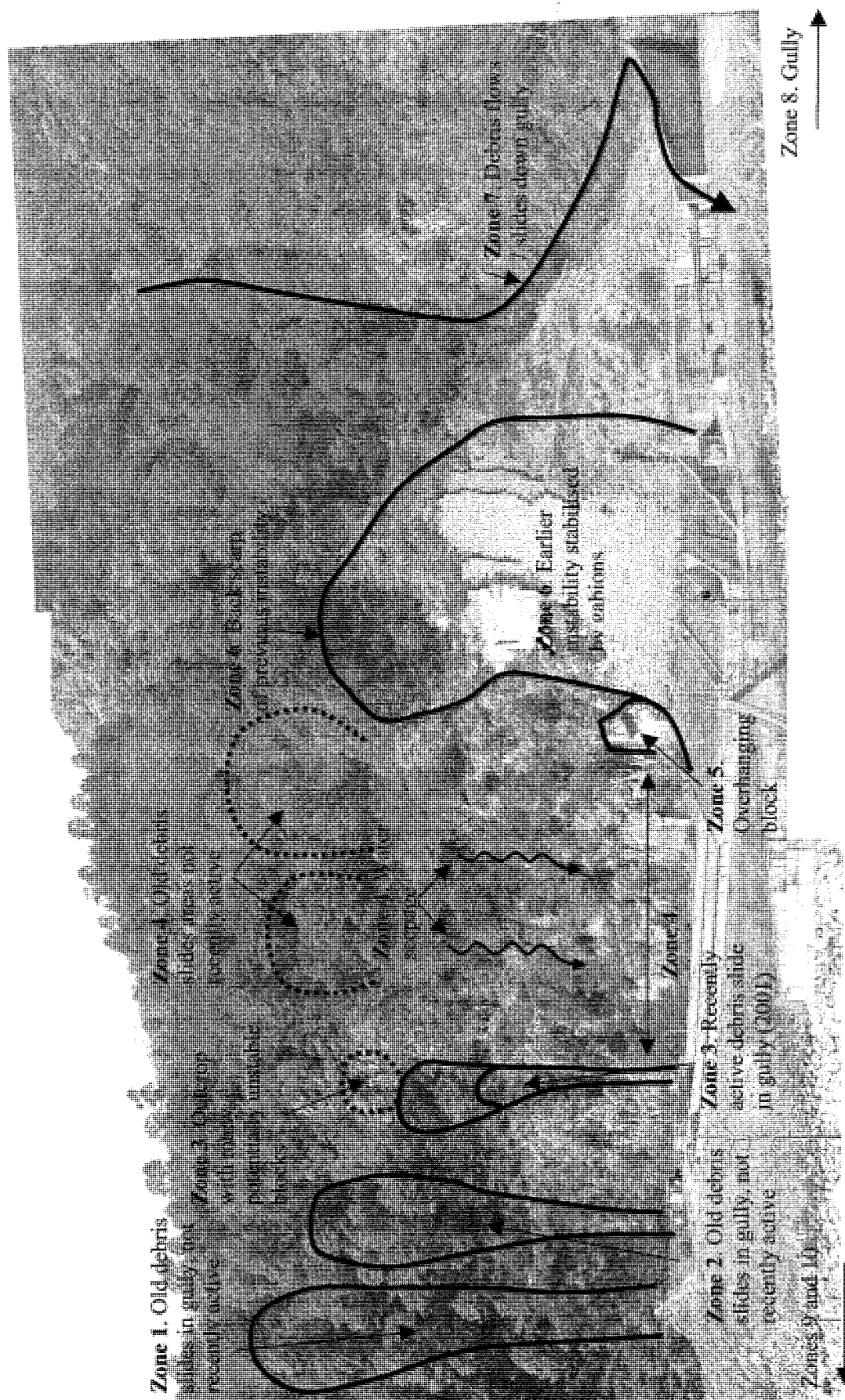
Rockslide: Deeper-seated failure of a rock slope also common throughout Nepal. Volumes may be substantial and water is again the major triggering factor. No evidence of rockslide has been identified in the immediate vicinity of the headworks although some deeper seated failure, probably involving highly weathered rock has been identified.

2.3 Assessed Landslide Hazard

The area of mapping comprised the areas in the immediate vicinity of the settling basin extending from the footpath going up the slope at the western end, to the stream passing over the very eastern end. Additionally the areas around the adit entrance immediately downstream from the headworks and the major gully on the right bank upstream from the headworks were also briefly investigated.

For ease of identification the slope was divided into Zones according to landslide hazard as summarised in Table 1 below. The location of the different identified Zones is indicated in Figure 1. Due to the lack of detailed topographical mapping in the area, oblique photographs were used as the basis for the mapping.

Figure 1 Slope Overview Zones 1 to 7



Landslide hazard is qualitatively assessed based on simple engineering judgement and a **Landslide Hazard Index (LHI)** derived according to the following criteria:

5. Very High: Estimated return period < 2 years. (Likely to occur during next two monsoon season)
4. High: Estimated return period 2 – 5 years. Likely to occur within next 5 years
3. Moderate: Estimated return period 5 – 50 years. (Unlikely to occur during next 5 years. Likely to occur at some time during the lifetime of the plant).
2. Low: Estimated return period 50 – 200 years (Unlikely to occur during next 25 years. May occur during lifetime of plant).
1. Very Low: Estimated return period >200 years (unlikely to occur during lifetime of plant).

The initial classification was subjective and based on limited available information, in particular with respect to pre-construction history of recorded instability. It was anticipated that experience gained over subsequent seasons and / or additional information regarding previous failures would lead to a re-classification of some of the landslide hazards.

Table 1 Initial hazard assessment

Zone no.	Description	Type / description of landslide hazard	Landslide Hazard Index (LHI)
1.	Gully above footpath west of control house.	Debris flows / slides. No recent movements?	3
2.	Gully 20m to east of gully 1.	Debris flows / slides. No recent movements?	3
1 & 2	Area around and between gullies 1 and 2.	Rock - fall	2 - 3
3. <i>Photo 1</i>	Gully above north-western corner of settling basin where debris slide went in monsoon season 2001.	Debris flows / slides. Last movement in 2001.	4
		Rock - fall	4
4.	Area from gully 3 to large overhanging block at eastern end of settling basin.	Rock - fall	3 – 4
		Debris flows / slides from gullies higher up on slope.	3
5.	Large overhanging block at eastern end of settling basin.	Rock - fall	2
6. <i>Photo 2</i> <i>Photo 3</i>	Existing slide supported by gabion wall built during construction phase. Supplemented by reinforced concrete / gabions in dry season 2000 / 2001.	Debris flows / slides, deeper seated instability?	3
		Rock - fall	2 – 3
7. <i>Photo 2</i>	Gully above intake structure channelled in concrete chute.	Debris flows / slides	5
1 - 7	Hillside above intake.	Deep seated rock slide	1 - 2
8. <i>Photo 4</i>	Gully on right bank ca 100m upstream of intake.	Debris flows / slides	5

Photo numbers refer to photographs included in Table 2

Table 2 Photographs illustrating various landslide hazards

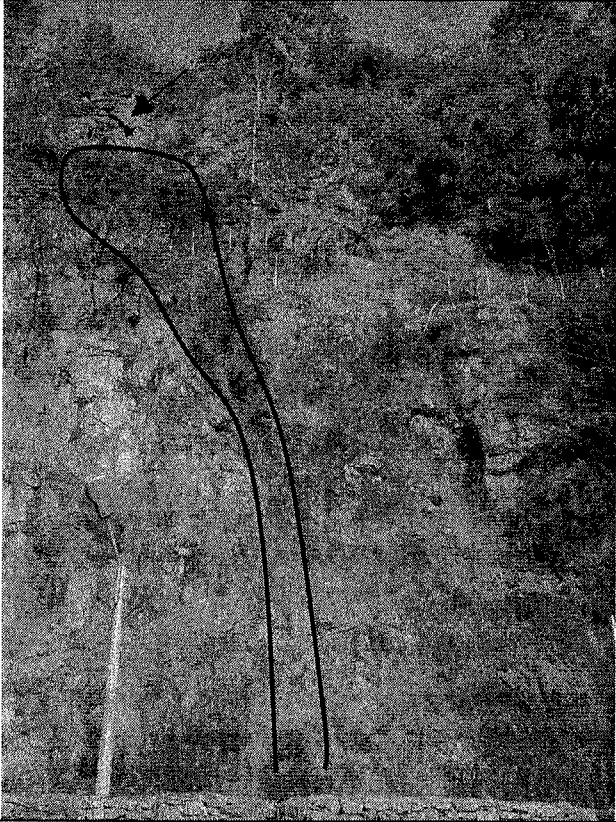
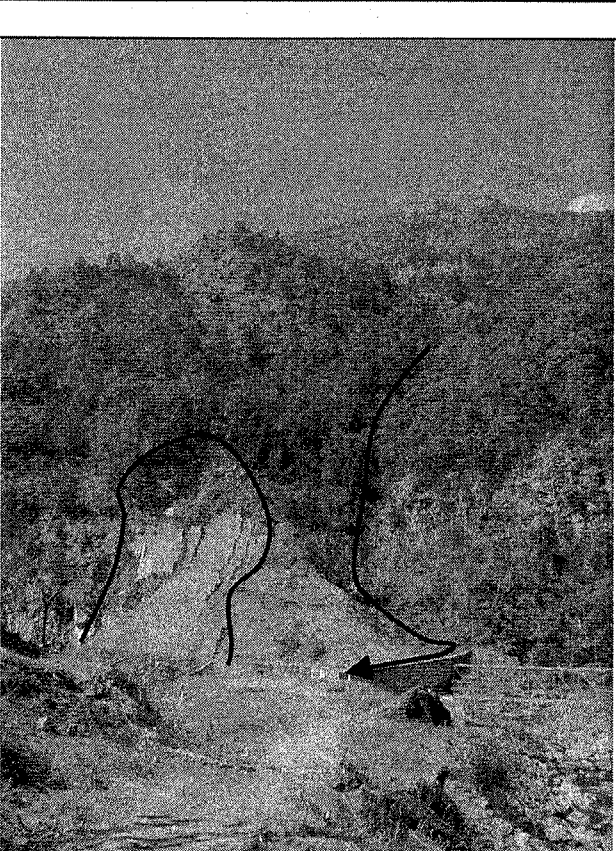
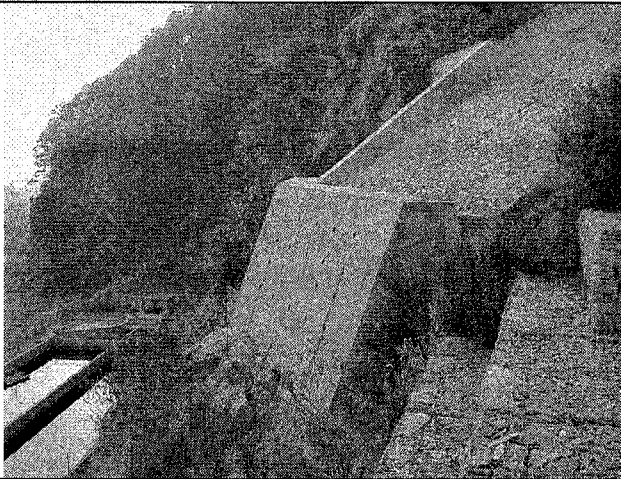
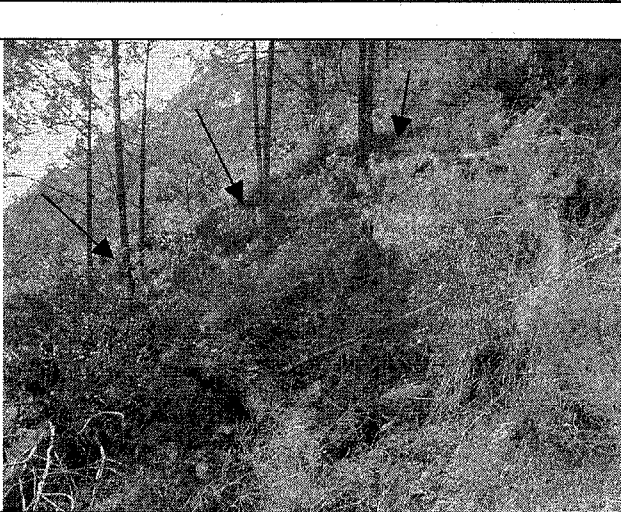
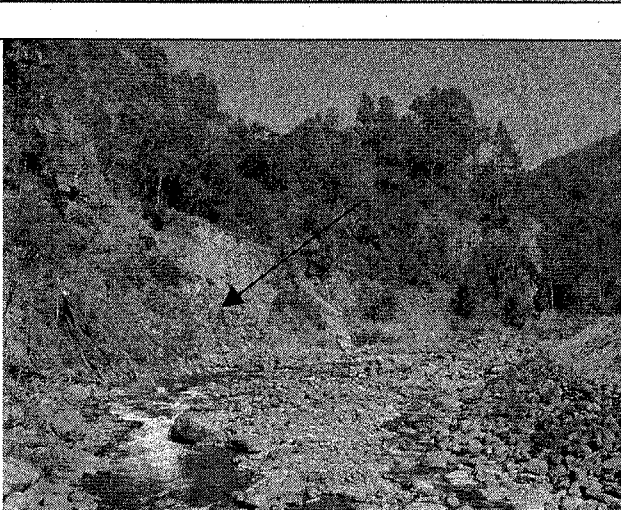
Photo No.	Photograph	Description
1		Zone 3. Overview with potentially unstable rock outcrop at top
2		Zone 6 (left) and 7 (right). Overview from other side of river

Photo No.	Photograph	Description
3		Zone 6. Reinforced concrete toe of new gabion construction completed prior to monsoon season 2001.
4		Zone 6. Crown area of earlier instability. There is a marked back-scarp (arrows on photograph), but it is not known whether this upper area of Zone 6 has been activated during the recent instability (during construction and monsoon season 2000) lower down the slope.
5		Zone 8. Bottom of gully seen from suspension bridge. Sizeable debris flows / slides frequently occur in the gully.

3. RISK ASSESSMENT

3.1 Risk classification system

The significance of a particular landslide hazard is dependent on the consequences of failure. For each landslide hazard identified in Section 2 the consequences of failure have been

assessed and a **Consequences (Property) Index (CPI)** derived according to the following scheme:

5. Very Serious: Likely to lead to long term closure of the plant (e.g. destruction of all or part of the intake requiring major construction works to remediate)
4. Serious: Likely to lead to temporary closure of the plant / reduced production for a period of several days and / or mitigation costs > USD 500,000 (e.g. significant structural damage to intake and / or boulders in settling basin taking several days to remove)
3. Moderate: Likely to lead to short term losses of production and / or mitigation costs > USD 50,000 (e.g. boulder in settling basin requiring removal)
2. Slight: Unlikely to lead to losses of production. Mitigation costs if any < USD 50,000 (e.g. damage to structure not leading to loss of production)
1. Very Slight: Unlikely to cause any significant damage.

Since reducing threat to human life may involve quite different mitigation measures (e.g. changing staffing routines at exposed locations) to protection of property, threat to human life was not taken into account in the **CPI**. Instead a separate Index termed the **Consequences (Life) Index (CLI)** was used to classify the likely threat of failure to human life as follows:

5. Very High: Loss of life likely
4. High: Significant risk of fatality (> 1% chance)
3. Moderate: Moderate risk of fatality (0.1 – 1% chance)
2. Low: Low risk of fatality (< 0.1% chance)

Classifications of the consequences of particular types of failure to property and human life were subjective and intended simply to convey the initial assessment based on the limited available information. It was anticipated that experience gained over subsequent seasons and / or additional information regarding previous failures might lead to a re-classification of risks.

3.2 Initial risk classification

The consequences of failure for each of the landslide hazards identified in Table 1 are summarised in Table 2 below. A risk rating is obtained for both property and human life by simply multiplying the **LHI** (related to the probability of failure) by the **CPI** and **CLI** (related to the consequences of failure).

Whilst this risk rating had many imperfections, (for example non – linearity in hazard and consequences indices) it provided a useful basis for comparing risks and prioritising their mitigation.

Table 3 Risk assessment

Zone no.	Type / description of landslide hazard	LHI (from Table 1)	CPI	Risk Rating: property	CLI	Risk Rating: life	Comments
1.	Debris flows / slides. No recent movements?	3	1 - 2	4.5	2	6	-
2.	Debris flows / slides. No recent movements?	3	1 - 2	4.5	2 - 3	7.5	-
1 & 2	Rock - fall	2 - 3	2 - 3	6.25	3 - 4	8.75	Rock - fall unlikely to affect production
3.	Debris flows / slides. Last movement recorded in 2001.	4	3	12	3 - 4	14	Risk very dependent on size of debris flow / slide.
3.	Rock - fall	4	3	12	4	16	Risk of boulder entering settling basin. High risk to life due to permanently staffed control house.
4.	Rock - fall	3 - 4	3	10.5	2 - 3	8.75	Risk of boulder entering settling basin. Area not normally staffed so limited risk to life
4.	Debris flows / slides from gullies higher up on slope.	3	3	9	2 - 3	7.5	Risk dependent on size of debris flow / slide. Area not normally staffed so limited risk to life
5.	Rock - fall	2 - 3	3	7.5	2 - 3	6.25	Area not generally staffed so limited risk to life
6.	Debris flows / slides	3	3 - 4	10.5	2 - 3	7.5	Reactivation of existing slip may cause significant damage. Area not generally staffed so limited risk to life
6.	Rock - fall	2 - 3	2 - 3	6.25	2 - 3	6.25	Covered section of settling basin. Area not generally staffed so limited risk to human life.
7.	Debris flows / slides	5	2	10	1 - 2	7.5	Debris flows / slides. Major slide would feed significant volumes of debris to intake area.
1 - 7	Deep seated rock slide	1 - 2	5	7.5	3 - 4	5.25	-
8.	Debris flows / slides	5	2 - 3	12.5	2	10	Debris flows / slides. Major slide would feed significant volumes of debris to intake area.

Risk ratings from 7.5 to 12 are shaded light grey and ratings 12 or more are dark grey.

4. PRIORITISATION OF MITIGATION MEASURES / MONITORING

4.1 Mitigation options

Mitigation options were divided into those that aim to reduce the probability of a landslide occurring, and those that aim to reduce the consequences should it occur.

Recommendations for the prioritisation of mitigation measures were made on the basis of the risk they were intended to mitigate and the cost and likely effectiveness. A qualitative assessment of cost and likely effectiveness was made according to the following classification system:

Cost:

Low:	May be undertaken with resources already available at headworks.
Medium:	Will require services to be procured from outside. Cost up to ca 100,000USD
High:	Will require services to be procured from outside. Cost 100,000 – 500,000USD
Very High:	Will require services to be procured from outside. Cost >500,000USD

Effectiveness:

Low:	Marginal or uncertain benefit
Medium:	Likely to significantly reduce probability or consequences of failure
High:	Likely to minimise probability or consequences of failure

Mitigation measures which were recommended for the areas of highest risk are summarised in Table 4. Recommended measures were primarily those addressing the greatest risks (subject to reasonable cost-effectiveness) and the most cost-effective of those addressing intermediate risks. Recommended mitigation measures were prioritised into those to be implemented prior to the next monsoon and those which could be delayed until after the monsoon. A further category of mitigation measures was identified as those to be reviewed after the monsoon.

4.2 Monitoring

A programme of monitoring was recommended to improve the quality of information on landslide hazard and risk as well as to provide advance warning of potential failures. Monitoring measures recommended and implemented included installation of movement markers in critical areas as well as a formalised programme of visual inspection of the area. Particular emphasis in the visual inspection was placed on checking of the condition of stabilisation structures, the presence of tension cracks / signs of erosion, the functioning of drains, seepage etc.

Table 4 Possible mitigation measures for highest risks

Landslide Hazard	Comment on Risk Rating	Mitigation Options	Cost	Effectiveness	Comments
Zone 3 debris / flows / slides	Risk rating is high due to likelihood of further debris slides and proximity of settling basin and control house	1a. Construct drains to intercept surface water	Low	Medium	Recommended. <i>Photo 6</i>
		1b. Reinforce scarred area above fence	Low	Medium	Recommended. <i>Photo 7</i>
		1c. Bioengineering	Low	Medium	Recommended
		1d. Excavation of catch-ditch between toe of slope and settling basin	Med.	Medium +	Recommended. Also protects against rock fall and should be extended to include Zone 2. Highly effective if more space were available.
Zone 3 rock-fall	Risk rating is high due to relative poor condition of outcrop and proximity of permanently manned control house and settling basins	1e. Provision / of gabion wall / bund	Low – Med.	Medium	Cheaper alternative to 1d. <i>Photo 8</i>
		2a. Rock bolting / straps / netting	Med. – High	Medium	Could be considered as supplement to 1d and 2b. Expensive due to difficult access.
		2b. Provision of rock fence	Med.	Medium	Recommended in conjunction with 1d
		2c. Avoid permanent staff in control house	?	Medium	Would reduce risk to human life significantly in the absence of other measures
		1d. Excavation of catch-ditch between toe of slope and settling basin	Med.	Medium +	Recommended. Also protects against debris flows / slides and should be extended to include Zones 2. Highly effective if more space were available.
		1e. Provision / of gabion wall / bund	Low – Med.	Medium	Cheaper alternative to catch ditch and rock fence (1d and 2b). Offers somewhat less protection. <i>Photo 8</i>
Zone 8 debris / flows / slides	Risk rating is high due to potential for sediment to disrupt intake (already occurred monsoon season 2001)	3a. Bioengineering in exposed sections of gully	Low – Med.	Low - Medium	Worth considering.
		3b. Check dams in gully	Med.	Low - Medium	Should retain some sediment in short term. Probably only of marginal benefit
		3c. Others	High?	?	Reliable stabilisation likely to be very difficult to achieve due to size of gully and volume of water.

Photo numbers refer to photographs included in Table 5

Table 5 Photographs illustrating some of the implemented mitigation measures

Photo No.	Photograph	Description
6		Surface drain from zone 3 through zones 2 and 1.
8		Overview of upper part of gully in zone 3 with new gabion / rip-rap structure to support previous failed area (arrow). Potentially unstable rock outcrop in upper part of photograph (ringed)

Photo No.	Photograph	Description
7		Gabions behind settling basin from above, note limited space available for wedge of gravel on hill side of gabion bund structure.

5. FOLLOW UP / CONCLUSIONS

Prioritised mitigation measures were broadly implemented as recommended prior to the 2003 monsoon season. A further field visit was made in September 2003 to review conditions after the monsoon. During this visit the effectiveness of the mitigation implemented to date was confirmed and a revision of the hazard and risk assessment made. Further mitigation measures were recommended for implementation prior to the 2004 monsoon season.

Since 2003 the stability situation at the headworks has been subject to periodic review. No further significant incidences of instability have occurred despite quite strong monsoons. Whilst it is impossible to know what would have happened without the mitigation measures implemented, it is believed that the approach taken has improved the quality of “landslide management” at the headworks and significantly reduced the risk from slope instability at moderate cost. Periodic review of landslide hazard and risk at the headworks should allow this improvement to be maintained.

INTEGRATED RISK ASSESSMENT IN PRACTICE

Integrert risikohåndtering i praksis

U.M.K. Eidsvig

International Centre for Geohazards, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway

H.S.B. Düzgün

Middle East Technical University, Ankara, Turkey, formerly post-doctoral fellow at NGI.

S. Lacasse

International Centre for Geohazards, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway

ABSTRACT

The new Generalized Integrated Risk Assessment Framework (GIRAF) is a generic quantitative risk assessment procedure for landslides. It is designed for landslides, but can be adopted for other geohazards and be used for multi-hazards situations. GIRAF consists of five steps: data collection, hazard assessment, consequence analysis, vulnerability assessment, risk assessment. Data collection involves obtaining the appropriate data for the hazard, vulnerability and risk assessments. The hazard component of GIRAF integrates the deterministic numerical and probabilistic analyses to exploit the added knowledge from the two approaches. A 3-dimensional framework for quantification of vulnerability is proposed. Risk assessment is the computation and evaluation of the risk compared to acceptability criteria. To define an acceptability criterion, published data were collected.

SAMMENDRAG

Det nye generaliserte og integrerte rammeverket for risikohåndtering er en felles kvantitativ risikohåndteringsprosedyre for skred. Den er primært designet for skred, men kan tilpasses andre geo-farer og dermed brukes effektivt i situasjoner med flere simultane farer. Rammeverket GIRAF (navn fra engelsk forkortelse) består av fem nivåer: datainnsamling, farevurdering, konsekvensanalyse, sårbarhetsvurdering og risikovurdering. Farekomponenten i GIRAF integrerer deterministisk numerisk og probabilistisk analyse for å utnytte resultater fra begge tilnærmelsesmåter. Et 3-D rammeverk for kvantifisering av sårbarhet er foreslått. Risikovurdering består av beregning og evaluering av risikoen i forhold til gjeldende akseptkriterier. Akseptkriterier ble definert ved å samle publiserte data.

1 INTRODUCTION

There are two types of approach to landslide risk assessment, a qualitative and a quantitative approach. In qualitative risk assessment, the components of risk, which are basically hazard, elements at risk and vulnerability, are expressed verbally and the final result is in terms of ranked or verbal risk levels (IUGS, 1997). Qualitative risk assessment is subjective in nature. Quantitative risk assessment involves quantification of landslide risk components and computation of risk from these components. The purpose of quantitative risk assessment (QRA) is to calculate a mathematical value for the risk which enables improved risk communication

and systematic decision making (Lee & Jones, 2004). For this reason, the use of quantitative risk assessment (QRA) procedures for landslides is recommended and several frameworks for QRA have been proposed by many experts and organizations (e.g. Varnes, 1984; Whitman, 1984; Einstein, 1988; Fell, 1994; Wu *et al.*, 1996; Morgenstern, 1997; Fell & Hartford, 1997; Aleotti & Chowdhury, 1999; Ho *et al.*, 2000; Roberds, 2001; Dai *et al.*, 2002; Nadim & Lacasse, 2003; Lee & Jones, 2004; IUGS, 1997; AGS, 2000; NRC Transportation Research Board, 1996; GEO, 1998). The QRA frameworks proposed in the literature have the common objective of answering the following questions (Ho *et al.*, 2000; Lee & Jones, 2004):

- 1 What are the probable dangers/problems? [Danger Identification]
- 2 What would be the magnitude of dangers/problems? [Hazard Assessment]
- 3 What are the consequences and/or elements at risk? [Consequence/Elements at Risk Identification]
- 4 What might be the degree of damage in elements at risk? [Vulnerability Assessment]
- 5 What is the probability of damage? [Risk Quantification/Estimation]
- 6 What is the significance of estimated risk? [Risk Evaluation]
- 7 What should be done? [Risk Management]

The lack of well established acceptable risk criteria and methods for vulnerability assessment limits the widespread use of QRA.

2 REQUIREMENTS IN NORWAY

The Norwegian standard NS 5814 (1991) considers risk analysis, including the necessary steps for planning and execution of risk analysis (Fig. 1) and guidelines for presentation of results and conclusions. NS 5814 can be used for all types of risks including multi-hazard situations. The numbers in each box give the section numbers in the standard. The planning of the risk analysis includes: *Initiation, description of problems and objectives, establishment of working groups and establishment of areas of responsibility*. The working group shall be familiar with methods for risk analysis and the type of problems at hand. The verification of the work shall be ensured by a competent person not actively involved in the analysis. The execution part of NS 5814 includes: *Description of subject for analysis* (include limitations and circumstances that are important for safety); *Selection of procedures and methods* (include uncertainties); *Selection of data sources*; *Identification of undesired events*; *Causal analysis* (based on the selected undesired events, considering measures to eliminate the causes, and if quantitative, including quantification of the probability of undesired events); *Consequence analysis* (including long and short term consequences and mitigation measures to reduce the consequences; the consequence analysis can be qualitative or quantitative; a quantitative consequence analysis shall contain i) calculation of the extent of damage caused by the undesired events and ii) quantification of the probability of the consequences given the occurrence of the undesired events); *Description of risk* (based on both the causal analysis and the consequence analysis) and *Presentation of results*. The NS framework does not include an evaluation of the risk as a function of acceptance criteria and gives no quantitative acceptance criteria.

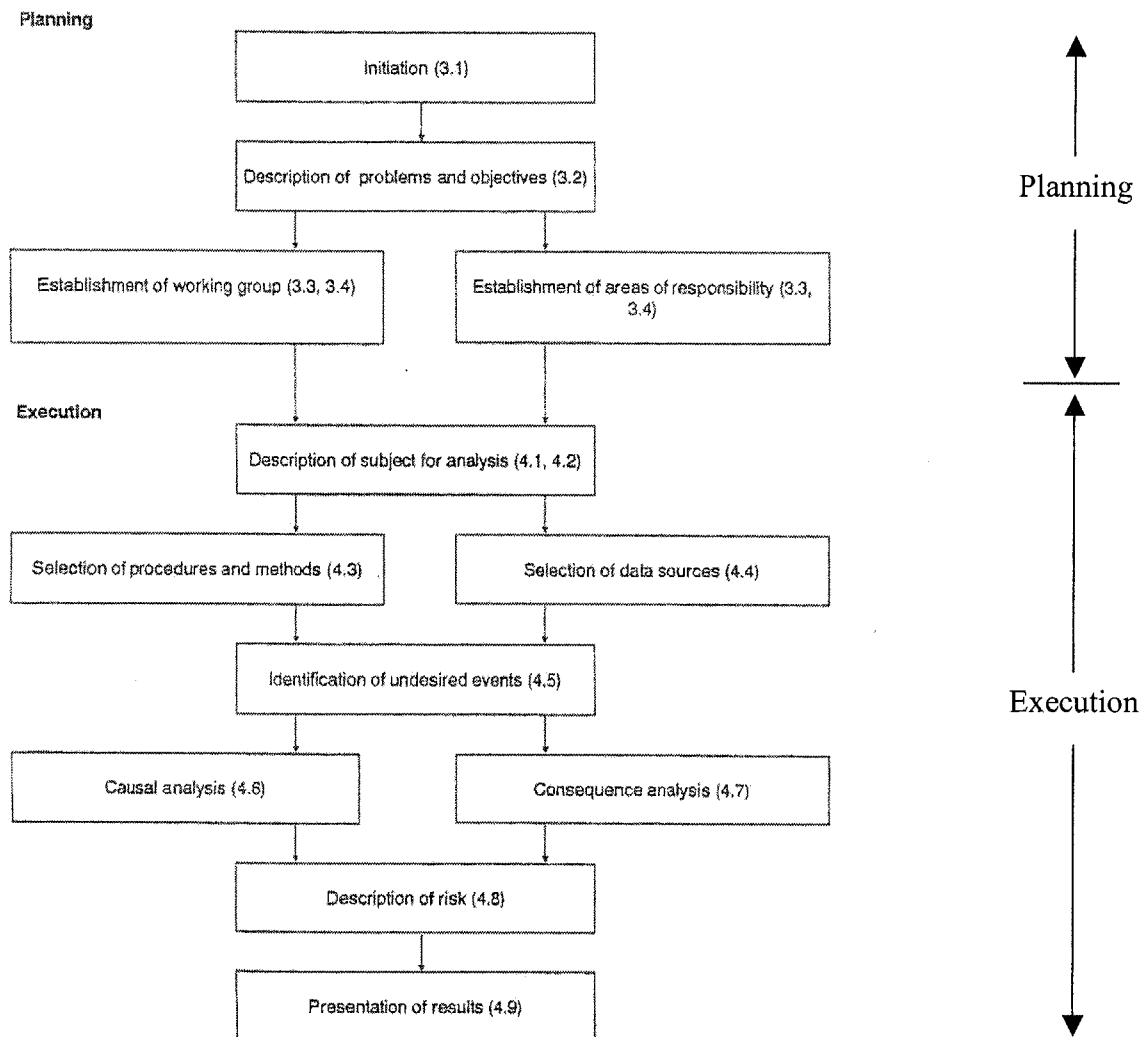


Figure 1 Elements in planning and execution of a risk analysis (NS 5814, iterations not shown).

In the petroleum sector, the NORSOK Z-013 standard considers risk analysis. The NORSOK Z-013 framework has four levels (Fig. 2):

- Inner level: Risk estimation
- Second level: Risk analysis
- Third level: Risk assessment
- Outer level: Health, environment and safety management

The NORSOK Z-013 standard is more comprehensive than the NS 5814 standard, which contains only risk analysis and risk estimation of NORSOK. However NORSOK does not give any quantitative acceptance criteria.

3 GENERALIZED INTEGRATED RISK ASSESSMENT FRAMEWORK (GIRAF)

The generalized integrated risk assessment framework (GIRAF) is a generic quantitative risk assessment (QRA) procedure for landslides (Düzgün & Lacasse, 2005). GIRAF is composed of five consecutive stages: data collection, hazard assessment, consequence analysis, vulnerability assessment and risk assessment (Fig. 3).

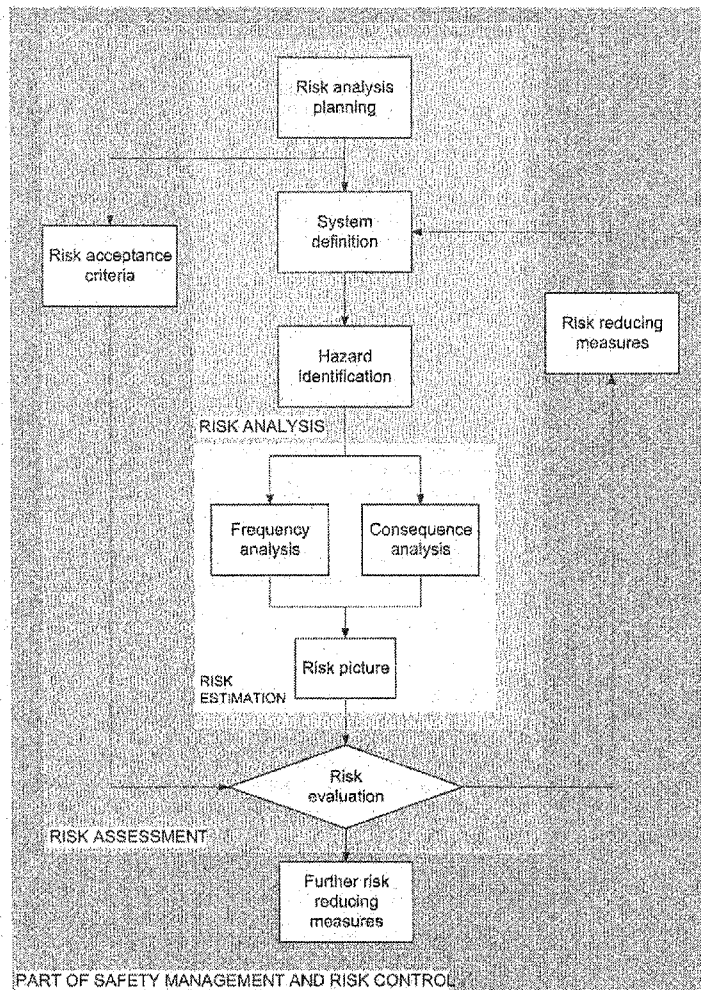


Figure 2 Risk Assessment framework in NORSOK Z-013

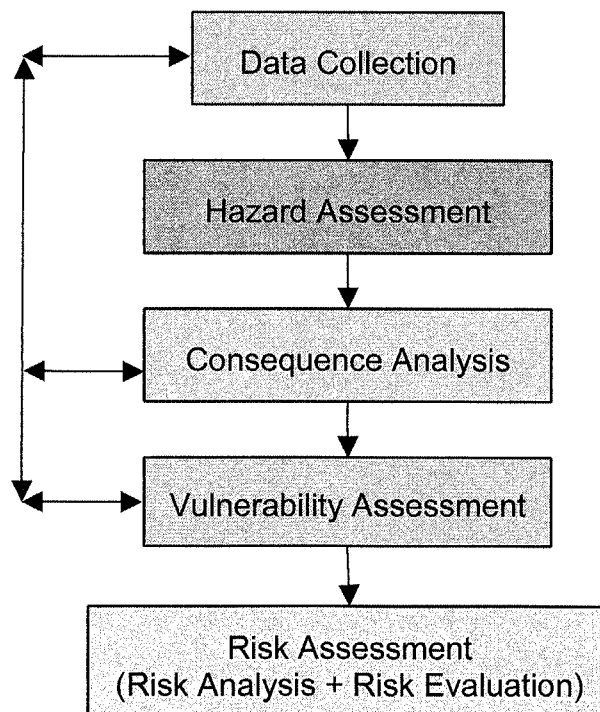


Figure 3 Generalized Integrated Risk Assessment Framework (GIRAF)

3.1 Data Collection

Data collection involves obtaining the required data for hazard, vulnerability and consequence assessment. For specific slope situations, required data for hazard analysis are data related to slope geometry such as height, width, inclination of slope and failure plane, shape and length of failure plane etc., strength parameters (frictional properties of the slope forming material for soil slopes and that of discontinuities for rock slopes), data for possible causes or trigger such as rainfall intensity, water level, amount of dynamic loads i.e. earthquake magnitude. For regional analyses, data to be collected for hazard analyses are basically in the form of maps such as maps related to geomorphology, geology, land-use/cover and triggers.

3.2 Hazard Assessment

Hazard assessment for a specific slope usually involves probabilistic analysis of the given slope, while hazard assessment for a region generally requires the computation of frequency of the landslides in the region. The probabilistic models used for a specific slope vary depending on the failure mechanism (e.g. flows, falls or slides) and slope forming material (e.g. soil or rock).

3.2.1 Approaches

The approaches used for hazard assessment can be viewed from two perspectives (Figure 4). Perspective I is based on the factors affecting the landslides. Perspective II considers the scale of investigation. Perspective I approaches consider either susceptibility or trigger. In the first type, landslide hazard, or the probability that a landslide occurs within a given period of time, is computed based on the geology, slope gradient, elevation, geotechnical properties, vegetation cover, weathering, drainage pattern. For an approach focused on triggers, factors such as earthquake, rainfall, snowmelt, water-level change and volcanic activity are considered. A recent trend is to consider the susceptibility and triggering factors in a combined manner (e.g. Nadim & Kjekstad, 2005). Examples of approaches in Perspective I are Wilson and Wiczorek (1995), Aleotti *et al.* (1996), Polloni *et al.* (1996), Finley *et al.* (1997), Glade *et al.* (2000), Dai and Lee (2001), Wang (2003), Alcantara-Ayala (2004).

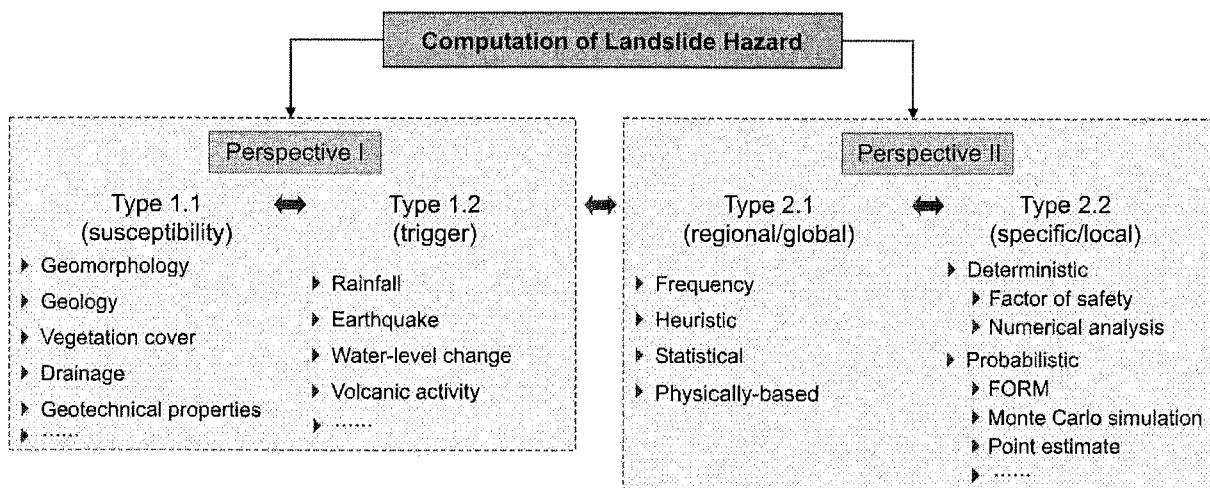


Figure 4 Landslide Hazard Assessment Approaches

Perspective II approaches can be regional/global or specific/local. In a regional approach, frequency, heuristic, statistical and physically-based analyses are used. These approaches require landslide inventory or information about the past landslides. They involve mapping and spatial analyses, which necessitates use of Geographical Information Systems (GIS) and Remote Sensing (RS). Van Westen (2004) gives an overview on use of GIS and RS in landslide hazard and risk assessment. Specific approaches are analyses of specific slopes based on deterministic (factor of safety, numerical analyses) and probabilistic methods (First order Reliability Method (FORM), Point Estimate, Monte Carlo Simulation). Recent trends consider various combinations of approaches to obtain improved hazard models by exploiting the advantages of each method.

3.2.2 Hazard Assessment for Specific Slopes

Hazard assessment for specific slopes in GIRAF uses a combination of deterministic and probabilistic slope stability analyses (Fig. 5). The probability of slope failure can be computed with any of the probabilistic methods in Figure 4. An uncertainty analysis is essential prior to the calculation of slope failure probability. Models for quantification and analysis of uncertainties in soil and rock slope problems are proposed by Yucemen *et al.* (1973), Ang and Tang (1984), Li and Lumb (1987), El-Ramly *et al.* (2003) and Düzgün *et al.* (2002). The quantification and analysis of uncertainties in computation of landslide hazard also plays a critical role in risk assessment. Risk is the product of hazard and the consequences of the hazard. As hazard and consequence are estimates rather than actual values, the uncertainties in both components of the risk (hazard and consequences) should be analyzed carefully for realistic risk estimates. Due to the multiplicative nature of risk, the uncertainties in the inputs of the model propagate within the model.

3.2.3 Hazard Zonation for Regional Studies

The output of hazard assessment in regional analysis is the map of hazard rather than a single probability of failure. The process of hazard assessment for regional analysis is called hazard zonation. Methods of hazard zonation in GIRAF are illustrated in Figure 6: frequency, heuristic and statistical methods and physically-based analyses.

Frequency methods obtain their data from landslide inventory. These methods are qualitative and involve mapping of spatial distribution of mass movements. Landslides are presented as affected areas (areas of landslide deposits) for large scale maps or as points for small scale maps. They only provide information for the period of the date of aerial photo or field survey. Multi-temporal aerial photo-interpretation is required (Soeters & van Westen, 1996).

Heuristic methods are qualitative and depend on expert opinion. They consist of either geomorphological mapping (direct mapping) or index-based mapping (indirect mapping), (Soeters & van Westen, 1996; Guzzetti *et al.*, 1999). A drawback of heuristic analysis is that there are no established rules for hazard mapping, resulting in several hazard maps for the same area prepared by different experts.

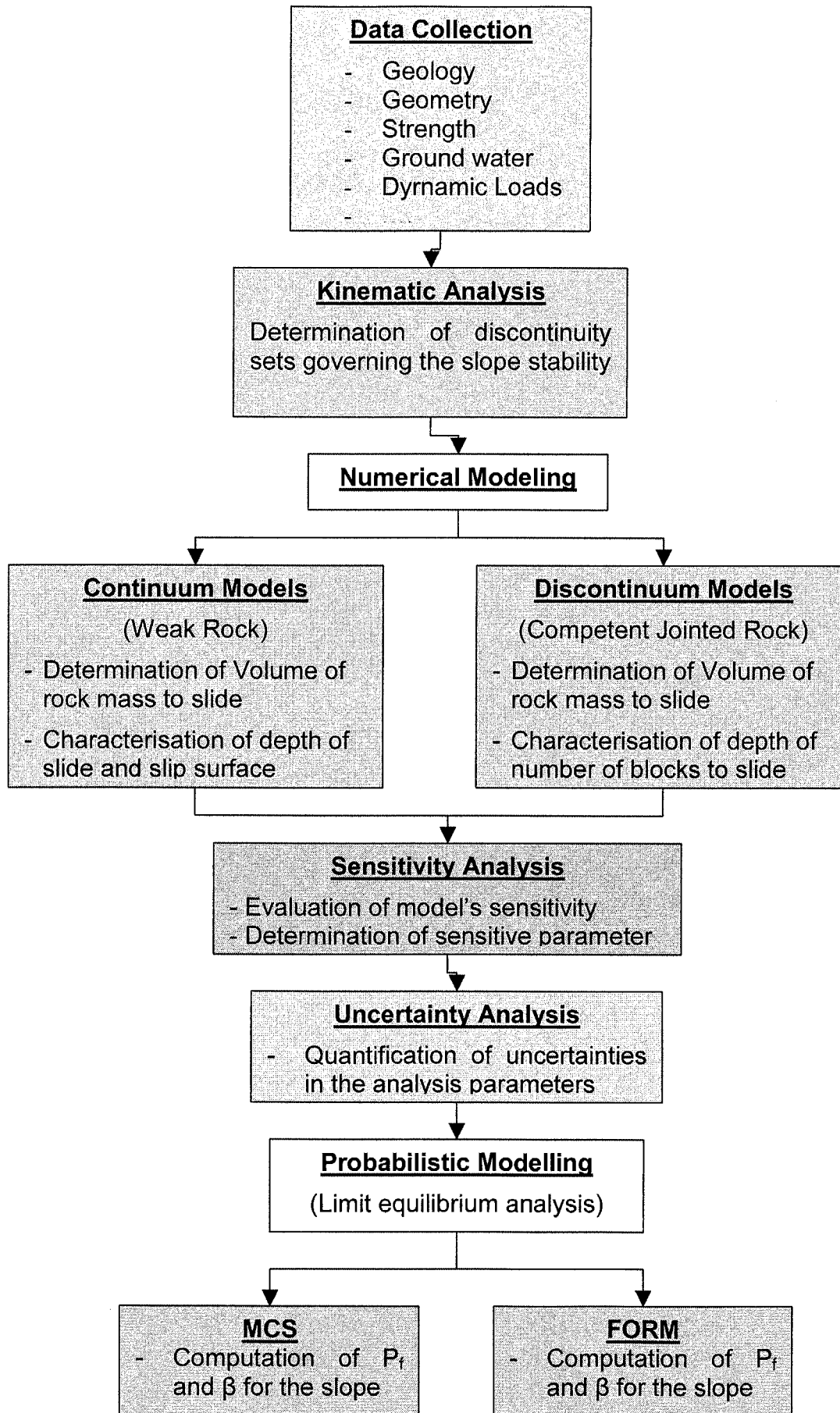


Figure 5 Example of Hazard Assessment for Specific Rock Slopes in GIRAF

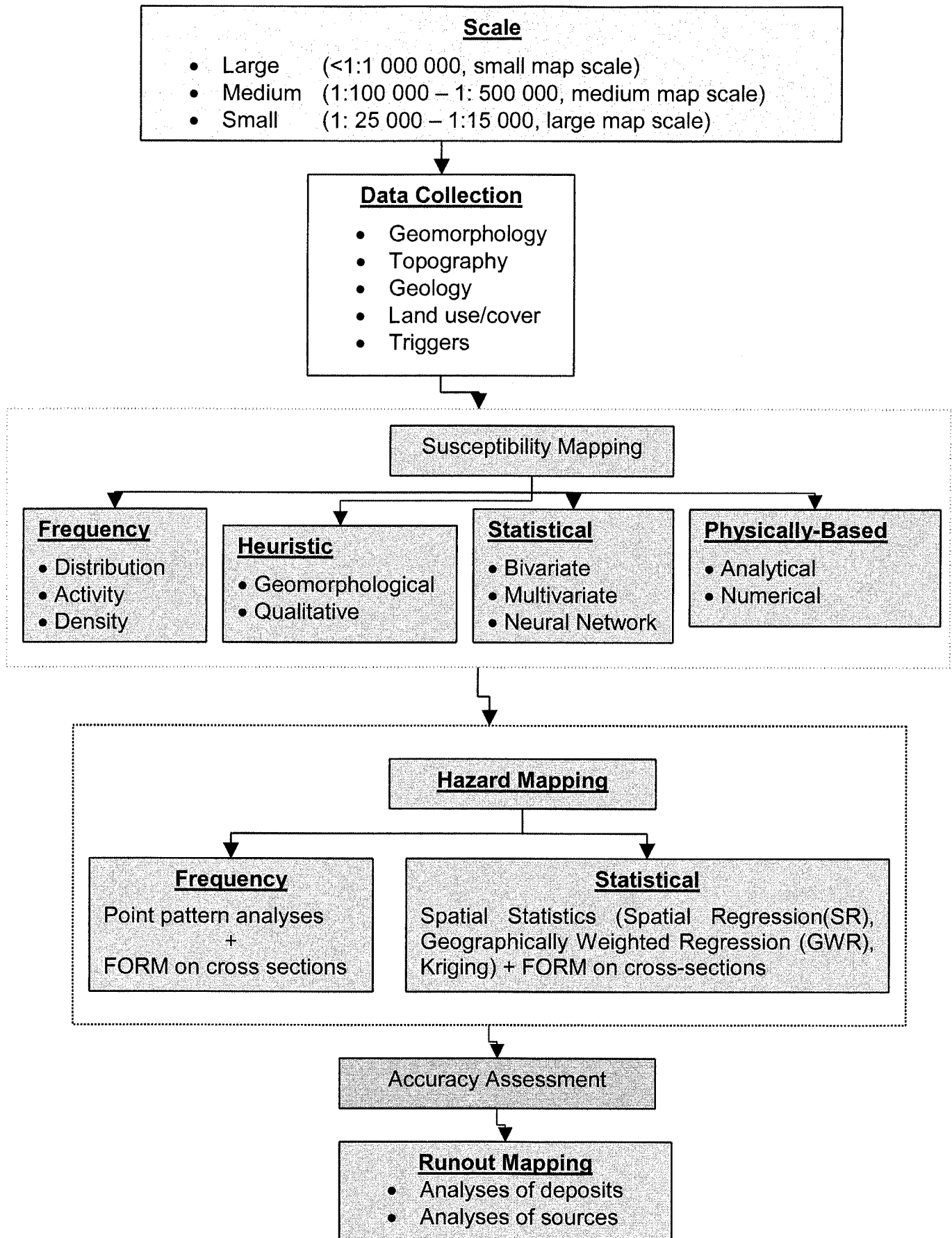


Figure 6 Methods of Hazard Zonation Approach in GIRAF

Statistical methods identify a set of factors which influence landslide occurrence and establishes relations between landslide occurrence and these factors to predict future landslides. Two different approaches exist:

- **Bivariate Methods:** Each factor map (e.g. slope, geology, land-use, etc.) is combined with a landslide distribution map. Weighting values based on landslide densities are evaluated for each parameter class, such as slope class, land-use type, etc...
- **Multivariate Methods:** The relevant factors are sampled on a grid-cell basis or with morphometric units. For each sampling unit, presence and absence of landslides are determined. The resulting matrix is analysed based on logistic regression or discriminant analysis. Logistic regression relates predictor variables (topographic factors, land-use, geology, etc.) to the presence and absence of landslides and produces a map of probability of future landslides. Drawbacks of the statistical methods include:
 1. Simplification of the factors that condition landslides, by taking only those that can be relatively easily mapped in an area.
 2. Use of past and present landslide introduce too much generalization
 3. Landslides with own set of causal factors may not taken be taken into account.
 4. Ignorance of temporal aspects of landslides and impact of changes in conditions.

Physically-based analyses are quantitative and are used for small to medium scale areas. They require a large amount of detailed input data such as laboratory tests, field measurements etc. For shallow rainfall-induced landslides, GIS models coupled with a dynamic hydrological model simulating the pore water pressure over time can be used to quantify the sliding susceptibility. Earthquake-induced landslide hazard analysis uses the simplified Newmark slope stability model, applied on grid-cell basis. Drawbacks of physically based analyses include:

1. The input data have a high uncertainty and the result from the computations can not be considered as absolute values of landslide occurrence.
2. Considerable effort is needed for sensitivity analysis.
3. Methods are not suitable for complex landslides.

3.3 Consequence Analysis

Consequence analysis involves the determination of the elements at risk and losses, which forms the basis of the vulnerability assessment. The elements at risk due to landslides include: humans, infrastructure (building, roads, railway lines, lifeline networks), property assets, activities (commercial, industrial, agricultural etc.), natural environment and urban environment.

3.4 Vulnerability Assessment

Vulnerability, or the degree of loss of an element at risk, is an index ranging between 0 and 1. The assessment of vulnerability for landslides in the literature is usually qualitative and specific to investigated landslide cases. Reviews of landslide vulnerability are made by Glade (2003) and Lee and Jones (2004). For effective use of QRA in landslides, generalized quantitative models for vulnerability assessment are essential. Risk assessment for multi-hazard situations (e.g. risk due to earthquake, landslide, flood) requires systematic approaches for vulnerability analyses, since in earthquake, flood and hurricane risk assessment, the vulnerability is expressed by probability loss curves, which are mathematical models for vulnerability.

Quantitative models for landslide vulnerability provide level of uncertainty in the consequences, which also help to assess the uncertainty associated with the risk estimates. The complexities specific to landslides makes the development of quantitative models difficult.

Landslides are spatially discrete phenomena unlike earthquake, flood, and hurricane, which are spatially continuous phenomena and use continuous loss measurement parameters, such as ground motion, rainfall and wind speed. There is no such a measure for a landslide since the phenomenon is discrete in space. There is no unique way of computing landslide hazard, which complicates risk comparisons. The notion of risk in landslides varies according to focus of interest.

Vulnerability assessment for landslides should consider the various ways of hazard computation, variable nature of elements at risk and scale of investigation. In GIRAF, a 3-dimensional conceptual framework for the assessment of vulnerability is proposed, including magnitude (M) of landslide, scale (S) of landslide and elements at risk (E) (Figs. 5 and 6).

The Magnitude (M) of a landslide affects the vulnerability value of the elements at risk. The parameters for assessing landslide magnitude can be listed based on Ojeda-Mocayo *et al.* (2004) and Lee and Jones (2004), as volume, velocity, depth, run-out and areal extent. The Scale (S) refers to the scale of investigation. It is usually easier to assess vulnerability in specific slope situations than regional scale analysis, since it is more complex to identify and quantify elements at risk in regional scale analysis. The Elements at risk (E) dimension reflects the specific risk since vulnerability is based on various attributes of E. The different attributes of E can be analyzed within the framework of multi-attribute utility theory (MAUT) to come up with a total vulnerability value and hence the total risk. The components E, M and S are statistically correlated, and there is an autocorrelation in E and M, which complicates the analyses.

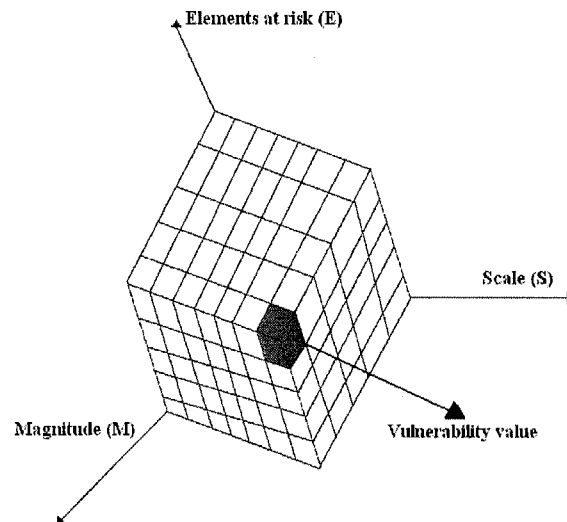


Figure 7 The Conceptual 3-D Vulnerability Framework

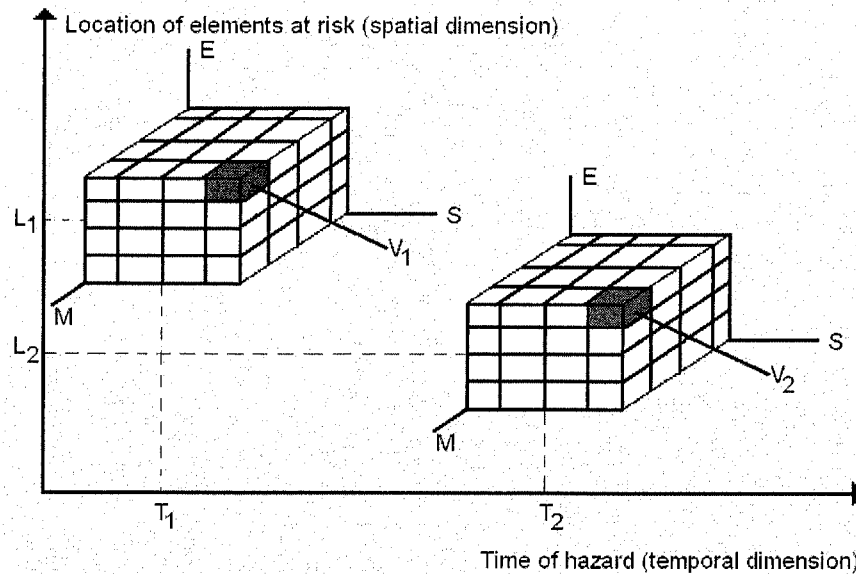


Figure 8 Spatial and Temporal Dimension of the Conceptual 3-D Vulnerability Framework

3.5 Risk Assessment

Risk assessment refers to the computation of risk and evaluation of it based on certain acceptability/tolerability criteria. Computation of risk involves hazard, possible consequences and related vulnerabilities of elements at risk. Despite the complexities involved in the computation of risk, lack of well established acceptability criteria for landslide risks is the main handicap of any QRA. Suggestions are made in Whitman (1984), Morgan (1991), Cave (1992), Fell (1994), Finlay and Fell (1997), Fell and Hartford (1997), GEO (1998) AGS (2000), Dai *et al.*, (2002) and Lee and Jones (2004). The related terminology is also eclectic, and risk communication needs to be improved. Table 1 lists different definitions of risk for landslides.

Table 1 Definitions of "Risk" for Landslides

Type of Risk	Definition
Acceptable	Society desires to achieve
Tolerable	Society wants to live with so as to secure certain net benefits
Individual	Imposed on a particular individual due to landslide hazard
Societal	Imposed to society as a whole
Voluntary	Voluntarily faced to gain benefits
Involuntary	Imposed by a controlling body, not the free choice of people
Specific	Evaluated for a specific element at risk
Total	Sum of specific risks

Acceptable risk refers to the level of risk which requires no further reduction. Tolerable risk on the other hand, presents the risk level which is undertaken in the favour of certain benefits. It is the society's decision whether to accept or tolerate the risk. When the risk is accepted by society, it requires no action/expenditure for reduction. Whereas tolerated risks require proper control and further reduction if possible. Risks which are above certain threshold (A) (Fig. 9) are considered to be unacceptable, while below another threshold (B) are regarded as very small and hence acceptable (Lee & Jones, 2004). If the computed risk lies between A and B it should be reduced to an "as low as reasonably practicable" level.

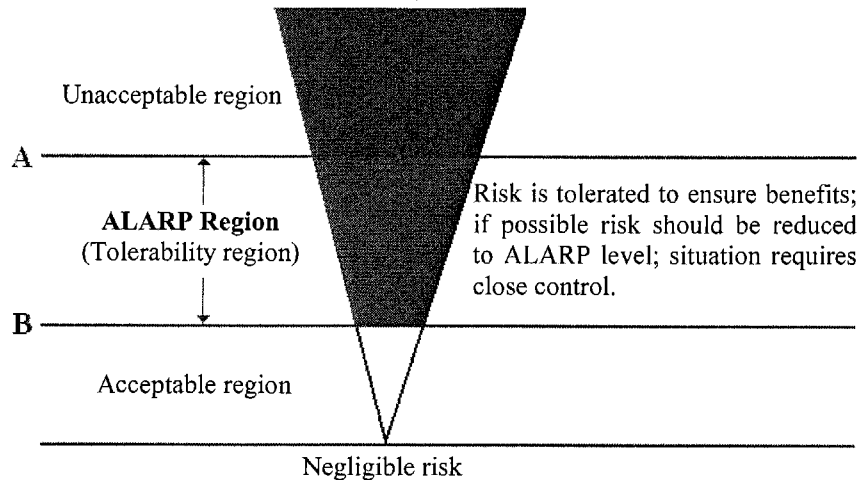


Figure 9 Risk Tolerability and Acceptability.

Risk acceptability depends on several factors such as (Osei *et al.*, 1997):

- Voluntary vs. involuntary
- Controllability vs. uncontrollability
- Familiarity vs. unfamiliarity
- Short/long-term consequences
- Presence of existing alternatives
- Type and nature of consequences
- Derived benefits
- Presentation in the media
- Information availability
- Personal involvement
- Memory of consequences
- Degree of trust in regulatory bodies

Voluntary risks (e.g. cigarette smoking) tend to be higher than involuntary risks (building a new chemical plant). Once the risk is under personal control (e.g. driving a car), it is more acceptable than the risk controlled by other parties (e.g. travelling as a passenger). For landslides, natural and engineered slopes can be considered as voluntary and involuntary, respectively. People familiar with a risk involved are more willing to accept it. Societies experiencing frequent landslides may have different risk acceptance than those experiencing rare landslide situations. The risk acceptance also depends on level of available information. Informed societies can have better preparedness for natural hazards. Societies experiencing frequent natural disasters have fresh memories of consequences.

Table 2 presents different risk definitions from the literature. Einstein (1988) gives a generic risk definition for landslides. Definitions by Varnes (1984) and Fell (1994) introduce a distinction between specific and total risk. Specific risk refers to risk for a given element at risk, whereas total risk is the sum of all specific risks computed for lives lost, property damage, loss of economic activity, environmental damage (Fell, 1994). Lee and Jones (2004) introduce an exposure parameter, a proportion of total value of element at risk. Exposure in this respect reflects to the temporal nature of the vulnerability. The definitions given by Morgan *et al.* (1992) and Dai *et al.* (2002) are the detailed specific risk formulations for individual and property losses. In these risk formulations, it is to be noted that hazard is defined in the form of conditional probabilities. Risk given by Morgan *et al.* (1992) is defined as the annual probability of loss of life of a specific individual, while risk formulated by Dai *et al.* (2002) is the annual loss of property value. Variable types of elements at risk lead to decomposition of total landslide risk into specific risk. Although the total risk is defined by the sum of specific risk, in fact it is difficult to evaluate this sum, since the unit of expressing each specific risk is not identical. Individual risk has the unit of loss of life/year, while annual property loss has the unit of loss of property/year.

Table 2: Risk definitions proposed in the literature

Level of Generalization in Definition of Risk	Risk formulation	Definition	Source
	$Risk = H \times C$	Consequences: Potential worth of loss	Einstein (1988)
	$R_s = H \times V$	R_s : Specific risk	Varnes (1984)
	$R_t = R_s \times E = (H \times V) \times E$	R_t : Total risk	Varnes (1984)
	$R_t = \Sigma(R_s \times E) = \Sigma(P \times V \times E)$	R_t : Total risk, R_s : Specific risk	Fell (1994)
	$R_s = P(H_i) \times \Sigma(E_v \times V \times E_x)$ $R_t = \Sigma R_s(\text{Landslide events } 1, \dots, n)$	$P(H_i)$: Hazard for a particular magnitude of landslide H_i	Lee & Jones (2004)
	$R(DI) = P(H) \times P(S/H) \times P(T/S) \times P(L/T)$	$R(DI)$: Individual risk, $P(H)$: Hazard, $P(S/H)$: Probability of spatial impact, $P(T/S)$: Probability of temporal impact, $P(L/T)$: Probability of loss of life for an individual	Morgan <i>et al.</i> (1992)
	$R(PD) = P(H) \times P(S/H) \times V(P/S) \times P_v$	$R(PD)$: Specific risk (property), $P(H)$: Hazard, $P(S/H)$: Probability that landslide impacts the property, $V(P/S)$: Vulnerability	Dai <i>et al.</i> (2002)

H: Hazard*C*: Consequences*E_v*: Total value of elements at risk*V*: Vulnerability*E_x*: Exposure*E*: Element at risk*P_v*: Property value

Based on the nature of the risk, guidelines for acceptability criteria for landslide risk were developed. Risk acceptance and tolerability have different perspectives: the individual's point of view or individual risk and the society's point of view or societal risk.

3.5.1 Individual Risk

Individual risk refers to the risk to a specific individual. High hazard, low consequence risks are of concern. The acceptable risk levels for individual risk are well established for the chemical industry, nuclear power and dam safety and are form a basis for the landslide risk suggested by Fell and Hartford (1997). Fell and Hartford (1997) and AGS (2000) proposed tolerable risk levels for natural slopes, existing and new engineered slopes (Table 3). Lee and Jones (2004) refer to ERM-Hong Kong (1999), Reeves *et al.* (1999) and Ho *et al.* (2000) who provide Hong Kong's interim risk guidelines for natural terrain landslide hazard.

Table 3 Suggested individual risk levels for landslides

Situation	Suggested individual risk (loss of life/year)	Reference
Natural Slopes	10^{-3}	Fell & Hartford (1997)
Existing engineered slopes	$10^{-4} - 10^{-6}$	
New engineered slopes	$10^{-5} - 10^{-6}$	AGS (2000)
Existing	10^{-4}	ERM-Hong Kong (1999)
New	10^{-5}	Reeves <i>et al.</i> (1999)

3.5.2 Societal Risk

Societal risk is defined as the risk of widespread or large scale detriment from the realization of a defined risk, the implication being that the consequence would be on such a scale as to provoke a socio/political response. In this perspective, risks having low hazard and high consequence are basically taken into account. In the individual and societal risk perspectives, the unit of risk is loss of life/year. Societal risk is generally expressed by f-N or F-N curves. When the frequency of events which causes at least N fatalities is plotted against the number N on log log scales, the result is called F-N curves (Bedford, 2004). If the frequency scale is replaced by annual probability, then the resultant curve is called f-N curve. F-N curves are also used for comparing the societal risk due to several risk at which the society exposed such as landslides, earthquakes, dams, airplane crashes, etc. (e.g. Whitman, 1984; Morgan, 1991). They are also used to compare the societal risk situation in different countries for landslides (e.g. Guzzetti, 2000; Düzgün & Lacasse, 2005). F-N curves are constructed based on historical data in the form of number of landslides and related fatalities. Therefore, they in fact represent current situation i.e. the situation we live now (Christian, 2004). For this reason, F-N curves form the basis of developing societal acceptability and tolerability levels. Currently, the F-N curve proposed by Ho *et al.* (2000) is the most comprehensive one in the literature. The F-N curves can be constructed for various geographical units such as country, province, state etc. The number of landslides and related fatalities within the considered geographical unit determine the acceptability and tolerability criteria.

4 RISK ASSESSMENT IN PRACTICE

How does one do a risk assessment in practice? The literature review and the proposed framework in this paper show that the tools are available to the profession, and that they are not complex to use. However there is a lack of case studies and data (in the case of landslides) to enable fully integrated quantitative analyses to be performed and presented to the profession convincingly. The fact that different experts use different terminology (and not necessarily consistently either, both the in the literature and lectures), make communication of the concepts difficult and does not incite the practitioner to start using the approach.

The generalised risk assessment approach in GIRAF involves five steps: data collection, hazard assessment, consequence analysis, vulnerability assessment and risk assessment. These steps are not unlike the normal steps followed in deterministic engineering analyses to respond to the following aspects: danger identification, magnitude of dangers/problems, elements at risk, degree of damage, probability of the damage occurring, significance of this damage, and what should be done, given these answers. (These are the seven questions inherent to most quantitative risk analysis, listed in the introduction of this paper).

The five steps in GIRAF use well-known approaches of good engineering practice. Data collection is the step where one finds all available information and does an integrated geo-science study of the information to obtain the most plausible geological process and geotechnical model. Hazards assessment uses well established deterministic analysis methods to calculate factor of safety and also well-established probabilistic tools to evaluate probability of failure. Consequence analysis involves the determination of the elements at risk and the losses that can be expected should a failure occur. Vulnerability assessment brings in a relatively new concept and is subjective in nature, but is for the time being simplified, as it can be represented by a factor between 0 and 1. This will improve with further research and

examples. Risk assessment is the computation of risk as listed in Table 2, and then comparing it to what is seen as an acceptable or tolerable level.

The great benefit of a risk assessment is to provide insight and options for decision-making in practical problems. The benefits of a risk assessment include (Fell et al, 2005):

- (a) It encourages a rational, systematic approach for assessing the safety of slopes, and a framework to put uncertainties and engineering judgement into a system.
- (b) It can be applied to situations which are not amenable to conventional deterministic analysis, e.g. rock falls, small landslides in cut slopes, shallow landslides and resulting debris flows on steep natural slopes.
- (c) It allows comparison of hazards and risks for different slopes.
- (d) The process considers all levels of loading, rather than an “extreme event” alone. Often failure paths which have been overlooked will be identified through this approach.
- (e) It focuses attention on what happens if the slope fails and liabilities and responsibilities of the parties involved.
- (f) It increases awareness of the need to consider uncertainties, and insight on what can go wrong and their potential consequences
- (g) It provides an open and transparent process on the nature and key contributors of risk and uncertainty for discussion with the regulators, owners, stakeholders, etc.

Yet the risk assessment approach is little used in practice. Some of the challenges and perceived limitations include (adapted from IUGS 1997):

- (a) The uncertainty in the parameters: however the uncertainties need to be understood to ensure a reliable deterministic assessment.
- (b) The need for expert judgement: this requires those doing the analysis to be trained and “calibrated”. Engineering judgement is also needed for all deterministic analyses.
- (c) The results of a risk assessment are seldom verifiable: a possible approach is to use peer review or panels.
- (d) Acceptable and tolerable loss of life criteria are not well established: this is an issue which has to be solved at the country, state or local government level. It is not possible to establish universal guidelines.
- (e) Many experienced practitioners can be reluctant to use risk assessment approaches for landslides, because of a lack of general acceptance of the method by the profession. However, risk assessment is an engineering tool that can supplement conventional tools.

Figure 10 presents an example of the application of GIRAF's hazard assessment methodology to the Oppstadhornet rock slope in Western Norway (Düzgün and Bhasin, 2005). This is a local/specific analysis (Figure 4). The steps in Figures 3 and 5 were followed:

Data collection involved obtaining relevant data from site investigations and the review of available information: geology, geometry, strength, groundwater, static and dynamic loads and the elements at risk.

The hazard assessment had the following components:

- 1 Kinematic analysis, to determine discontinuity sets governing the slope instability
- 2 Numerical modelling to model the possible failure mechanism and determine the failure surface and slope geometry. Continuum models are preferable for weak rocks while discontinuum models are more suitable for competent rock. The outputs of this analysis include volume of rock mass to slide, slip surface geometry and either depth of slide for weak rock or number of blocks and volume of rock sliding for competent rock.

- 3 Sensitivity analysis to evaluate the sensitivity of the analysis model to the input parameters. The Mohr-Coulomb and Barton-Bandis failure criteria were studied for the Oppstadhornet slope.
- 4 Uncertainty analysis as input to the probabilistic analysis and to obtain as realistic as possible slope failure probabilities. The uncertainties associated with the most sensitive parameters were quantified and analyzed.
- 5 Probabilistic modelling, where the failure probability for the Oppstadhornet slope was evaluated using both Monte Carlo simulation and the First Order Reliability Method.
- 6 Evaluation of slide magnitude (hazard) was assessed by establishing the relationship between failure probability and sliding rock block volume.

The consequence analysis included the determination of the elements at risk and losses involved with the damage and loss of life. This formed the input for the vulnerability assessment. The elements at risk were humans, infrastructure across the fjord where Oppstadhornet could have an influence (villages, buildings, roads, lifeline networks) and property assets.

The vulnerability assessment was reduced to two dimensions since the scale of the rock slide is small. The vulnerability was then addressed in a (n x m) matrix, where n is the type of elements at risk and m is number of rock blocks to slide.

The risk assessment started with the computation of total and specific risk, in which the total risk can be obtained with the MAUT approach (Section 3.4). If the specific risk have non-comparable units, such as lives lost per event or year, number of buildings damaged, degree of wildlife destroyed, the results should be presented as such, and not as a global risk number, using for example concepts and examples in Fell et al. (2005).

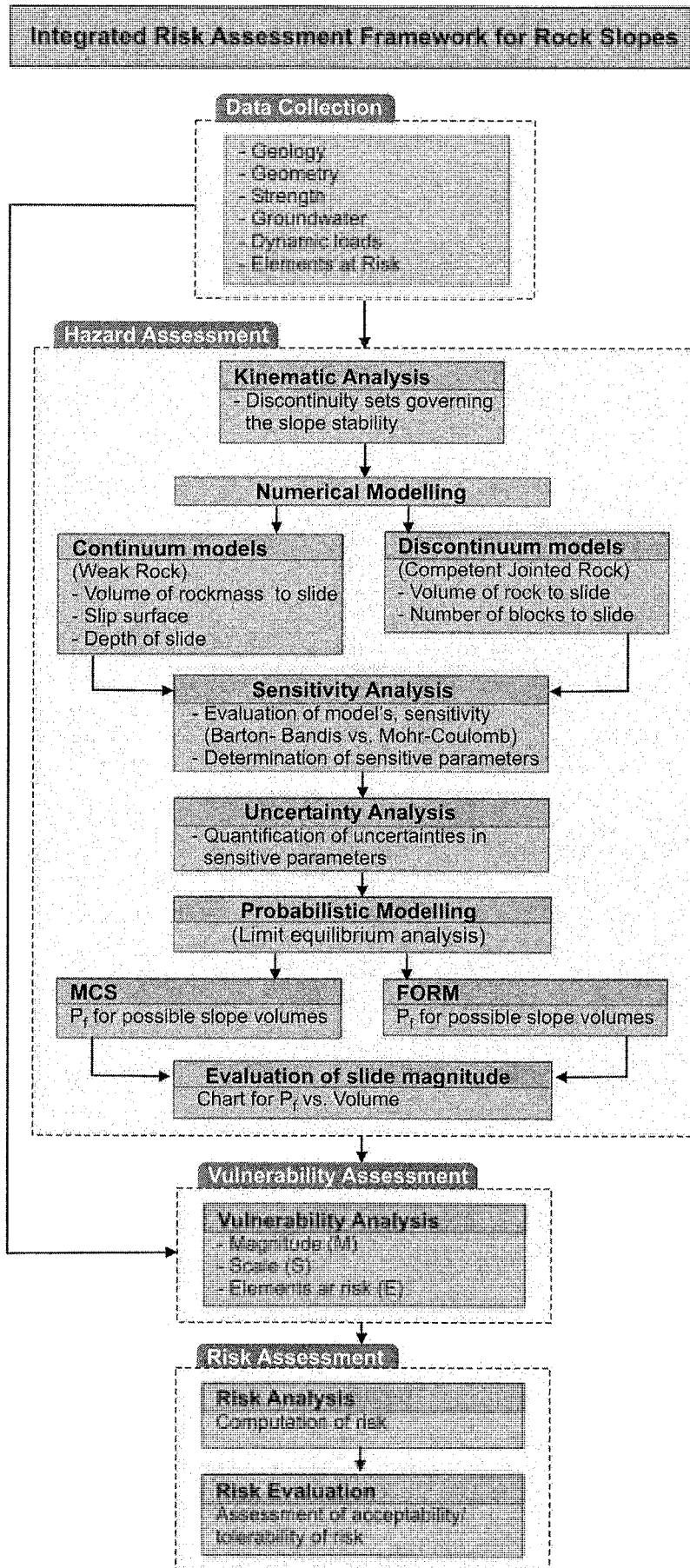


Figure 10 GIRAF for Rock Slopes

5 CONCLUSIONS

Quantitative risk assessment (QRA) methods provide a systematic approach for landslide risk assessment. However, the lack of generally accepted models for vulnerability assessment and criteria for acceptable and tolerable hazard and risk limits their use. Use of different terminology in the literature for hazard and risk prevents effective communication and limits the application of the concepts in decision making process.

GIRAF is a flexible procedure for QRA. It allows integration of existing methods to exploit the benefits of each one, and proposes a framework to account for all components of a risk assessment. GIRAF was designed for landslides, but can easily be adapted to geotechnical or structural problems. It can also be used assessing risk for multi-hazards situations. For regional analyses, establishing accuracy assessment procedures to measure the performance of hazard maps would help improve the risk assessment. Vulnerability assessment forms the basis of quantification of vulnerability in GIRAF, and the proposed vulnerability framework needs quantification, using existing databases and a literature survey. Work on this is underway.

Although it is difficult, and often controversial, to establish an unique acceptability and tolerability criterion for landslides, generalizations for various risk types can be made, and these are summarised in the paper. Acceptability and tolerability criteria for environmental risk due to landslides are also needed. To advance further in this respect requires risk perception research in society and therefore interdisciplinary research and communication.

6 ACKNOWLEDGEMENT

The first author wishes to sincerely thank Suzanne Lacasse and Sebnem Düzgün for their help in the preparation of this paper on GIRAF and for their educational insight.

7 REFERENCES

- AGS, Australian Geomechanics Society (2000): "Landslide risk management concepts and guidelines." Australian Geomechanics Society, Sub-Committee on Landslide Risk Management, Australian Geomechanics 35:49-92.
- Alcantara-Ayala, I. (2004): "Hazard assessment of rainfall-induced landsliding in Mexico." *Geomorphology* 61:19-40.
- Aleotti, P, Baldelli, P. and Polloni, G. (1996): "Landsliding and flooding event triggered by heavy rains in the Tanarobasin." *Proc. of international congress of Interpraevent*: 435-446.
- Aleotti, P. and Chowdhury, R. (1999): "Landslide hazard assessment: Summary review and new perspective." *Bulletin of Engineering Geology and Environment* 58:21-44.
- Ang, AH-S. and Tang, W.H. (1984): "Probability concepts in engineering planning and design 2." New York. Wiley, 1984.
- Bedford, T. (2004): "Risk Acceptance Criteria, FN-curves and Multi-attribute utility theory." *Proceedings of 2nd ASRANET* (Network for Integrating Structural Safety, Risk and Reliability) Colloquium, Barcelona, Spain (CD-ROM)
- Carrara, A. and Merenda, L. (1976): "Landslide inventory in northern Calabria, Southern Italy." *Bulletin of American Geological Society* 87:1153-1162.
- Cave, P.W. (1992): "Natural hazards risk assessment and land use planning in British Colombia." *Geotechnique and Natural Hazards*, Canadian Geotechnical Society, 1-11.
- Christian, J.T. (2004): "Geotechnical Engineering reliability: how well do we know what we are doing?" *Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(10):985-1003.

- Chung, C.F. and Fabrii, A.G. (1993): "Probabilistic prediction models for landslides hazard mapping." *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing* 65:1389-1399.
- Dai, F.C. and Lee, C.F. (2001): "Frequency-Volume relation and prediction of rainfall-induced landslides." *Engineering Geology* 43:27-29.
- Dai, F.C., Lee, C.F. and Ngai, Y.Y. (2002): "Landslide risk assessment and management: an overview." *Engineering Geology* 64:64-87.
- Duncan, J.M. (1996): "Soil slope stability analysis. In Landslides: Investigation and Mitigation" (eds A.K. Turner & R.L. Schuster). *Transportation Research Board, Special Report* 247:337-371, National Research Council.
- Düzgün, H.S.B. and Bhasin, R. (2005). "An integrated numerical and probabilistic analysis for jointed rock slopes." Submitted to *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*
- Düzgün, H.S.B. and Lacasse, S. (2005): "An integrated landslide risk assessment with special emphasis on vulnerability and acceptable risk." Submitted to *Canadian Geotechnical Journal*, 2005.
- Düzgün, H.S.B., Yucemen M.S. and Karpuz, C. (2002): "A Probabilistic Model for the Assessment of Uncertainties in Shear Strength of Rock Discontinuities." *International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences and Geomechanics Abstracts* 39:743-754.
- Einstein, H.H. (1988): "Special lecture, landslide risk assessment." *Proc. 5th Int. Symp. On Landslides*, Lausanne, Switzerland 2:1075-1090
- El-Ramly, H., Morgenstern, N.R. and Cruden, D.M. (2003): "Probabilistic stability analysis of a tailings dyke on presheared clay-shale." *Canadian Geotechnical Journal*, 40:192-208.
- ERM-Hong Kong (1999): "Slope failures along BRIL roads: Quantitative Risk Assessment and Ranking." *GEO Report* 81, Hong Kong.
- Fell, R. (1994): "Landslide risk assessment and acceptable risk." *Canadian Geotechnical Journal*, 31:261-272.
- Fell, R. and Hartford, D. (1997): "Landslide risk management." *Landslide Risk Assessment*, 51-110, Cruden & Fell (eds), Balkema, Rotterdam.
- Fell, R., Ho, K.K.S., Lacasse, S. and Leroi, E. (2005): "A framework for landslide risk assessment and management" *Landslide Risk Management*, 3-25, Hungr, Fell, Couture & Eberhardt (eds), Taylor & Francis Group, London.
- Finlay, P., Fell, R. and Maguire, P. (1997): "The relationship between the probability of landslide occurrence and rainfall." *Canadian Geotechnical Journal* 34:811-824.
- GEO, Geotechnical Engineering Office (1998): "Landslides and Boulder Falls from Natural Terrain: Interim Risk Guidelines." *GEO Report* 75, Geotechnical Engineering Office, Government of the Hong Kong SAR.
- Glade, T. (2003): "Vulnerability assessment in landslide risk analysis." *Die Erde* (Beitrag zur Erdsystemforschung) 134:123-146.
- Glade, T., Crozier, M. and Smith, P. (2000): "Applying probability determination to refine landslide-triggering rainfall thresholds using and empirical "Antecedent Daily Rainfall Model"." *Pure and Applied Geophysics* 157:1059-1079.
- Guzetti, F. (2000): "Landslide fatalities and the evaluation of landslide risk in Italy." *Engineering Geology* 58:89-107.
- Guzetti, F., Carrara, A., Cardinali, M and Reichenbach, P., (1999): "Landslide hazard evaluation: A review of current techniques and their application in multi-scale study, Central Italy." *Geomorphology*, Vol. 31:181-216.
- Hearn, G.J. and Griffith, J.S. (2001): "Landslide hazard mapping and risk assessment." In *Land Surface Evaluation for Engineering Practice* (ed J.S. Griffith), Geological Society, London, Engineering Group Special Publication 18:43-52.

- Ho, K., Leroi, E. and Roberds, B. (2000): "Quantitative risk assessment. Application, myths and future directions." *GeoEng 2000*, Technomic Publishing, 269-312.
- IUGS (1997): "Quantitative risk assessment for slopes and landslides – the State of the Art." IUGS Working Group on Landslides, Committee on Risk Assessment, in *Landslide risk assessment*, Cruden & Fell (eds): 3-12.
- Keinholz, H. (1978): "Maps of geomorphology and natural hazard of Griendelwald, Switzerland scale 1:10 000." *Arctic and Alpine Research* 10:169-184.
- Kuloshvili, S.I. and Maisuradze, G.M. (2000): "Geological-geomorphological aspects of landsliding in Georgia (Central and Western Caucasus)." In *Landslides: In Research, Theory and Practice* (eds. E.N. Bromheard *et al.*): 861-866.
- Lee, E.M. and Jones, D.K.C. (2004): "Landslide Risk Assessment." Thomas Tilford Publishing, London.
- Leroi, E. (1996): "Landslide hazard – risk maps at different scales: objectives, tools and developments." In *Landslides. Proc. Int. Symp. On Landslides, Trondheim*, 17-21 June, K. Senneset (ed): 35-52.
- Li, K. S. and Lumb, P. (1987): "Probabilistic design of slopes." *Canadian Geotechnical Journal* 24:520-535.
- Moon, A.T., Olds, R.J., Wilson, R.A. and Burman, B.C. (1992): "Debris flow zoning at Montrose, Victoria." In *Landslides* (ed. D.H. Bell) 2:1015-1022.
- Morgan, G.C. (1991): "Quantification of risks from slope hazards." *Open File Report 1992-15*, Geological Survey of Canada.
- Morgan, G.C., Rawlings, G.E. and Sobkowicz, J.C. (1992): "Evaluating total risk to communities from large debris flows." *Proceedings of the 1st Canadian Symposium on Geotechnique and Natural Hazards*, Vancouver: 225-235.
- Morgenstern, N.R. (1997): "Toward landslide risk assessment in practice." *Landslide Risk Assessment*, Cruden & Fell (eds): 15-23.
- Nadim, F. and Lacasse, S. (2003): "Review of probabilistic methods for quantification and mapping of geohazards." *Geohazards 2003*, Edmonton: 279-286
- Nadim, F. and Kjekstad, O. (2005): "Assessment of global landslide hazard and risk hot-spots." *Proceedings of 16th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka, Japan.
- NS 5814 (1991): "Requirements for risk analyses", Norwegian standard, www.standard.no.
- NORSOK standard Z-013 (2001): "Risk and emergency preparedness analysis", rev. 2, www.standard.no
- NRC, National Research Board, Transportation Research Board (1996): "Landslides Investigation and Mitigation." *Special Report 247*, Turner & Schuster (eds.): 673p
- Ojeda-Moncayo, J., Locat, J., Couture, R. and Leroueil, S. (2004): "The magnitude of landslides: An overview." In *Landslides: Evaluation and Stabilization*, Lacerda, Ehrlich, Fontoura, Satao (eds): 379-384.
- Okimura, T. and Kawatani, T. (1986): "Mapping of potential surface failure sites on granite mountain slopes." *International Geomorphology* 1:121-138.
- Osei, E.K., Amoh, G.E.A. and Schandorf, C. (1997): "Risk ranking by perception." *Health Physics* 72:195-203.
- Polloni, G., Aleotti, P., Baldelli, P., Noretto, A. and Casavecchia, K. (1996): "Heavy rain triggered landslides in Alba area during November 1994 flooding event in the Piemonte Region (Italy)." *Proc. of 7th International Symposium of Landslides*, Trondheim, 1955-1960
- Reeves, A., Ho, K.K.S. and Lo, D.O.K. (1999): "Interim risk criteria for landslides and boulder falls from natural terrain." In *Geotechnical Risk Management*, 18th Annual Seminar Geotechnical Division Hong Kong Institution of Engineers: 87-96.

- Roberds, W.J. (2001): "Quantitative landslide risk assessment and management." *Proc. of International Conference on Landslides - Causes, Impacts and Countermeasures*, Davos, 585-595.
- Rupke, J., Cammeraat, E., Seifmonsbergen, A.C. and van Westen, C.J. (1988): "Engineering geomorphology of Widentobel Catchment, Appenzell and Sankt Gallen, Switzerland: A geomorphological inventory system applied to geotechnical appraisal of slope stability." *Engineering Geology* 26:33-68.
- Soeters, R. and van Westen, C.J. (1996): "Slope instability recognition analysis and zonation. In Turner A.K. and Schuster, R.L. (eds). *Landslides investigation and mitigation. Transportation Research Boards, National Research Council, Special Report 247*. National Academy Press, Washington D.C., USA.:129-177.
- Tang W-H, Li, V.K.S. and Cheung, R.W.M. (1999): "Some uses and misuses of reliability methods in geotechnical engineering." In *Geotechnical Risk Management*, 18th Annual Seminar Geotechnical Div. Hong Kong Institution of Engineers: 87-96.
- Tatashidze, Z.K., Tsereteli, E.D. and Khazaradze, R.D. (2000): "Principle hazard factors and mechanisms causing landslides (Georgia an example)." In *Landslides: In Research, Theory and Practice* (eds. E.N. Bromheard *et al.*): 1449-1452.
- Van Westen, C.J. (2004): "Geo-Information tools for landslide risk assessment: An overview of recent developments." in *Landslides: Evaluation and Stabilization*, Lacerda, Ehrlich, Fontoura & Syao (eds): 39-56.
- Varnes, D.J. (1984): The International Association of Engineering Geology Commission on Landslides and Other Mass Movements 1984. "Landslide hazard zonation: A review of principles and practice." *Natural Hazards* 3:63. Paris, France. UNESCO.
- Wang, W. Chigira, M. and Furuya, T. (2003): "Geological and geomorphological precursors of the Chiu-fen-erh-shan landslide triggered by the Chi-chi earthquake in central Taiwan." *Engineering Geology* 69:1-13.
- Ward, T.J., Ruh-Ming, L. and Simons, D.B. (1982): "Mapping landslide hazard in forest watershed." *Journal of Geotechnical Engineering*, Div. ASCE 108:319-324.
- Whitman, R.V. (1984): "Evaluating calculated risk in geotechnical engineering." *J. Geotech. Eng.*, ASCE 110(2):145-188.
- Wilson, R.C. and Wieczorek, G.F. (1995): "Rainfall threshold for the initiation of debris flows at La Honda, California." *Environmental and Engineering Geoscience Journal* 1:11-27.
- Wu, T.H., Tang, W.H. and Einstein, H.H. (1996): "Landslide hazard and risk assessment." *Landslides Investigations and Mitigation, Transportation Research Board Special Report 247*, National Research Council Washington DC.
- Yin, K.L. and Yan, T.Z. (1988): "Statistical prediction models for slope stability of metamorphosed rocks." In *Landslides*, Bonnard, C. (ed.): 1269-1272.
- Yucemen, M.S., Tang, W.H. and Ang, A.H.-S. (1973): "A probabilistic study of safety and design of earth slopes." Civil Eng Studies SRS 402, University of Illinois, Urbana, USA,

KÁRAHNJÚKAR HYDROELECTRIC PROJECT - POWERHOUSE CAVERN
Successful excavation despite complex geology and stress induced stability problems**Authors :**

Matthías Loftsson; MSc Geol. Eng. Hönnun Consulting Eng. KSJV Project Manager Earthwork
Ægir Jóhannsson; MSc Rock Mec. Eng. VST Consulting Eng. KEJV Design Engineer Excavation
Einar Erlingsson; MSc Civil Eng. Landsvirkjun. Project Manager Kárahnjúkar HEP, Powerstation.

ABSTRACT

The powerstation for the Kárahnjúkar 690 MW HEP is sited in an underground cavern and tunnel complex about 1 km inside a valley mountain at some 500 m depth below the ground surface. The geology of the cavern area is typical for the Tertiary rock mass in Iceland and consists of hard basaltic rock layers with scoria and sedimentary rock interbeds. In addition, vertical or sub-vertical tectonic fractures, faults and dikes cut through the rock mass. The various rock units have quite different rock mechanical properties. The basaltic rock is hard with relatively high intact strength and modulus, whereas the scoria and the sedimentary rocks are frequently one order of magnitude softer.

Design of the cavern and tunnels took into consideration the prevailing geological conditions especially in the roof area. Design concept of the rock support was to extensively utilise the inherent strength of the rock mass, sealing the surface and reinforcing the rock mass. Based on FEM analysis, as well as direct observations, final shape of the caverns and the required rock support was determined.

The Norwegian Method of Tunnelling was applied for the tunnel and cavern excavations and the rock support determined concurrent with the excavation in view of the geological conditions encountered. During the excavation of the caverns and adjoining tunnels, stress induced instability of the walls was observed. This required constant revision and re-evaluation of the rock support and potential additional support application.

The rock wall deformations and rock load surrounding the powerhouse cavern and the adjacent transformer cavern were monitored during and after the excavation phase. Deformations exceeding 160 mm were measured as well as rock loads exceeding the limits of the load measuring anchors. Deformation measurements and visual inspection indicate that the deformations were not only controlled by the geometry of the tunnel complex but to a large extent by the complexity in the geology.

Despite stress induced instability and considerable increase in the rock support measures, the excavation of the cavern was successfully completed ahead of relatively tight and challenging time schedule.

This paper summarizes the geology of the cavern area, the excavation procedures and progress, applied rock support, stress induced problems and monitoring results.

1 INTRODUCTION

1.1 The project

The Kárahnjúkar 690 MW hydroelectric scheme currently under construction in Iceland by Landsvirkjun, the National Power Company, is the largest project so far developed in the country, with total estimated development cost of 1,1 billion €. The electricity goes to an aluminium plant built and operated by Alcoa of the US. Construction period for the powerhouse is 4 years, from autumn 2003 to autumn 2007. The location of the project area is shown in *Figure 1*, and the key figures are given in *Figure 2*. [www.karahnjukar.is/EN]

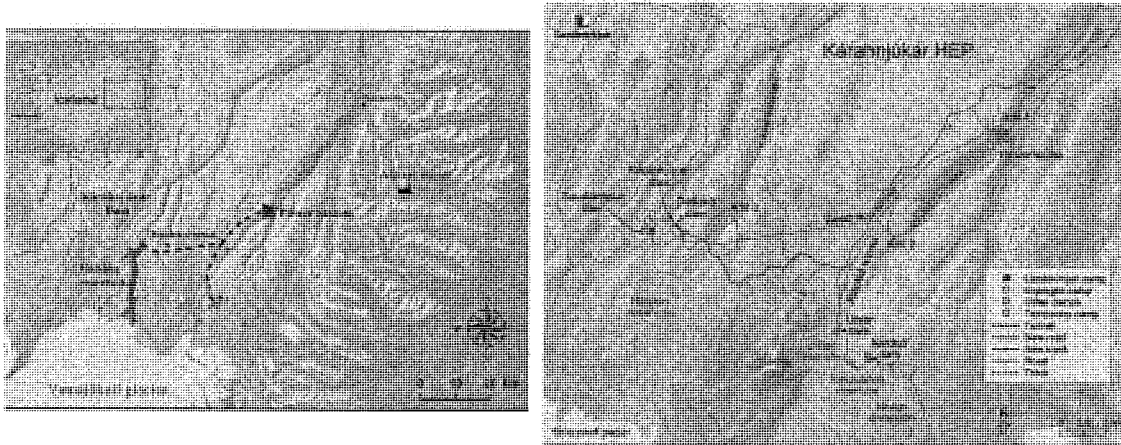


Figure 1. The Kárahnjúkar Hydroelectric Project area in east Iceland

Installed capacity	690 MW
Number of units	6 (115 MW each)
Energy production	4.6 TWh
Gross head	600 m
Rated discharge	144 m ³ /s
Height of Kárahnjúkar dam	200 m
Volume Kárahnjúkar dam	8.6 million m ³
Face slab Kárahnjúkar dam	93 000 m ²
Hálslón reservoir	57 km ²
Hálslón storage	2100 million m ³
All tunnels	73 km
Headrace tunnel (diameter)	7.2 – 7.6 m
Construction time	2003-2008

Figure 2. Key figures for the Kárahnjúkar Hydroelectric Project area in east Iceland

Tunnelling is considerable, amounting some 50 km of full face TBM bored headrace tunnels with diameters up to 7,6 m and about 23 km of other drilled and blasted tunnels.

The project harnesses two glacial rivers originating at the northern parts of Vatnajökull, the biggest glacier in Europe, and includes 2.100 million m³ seasonal storage in Hálslón reservoir at RWL 625 m above sea level. The reservoir is created by building about 200 m high concrete face rock fill dam in the deep canyon of Hafrahvammagljúfur and two earth fill saddle dams, 25 m and 60 m high with central core of glacial moraine. From there and from the Ufsarveita diversion pond, water is diverted through 53 km interconnected tunnels to the

Fljótisdalur valley powerstation with tailwater at El. 25 m a.s.l. Six 115 MW Francis turbines, operated under total head of 600 m and discharge of 144 m³/s generate 4.600 GWh/year.

Access road construction, electrical distribution and other preparatory works started in the second half of 2002 while in early 2003 a 40 years power contract for aluminium production was signed with Alcoa. The contract for the main dam and TBM tunnelling was signed in March 2003 and the two saddle dams at Háslón in February 2004. The main contract for the power station civil works was signed in September 2003 and the main electro-mechanical contract for the power station in October 2003.

Impounding of the reservoir is scheduled for September 2006 with all main works on the dams completed by the end of that year. Power generation is scheduled to start in the spring of 2007, with full production in the fall of 2007 and all construction completed in 2008.

Main challenges for design and construction are varying rock conditions, harsh climate in the remote highlands and very tight construction schedule.

The three main reservoir dams, the headrace tunnels and the powerstation are designed by the joint venture KEJV, Kárahnjúkar Engineering Joint Venture, consisting of the Icelandic engineering firms VST Consulting Engineer Ltd. and Almenna Consulting Ltd, Electrowatt of Switzerland and MWH/Harza of the US, with Palmi Associates as sub consultant. VST Consulting Engineers of Iceland is leading the civil work design for the underground work in the Fljótisdalur valley.

The supervision of all work in the powerhouse area is carried out by the consortium KSJV, Kárahnjúkar Supervision Joint Venture, consisting of five engineering consulting companies, Lahmeyer International from Germany and four Icelandic engineering companies : Almenna, Hönnun, Rafhönnun and VSÓ consulting engineers.

The main contractor for the powerstation civil work is Fosskraft JV, a consortium of Hochtief Construction AG from Germany, E.Pihl & Son A.S from Denmark and two Icelandic contractors Ístak Ltd. and Icelandic Prime Contractor Ltd. The main electro-mechanical equipment for the powerstation is provided by VA Tech Escher Wyss, Germany and Austria.

1.2 The powerstation area

The underground cavern and tunnel complex for the powerstation are located in the Fljótisdalur valley, about 1 km inside the valley mountain at some 500 m depth below the ground surface, see *Figure 3*. The main features of the underground structures are powerhouse and transformer caverns with auxiliary tunnels and galleries, two vertical shafts, access tunnel, tailrace tunnel and a cable tunnel. The main dimensions are given in *Table 1*. Near view of the powerhouse cavern and the tunnel complex next to the caverns is shown on *Figure 4*.

Table 1. Key figures for the underground structures

Access tunnel :	Length = 1.040 m,	cross-section = 45 m ²
Cable tunnel :	Length = 960 m,	section area = 14 m ²
Tailrace tunnel :	Length = 1.460 m,	section area = 69 m ²
Powerhouse cavern :	Length = 120 m + 8 m unloading bay	
	Width = 14 m	
	Height = 35 m	
Transformer hall :	Length = 103 m	
	Width = 13,5 m	
	Height = 15 m	
Vertical shafts (2x):	Length = 420 m,	diameter = 4,04m

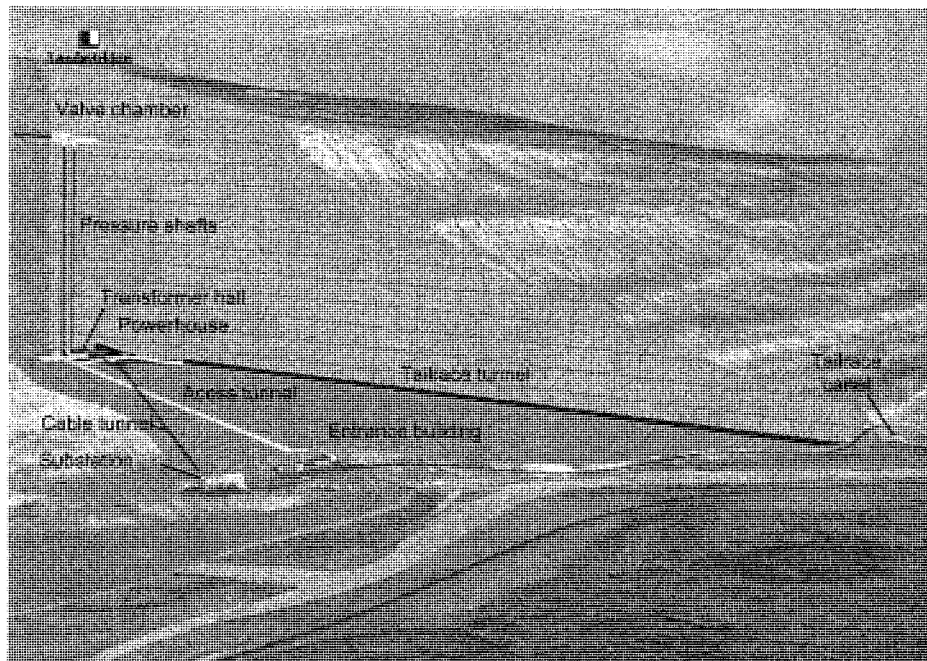


Figure 3. The powerstation area in Fljótisdalur valley

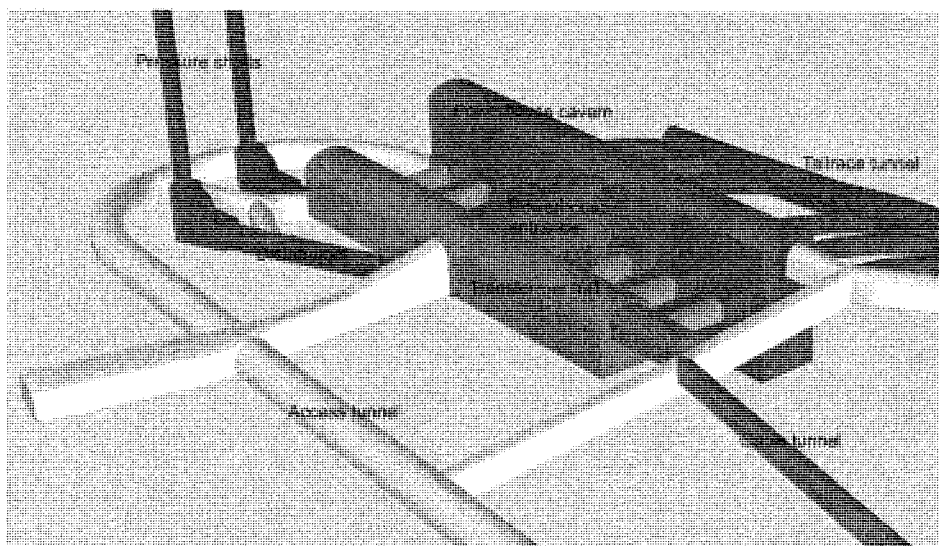


Figure 4. Near view of the tunnel complex by the caverns

2 GEOLOGY OF THE PROJECT AREA

2.1 General

Iceland is a volcanic island created by volcanism on the mid-Atlantic Ridge during the last 20 million years. The majority of the rock formations in Iceland are thus of volcanic origin from late Tertiary to present time. The oldest rock is in the east and west of Iceland where the rock mass is in general build up of sub-horizontal strata of regional basalt layers most often with scoriaceous interfaces between the adjacent basalts layers and sedimentary interbeds.

In the Fljótsdalur valley the basalt is about 60 to 70% of the rock mass, scoria about 15 to 20% and sedimentary rock about 15 to 20% [Jarðfræðistofa (2000), Jarðfræðistofan (2001)].

The basalts are of three types, olivine basalt, porphyritic basalt and tholeiitic basalt. The olivine basalt is normally more sound and less fractured than the tholeiitic basalt and thus in general considered a better rock for tunnelling. The porphyritic basalt is there in between.

The scoriaceous rock is in fact part of the basalt layers, i.e. the more vesicular, amorph (volcanic glass) and fractured part of a lava flow later being filled with secondary minerals and sedimentary infiltration materials.

The sedimentary rock is of three origins, pumiceous materials (tuff), soil or fluvial deposits, solidified and hardened into siltstone, sandstone and conglomerate. These sedimentary rocks are of different strength and durability. The siltstones can contain a small amount of swelling clays and disintegrate totally under cycles of wetting and drying, whereas the sandstone can be hard and durable.

Typical section through the different rock layers is shown on Figure 5.



Figure 5.
Typical section
through the
different rock
[Jarðfræðistofa
(2000)]

The permeability is relatively low, based on permeability tests in boreholes, and the permeability is mainly controlled by the fractures and dikes. In eastern Iceland the rock mass has, to some degree, been subjected to hydrothermal alteration and voids and joints in the geological units are often filled with secondary minerals. Degree of hydrothermal alteration is usually also higher in the scoria than in the dense crystalline basalt.

Intersecting the rock mass are basaltic dikes and tectonic fractures and faults. The main tectonic features are transverse or sub transverse to the main tunnels and caverns.

Based on the stratigraphy and geomagnetic measurements on rock core samples the rock mass is estimated to be about 6 to 7 million year old.

Basalt has relatively high strength and modulus, whereas the scoria and sedimentary rock have an order of magnitude lower strength [Davið (1988), Björn (1991)]. The volcanic dikes have similar strength as the basalt. Typical mechanical properties of these geological units are given in Table 2 [Jarðfræðistofan 2001]. The rock mass is quite fractured and the mass modulus is therefore considerably lower than for intact samples tested in a laboratory.

Table 2. Mechanical properties of different rock formations, typical values

Rock type	Uniaxial Strength (MPa)	E-modulus intact rock (GPa)	E-modulus rock mass* (GPa)	Poisson's ratio (intact samples)
Basalt	50 - 300	40 - 70	10 - 20	0,15 - 0,3
Scoria	10 - 40	10 - 20	1 - 10	0,2 - 0,4
Dikes	80 - 200	40 - 70	8 - 15	
Sedim. rock	10 - 40	5 - 30	1 - 20	0,2 - 0,5

* The in-situ modulus is evaluated from the Q-index but also from direct measurements [VST (1987), Magnús T. (1988)]

2.2 Geology of the Powerhouse cavern

Geological cross section of the powerhouse cavern is shown in *Figure 6*. From station 0 to 90, the top heading of the cavern was excavated through a quite fractured and scoriaceous tholeiite basalt and scoria. A 30-50 cm thick sedimentary rock layer, red interbed, and about 3 m thick scoria is between this basalt layer and over 20 m thick and blocky porphyritic basalt in the lower half of the cavern.

A large fault zone crosses the PH at about st 90 and another one at about st 95. Behind the fault zone the porphyritic basalt is in the roof of the PH and olivine basalt and conglomerate emerge in the PH walls underlain by scoria and basalt. The total downthrow over this fault zone is about 35 to 40 m. Other minor faults and several tectonic fracture cross the PH as can be seen on *Figure 6* along with volcanic dikes.

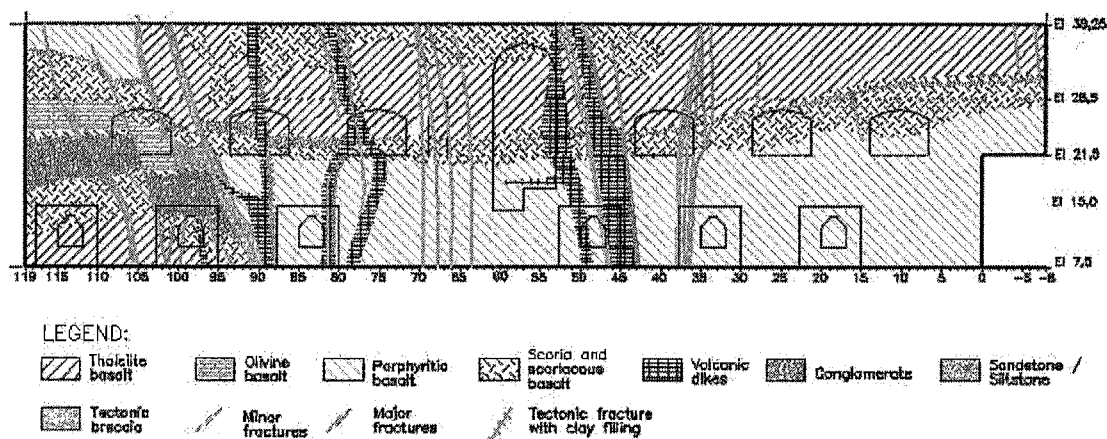


Figure 6. Geology of the powerhouse cavern, longitudinal section on the upstream wall

Rock mass classification on rock cores from exploration holes gave Q-values between 1 and 15 at the powerhouse cavern area. The in-situ classification gave in general lower values often between 0,1 and 4.

Water inflow into the tunnels and cavern was very little, mainly along the dikes and dike contacts. Water temperature was measured up to 30°C. This was not of surprise as the temperature gradient is relatively high in Iceland and was measured in exploration holes about 5-6°C/100 m.

Based on rock density measurements on core samples the average vertical in-situ stress gradient is 0,027 MPa/m and thus the vertical stress is about 13,5 MPa at 500 m depth (depth of the Powerhouse cavern). Hydrofracturing testing indicated that the horizontal stresses were between 5 and 6 MPa at that depth [Haimson (1981), Amberg (1988)].

3 DESIGN

3.1 Design concept in general

The powerhouse location was selected in due consideration of the location of the upper bend of the pressure shafts, fixed by the requirement of minimum rock cover, the pressure shafts, the prevailing geological conditions and optimisation of the overall cost of the underground works pertinent to the powerstation.

The final location of the powerhouse cavern and adjacent tunnels was depending on the geological conditions. The most important part to consider was the roof area, preferably to be located in a sound basalt layer to ensure adequate stability.

The main design concept of the rock support was to utilise the inherent strength of the rock mass by stabilising the exposed rock surfaces as necessary by:

- sealing the surface by means of sprayed concrete
- reinforcing the rock mass by rock bolting
- stress relief around the underground space, followed by deformation of the rock mass

All rock supporting measures were subject to a continuous evaluation of the prevailing conditions throughout the excavation process.

The design took into consideration the excavation sequence of the cavern, but in general it was left to be subject to the contractor's discretion. The method chosen by the contractor is described later in this article and was in general identical to the one anticipated.

3.2 Scope of design work

The design of excavation and rock support considered excavated space, excavation methods, presumed use, spoil areas, dewatering and ventilation.

Specifications of rock support measures included:

- Thickness and extension of sprayed concrete
- Welded wire mesh and fibre reinforcement
- Rockbolting, layout, pattern, length and type of bolts
- Drainage and pore pressure relief system
- Support under adverse conditions, typical sections
- Rock anchors, tendons and cables as necessary

3.3 Analysis and studies

The design of the powerhouse was e.g. based on:

- Simulations of the powerhouse complex in both 2D and 3D by means of numerical modelling
- evaluation of groundwater regimes and leakage by numerical modelling in the FEM code SEEP/W
- extensive instrumentation program comprising convergence measurements, rod extensometers and load anchors during excavation

The numerical simulations of the powerhouse complex was carried out in the three dimensional boundary element code Examine3D and the two dimensional finite element code Phase2 by Rocscience Inc. of Canada.

The three dimensional modelling was primarily aimed at interpreting the stresses around the cavern with emphasis on the connection points with adjacent tunnels to identify potential stress induced problems in these areas that might occur.

The two dimensional modelling was carried out on a vertical cross section through the two adjacent caverns, powerhouse cavern and transformer hall, disregarding the adjacent tunnels. The purpose of this modelling was to study in more detail the shape of the two caverns and the influence of different rock support measures that were not included in the 3D model.

Due to the complex geology, the mechanical properties of the rock mass in the proposed cavern location were rather uncertain. Therefore, the rock mass was in the initial assessments treated as a uniform elastic media with no fracturing, which conversely is partly taken care of through a reduction of the general stiffness (Young's modulus). The design parameters and rock mass properties used in these analyses are based on direct measurements in drill holes as well as experience from similar type of rock. Typical input parameters are listed below:

Young's modulus	$E = 10\text{-}38 \text{ GPa}$
Poisson's ratio	$\nu = 0,25\text{-}0,3$
Specific density of rock	$\gamma = 27,5 \text{ kN/m}^3$

Modelled in-situ stress conditions in the powerhouse area:

Maximum horizontal stress	$\sigma_H = 6,4 \text{ MPa}$
Minimum horizontal stress	$\sigma_h = 5,5 \text{ MPa}$
Vertical stress	$\sigma_v = 15,0 \text{ MPa}$

The 3D model made in Examine^{3D} and typical results from the 2D model in Phase² are shown in Figure 7.

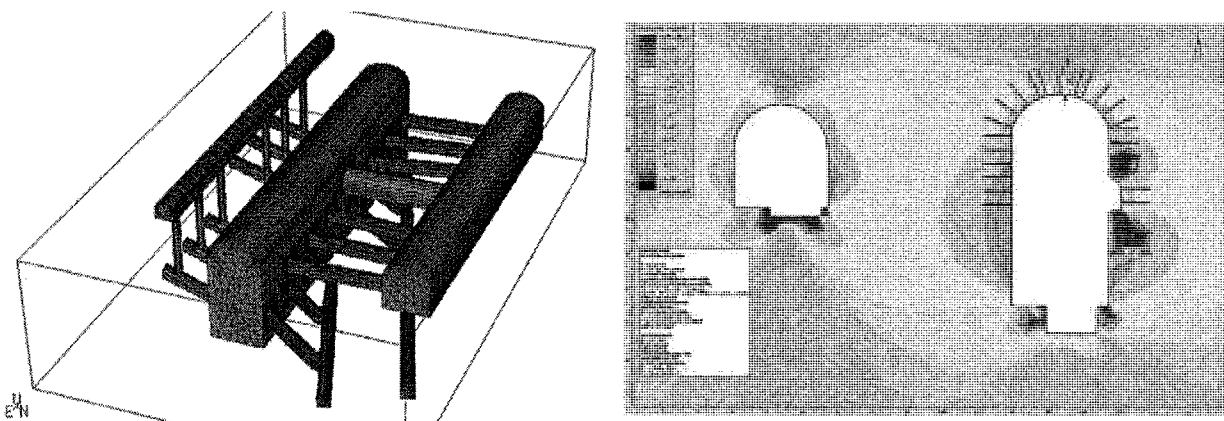


Figure 7. Examples from numerical models of the powerhouse complex. Left, Examine^{3D}, right Phase²

Based on these analysis, as well as direct observations, final shape of the caverns and the required rock support was determined. Critical areas were identified enabling extra care and observations during excavation as well as modification of the rock support.

3.4 Design challenges

A cross section through the powerhouse cavern complex with three parallel structures, transformer hall, powerhouse hall and draft tube gallery, together with distributor and tailrace tunnel are shown in Figure 8. This shows the original layout of the powerhouse as foreseen during the project planning phase.

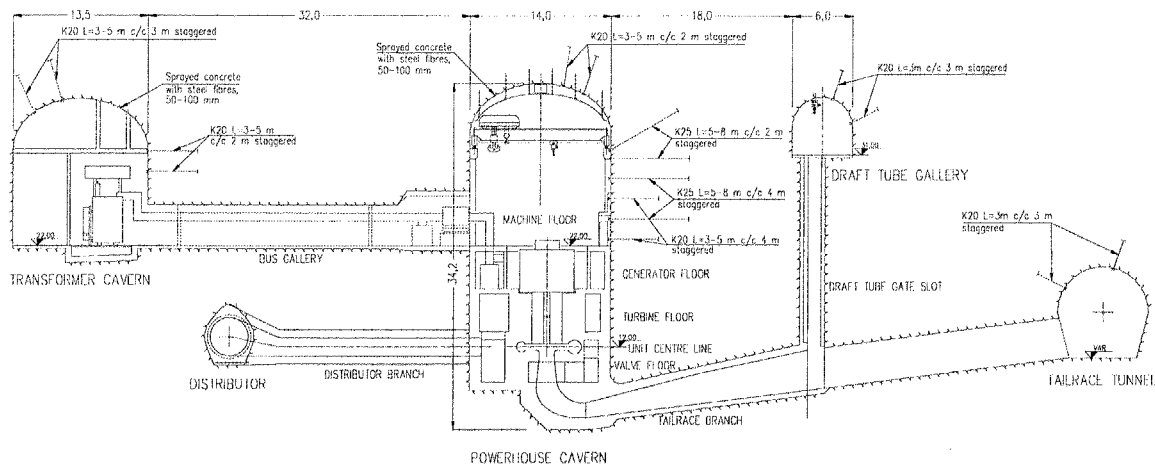


Figure 8. Section of the powerhouse complex at the project planning phase

As common in all projects, changes during design phase are inevitable. Prior to the tender of the powerhouse it was apparent that lack of space for electrical equipment in the powerhouse cavern called for increased excavation. The solution was to add a 4 m high and 4,4 m deep recess in the downstream wall of the centre bay area of the cavern, see Figure 9. As is clear from the figure, this is not a favourable solution from a rock mechanics point of view. This however was the solution issued for tender and the one the contractors based their bids on.

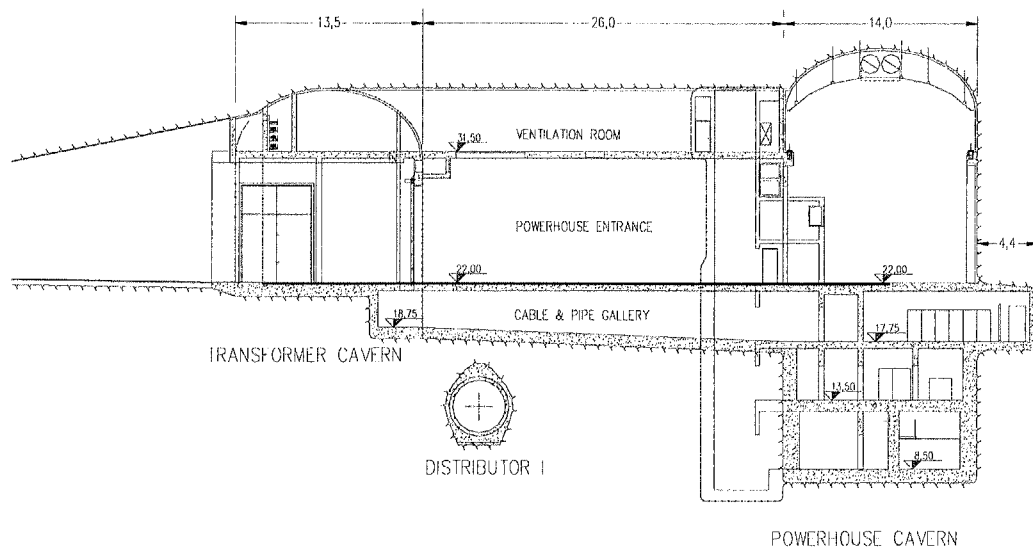


Figure 9. Proposed changes for additional space in the downstream wall of the powerhouse cavern centre bay

Obviously such a solution might cause severe problems during excavation and call for extraordinary measures to secure stability of the downstream cavern wall. Appreciable effort was therefore put into minimizing this niche, optimising space requirements versus excavation allowing supporting means described in the previous sections.

This was achieved and the final solution, actually built, was a 1,6 m deep recess along the entire length of the cavern as shown in Figure 10.

Note also that the draft tube gallery indicated on Figure 8 was omitted together with six draft tube gate slots. The draft tube gates are located at the downstream wall inside the powerhouse

cavern. The gates can be removed for service by means of horizontal gates that close the vertical gate slot.

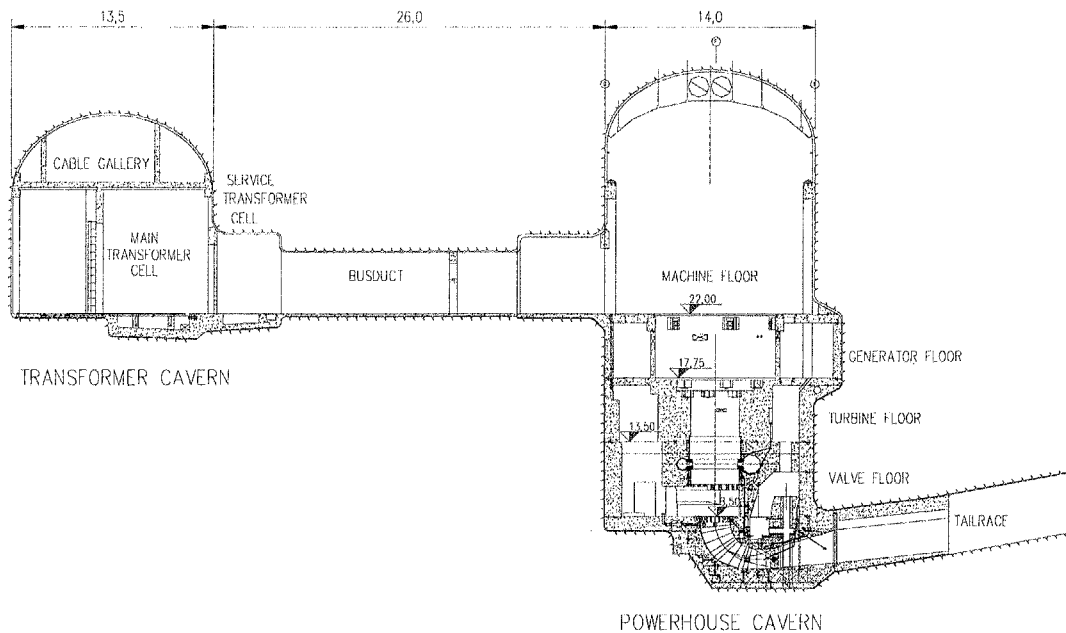


Figure 10. Section of the powerhouse cavern as built

As later described in chapter 4, concreting of the beams and columns for the gantry cranes took place at an early stage of construction. On top of the beams, prior to the excavation of the remaining two benches (approx. 14 m), two 25 ton temporary construction cranes were mounted to be used during the remaining construction work in the powerhouse. It was apparent that throughout this period, deformations would occur, especially in the upper part of the walls, deforming the crane beams and potentially blocking the operation of the two cranes. This was solved based on the contractor's proposal by fastening the crane rails temporarily with embedded halfeneisen profiles permitting a transverse adjustment of the rail if necessary at a later stage. This is illustrated in Figure 11. Incidentally, when excavation of the cavern was complete the two cranes were stuck and the fastenings had to be loosened and the rails shifted.

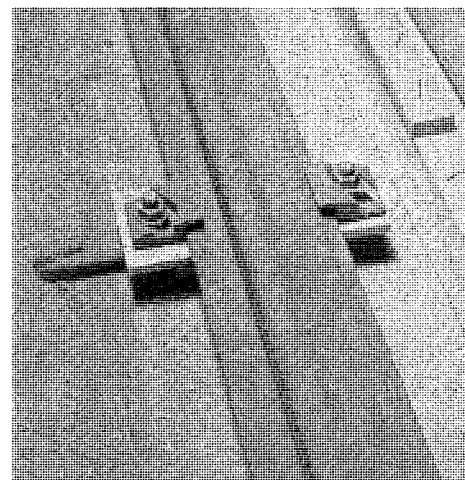
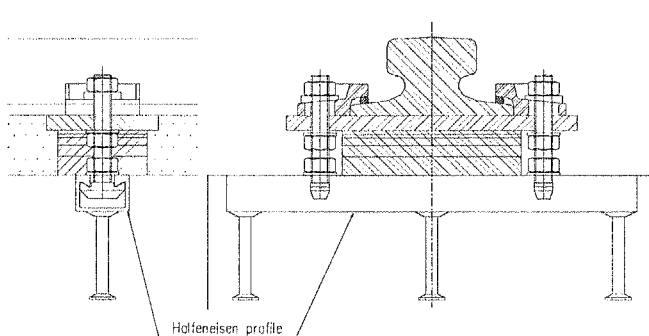


Figure 11. Halfeneisen profiles used to permit transverse adjustment of crane rails caused by convergence of the powerhouse walls

4 EXCAVATION AND ROCK SUPPORT

4.1 Progress of excavation

Excavation of the powerhouse cavern started in May 2004 by excavation of the powerhouse entrance into the center part of the cavern, the future erection bay. This was followed by excavation of the top heading, left and right in about 4 to 5 m pull lengths for the full width of the cavern, 10 m high and 14 m wide section, with the invert at level 28,5 m a.s.l. The top heading excavation was completed in the middle of June, inclusive 8 m long unloading bay at the right end, see *Figure 6*, to a total length of 128 m.

Bench 1 excavation, down to level 21,5 m a.s.l. started in July. The excavation was executed in the same manner as the top heading, starting in the center part of the cavern, i.e. from the powerhouse entrance and extended simultaneously to both sides. The contractor chose to first excavate the middle section of the bench, leaving about 2 m undisturbed rock adjoining the cavern walls. This was then peeled off and rock support applied immediately. Excavation of bench 1 was completed at the beginning of August.

In August and September rock anchors were installed for the crane beams and the beams and 2,5 m of the columns concreted.

Bench 2 excavation started by the end of September and was completed in late October. Bench 3 excavation followed shortly after completion of bench 2 excavation and was completed by middle of November and bench 4 excavation followed and was completed December 3^d, see *Figure 12*. Same excavation procedure was applied throughout the benching as for the bench 1, excavating the center part first leaving about 2 m undisturbed next to the walls. However, instead of excavating each bench over the entire length of the cavern, only 8 m were excavated before peeling off the rock slice next to the walls and installing the necessary rock support.

The contractor originally planned to excavate each bench in the cavern more or less to its full length, leaving a 2 m slice adjoining the walls, without rock support until after completing the excavation of the center part. This was considered too risky by the designer and the supervision, and the contractor was instructed to apply the rock support earlier.

The total excavation for the powerhouse cavern took about 7,5 months and was completed ahead of a tight and relatively challenging time schedule despite a significant increase in rock support, see *Figure 12*. Progress of the excavation week by week is shown on *Figure 13*.

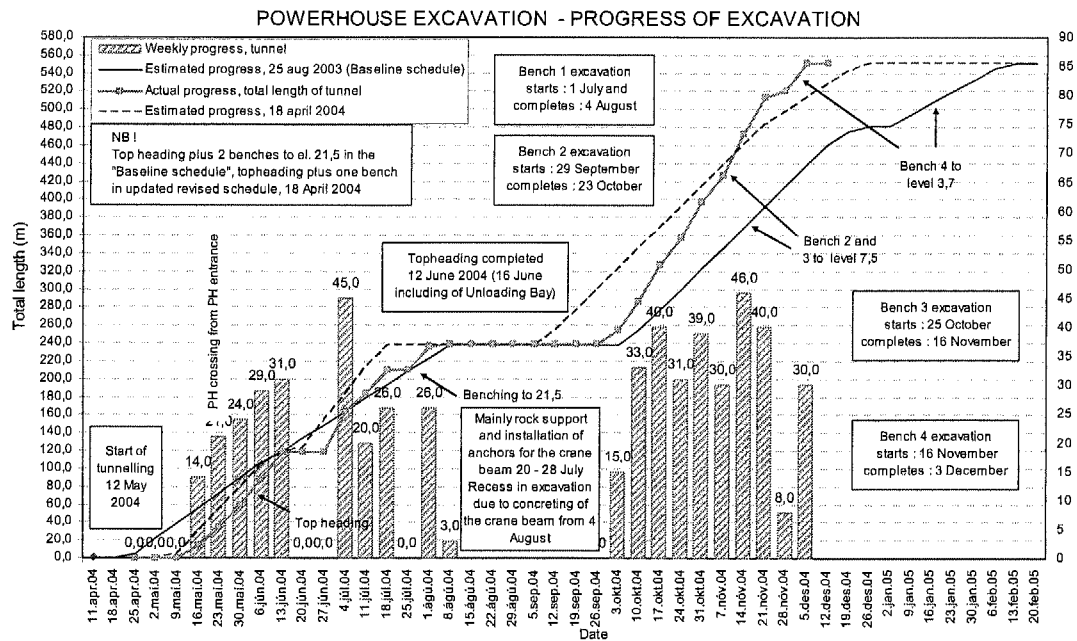


Figure 12. Progress of the PH excavation (right scale for m/week)

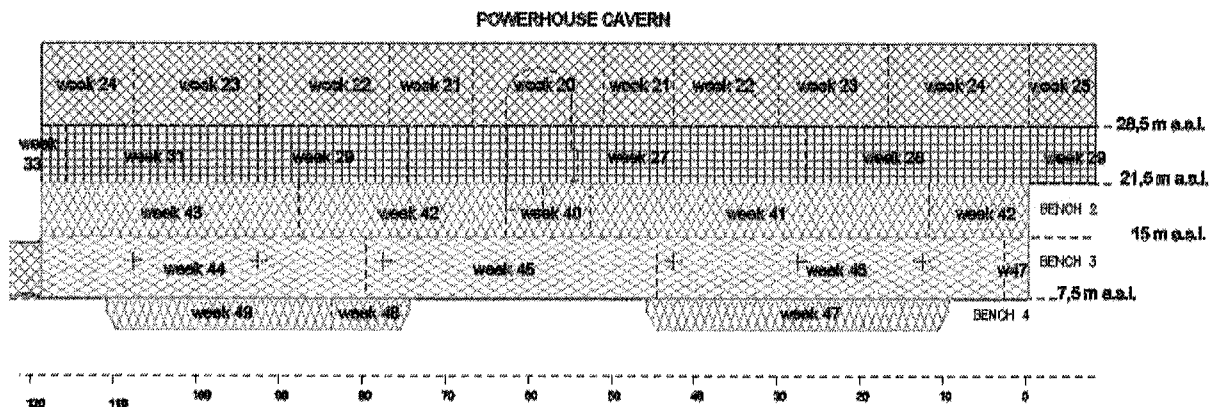


Figure 13. Progress of the powerhouse excavation week by week 2004

4.2 Rock support

The scope of the contract required the necessary rock support to be determined in accordance with the “design as you go” criteria, i.e. which rock support was applied concurrent with the excavation [Landsvirkjun (2003)]. To fulfil this contract requirement, a team of experienced tunnelling engineers supervised the tunnelling work. In accordance with the Norwegian Method of Tunnelling (NMT) [OT Blindheim (1997)], rock support was determined in view of the geological conditions encountered. The Q-value rock mass classification system, adjusted to Icelandic conditions, was used as a guideline to evaluate the required amount of rockbolts and sprayed concrete. But mostly the evaluation of required rock support and stabilisation measures were based on previous tunnel experience in similar rock conditions.

The rock support of the top heading excavation consisted of systematic rockbolting with 5 m long rockbolts and application of sprayed concrete on each round before drilling the next round. Based on thickness measurements of the sprayed concrete it was decided to add an

additional layer of sprayed concrete in the roof section to meet requirements for minimum thickness as determined from the geological mapping and the rock support classification. In addition, 8 m long rockbolts were systematically installed as they were considered necessary to secure the roof and the springline above the crane beam before benching.

For bench 1 walls down to machine hall floor level El. 22 m a.s.l., 5 m long rockbolts were systematically installed with a row of 8 m long rock bolts above and below the crane beam and up to 8 m long rock anchors for support of the crane beam itself.

As for the upper part of the powerhouse cavern, the rock walls beneath the machine hall floor level were systematically rockbolted with 5 to 8 m long rockbolts and sprayed concrete applied. The thickness of the sprayed concrete was minimised to temporary rock support only, as rock walls below level 22 m a.s.l. would later be concreted. 4 m long spiling bolts with 0,3 m interval were installed around all openings and widening in the powerhouse.

The amount of rockbolts and sprayed concrete used increased considerably from the contract documents estimate with longer rockbolts being used. In the documents, limited rock support was estimated for the cavern below the machine hall level of El. 22 m a.s.l. This however increased markedly due to the complicated geology and stress induced instability support requirements were much greater than anticipated.

On the average 9,7 rockbolts/m cavern and 8,8 m³/m cavern of sprayed concrete were used for the top heading of the powerhouse. For the bench 1 excavation about 19,1 rockbolts/m cavern in conjunction with 5,4 m³/m cavern of sprayed concrete. Anchor rockbolts for the crane beam and columns are included in these figures and additional support applied around and into the busduct tunnels. For the bench excavation, below El. 21,5 m a.s.l., use of rock support was about 25 rockbolts/m cavern and about 7 m³/m cavern of sprayed concrete.

In total about 6.450 rockbolts and 2.550 m³ of sprayed concrete was used for rock support of the powerhouse cavern. Average use of rock bolts and sprayed concrete, for theoretical square m of rock surface. i.e. in accordance with the design line of excavation, for the top heading and benches is given in *Table 3*. For actual thickness of sprayed concrete a factor of about 1,3 should be used to account for the surface roughness and overbreak.

Table 3. Average application of rock bolts and sprayed concrete per m² on design line.

	Rock bolts	Sprayed concrete
Top heading	0,35 bolts/m ² theoretical	0,3 m ³ /m ² theoretical
Bench 1	1,35 bolts/m ² theoretical*	0,35 m ³ /m ² theoretical
Benches 2-4	0,6 bolts/m ² theoretical	0,15 m ³ /m ² theoretical

*inclusive rock anchors for the crane beam and columns and spiling bolts around busduct openings

When drilling for the rock anchors for the crane beam and the spiling bolts around the busducts next to the powerhouse entrance, loosening of the rock mass was experienced. Holes collapsed and anchors could not be installed. The loosening was the result of the rock walls deformation, voids were created inside the rock walls and rock fragments became loose. Consolidation grouting was therefore used to stabilise the rock mass in the walls before drilling for anchors and spiling bolts. A total of 47,6 tons of cement was injected into the rock mass in 94 holes or on average about 500 kg/hole. Some grouting was also required at the bench 2 level, but this was mainly at bench 1 level.

5 MONITORING OF ROCK DEFORMATION

During and after the excavation phase the deformation of the powerhouse cavern and the adjacent transformer hall and powerhouse entrance was continuously monitored with the deformations recorded. Extensometers and convergence points were installed in four sections in the powerhouse and load anchors in one section. However only convergence points were installed in the transformer hall and powerhouse entrance. Measuring points were installed in the roof and in the walls and were measured as long as they were accessible. As the excavation of the powerhouse cavern continued downward, additional points were installed on these sections at each bench level. Location of the measuring points is shown on *Figure 14*.

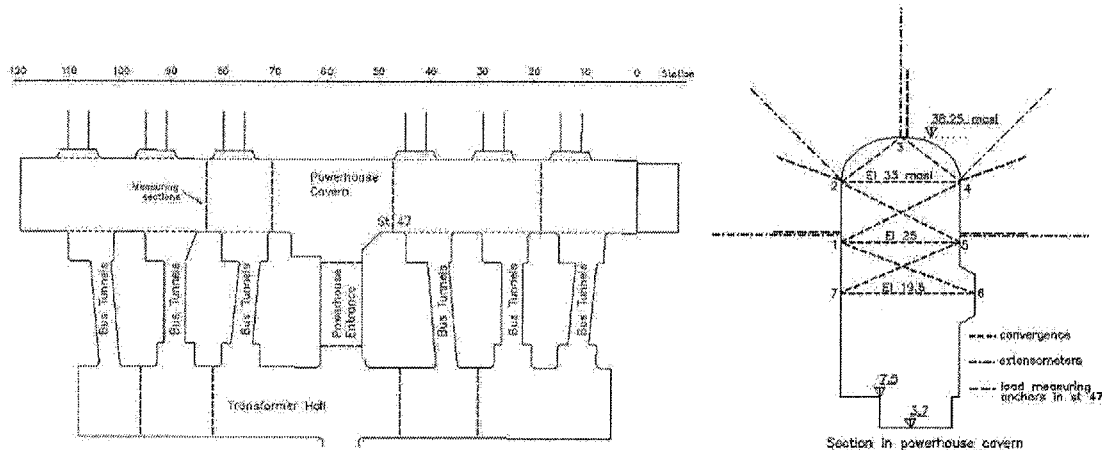


Figure 14. Location and layout of the deformation measuring sections in the powerhouse cavern, transformer hall and powerhouse entrance

The points in the roof could only be measured from bench 1 level. After that these points have not been measured. Other points in the walls could be reached and measurements are still ongoing (November 2005). The total deformation close to 170 mm was measured and rock loads on anchors exceeded the limits of the load measuring anchors. Deformation at station 47 in the powerhouse, close to the middle of the cavern, is shown on *Figure 15* and *Figure 16*. *Figure 15* shows convergence measurements and extensometer results are shown in *Figure 16*.

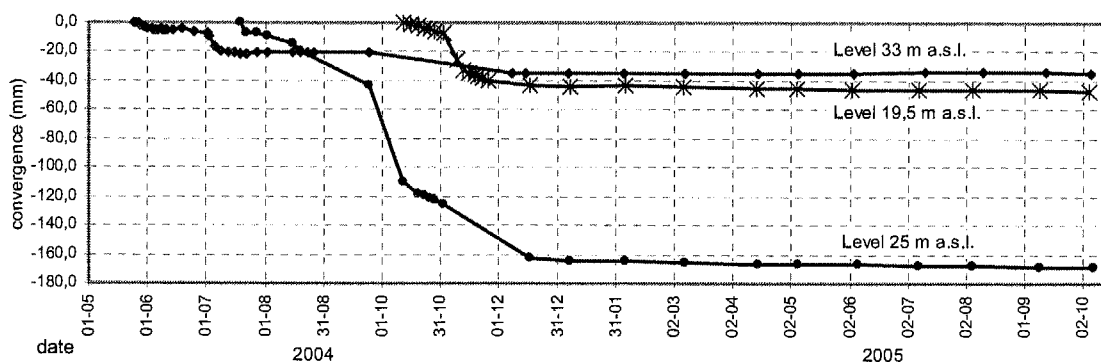


Figure 15. Convergence measurements in station 47

The greatest rate of deformation (convergence) was 4-6 mm/day at level 25 during excavation of bench 2 in the powerhouse, i.e. from level El. 21,5 to 15 m a.s.l. Since the completion of the powerhouse excavation in December 2004 until April 2005, the average deformation was about 0,03 mm/day. From April to September 2005 the average has been 0,01 mm/day. Some minor creep is expected to continue for several months and years as has been the experience in another underground powerhouse cavern in north Iceland [Hönnun (2003), Sveinn (1991)].

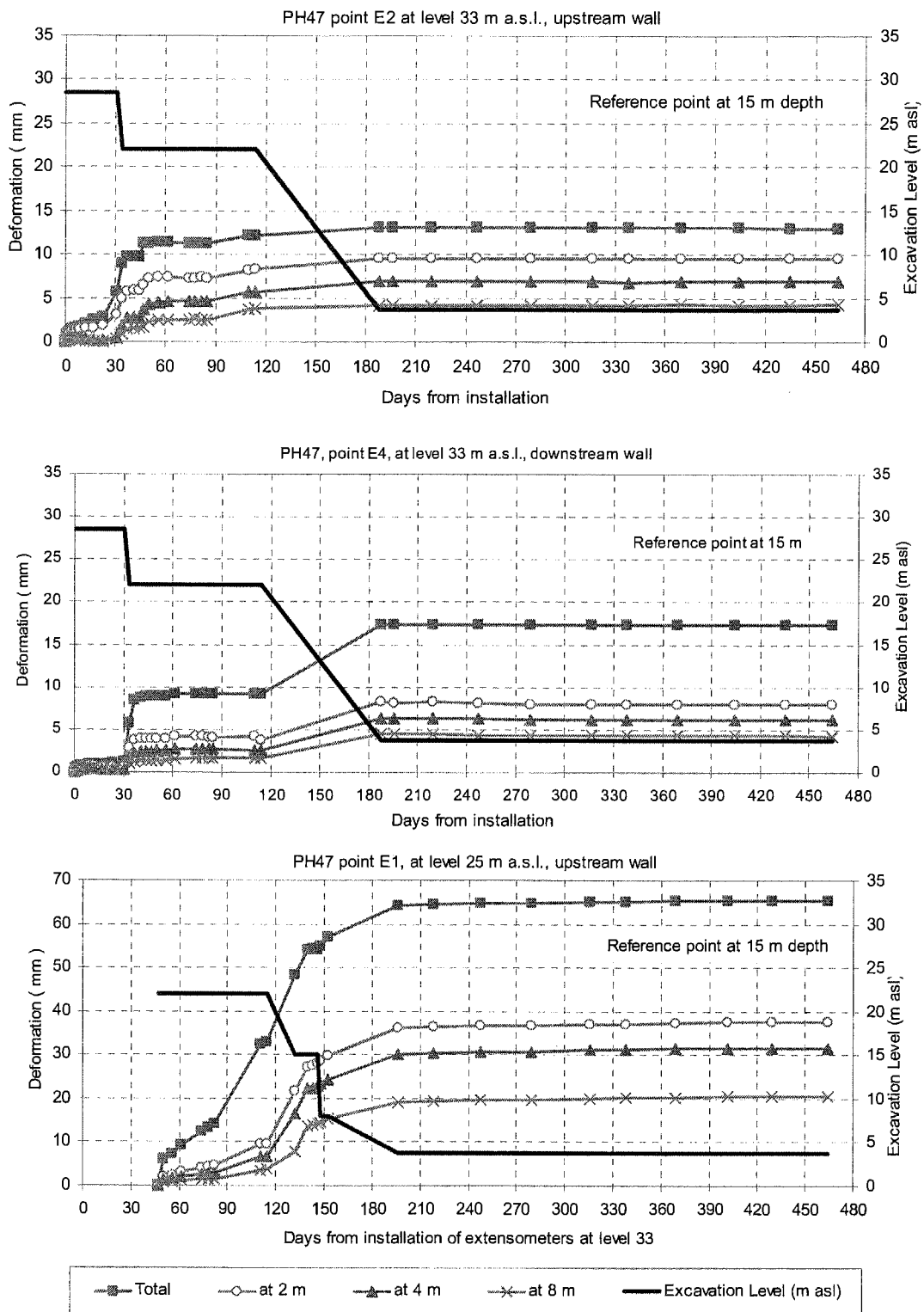


Figure 16. Extensometer measurements in points 1, 2 and 4 in the powerhouse cavern at st 47

At the upstream wall of the powerhouse cavern little deformation was experienced when excavation continued downward from level El. 21,5 m a.s.l. On the other hand considerable deformation occurred in the downstream wall at the same level, see Figure 16. The reason for this is presumably the excavation of the previously mentioned recess into the downstream wall

at the bench 2 level. This deformation caused severe cracking of the sprayed concrete above the crane beam resulting in excessive loading of the rockbolts above the crane beam as noted in section 6 below.

Load measuring anchors were installed in one section in the powerhouse, at st 47. This was in the roof, in the crane beam and at bench 1 level, see *Figure 14*. The measured maximum loading in the roof, between 2 m and 4 m depth was about 120 kN, whereas the measured loading was around 400 kN, from the surface to 2 m depth at the crane beam level, see *Figure 17*.

At the bench 1 level the loading exceeded by factor of 6 the measuring range of the anchors, amounting 250 kN in the upstream wall, between 0 and 2 m depth. This high load measured is unreliable as it exceeds the loading capacity of the anchors. For anchors between 2 and 6 m depth the measured loading was close to 250 kN.

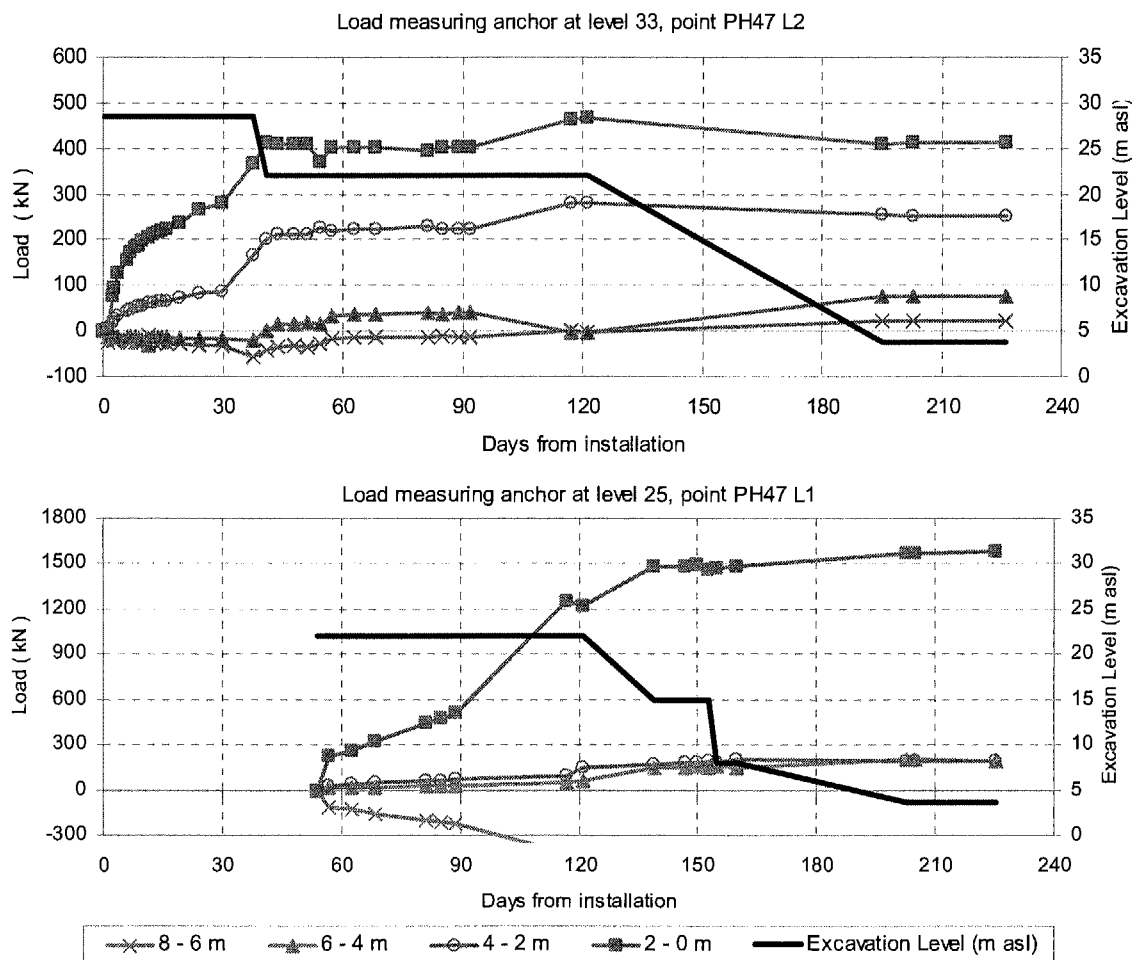


Figure 17. Load measuring anchors at PH at st 47

Deformation measurements and visual inspection showed that the deformations are not only controlled by the geometry of the tunnel complex but to a great extent controlled by the complexity in the geology. The weaker layers of scoria were squeezed together with the load partly being transferred to the sub-vertical dikes.

The effect of different mechanical properties on the deformation of the rock mass under stress induced loads was evident from modelling. The highest deformations expected were at bench 1 level where the busducts connect the powerhouse cavern and transformer hall coinciding with scoria in the tunnel walls, see *Figure 18*.

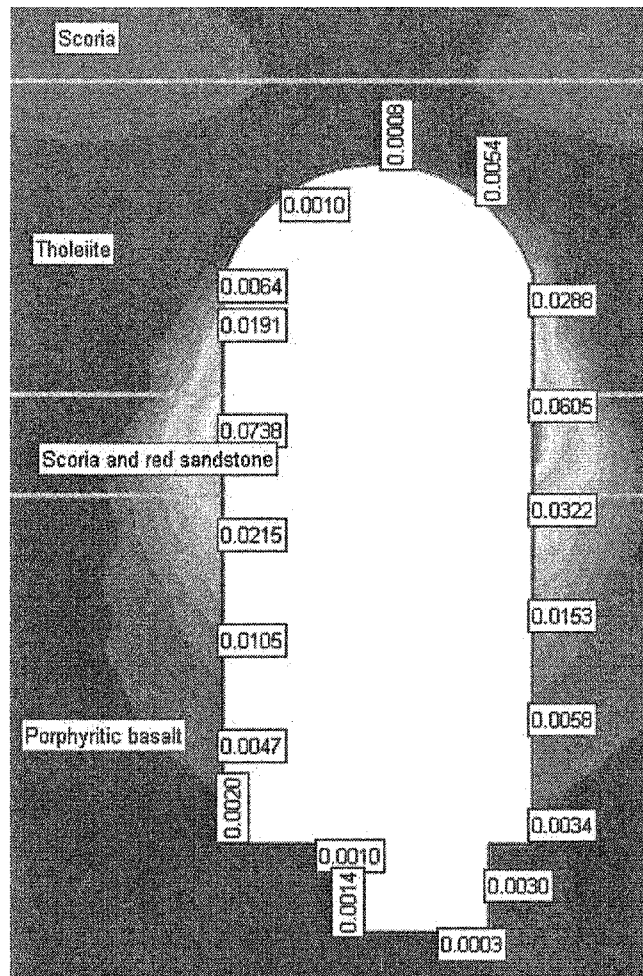


Figure 18. Calculated displacements in the powerhouse at about st 47. The effect of different mechanical properties is evident

6 STRESS INDUCED PROBLEMS AND STABILITY MEASURES

During the excavation of the caverns and adjoining tunnels, stress induced instability of the rock walls was experienced. This required continuous revision and re-evaluation of the support needs with mostly additional support application.

As already mentioned, loosening of the rock mass was already experienced during drilling for the rock anchors for the crane beam and for the spiling bolts around the busduct openings, especially next to the powerhouse entrance. By this time the top heading of the transformer hall had been completed along with the powerhouse entrance to level El. 21,5. Consolidation grouting of the walls was applied to fill up cracks formed in the rock mass by the deformation of the rock walls into the powerhouse, and to ease the drilling and rockbolt installation.

Load was transferred to the dike at the corner of the powerhouse entrance and the powerhouse cavern. The rock adjoining to corners was overstressed resulting in vertical crack opening at the dike contact. Overstressing is evident from the load measuring anchors at the bench 1 level, which as noted above exceeded the measuring range of the anchors of 250 kN by factor of 6 in the upstream wall. Stabilisation measures comprised further rockbolting and application of wire mesh reinforced sprayed concrete.

When excavating the busducts into the transformer hall, stress induced stability problems became more evident. The busducts are located in the interface between two basalt layers and were excavated through scoria and sedimentary rock. As the scoria has much lower strength and modulus than the basalt this was squeezed into the busducts, and the sprayed concrete cracked open, see *Figure 19*.

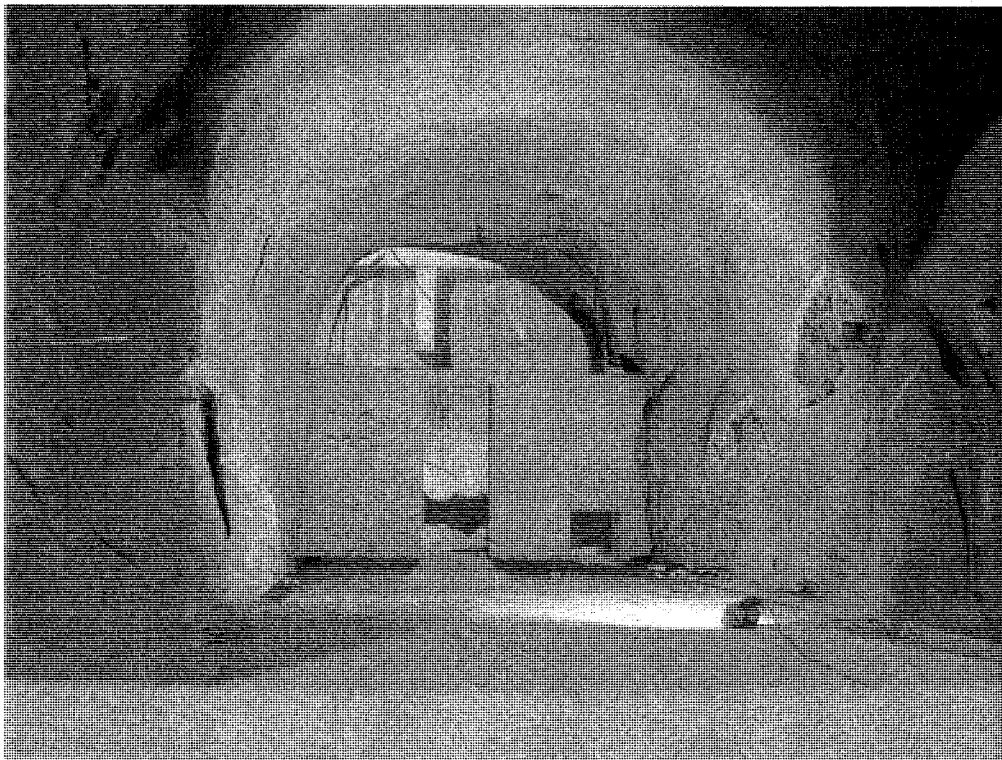


Figure 19. Spalling in the busduct tunnels

Spalling was also experienced in the distribution tunnels lying only about 2 m below the transformer hall floor. Rock loads were transferred to the pillars between the distributor branches and the sprayed concrete support cracked open as well as the basaltic rock in walls, see *Figure 20*.



Figure 20. Spalling in the distributor tunnels

With bench 2 excavation, a 2 m wide niche was excavated along the upstream wall of the powerhouse cavern. A crack opened above the niche despite systematic spiling bolt installation at the top perimeter of the niche. This called for additional installation of longer rockbolts above the niche.

Also due to the niche excavation, high stress and deformation, see *Figure 22*, caused spalling of the sprayed concrete above the crane beam. Bolts plates were deformed and pushed through the nuts, see *Figure 21*.

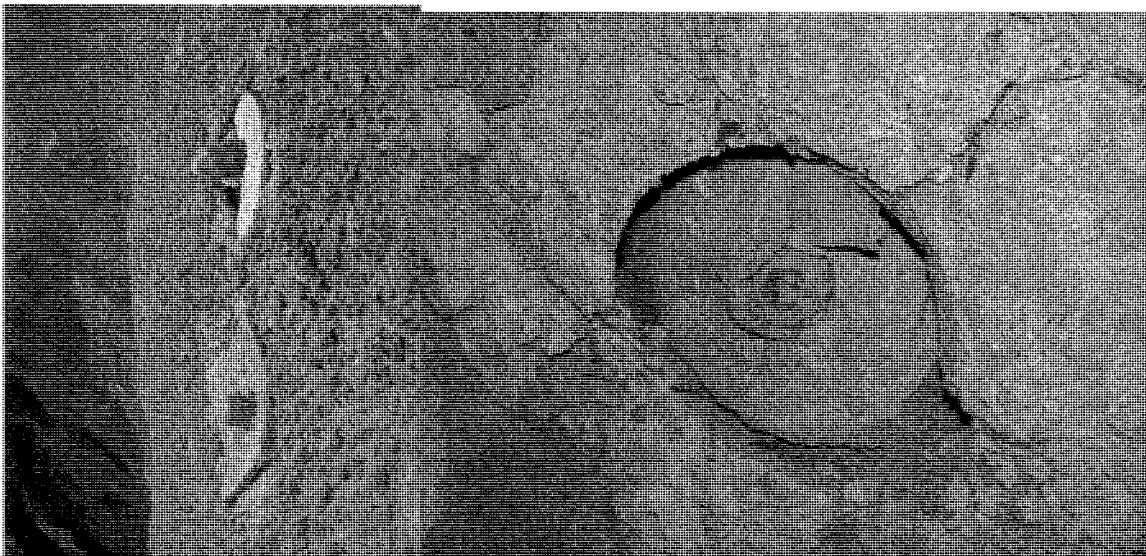


Figure 21. Bent bolt plates and nut pushed through the spherical ring

To secure the area below the crane beam a chainlink wiremesh was installed on the rock wall in the spalling area above the beam, see *Figure 22*.

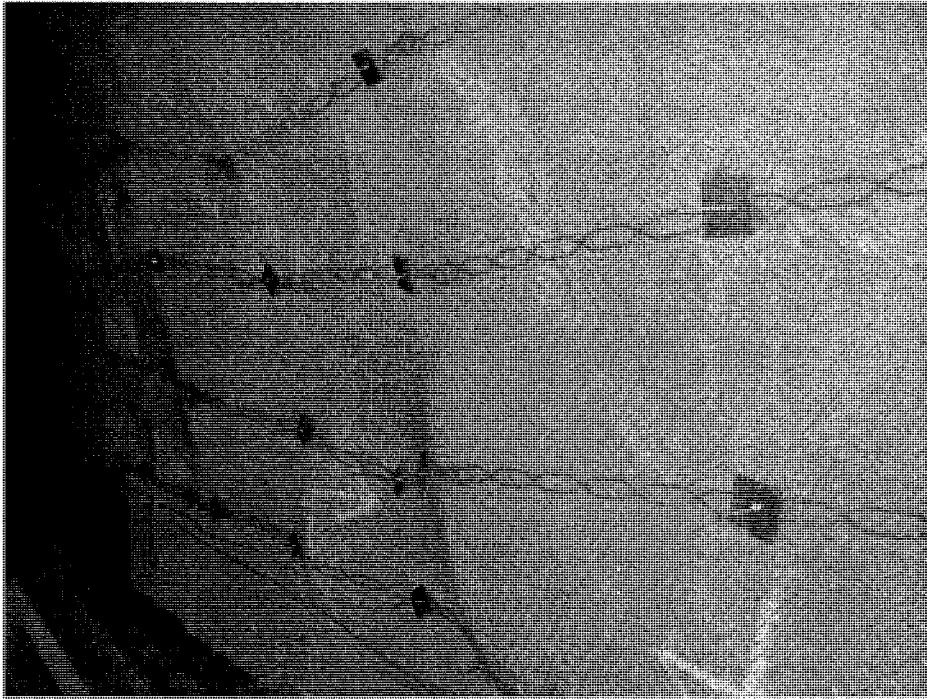


Figure 22. Chainlink mesh on the spalling area above the crane beam in powerhouse

7 ROCK STRESS MEASUREMENTS

7.1 Overcoring

To get a better understanding of the mechanical properties and behaviour of Icelandic lava strata during underground excavation, in situ rock stress measurements were carried out. SINTEF Rock and Soil Mechanics group in Trondheim was engaged to perform these measurements applying the overcoring method. As unlined pressure shafts were never considered an option during design, no measurements were performed for that kind of application.

Measurements took place in three boreholes, one with two and three dimensional measurements adequately distant from the excavation to estimate the virgin stresses in the area, and two holes with two dimensional measurements (doorstopper) in a pillar and a powerhouse wall to estimate the stresses induced by the excavation [SINTEF (2005)].

The locations for the measurements were chosen in relatively thick, sound basalt layers to increase the chances of representative results. Despite this, the execution of the measurements turned out to be problematic as the basalt layers are heavily jointed of varying intensity and some contain clay fillings. According to SINTEF, the basalt contains small gas pores in some places, which if in contact with a strain gauge may influence the results of that individual measuring point. The heavy jointing made it difficult to find good measurement point locations within the holes as well as disturbing the stress field around it and thereby disturbing the results of the measurements.

The rock stress measurements indicated that the virgin vertical and horizontal stresses were as follows:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= 9,4 \text{ MPa} \\ \sigma_{h \min} &= -5,8 \text{ MPa} \quad \text{at N } 150^\circ \\ \sigma_{h \max} &= -0,8 \text{ MPa} \quad \text{at N } 60^\circ\end{aligned}$$

This is somewhat lower than the theoretical stresses calculated from overburden and rock mass density, see chapter 3 Design; $\sigma_v = 15,0 \text{ MPa}$ and $\sigma_h = 6,4 \text{ MPa}$, but the above mentioned reasons may be the cause of this.

Stress measurements in the two other locations indicated high stress loads on both the pillar and the powerhouse walls. In a pillar located between two distributor branches, stress up to 19,7 MPa was measured at some 5 m depth, but closer to the surface the stress was lower, indicating some yielding. Measurements in the downstream powerhouse wall indicated varying stress from 19,3 MPa at about 2 m depth, down to 3,7 MPa at about 4 m and up to 16,7 MPa at 8,5 m [SINTEF, 2005].

Mechanical properties of the rock samples obtained from the boreholes were also determined by SINTEF and are illustrated in *Table 4* below.

Table 4. Mechanical properties of basalt samples from rock stress measurements.

Mechanical property	Result range	Average range per hole
Young's modulus [GPa]	21,2 - 68,1	42,0 - 46,3
Poisson's ratio	0,11 - 0,36	0,16 - 0,24
Uniaxial compressive strength [MPa]	37 - 151	103 - 140
Sonic velocity [m/s]	4.142 - 5.487	4.862 - 5.038
Density [kg/m ³]	2.853 - 2.920	2.889 - 2.898

7.2 Hydrofracturing

As mentioned in chapter 2, Geology of the project area, hydrofracturing / hydrojacking tests were performed in two boreholes in the area. One was done by Haimson from USA in 1980 [Haimson (1981)] and the other by Amberg Measuring Technique Ltd. from Switzerland in 1998 [Amberg (1998)].

Both tests gave similar results, at 500 meter depth:

From Haimson:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= 0,027z &= 13,5 \text{ MPa} \\ \sigma_{h \min} &= 1,6+0,007z &= 5,1 \text{ MPa at N } 35^\circ \\ \sigma_{h \max} &= 4,1+0,003z &= 5,6 \text{ MPa at N } 145^\circ\end{aligned}$$

From Amberg:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= 0,0275z &= 13,75 \text{ MPa} \\ \sigma_{h \min} &= 2,68+0,007(z-150) &= 5,1 \text{ MPa at N } 149^\circ \\ \sigma_{h \max} &= 5,23+0,003(z-150) &= 6,3 \text{ MPa at N } 31^\circ\end{aligned}$$

σ_v is calculated from gravity where the average unit weight of the rock mass, based on measurements on rock cores in the boreholes for different rock units, is about 2.700 kg/m^3 .

7.3 Interpretation

In the design, results from the hydrofracturing tests; $\sigma_v = 15,0 \text{ MPa}$ and $\sigma_h = 6,4 \text{ MPa}$ with $z = 550 \text{ m}$, was used in the modelling of the stresses around the cavern complex to identify potential locations where stress induced difficulties might occur.

Results from the overcoring method differ markedly from these results from the hydrofracturing tests and are believed to be unrealistic. As pointed out by SINTEF, the high jointing of the basalt makes testing with the overcoring method complicated and test results varied considerably within short distances in the test boreholes.

It is hard to believe that the “virgin” minimum horizontal stress can be negative (tension). Either test results were erroneous or the influence of the cavern and the appurtenant tunnels reaches further into the rock mass than presumed.

Both methods agree on the general orientation of the horizontal stresses with one component parallel and the other perpendicular to the mountain side as could be expected. Haimson differs from the two others, but considering the similar magnitude of the two components and the standard deviation they might easily have shifted.

8 CONCLUDING REMARKS

In spite of complex geology, stress induced instability and considerable increase in the rock support measures, the excavation of the powerhouse cavern and adjoining tunnels was successfully completed ahead of a relatively tight and challenging time schedule, *Figure 23*.

The design concept of the rock support was to extensively utilise the inherent strength of the rock mass, seal the surface and reinforce the rock mass by utilizing the “design as you go” criteria. To accomplish this it was essential to have a team of experienced tunnel engineers supervising the work around the clock throughout the excavation phase for evaluation of necessary rock support and stabilization measures, in view of the conditions encountered. Swift decision making, flexible design and harmony between the supervision team and the contractor and his tunnel crew and between the supervision and the designer was of utmost importance.

Monitoring of the rock mass deformations and rock load surrounding the powerhouse cavern and the adjacent transformer cavern, along with geological mapping, proved to be useful for evaluation of the stability. Deformations have now diminished considerably indicating stable conditions, although minor creep is expected to continue for several months or even years.

Concrete and mechanical work started immediately the excavation phase and has been successful to this date. There have been no problems related to the stability of the cavern. To ensure successful completion of the works, monitoring of the rock mass deformation and visual inspection will continue throughout the construction period.



Figure 23. Successfully completed excavation and rock support of the powerhouse cavern, in early December 2004

9 ACKNOWLEDGEMENTS

We would like to acknowledge the encouragements we received from Dr. Ing. O.T. Blindheim. Regretfully Dr. Blindheim passed away on 24 September 2005.

We also acknowledge the support provided by the Owner of the Project, Landsvirkjun, for the creation of this article and their permission to use publicly all available information and data.

10 REFERENCES

- Amberg Measuring Technique, (1998). *Geophysical Borehole Investigations – Result Report Part 1*, November.
- Björn A. Harðarson (1991). *Icelandic Rock Tunnelling Quality*. Tunnelling Symposium in connection with ITA Executive Council Meeting in Reykjavik. July.
- Davíð Egilsson og Björn A. Harðarson (1988). *Tæknilegir eiginleikar íslensks Verktækni* 5. árg 2. tbl.. February
- Haimson B. C. (1981), *Hydrofracturing Stress Measurements, Hole FV-1 Teigsbjarg*, Report prepared for Orkustofnun, Reykjavik, Iceland, September.
- Hönnun hf. (2003). *Blönduvirkjun. Færslumælingar í stöðvarhelli. Greinargerð um mælingar 2003*. Unnið fyrir Landsvirkjun. April.
- Jarðfræðistofa ÁGVST and VST Consulting Engineers Ltd. (2000). *Fljótsdalur Hydroelectric Project, Pressure shaft, Powerhouse, Tailrace. Geological report*. March.
- Jarðfræðistofan and VST Consulting Engineers Ltd. (2001). *Karahnjúkar Hydroelectric Project, Pressure shaft, Powerhouse, Tailrace. Geological report*. April.
- Landsvirkjun, (2003). *Contract document KAR-15, Powerstation, Volume 1-5*. February.
- Magnús T. Guðmundsson and Birgir Jónsson, (1988). *Blönduvirkjun. Mæling á dynamískum fjaðureiginleikum berggrunnsins*. Unnið fyrir Landsvirkjun, December.
- O.T.Blindheim. (1997). *A Review of NMT, The Norwegian, Method of Tunnelling*. International Symposium on Rock Support. Applied solutions for underground structures. Held in Lillehammer.
- SINTEF, (2005). *In Situ Rock Stress Measurements at Karahnjúkar Hydro Power Plant-STF50 F05059*. SINTEF. April.
- Sveinn Þorgrímsson, Matthías Loftsson and Ólafur Jensson, (1991). *Iceland Blanda Hydroelectric Project. Monitoring of Deformations, rock support and testing of rock anchors in the Powerhouse cavern*. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol 6 No 2.
- VST Consulting Engineers, (1987). *Blanda Hydroelectric Project. Deformation monitoring of the powerhouse cavern*, July.
- www.karahnjukar.is/EN.

Figures 1-4, courtesy of Landsvirkjun

Figures 6, 12-23, courtesy of KSJV

Figures 7-11, courtesy of KEJV

**STOR SPENNVIDDE I TO NÆRLIGGENDE HALLER -
BERGMEKANISKE UTFORDRINGER VED PROSJEKTERING OG
BYGGING AV NYE OSET VANNRENSEANLEGG**

Large span in two nearby caverns – Rock mechanical challenges in design and construction of the New Oset Water Treatment Plant

Ingeniørgeolog Lise Backer, *AF Spesialprosjekt AS*

Prosjektleder Kjetil Vikane, *AF Spesialprosjekt AS*

Ingeniørgeolog Arild Neby, *Norconsult AS*

SAMMENDRAG

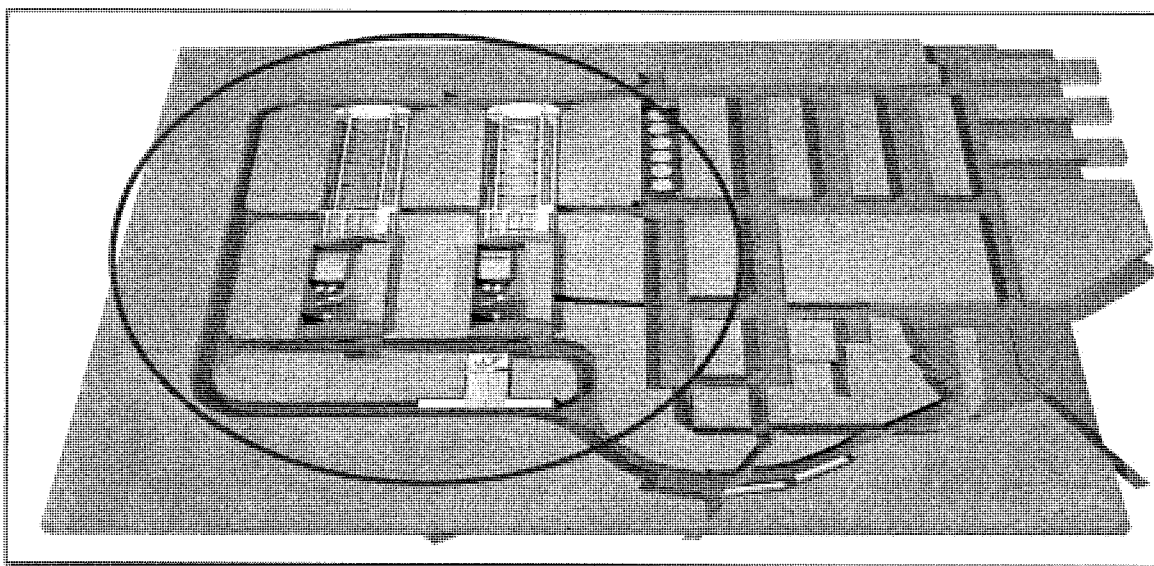
Konsortiet AFS - Krüger (AF Spesialprosjekt og danske Krüger A/S) bygger nytt underjords vannrenseanlegg for Oslo kommune, Vann- og avløpsetaten (VAV). Anlegget består av to 150m lange haller med spennvidde 27m og høyde 16m til 20m, en pilar på 17m mellom hallene, samt atkomsttunneler. Utgangspunktet for dimensjonering av fjellanlegget var målsetting om å bygge et kompakt vannrenseanlegg, hvor premissgiver for utformingen i stor grad var prosessdesign og design av andre installasjoner i anlegget. Ingeniørgeologisk kartlegging og bergmekaniske analyser (analytiske og numeriske) bidro til å optimalisere utformingen, og viste at de geologiske forholdene på Oset var velegnet for plassering av et av Europas største vannrenseanlegg i fjell. En uavhengig 3. parts verifikasjon av ingeniørgeologisk og bergmekanisk prosjektering konkluderte med at prosjekteringen var gjort i tråd med vanlig praksis fra Norge. Deformasjonsmålingene viste ingen markerte setninger. Systematisk forinjeksjon med tett hullmønster, høye trykk, bruk av mikrosement og industrisement uten mikrosilika, og sement med styrt herding, ga god tetthet. Det ble målt en innlekkasje på totalt 27 l/minutt for hele anlegget, og det ble ikke registrert endringer i grunnvannet som følge av utsprengning av nye Oset vannrenseanlegg.

SUMMARY

On behalf of the Oslo Municipality, Water- and sewage works, the consortium AFS – Krüger (consisting of the Norwegian construction company AF Spesialprosjekt and Danish company Krüger A/S) are building the new Oset Water Treatment Plant. The plant consists of two main caverns with a length of 150m, and several access tunnels. The span of each cavern is 27m and the height varying between 16m and 20m. The pillar between the caverns is 17m. Numeric and analytical analyses has been utilised to optimise the design. A third part verification was also performed to verify the rock mechanical design. In order to document "stable-state" conditions in the caverns, displacements in the crown were measured. Systematic cement-based pre-grouting has been performed through the entire plant, and resulted in a total leakage of 27 l/min.

INNLEDNING

Konsortiet AFS - Krüger (AF Spesialprosjekt og danske Krüger A/S) bygger nytt underjords vannrenseanlegg for Oslo kommune, Vann- og avløpsetaten (VAV). Anlegget prosjekteres og bygges som en totalentreprise, med Norconsult som ansvarlig byggeteknisk konsulent. Det består av to 150m lange haller med spennvidde 27m og høyde 16m til 20m, en pilar på 17m mellom hallene, samt atkomststunneler. Anlegget er plassert på Oset, øst for Maridalsvannet, i tilknytning til eksisterende vannrenseanlegg som skal erstattes (figur 27.1). Deler av eksisterende anlegg skal også inngå i det nye anlegget, samtidig som driften på det eksisterende ikke skal forstyrres i anleggsperioden. Det nye anlegget vil ha en kapasitet på 390.000 m³ rent vann i døgnet, omtrent som dagens anlegg, men med nye og moderne renseteknikker som tilfredsstiller dagens krav til drikkevann. Anlegget skal være ferdig bygget, testet og klart til overlevering 16. mai 2008. For øvrige detaljer om prosjektet vises til kapittel 11, "Fjellhaller Oset vannrenseanlegg – muligheter og utfordringer".



Figur 27.1 Nye Oset vannrenseanlegg ved siden av eksisterende anlegg

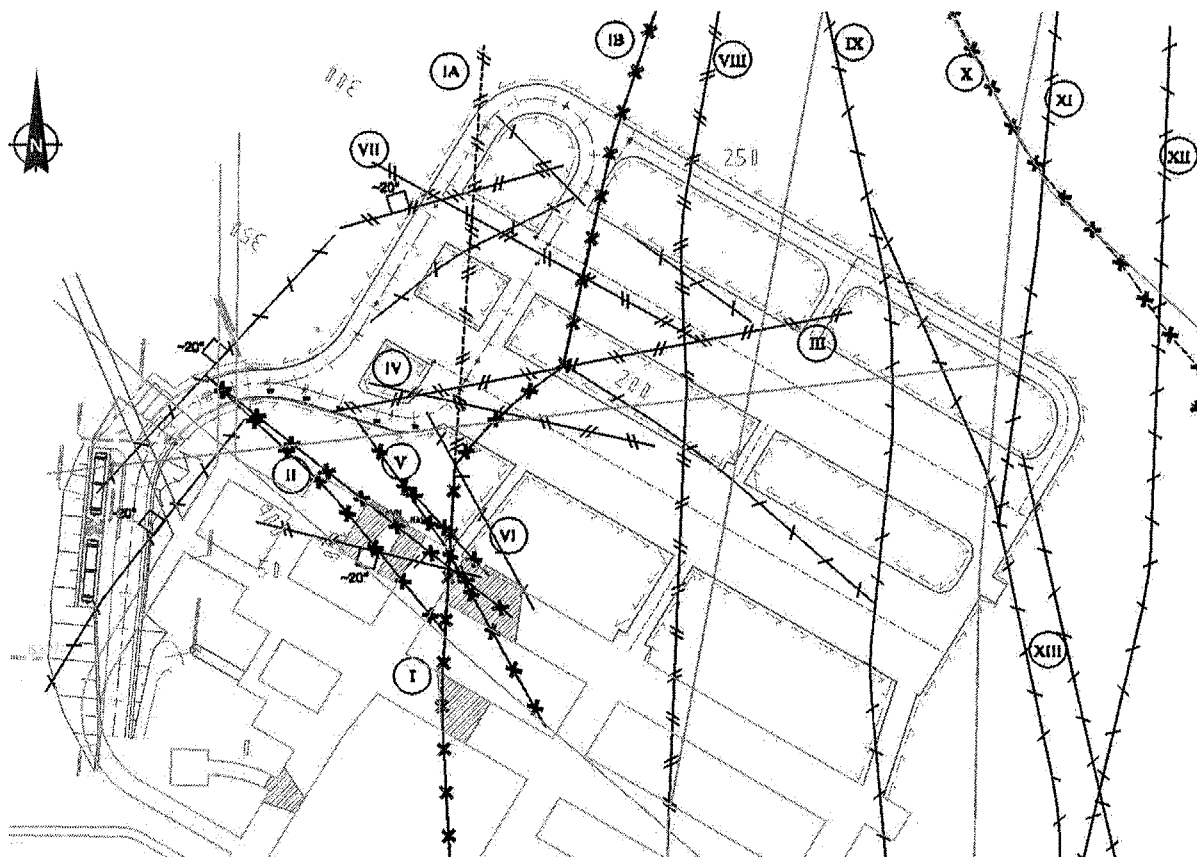
UTFORMING AV ANLEGGET

Dimensjoner og spennvidde var gitt av ønsket om et kompakt anlegg. I kontrakten var det gitt krav om at stabiliteten av eksisterende anlegg ikke skulle forstyrres og at pilarbredden burde være minst 2/3 av hallbredden og minimum 10m. Store rensefiltre plassert på tvers i hallene var dimensjonerende for spennvidden. Dette ga i utgangspunktet spenn opp mot 30m. På grunn av flere tverrtunneler med diverse installasjoner ville det være kostnadsoptimaliserende å minimalisere avstanden mellom hallene. Svingeradius i kjøresløyfa var også begrensende og ble optimalisert ved analyser.

Plassering og design ble styrt av behovet for best mulig samvirke med eksisterende anlegg. For å få god adkomst og rene forbindelsesakser ble nytt anlegg plassert nord for eksisterende anlegg og så langt ut i dalsiden som mulig (figur 27.2). Endelig utforming og plassering av anlegget ble så vurdert mot overdekning, innspenninger og svakhetssoner (figur 27.3). Den valgt plassering ble vurdert som gunstig i forhold til innlekkasje og mulig påvirkning av Småvannene. I kontrakten var det satt krav til systematisk forinjeksjon, og en maksimal innlekkasje på totalt 100 l/minutt for hele anlegget.



Figur 27.2 Plassering av anlegget mellom Maridalsvannet i vest og Småvannene i øst [3]



Figur 27.3 Kartlagte svakhetssoner før utsprenkning [3]

ANALYSE AV AVSTANDEN MELLOM HALLENE

På grunn av ønsket om å minimalisere avstanden mellom hallene, ble konsekvensene for spenningene i stabben vurdert gjennom både analytiske og numeriske analyser. Analysene ble utført av Norconsult AS, rapportert i [1] og er her oppsummert.

Bergmekaniske parametere

Det ble gjort konservative anslag på både de bergmekaniske parametrene, overdekning, de horisontale bergspenningene og bergmassekvaliteten. De mekaniske egenskapene til bergmassene i prosjektområdet ble vurdert ut fra laboratorietesting og erfaring med tilsvarende bergarter, og fra bergmasseklassifiseringen i eksisterende anlegg, kjerneboringer og feltkartlegging. Bergmasseklassifiseringen viste at Q-verdiene generelt var mellom 10 og 40. Minste registrerte Q-verdi var ca 1 i forbindelse med intrusivganger, og største registrerte Q-verdi var større enn 100.

Til den numeriske analysen ble det benyttet Hoek & Brown bruddkriterium for bergmassen. Parametrene for bruddkriteriet ble estimert ut fra bergmasseklassifiseringen, Q, omregnet til GSI-verdier (*Geological Strength Index*). Tre sett parametere ble analysert (tabell 27.1)

Tabell 27.1 Bergmasseparametrene brukt i analysene [1]

	Sterkere berg	Normalt berg	Svakere berg
Q	20	10	5
GSI	71	65	58
σ_c [MPa]	100	100	100
m_i	20	20	20
γ [MN/m ³]	0,027	0,027	0,027
E [GPa]	33	23	16
ν	0,2	0,2	0,2
m_b	7	5,7	4,5
$m_{b\text{-residual}}$	0,7	1,7	2,2
s	0,04	0,02	0,01
s_{residual}	0,004	0,006	0,005
a	0,5	0,5	0,5

Spenninger

Spenningene ble vurdert ut fra generelle forhold i Oslofeltet og topografien i området. De horisontale hovedspenningene er vanligvis orientert med største spenning Ø-V. På grunn av avskjermingen fra Maridalsvannet ble det antatt at N-S spenningene i åsryggen var minst like store. De vertikale spenningene ble antatt å være lik vekten av de overliggende massene ($\sigma_v = \gamma \cdot h$). Det ble sett på et tverrsnitt av hallene innerst i berget med en overdekning på 65m. Som et utgangspunkt ble de horisontale spenningene satt til å være lik de vertikale (k-faktor = 1,0). I tillegg ble det utført en sensitivitetsstudie av horisontalspenningene hvor k-faktoren varierte mellom 0,5 og 1,5.

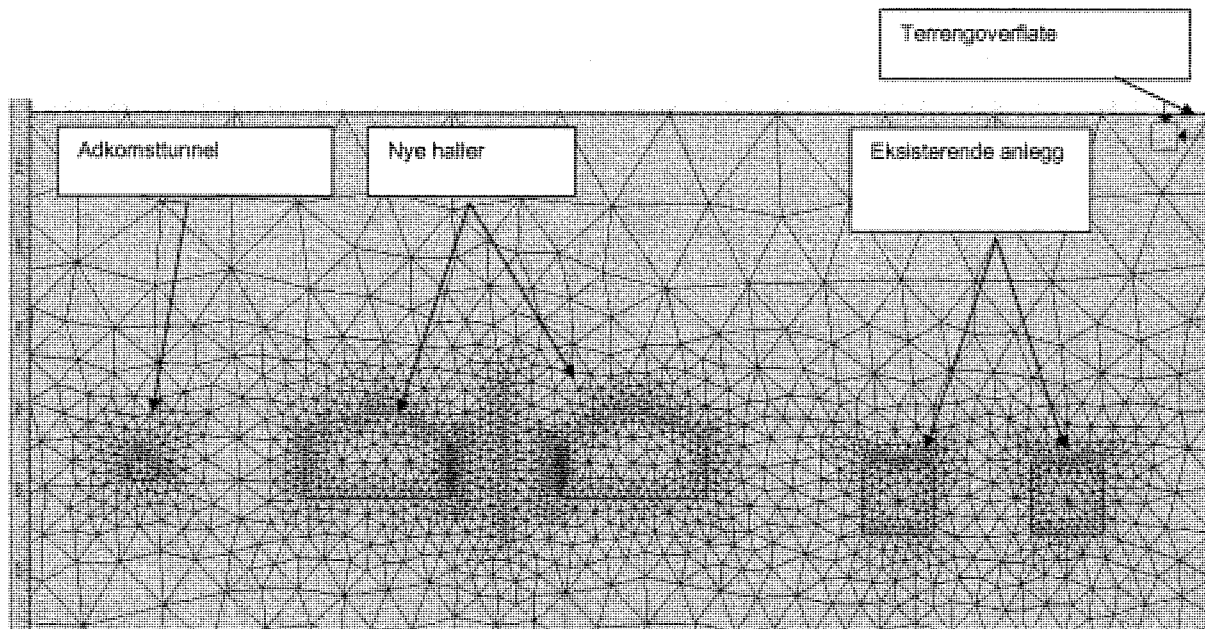
Analytiske spenningsberegninger

Til analyse av spenningene rundt hallene ble det sett på spenningsfordelingen rundt et sirkulært og et elliptisk tverrsnitt ved å benytte Kirschs og Inglis' formler. Formlene beregner radiell spenning, σ_r , og tangentiell spenning, σ_θ , som funksjon av avstand, r , fra åpningens

sentrum. Teoretisk samvirke mellom de to hallene ble illustrert ved en forenklet antakelse om superposisjonering av spenningene. Det ble beregnet samvirke fra to åpninger med avstand 27m, 20m og 15m. Resultatene for en avstand på 15m er vist i figur 27.5 sammen med resultatene fra numerisk modellering.

Numerisk spenningsanalyse

Til de numeriske spenningsanalysene ble det benyttet *Phase²*, som er et todimensjonalt endelig element (FEM) program. Utsnitt av elementmodellen er vist i figur 27.4. Det ble kjørt analyser med tre forskjellige pilarbredder (27m, 20m og 15m). I utgangspunktet ble det utført analyser med de tre bergmassekvalitetene vist i tabell 27.1. Av disse viste imidlertid de dårligste parametrene seg å være "sterke nok", og analysen fokuserte dermed på disse.

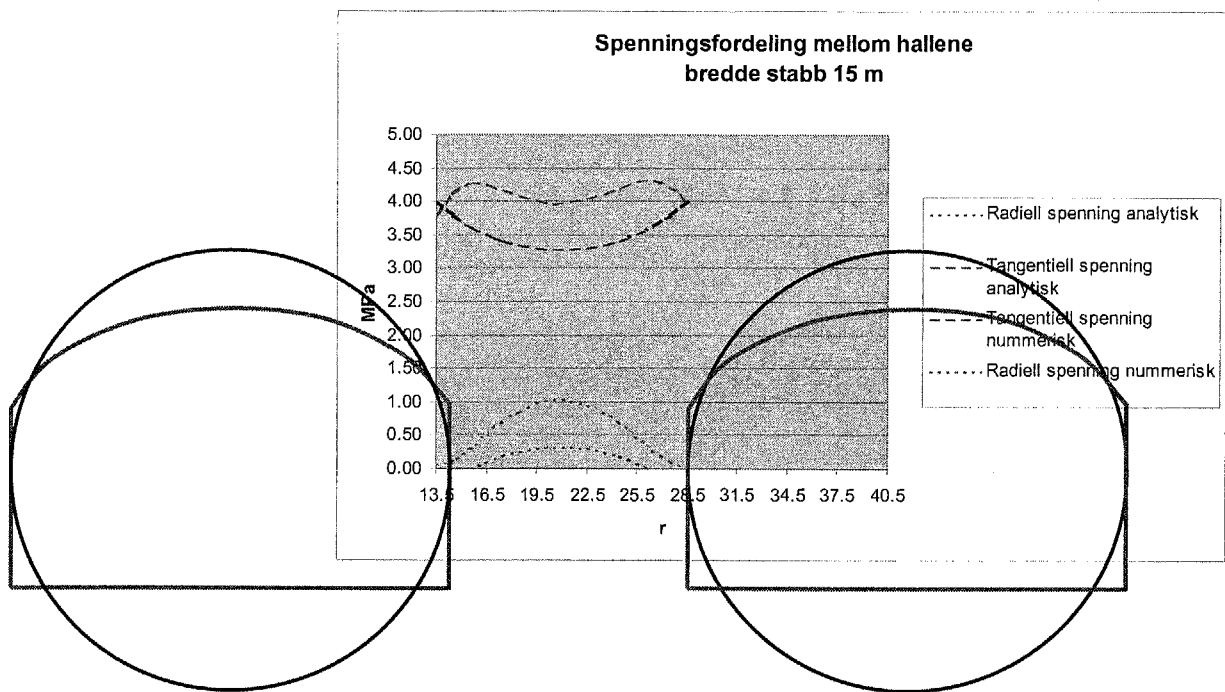


Figur 27.4 Utsnitt av elementmodell fra *Phase²* [1]

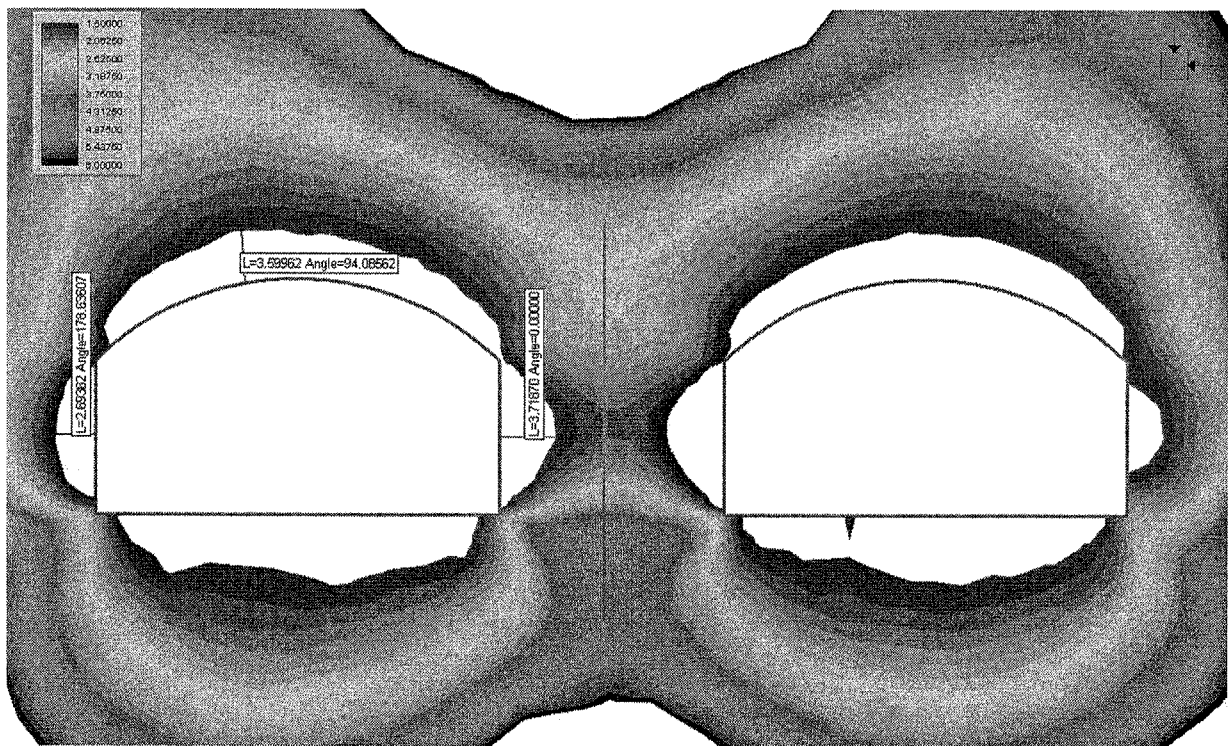
Resultater av analysene

Både de analytiske beregningene og numeriske analysene viste at en pilarbredde på 15m gir tilstrekkelig totalstabilitet for både eksisterende og nytt anlegg (figur 27.5 og 27.6). Dette gjaldt også for unormalt ugunstige bergspenninger og bergmassekvalitet godt under hva som var forventet. I praksis tilsvarer dette en pilarbredde på 17m, for å ta høyde for utfall i konturen og påvirkning fra sprengningen.

Analysen viste også at normal boltelengde burde være 4m i stabben og 3m i ytterveggene (figur 27.6). På grunn av den store spennvidden og muligheten for relativt store blokker i det minst innspente området i hengen, burde boltelengden i hengen være opp til 6m. Ut fra sensitivitetsstudiene av spenningene ble det vurdert at spenningsmålinger ikke var nødvendig.



Figur 27.5 Spenningsfordeling i stabben mellom hallene (fra numeriske og analytiske analyser), bredde stabbe 15m [1]



Figur 27.6 Sikkerhetsfaktor mot brudd (minimum er lik 1,5), bredde stabbe 15m [1]

VERIFISERING AV PROSJEKTERING OG DESIGN

NVK Multiconsult utførte en uavhengig 3. parts verifikasjon av ingeniørgeologisk og bergmekanisk prosjektering [2]. Verifikasjonen konkluderte med at prosjekteringen var gjort i tråd med vanlig praksis fra Norge. Utforming og plassering var bergteknisk akseptabel under forutsetning av at bergmasseforholdene ble verifisert fortløpende.

Det ble påpekt at berget måtte kartlegges og dokumenteres fortløpende og sikres etter definerte sikringsklasser. Sikringsklassene måtte verifiseres fortløpende, og Q-verdiene "kalibreres" under veis mellom VAVs og AFSs geologer. Det ble også forutsatt at deformasjonene ble overvåket fortløpende ved målinger, for å dokumentere at bergrommene var stabile og sikre.

For å oppnå kravet til innlekkasje på totalt 100 l/minutt for hele anlegget, ble det forutsatt en systematisk forinjeksjon med tett hullmønster, bruk av mikrosement og høye injeksjonstrykk.

OPPFØLGING OG OVERVÅKNING UNDER BYGGING

For å sikre nøyaktighet i utførelsen av sikringsarbeidet ble det utviklet egne sikringsklasser for de ulike delene av anlegget. Sikringsklassene benyttet i prosesshallene med spennvidde 27m er vist i figur 27.7. Sikringsklassene ble bestemt ut fra Q-verdi og geometrien på oppsprekningen og intrusivgangene.

Oset Vannrenseanlegg

Sikringsklasser

PROSESSHALLER													
A = 370 - 405 m ²			Buelengde, L = 31 m			Veggheide, H = 9,3 m							
Klasse	Q-verdi	Boltemonster			Boltetethet		Boltlengder				Sprøytebetong		RRS c-c
		lm	Heng	Vegg	Heng	Vegg	Midt-heng	Side-heng	Pillar-vegg	Ytter-vegg	Heng	Vegg	
I	> 40	3,5 m x	3,5 m	3,5 m	0,08	0,08	5 m	4 m	3 m	2,4 m	60 mm	60 mm	-
II	10 - 40	2,5 m x	2,5 m	3,0 m	0,16	0,13	5 m	4 m	4 m	3 m	60 mm	60 mm	-
III	1 - 10	2,0 m x	2,0 m	2,25 m	0,25	0,22	6 m	5 m	4 m	3 m	100 mm	60 mm	-
IV	0,1 - 1	1,5 m x	1,5 m	1,75 m	0,44	0,38	6 m	5 m	4 m	3 m	150 mm	120 mm	1,5 m
V	< 0,1	1,0 m x	1,0 m	1,0 m	1,00	1,00	7 m	6 m	5 m	4 m	250 mm	250 mm	1,0 m

A = 370 - 405

SK I

Q > 40

A = 100 - 30

SK II

10 < Q <= 40

A = 1 - 10

SK III

1 < Q <= 10

A = 0,1 - 1

SK IV

0,1 < Q <= 1

A = 0,1 - 0

SK V

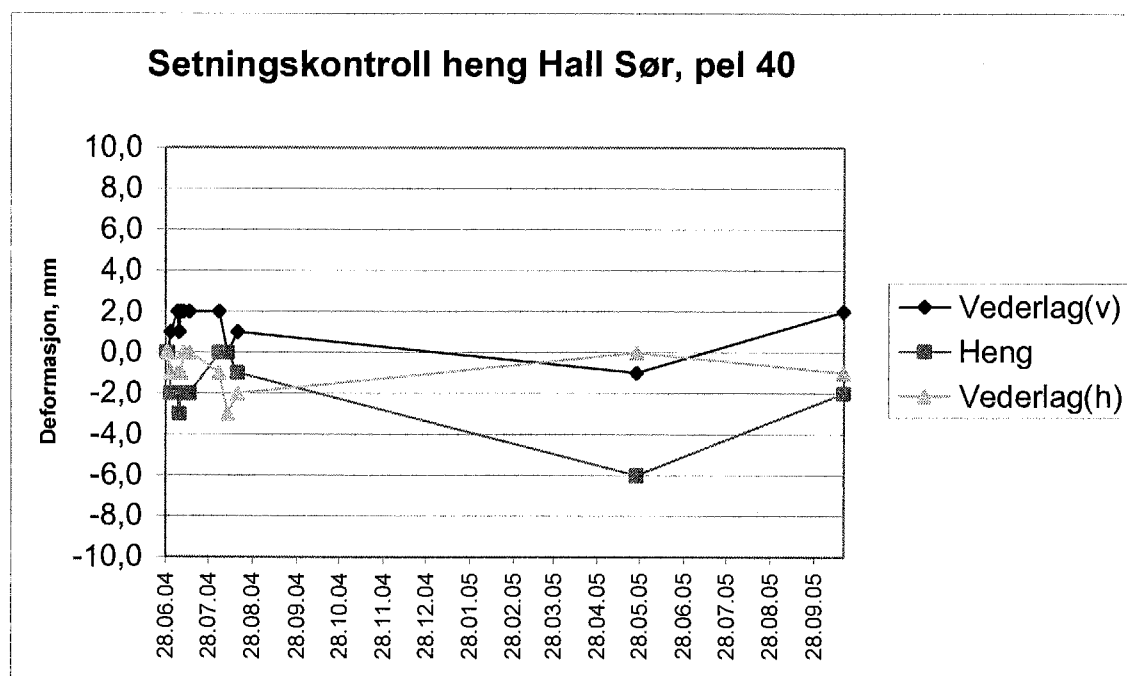
Q <= 0,1

Figur 27.7 Sikringsklassene benyttet i prosesshallene [3]

Det ble foretatt en fortløpende bergmekanisk kartlegging av erfarne ingeniørgeologer og ved bruk av Q-systemet. Resultatet av kartleggingen er vist i figur 27.8. Bergarten var i hovedsak Nordmarkitt med ganger av diabas og syenittporfyr. De mest utbredte sprekkesettene var en sub-horisontal benkning og nær vertikale sprekker som skjærer skrått over hallene. Totalt var det opp til fire sprekkesett i de dårligste områdene. Q-verdiene varierte som ventet mellom 1 og 40, ca 70 % mellom 10 og 70 og ca 30 % mellom 1 og 10. Q-verdi lavere enn 10 opptrådte langs intrusivgangene. Disse sammenfaller med svakhetssoner kartlagt før utsprengning av det nye anlegget (figur 27.3).

Deformasjonene i hallene ble overvåket ved innmålinger av målepunkter i heng og vederlag. Det ble installert målestasjoner i begge hallene med 30m avstand og med tre setningsbolter for hver målestasjon, midt i hengen og i vederlagene. Måleboltene ble montert umiddelbart etter at berget var tilfredsstillende sikret, og festet slik at endene fluktet med sprøytebetongen for ikke å blir påvirket av videre sprengning. Høydekoordinatene til setningsboltene ble målt inn med totalstasjon og kontrollmålt mot et referansepunkt.

Det ble ikke registrert noen markerte setninger, selv om det over tid ble registrert fra +10 mm til -7 mm vertikalforskyvning i hengen. Variasjonene gjenspeiler imidlertid måleunøyaktigheten til utstyret, og muligheten til nøyaktige målinger etter at konstruksjonene inne i hallene var påbegynt. Eksempel på registrerte setninger er vist i figur 27.9.



Figur 27.9 Typisk eksempel på registrerte setninger i hallen nærmest eksisterende anlegg

Det ble foretatt systematisk forinjeksjon i hele anlegget. All injeksjon i hallene ble foretatt i forbindelse med utspengning av toppskiven. Det ble benyttet tett hullmønster med ca 90 hull per skjerm. Injeksjonen ble foretatt med bruk av mikrosement, industrisement og sement med styrt herding inn mot eksisterende anlegg. Det ble ikke benyttet mikrosilika. Injeksjonstrykket var opp til 65 bar. I områder med liten overdekning eller kort avstanden til eksisterende anlegg ble trykket redusert til 40 bar. På det meste ble det registrert innlekkasje på over 100 l/minutt på stuff før injisering.

Innlekkasjene i hallene etter injeksjonen ble kontrollert ved oppsamling av innlekkasjevannet og kontrollmåling ved utpumping av vannet. De totale innlekkasjene ble målt til 27 l/minutt for hele anlegget, godt under kravet på 100 l/minutt. I tillegg ble grunnvannstanden i området overvåket med målebrønner. Det er ikke registrert endringer i grunnvannstanden som følge av utspengning av nye Oset vannrenseanlegg.

KONKLUSJONER

Utgangspunktet for dimensjonering av fjellanlegget var målsetting om å bygge et kompakt vannrenseanlegg. Premissgiver for utformingen var i stor grad prosessdesign og design av andre installasjoner i anlegget. De geologiske forholdene på Oset var velegnet for plassering av et av Europas største vannrenseanlegg i fjell, og tillot en optimal design av de vannrensetekniske og bygningsmessige installasjonene.

Numeriske og analytiske analyser viste at en pilarbredde på 17m mellom hallene var tilstrekkelig for å sikre stabiliteten av de 27m brede hallene. Analysene var basert på konservative anslag på inngangsparametrene, og viste at spenningsmålinger ikke var nødvendig.

En uavhengig 3. parts verifikasjon av ingeniørgeologisk og bergmekanisk prosjektering konkluderte med at prosjekteringen var gjort i tråd med vanlig praksis fra Norge. Fortløpende grundig ingeniørgeologisk kartlegging og systematisk sikring av anlegget var nødvendig for å sikre tilfredsstillende stabilitet. Overvåking av deformasjonene ved målinger var også nødvendig for å dokumentere stabiliteten.

Deformasjonsmålingene viste ingen markerte setninger. Variasjonene gjenspeiler måleunøyaktigheten til utstyret og målemetoden.

Systematisk forinjeksjon med tett hullmønster, høye trykk, bruk av mikrosement og industrisement uten mikrosilika, og sement med styrt herding, ga god tetthet. Det ble målt en innlekkasje på totalt 27 l/minutt for hele anlegget, og det ble ikke registrert endringer i grunnvannet som følge av utsprengning av nye Oset vannrenseanlegg.

REFERANSER

- [1] Norconsult Rapport (21. januar 2004): "*Oset vannrenseanlegg, Analyse av avstand mellom haller*", oppdragsnummer 3558900, 14 sider
- [2] NVK Multiconsult Rapport (13. oktober 2004): "*3. partsverifikasjon av deler av ingeniørgeologisk og bergteknisk prosjektering*", Oset nr.: CQ-F-00-1001, 12 sider
- [3] Norconsult Notat (18. mai 2004): "*Nye Oset vannrenseanlegg, Evaluering av ingeniørgeologiske og anleggstekniske forhold*", notatnr.: an1631n, 46 sider
- [4] NGI Rapport 20011605-1 (7. mai 2002): "*Oset vannbehandlingsanlegg, Ingeniørgeologisk beskrivelse*", 15 sider

BERGMEKANIKK I PETROLEUMS LETING OG UTVINNING**Rock mechanics in petroleum exploration and production**

Dr. Ing. Johan Tronvoll, SINTEF Petroleumsforskning AS

SAMMENDRAG

Bergmekanikk er sentralt innen ulike disipliner knyttet til petroleums leting og utvinning. Bassengmodellering og seismisk analyse hviler delvis på forståelse av deformasjoner og oppsprekking i undergrunnen og på lydbølgeforplantning i geologiske media. Borhulls-ustabilitet er et betydelig kostnadselement innen boring generelt, og leteboring spesielt, hvor lite data er tilgjengelig for prediksjon av optimale borebetingelser. Reservoarkarakterisering og modellering hviler også på bergmekanisk kunnskap da spenninger, trykk og elastiske egenskaper i stor grad påvirker reservoaregenskapene over tid. I oppsprukne reservoarer og i nærbrønnssoner er bergmekanikk spesielt viktig grunnet betydelige trykkgradienter og sprekkes sensitivitet i forhold til mekaniske egenskaper. Trykkendringer resulterer ofte i kompaksjon på reservoarskala, som igjen påvirker reservoarfluiders mobilitet og reservoarets trykkenergi.

SUMMARY

Rock mechanics is central to different petroleum exploration and production disciplines. Basin modeling and seismic analysis rest partly on understanding of deformations and fracturing in the underground and on acoustic wave propagation in geologic media. Wellbore instability is a central cost element in drilling, and in particular in exploration drilling, where data availability is limited for prediction of optimum drilling. Reservoir characterization and modeling also rest on rock mechanical knowledge as stresses, pressures, and elastic properties greatly affect the reservoir properties with time. In fractured reservoirs and near-wellbore regions rock mechanics is particularly important due to significant pressure gradients and fractures' sensitivity to mechanical properties of the rock. Pressure changes often result in reservoir scale compaction, which affects reservoir fluid mobility and reservoir energy preservation.

1. INNLEDNING

Petroleums geomekanikk har i løpet av de siste 20 årene utviklet seg i takt med petroleumsnæringen. Økt etterspørsel og økte priser på olje og gass har medført en rivende teknologisk utvikling mot gradvis mer utfordrende lete - og utvinningsprospekter. Nordsjøen er kanskje det fremste eksempel i så henseende. Bergmekaniske problemstillinger har gradvis blitt identifisert i takt med lærekurven til norsk petroleumsindustri. I startfasen av utviklingen på norsk sokkel var nok manglende kunnskap og tilgang på data begrensende for mulighetene for å optimalisere operasjonelle prosesser knyttet til leting, boring og produksjon.

Gjennom økte krav om produksjonsmaksimering vokste hydraulisk oppsprekking fram som en teknologi for stimulert produksjon fanebært av de dominerende olje-service selskapene. Sand - og partikkelproduksjon fra produksjonsbrønner har vist seg å være en betydelig produktivitetsbegrensende faktor. Samtidig har borhullstabilitet under boring har vist seg å være en vesentlig kostnadsdriver, og disse temaene har derfor vært gjenstand for betydelig forskning - og utvikling i denne perioden.

Oppdagelsen av innsynkingen på Ekofisk-feltet i Nordsjøen i desember 1984 ble en vekkelser for bergmekanikken som fag. Denne oppdagelsen ble etterhvert en kraftig dokumentasjon av de økonomiske konsekvensene knyttet til stabilitet i undergrunnen. Forståelsen av betydningen av prosesser på poreskala for makroskopiske hendelser løftet bergmekanikk som fag adskillige hakk på oljeindustriens interesse-barometer.

I vår tid står økt ressursutnyttelse sentralt på agendaen til norsk oljeindustri. En rekke felt er i ferd med å gå inn i haleproduksjonsfasen. Samtidig utvikles stadig flere satelitt-felt av begrenst størrelse. Disse feltene gjennomgår ofte rask trykkavlastning og hurtig drenasje, hvilket betyr at de raskt beveger seg over i kategorien modne felt. Slike marginale ressurser sammen med de større modne feltene gjennomgår betydelige endringer av fysiske egenskaper knyttet til trykkavlastning, temperaturendringer og endringer i fluidfaser. Denne situasjonen manifesteres gjennom høy fokus på økt utvinning fra eksisterende modne felt og innen leting. Innen leting spiller bergmekanikk spesielt, og bergartsfysikk generelt, en vesentlig rolle for å bedre forståelsen av seismiske og elektromagnetiske letemetoder. Innen reservoar-karakterisering er forståelse av geomekaniske prinsipper av betydning for optimal tolkning av borhullslogger og kjernedata. Innen reservoarteologi har betydningen av spenninger for petrofysiske egenskaper vært tydelig demonstrert, og bergarters termo-mekaniske egenskaper spiller en stor rolle innen vanninjeksjon, herunder injeksjon av produsert vann.

Det er ikke vanskelig å finne eksempler på bergmekanikkens rolle i leting og produksjon. Dette er kanskje ikke så rart når 70-80 % av undergrunnen består av fast stoff med en dypest sett dynamisk oppførsel!

2. LETING

2.1 Bassengmodellering

Bassengmodellering representerer et omfattende område knyttet til geologi, organisk geokjemi, geofysikk og bergmekanikk. Fagområdet er essensielt for utvikling av gode letemodeller, det være seg dannelse av hydrokarboner og kildebergarter, migrasjon og migrasjonsveier, oljefeller og takbergarter.

Bergmekanikken har særskilt betydning innen forståelsen av forkastningers og sprekkers dannelse og oppførsel og videre via hydraulisk og kapillær lekkasje gjennom takbergarter. Gode letemodeller reduserer risikoen knyttet til leteboring, som representerer en vesentlig del av letekostnadene og er således en begrensende faktor for funnraten.

2.2 Seismiske metoder

Seismiske metoder kan grovt sett sies å være relatert til selve måleteknologien på den ene siden, og gjennom tolkningsprinsipper og tolkningsmetoder på den andre. Bergmekanikkens

betydning er primært knyttet til tolkning ved bruk av numeriske modeller. Disse modellene er basert på fysiske lover for akustisk bølgeforplantning i geologiske materialer. Sentrale tema er materialenes elastiske oppførsel, eller avvik fra dette, anisotropi (retningsavhengighet), spenningsforhold og effekter av poretrykk og fluidmetning. Slike egenskaper kartlegges som oftest via ultrasoniske og statiske målinger og bergartsprøver. En utfordring i denne sammenheng er skalering av ultrasoniske målinger til seismiske amplituder og frekvenser og skalering av bergartens statiske mekaniske egenskaper fra laboratorieskala til reservoar - eller bassengskala. Slike problemstillinger er gjenstand for betydelig FoU.

2.3 Elektromagnetiske metoder (EM)

Bergarters elektromagnetiske egenskaper er et gammelt, og tilbakevendende, tema innen FoU. Inntil relativt nylig har ikke EM hatt noen betydelig rolle innen leting og utvinning. Senere års utvikling har imidlertid resultert i kommersiell utnyttelse av slik teknologi. Hovedpoenget med EM er så langt å gjennom overflatemålinger å kunne skjelne mellom vann og hydrokarbonmetninger i reservoarbergarter. Metoden er således komplementær til seismisk kartlegging, som har sin styrke i avdekking av undergrunns strukturer.

2.4 Leteboring

Letefasen kulminerer gjerne i de første boringer på et felt. Dette er krevende operasjoner da lite er kjent angående formasjonene man borer gjennom samt selve reservoaret. Man kan derfor i liten grad gjøre gode prediksjoner og designe boreprosessen før den første brønnen er boret. En er dermed overlatt til å bruke erfaringsdata fra nærliggende eller lignende strukturer samt i noen grad seismiske data. De største bergmekaniske utfordringene er knyttet til

- Borhulls kollaps (ofte i skifer),
- lekkasjesoner som kan medføre tap av boreslam til formasjonen,
- permeable overtrykksoner som kan medføre ukontrollert innstrømning av gass eller vann ("kick" eller utblåsning),
- spenningsanomalier eller variasjoner i bergmekaniske egenskaper som kan føre til oppsprekking av formasjonen og tap av boreslam,
- boringer i og rundt saltstrukturer,
- boring i heterogene formasjoner.

2. PRODUKSJON

Med produksjon menes her selve utvinningsfasen fra produksjons og injeksjonsbrønnene er komplettert til feltet ikke lenger er i produksjon.

2.1 Reservoarkarakterisering

Reservoarbeskrivelse omfatter ulike aktiviteter relatert til karakterisering av selve reservoarbergartene, dvs. de produktive sonene i en struktur. I denne sammenheng inkluderes takbergart og eventuelle ikke-produktive intermediære lag. Klassisk reservoarbeskrivelse omfatter volumanslag, fluidbeskrivelse, petrofysisk, mineralogisk og petrografisk tolkning, bergmekanisk beskrivelse så vel som beskrivelse av litologi. En rekke undersøkelser basert på kjerner, logger, seismikk og boredata utføres i større eller mindre grad.

De bergmekaniske aspektene knyttes primært til styrke og stivhet av formasjonene. Elastiske parametre inngår i beregninger av mulig kompaksjon i reservoaret som følge av eksempelvis trykkavlastning eller vanninjeksjon. Dette knyttes til økte effektivspenninger som følge av trykkreduksjoner og til eventuell vannsensitivitet til reservoarbergarten. Videre vil bergmekaniske parametre relateres til petrofysiske data gjennom spenningsavhengig porøsitet og permeabilitet. Dette påvirker i første rekke strømningsegenskapene over tid. I tillegg vil naturlige sprekker ha en dynamisk oppførsel grunnet spenningsendringer under produksjon.

2.2 4D monitorering

Med 4-dimensjonal (4D) monitorering menes reservoarovervåking over tid. Hensikten er å kunne kontrollere drenasjen av et reservoar gjennom overvåking av reservoarfluidenes bevegelser. Dette gjelder spesielt formasjonsvann og injisert vann, men også bevegelser av gass i reservoaret. Dette er en ny teknologi som er under utvikling. Så langt har 4D seismikk vært det mest aktuelle. Geofoner plassert på havbunnen og/eller i brønner tjener som sensorer for gjentagne seismiske målinger. Endringer i reservoarets seismiske signatur kan skyldes forhold som

- endringer i poretrykk grunnet drenasje og derigjennom endring av effektive spenninger,
- endret metning knyttet til vann - eller gass bevegelser,
- endrede temperaturforhold.

De bergmekaniske aspektene er i denne sammenheng relatert til spenningsavhengige og metningsavhengige elastiske egenskaper og dermed til seismisk bølgeforplantning. For å utnytte denne teknologien vil en forståelse av de bergartsfysiske aspektene være sentrale for å definere og kalibrere fysiske tolkningsmodeller knyttet til de seismiske målingene. Dette kan oppnås gjennom laboratoriemålinger på borkjerner.

Andre teknikker som kan tenkes utnyttet til 4D overvåking er mikroseismiske hendelser knyttet til bevegelser og oppsprekking i undergrunnen som følge av trykkavlastning, elektromagnetiske målinger eller deformasjonsmålinger på havbunnen og i brønner. Dette representerer til dels ny og uprøvd teknologi.

2.3 Integrert dynamisk reservoarmodellering

Med integrert modellering menes her fysiske modeller som beskriver den gjensidige påvirkning av ulike prosesser som bergmekaniske deformasjoner og spenningsendringer, akustiske/seismiske hastigheter, fluidbevegelser i porer og sprekker og endringer i elektromagnetiske egenskaper. Det kan spekuleres over hvorvidt slik modellering kan være vel ambisiøs. Sikkert er det at avansert modellering har begrenset verdi uten tilsvarende *in situ* målinger. Såkalte "fit-for-purpose" modeller (tilpassede modeller) synes å være en fornuftig veg å gå. Utfordringen her ligger i stor grad i å identifisere nøkkelmekanismer og modellere disse på en tilstrekkelig enkel måte som benytter målbare parametere.

2.4 Naturlig oppsprukne reservoar

Naturlig oppsprukne reservoar er ofte karakterisert av lav til svært lav matriks-permeabilitet og et nettverk av naturlige sprekker av varierende karakter. Karbonater og tette sandsteiner,

ofte i antiklinalformasjoner, er typisk naturlig oppsprukne. Mobiliteten til reservoarfluidene i slike strukturer er avhengig av konduktive sprekker forbundet i et nettverk. Det er derfor sentralt for ressursutnyttelsen at produksjons- og injeksjonsbrønner penetrerer et tilstrekkelig antall sprekker forbundet med h.h.v. olje- og vannsoner i reservoaret.

Sprekksystemet så vel som enkeltsprekker vil ha en dynamisk oppførsel avhengig av trykk- og spenningsforholdene i reservoaret. Trykkavlastning vil endre effektivspenningene og kan føre til både åpning og lukking av sprekker. Dette er grunnet strukturelle effekter i og rundt reservoaret, som medfører anisotrope spenningsendringer ved trykkavlastning, dvs. spenningene endrer seg ikke like mye i alle retninger.

God drenasje fra et tilstrekkelig stort reservoarvolum er kritisk for å hindre lokale trykkfall som kan medføre formasjonsskade som følge av permeabilitetsreduksjoner i form av reservoarkompaksjon, lukking av sprekker eller gassutskillelse i bergartsmatriks.

2.4 Nærbrønnsfenomener

Nærbrønnsområdet kan defineres noe forskjellig avhengig av hvilke problemstillinger en søker å belyse. I bergmekanisk sammenheng vil dette området normal avgrenses til noen få brønndiametre ut fra brønnveggen. I andre sammenhenger kan en ønske å kun se på prosesser i selve brønnveggen eller fenomener lengre inn i reservoaret. Typiske problemstillinger er knyttet til borhullsstabilitet under boring, produktivitet eller injektivitet av brønner over tid, formasjonsskade knyttet til boring og bruk av boreslam, sandproduksjon eller annen partikkelproduksjon samt utfellinger av kjemiske forbindelser som karbonater, voks og asfaltener. I forbindelse med sandproduksjon vil interaksjon mellom formasjonen og kompletteringsutstyr benyttet til å begrense sandproduksjon og inngå. Generelt vil sandproduksjonsrisiko være gjenstand for betydelig bergmekanisk analyse og prediksjonsarbeid (Tronvoll *et al.*, 2001).

Generelt vil nærbrønnsområdet i en produksjonsbrønn være preget av endrede trykkforhold grunnet innstrømning mot brønnen. Korresponderende trykk og fluid-hastighets gradienter under produksjon gjør at formasjonens egenskaper endres gjennom endrede mekaniske spenninger lokalt rundt brønnen og tilhørende elastiske og plastiske deformasjoner. I enkelte tilfeller vil de kombinerte hydrodynamiske og mekaniske påkjenningene på formasjonen være av en slik karakter at mekaniske skjær- eller strekkbrudd induseres. Det vil kunne utløse ustabilitet av selve brønnen, men vil ofte og bare medføre en sone med endrede egenskaper. Slike bruddsoner vil, avhengig av grensebetingelser relatert til brønnens komplettering, kunne medføre betydelige endringer av permeabilitet og porøsitet i nærbrønnssonen. Ofte vil kompaksjon oppstå, hvilket innebærer redusert porøsitet og permeabilitet. I slike tilfeller vil økte poretrykksgradienter være en konsekvens, som igjen vil lede til økte fluidhastigheter i porennettverket. Dette vil øke sannsynligheten for mobilisering av finstoff i porehalser og senere plugging. Likeledes vil økte trykkfall øke sannsynligheten for kjemiske fellingsreaksjoner nær brønnens overflate. Totalt sett innebærer slike koblete prosesser en økt risiko for produktivitetsfall i produksjonsbrønner (Tronvoll *et al.*, 2004).

For injektorer vil i tillegg temperaturgradienter påvirke formasjonens oppførsel. Kjøling medfører kontraksjon og økt sannsynlighet for termisk frakturering nær brønnen. Dette kan være ønskelig m.h.t. økt injektivitet. Temperaturendringer påvirker og kjemiske likevekter og bakterievekst. Sjøvannsinjeksjon, og i enda større grad, injeksjon av produsert vann, vil kunne

lede til matriks-plugging p.g.a. finstoff-mobilisering, saltutfellinger, sulfaterutfellinger, mm. Rensing av injeksjonsvann er derfor sentralt, noe som driver opp kostnadene ved slike operasjoner.

2.5 Reservoarkompaksjon og innsynking

Kompaksjon er som oftest knyttet til depletering (trykkavlastning) av reservoaret. Imidlertid har en og sett eksempler på at vann-sensitive bergarter har vist kompaksjon ved vanninjeksjon. Kompaksjon vil ha to sentrale effekter: For det første vil en positiv effekt være trykkvedlikehold og derigjennom en forlenget produktiv periode. Derneft vil kompaksjon lett medføre redusert permeabilitet i reservoaret. En tredje effekt observert i karbonatfelt er lukking/åpning av ulike typer sprekker. I noen tilfeller ser dette ut til å ha en positiv effekt på produktivitet og feltets levetid. Mekanismene rundt dette er ikke fullt ut forstått, men antas å være relatert til endring av kapillærtrykk, kjemiske reaksjoner eller til effektivspenningsendringer i og rundt reservoaret.

Kompaksjon av reservoaret vil i til en viss grad motvirkes av overliggende lags evne til å ta opp spenninger forårsaket av trykkavlastning i reservoaret. Det diskuteres hvorvidt spenningsbruer over og rundt reservoaret vil kunne oppstå ("arching") og motvirke deformasjoner i selve reservoaret. I begge fall vil trykkfall kunne medføre innsynkninger på overflaten grunnet kompaksjon av bergartene i eller rundt reservoaret. Ekofisk-feltet er et typisk eksempel på både kompaksjon og innsynking. Videre vil seismiske hendelser (jordskjelv) kunne oppstå ved reservoarets flanker, og stabilitet av flankebrønner vil ofte være et problemområde i kompakterende reservoar.

Reservoarovervåking ved bruk av 4D seismikk representerer en framtidsrettet metode for bedret reservoarstyring og økt utvinning. Elektromagnetisme, mikroseismisitet og deformasjonsmålinger representerer andre mulige måleprinsipper. Felles for alle egenskaper er at de vil avhenge av formasjonsmekaniske egenskaper, poretrykk og spenninger.

3. KONKLUSJONER

Bergmekanikk i petroleumsbransjen har utviklet seg i takt med bransjens lærekrurve. Hydraulisk oppsprekking, sanproduksjon, borhullstabilitet og kompaksjon/innsynkning er klassiske bergmekaniske problemområder i oljebransjen.

Innen leting er bergmekanikkens rolle knyttet til bassengmodellering gjennom forståelse av utviklingen av sprekker og forkastninger. Innen seismikk er forståelsen av lydbølgers utbredelse i anisotrope media viktig for modellering og tolkning. Borhullsstabilitet under boring i skifre, salt, ulike reservoarbergarter og andre bergarter er avgjørende for borekostnadene og evnen til å nå boremålene. Spesielt i letebrønner, hvor begrenset informasjon om undergrunnen er tilgjengelig, er dette et sentralt problem.

Innen reservoarkarakterisering er relasjoner mellom *in situ* spenninger og petrofysiske/petrografiske parametre sentralt. Spesielt vil variasjoner i spenningsfeltet som følge av trykkavlastning i reservoaret kunne påvirke slike parametre. Integrert modellering av slike fysiske egenskaper representerer et framtidig teknologipotensial for økt ressursutnyttelse på norsk sokkel og i oljebransjen generelt.

Oppsprukne reservoarer representerer en betydelig ressurs på verdensbasis. De er karakterisert av lav matriks-permeabilitet og fluidbevegelser i naturlige sprekksystemer. Disse er særlig sensitive m.h.t. spenningsendringer og formasjonens mekaniske egenskaper.

Nærbrønnsområdet er kritisk for brønnenes og feltenes produktivitet over tid. Trykkfall og temperaturendringer relatert til fluidstrømning påvirker formasjonsmekaniske egenskaper og derigjennom sekundære prosesser som kompaksjon, partikkelbevegelser og kjemiske fellingsreaksjoner. Slike prosesser står sentralt for utvikling av produktivitet over tid.

Reservoarkompaksjon er en viktig drivmekanisme i mange reservoar. Kompaksjon kan og ha uheldige effekter som brønnskollaps og redusert permeabilitet i produktive soner.

4. REFERANSER

1. Charlez, P.A.: *Rock Mechanics Volume 2. Petroleum Applications*. Editions Technip, 1997.
2. Fjær, E., Holt, R.M., Horsrud, P., Raaen, A.M., Risnes, R.: *Petroleum Related Rock Mechanics*, Elsevier, 1992.
3. Tronvoll, J. Dusseault, M.B., Sanfilippo, F. Santarelli, F.J.: "The Tools of Sand Management". SPE 71673. *SPE Annual Technical Conference and Exhibition Proc.*, New Orleans, Louisiana, 30 Sept. - 3 Oct., 2001.
4. Tronvoll, J., Larsen, I., Li, L., Skjetne, T., Gustavsen, Ø: "Rock Mechanics Aspects of Well Productivity in Marginal Sandstone Reservoirs: Problems, analysis Methods, and Remedial Actions". *SPE International Symposium and Exhibition on Formation Damage Control*, Lafayette, Louisiana, USA, 18-20 Februar, 2004.

SPRENGNINGSARBEIDER MED BERGMEKANISK VINKLING.

Blasting work with rock mechanical aspects.

Siv. Ing. Karl Kure, Kure-Fjellsprenningsteknikk

SAMMENDRAG

Fjellstabilitet og sprengbarhet influerer sterkt på sprengningsresultatet. Fjellforholdene er aldri like, følgelig må også sprengningskonseptet forandres.

I dette foredraget omtales 3 prosjekter med høye skjæringer / paller, 2 gjennomførte og ett planlagt prosjekt der fjellforholdene influerer sterkt på sprengningsmetoden som velges og på resultatet.

SUMMARY

The stability and the blastability has a big influence on the blasting result. The rock conditions are never the same, that means that the blasting concept also has to be changed.

This lecture gives a description of 3 blasting projects in high rock cuttings. 2 are already completed and one is planned. The rock conditions have a strong influence on the methods to be chosen and on the results of the blasting process.

Kort om bergarter og sprengbarhet.

Norge har en variert geologi. Vi har prosentualt lite sedimenter, men svært mye omdannede bergarter. Våre gneisbergarter er ofte lagdelte med varierende glimmerinnhold og varierende oppsprekning langs lagdelingsplanene. Våre hovedbergarter er gamle. De har vært utsatt for bøyninger og foldinger flere ganger. Hovedbergartene er følgelig gjennomgått av flere sprekkesett. Oppsprekningen influerer på bergmassivets sprengbarhet, på hvilken retning det er gunstig å drive sprengningsarbeidet og på det gjenstående fjellmassivets stabilitet.

Hovedmineralene i nesten alle eruptive og mange omvandlede bergarter er kvarts, feltspat og glimmer. Høyt innhold av kvarts og/eller feltspat i bergartene gir generelt stor sprøhet og lett sprengbarhet (krystalin kvarts, gneisgranitt). Høyt glimmerinnhold gir bergartene seighet.

Lyse bergarter gir ofte godt fragmenterte røyser med høyt finstoffinnhold (sintring). Mørke bergarter, særlig med parallellorienterte glimmerstriper (glimmerskifer, fylit) og grovkornede, tunge bergarter (gabbro) er ofte tungsprengte.

Salvene går lettest ut og de utsprengte massene blir som oftest best fragmentert når utslagsretningen kan legges vinkelrett på en steiltstående lagdeling eller en annen systematisk oppsprekning. Sprenggassene følger lettest de eksisterende sprekker og stikk i fjellmassivet og gir godt løft og framkast. Ved hjelp av etthulls tenning "brekker" lagpakkene lettest.

Når lagdelingen faller med utslagsretningen har vi imidlertid ofte et problem med utrasing og bakbryting i stoffen for neste salve. Vi blir av den grunn ofte tvunget til å velge å drive "mot" fallet i lagdelingen. Vi kan da ofte få problemer med å få salvene til å bryte tilfredsstillende i bunnen. Det oppstår oftere "knøler".

Når vi sprenger med utslag parallelt med lagdelingen, vil vi ofte også ha et problem med ujevn bryting og knusning i bunnen av salven. "Knølene" kommer oftere og risikoen for steinsprut i utslagsretningen øker når steinmassene kan gli ut langs parallellorienterte sprekkplan.

Ved utsprengningen av høye skjæringer hvor det er fare for utrasing og/eller steinsprut mot bebyggelse er bergmassivets oppsprekningen viktig. I enkelte tilfeller er den helt avgjørende for om prosjektet kan gjennomføres.

Dette vil jeg illustrere med et eksempel fra gjennomførte og planlagte prosjekter.

Nedsprenkning av en høy pall helt inntil bebyggelse på Lovund i Lurøy kommune i Nordland.

Kystverket tok ut hundretusener av kubikkmeter steinmasser til byggingen av den nye moloen til Nyhavna på Lovund. Det ble etablert et stort dagbrudd på Naustholmen.

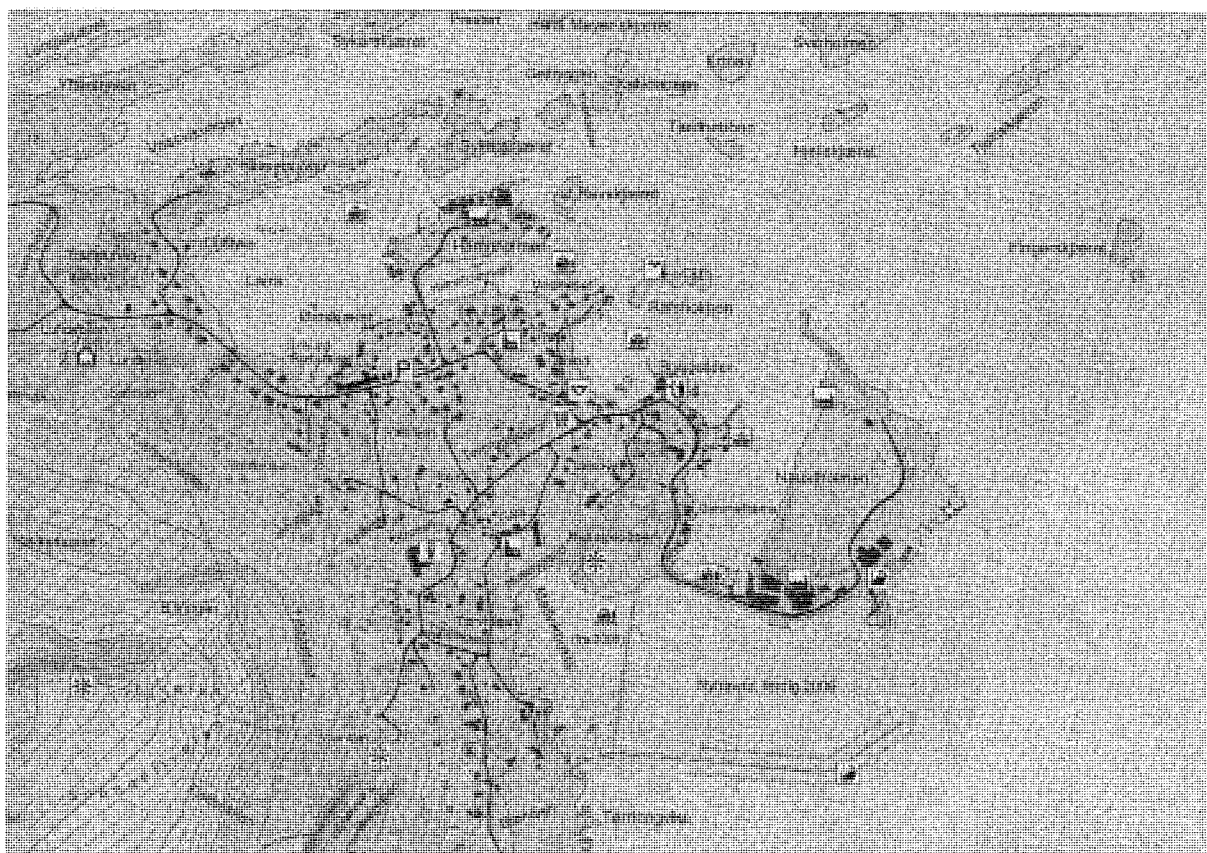
Kloss inntil fjellveggene på Naustholmen ligger også fabrikkkanlegget til Nova A/S som slakter og eksporterer oppdrettsfisk.

Nova A/S så i forbindelse med Kystverkets behov for steinmasser også muligheten til å få sprengt vekk fjell og få utvidet sitt fabrikkområde. Dette var imidlertid forbundet med uvanlig store sprengningstekniske problemer.

Sprengningsentreprenør Rolf Jørgensen A/S fra Salangen hadde tatt på seg å sprengne ut steinmassene i hovedbruddet. Han tok også på seg å utføre den vanskelige utvidelsen av bruddet kloss inn mot bebyggelsen til Nova sea.

Rolf Jørgensen A/S hadde følgelig ansvaret for gjennomføringen.

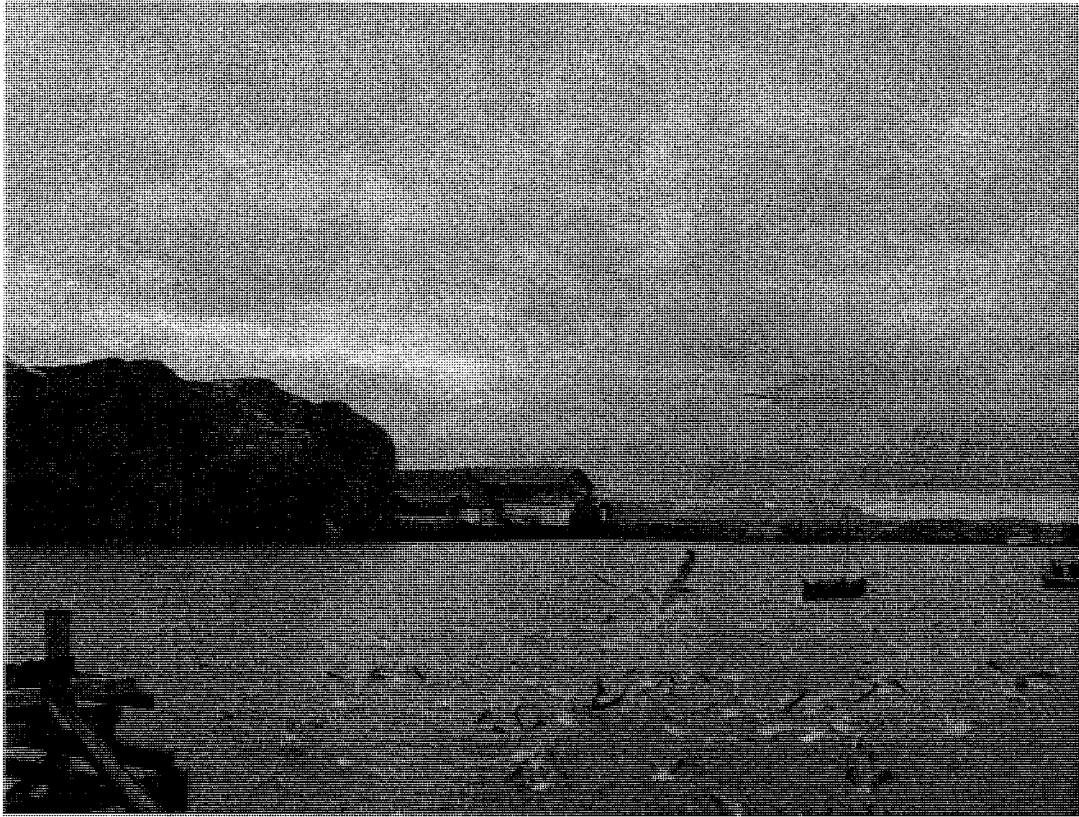
Kystverket ønsket en uavhengig vurdering av hvordan denne utsprengningen tett inntil bebyggelsen kunne gjennomføres og ga undertegnede i oppdrag å utarbeide en plan for dette. Nærheten til bebyggelsen framgår av bildene.



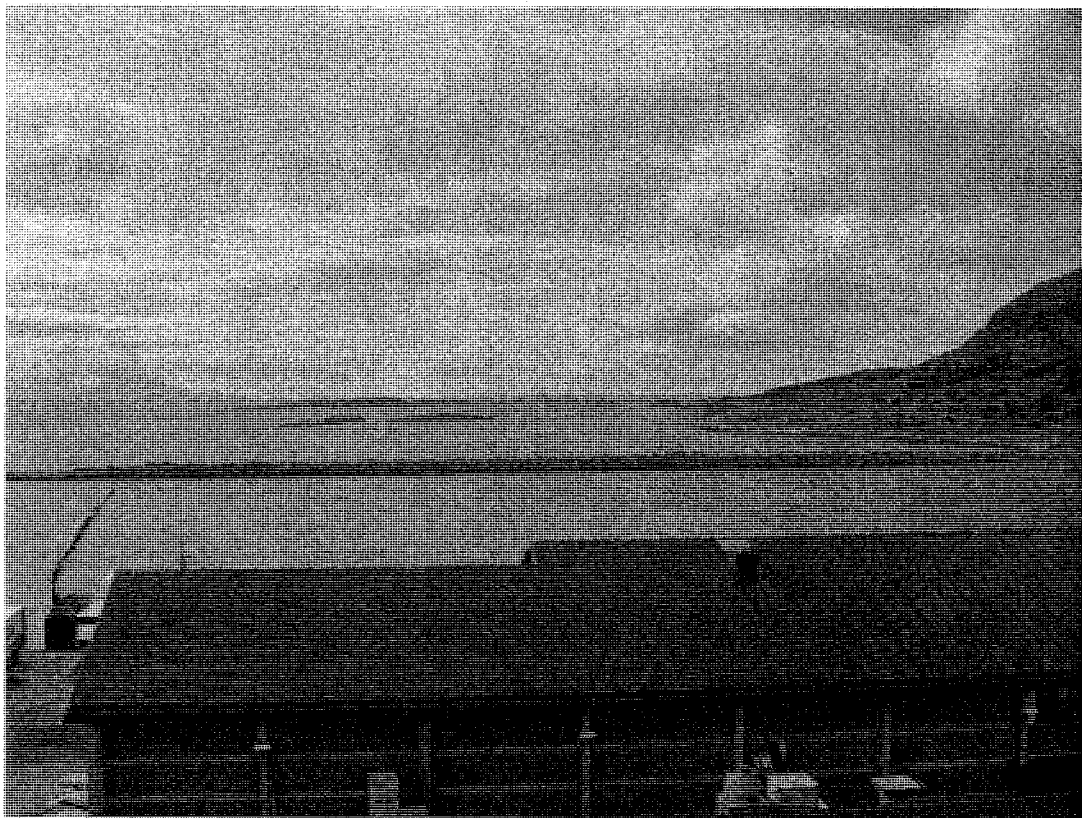
Bilde 1 : Lovund er et lite kystsamfunn med ca. 300 innbyggere og 0 % arbeidsledige. Bedriften Nova Sea (røde bygninger) på Nausholmen er en nøkkelbedrift. Moloen som kystverket bygger vil skape gode havneforhold både for Nova sea og annen virksomhet på Lovund.



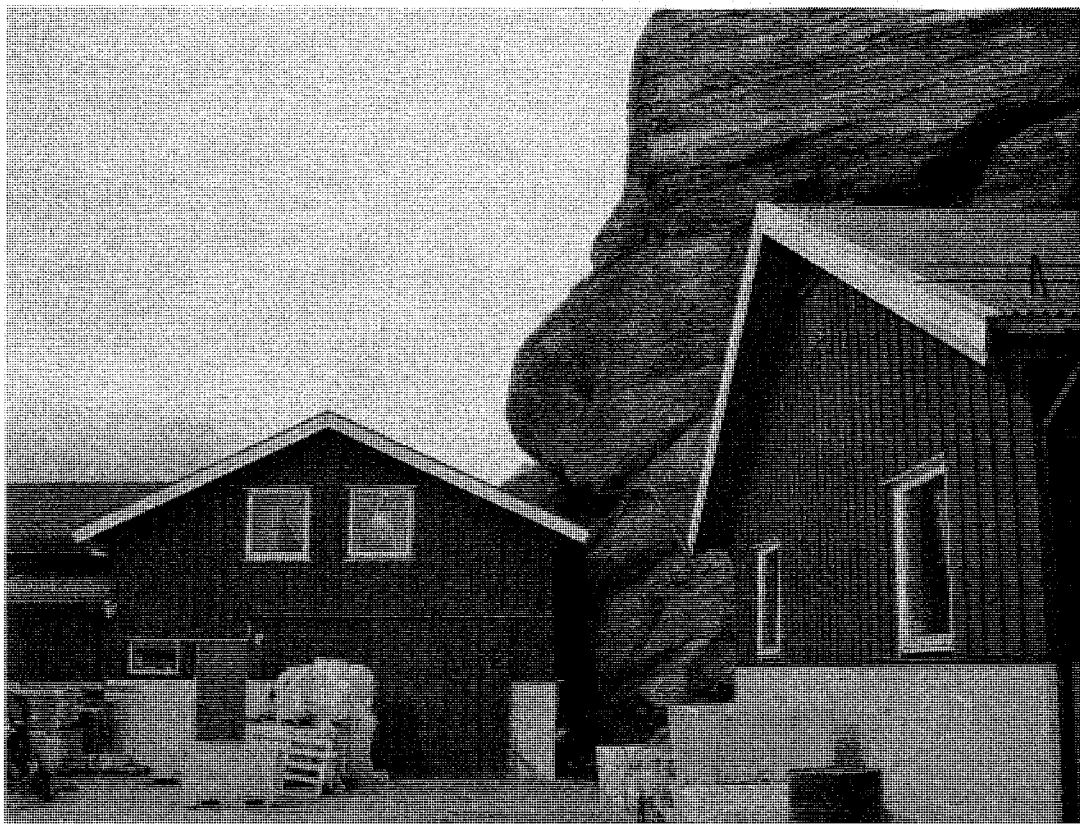
Bilde 2 : Havna på Lovund. Bedriften Nova sea med tanker og kaianlegg kan ses til venstre i bildet.



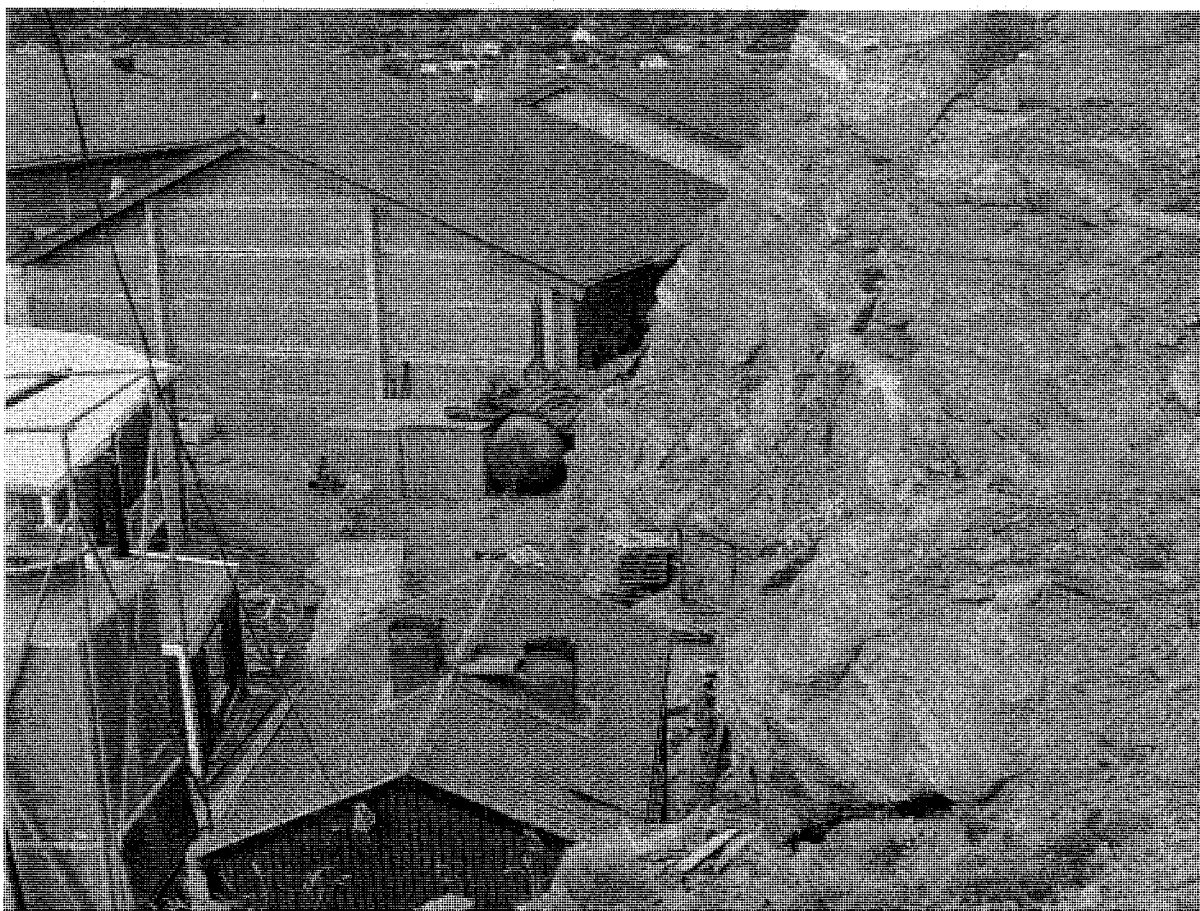
Bilde 3 : Bedriften Nova sea ligger kloss i fjellveggen.



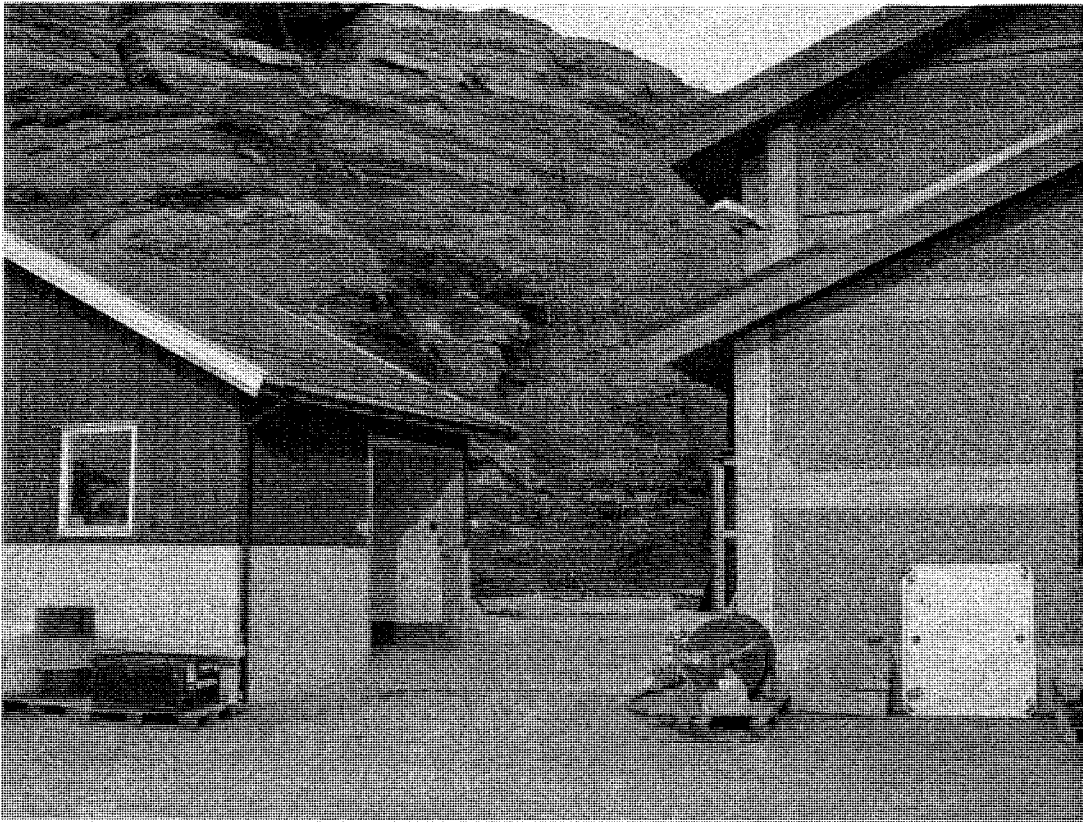
Bilde 4 : Byggingen av Kystverkets molo er godt i gang, kan være ferdig i 2006.
Nova sea's fabrikkbygning i forgrunnen.



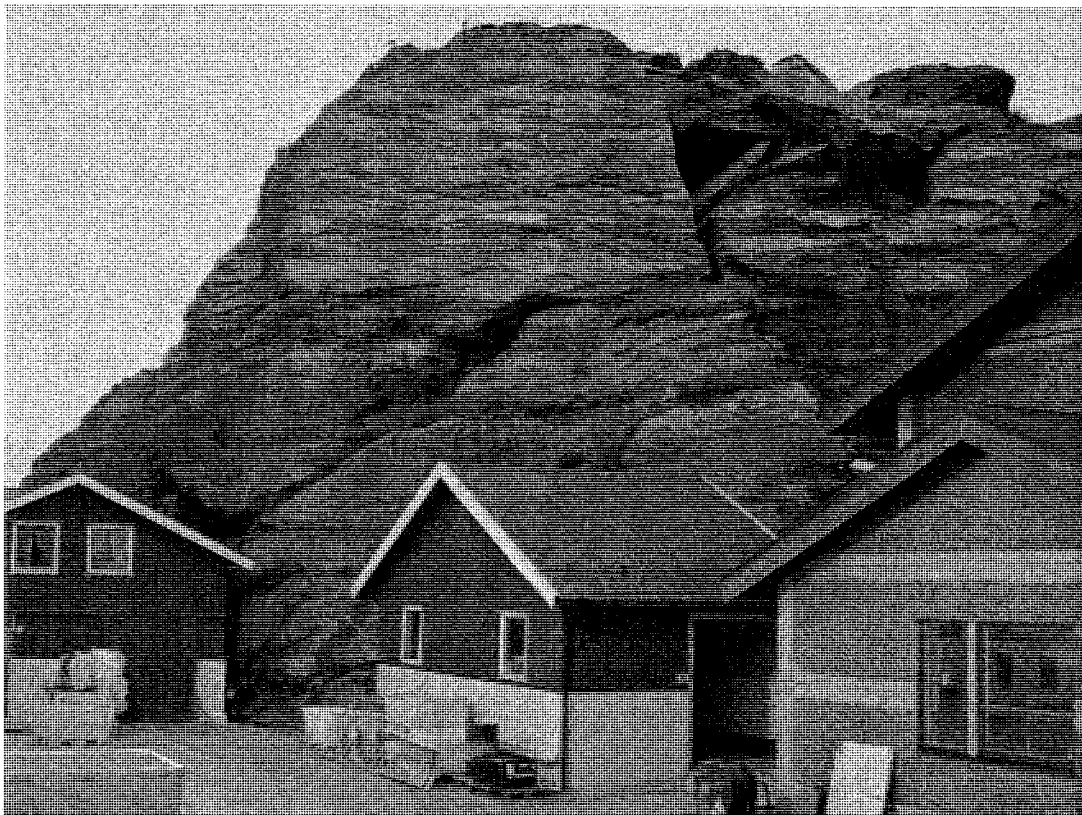
Bilde 5 : Fjellet henger ut over hybelhuset /lagerhuset.



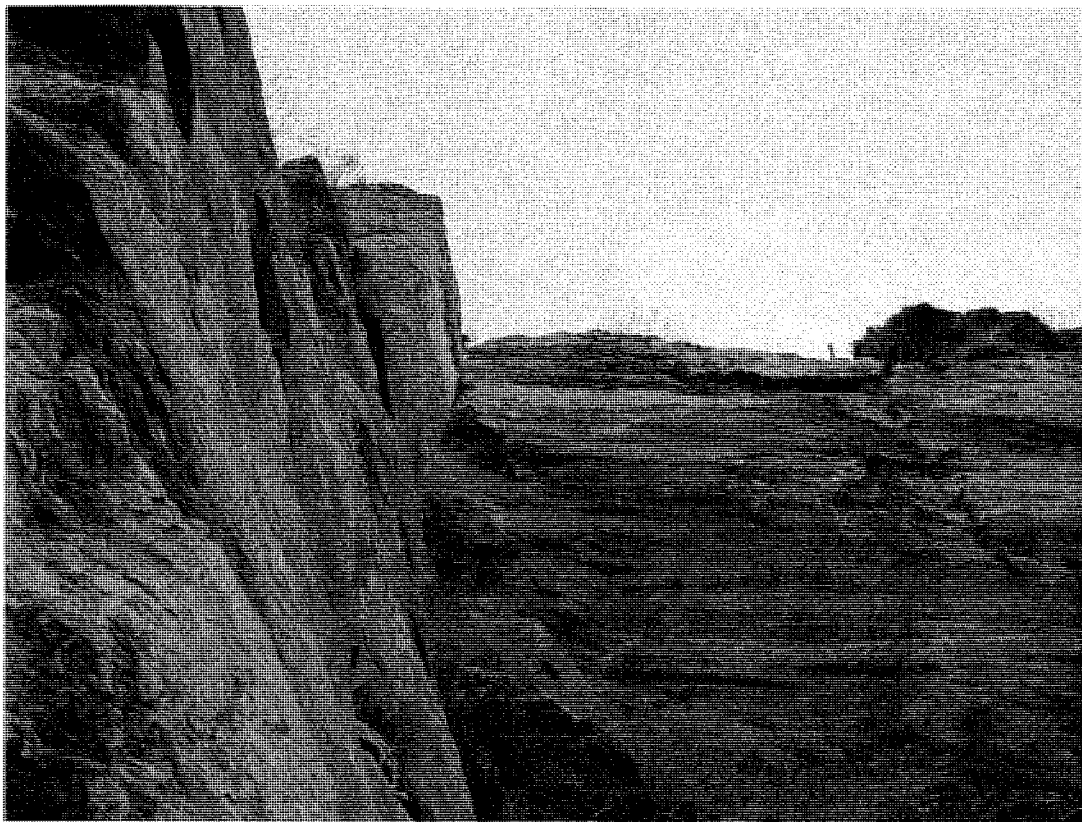
Bilde 6 : Langs fabrikkbygningen i sydlige del var det utsprengt før den ble bygget.



Bilde 7 : Fjellet øst for fabrikkken står tett til kjølemaskiner og nitrogentanken.



Bilde 8 : Markante slepper gjennomsetter fjellmassivet, finoppsprekning langs lagdelingsplan.



Bilde 9 : Nærbilde av en åpen sleppe.



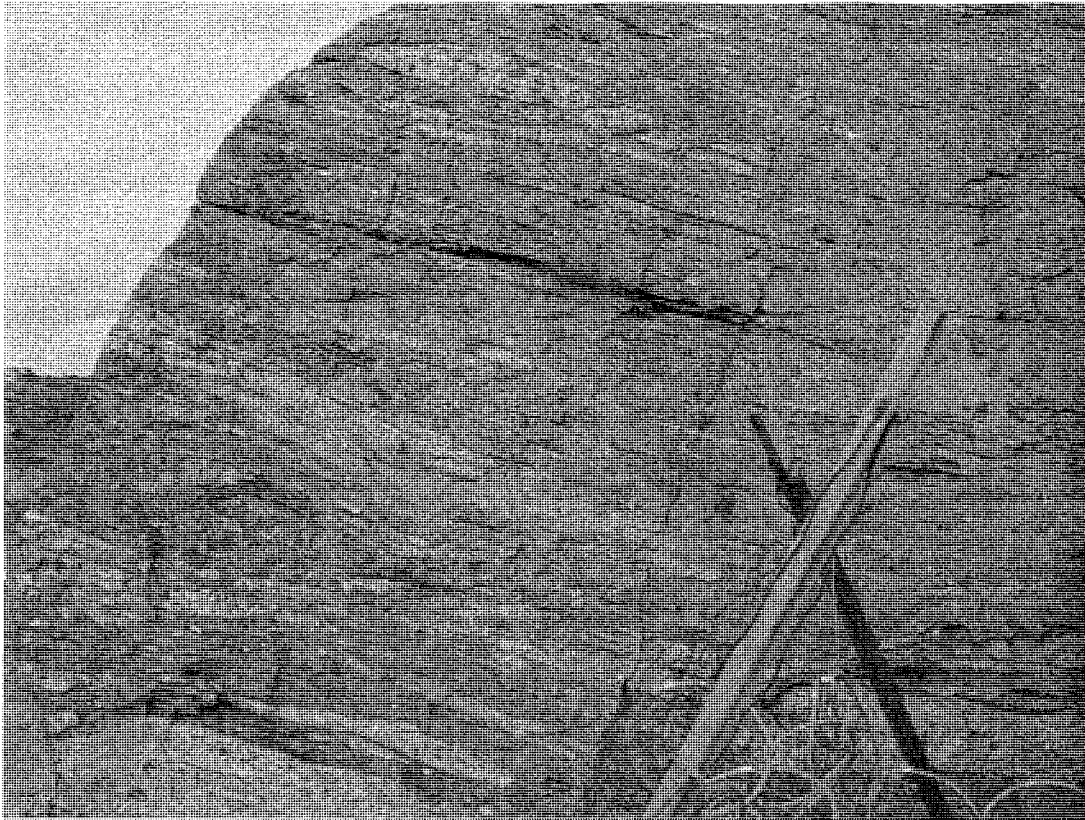
Bilde 10 : Også ladebua for el-truckene står tett inntil fjellveggen.



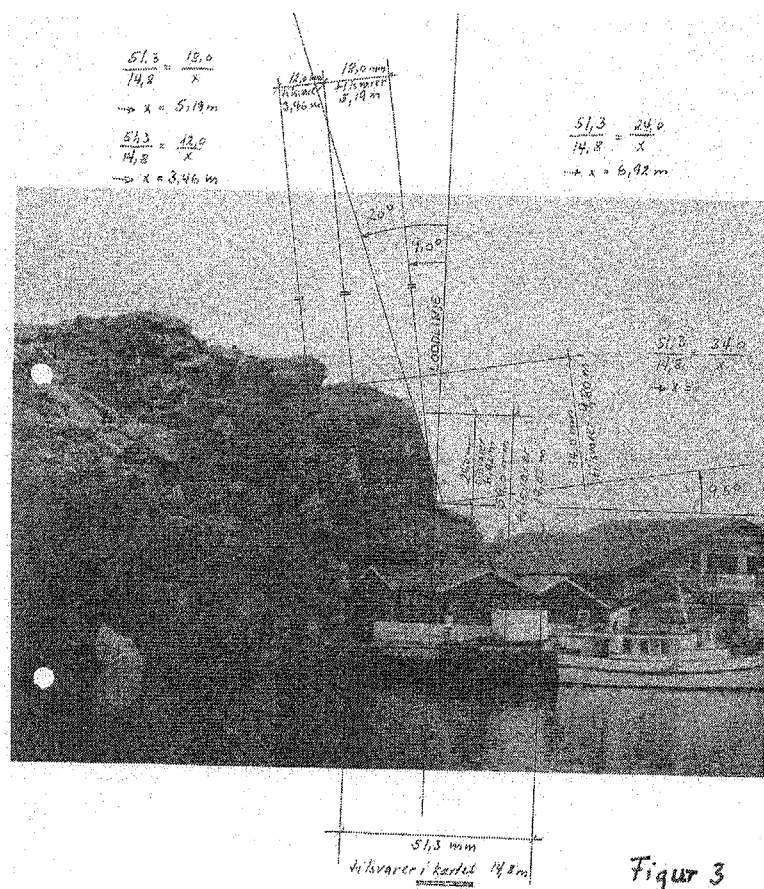
Bilde 11 : I sydenden av fabrikken står fjellmassivet fortsatt like nært.



Bilde 12 : Lagdelingen faller noen grader mot øst. Det nær vertikale hovedsprekkesystemet forløper SSØ – NNV.



Bilde 13 : Det er mange finsprekker langs lagdelingen som åpnet seg ved sprengningen.



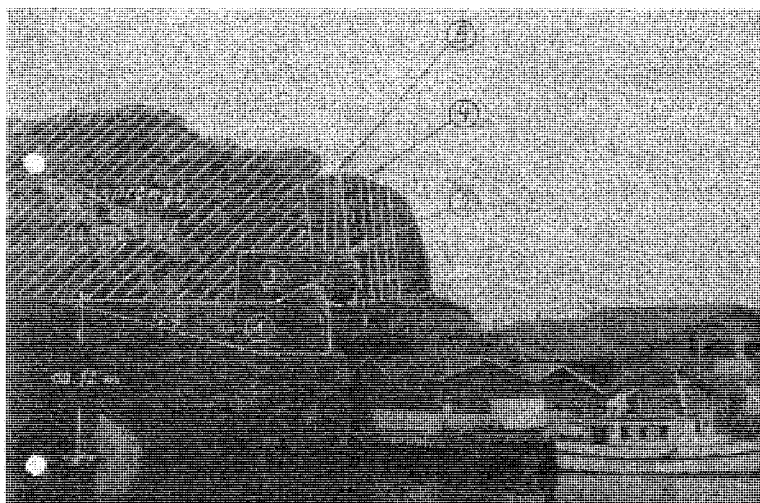
Figur 3

$$\frac{51.3}{14.8} = \frac{59.0}{X}$$

$$\rightarrow X = 17.02 \text{ m}$$

Bilde 14 :

Lagdelingsplanene faller her ca. 9,5 grader mot øst. Hovedoppsprekningen SSV – NNØ danner en vinkel på ca. 90 grader med lagdelingsplanene.



Bilde 15 : Undertegnades forslag var å sprengte ut fjellmassivet som vanlig dagbruddsdrift og sette igjen en skjerm som kunne "felles" innover i bruddet.

Entreprenøren valgte å sprengne seg innenfra og utover med mot kanten og der "sette igjen" den ca. 3 m brede skjermen og dra blokkene i skjermen innover i bruddet med gravemaskin og så pigge disse i stykker.

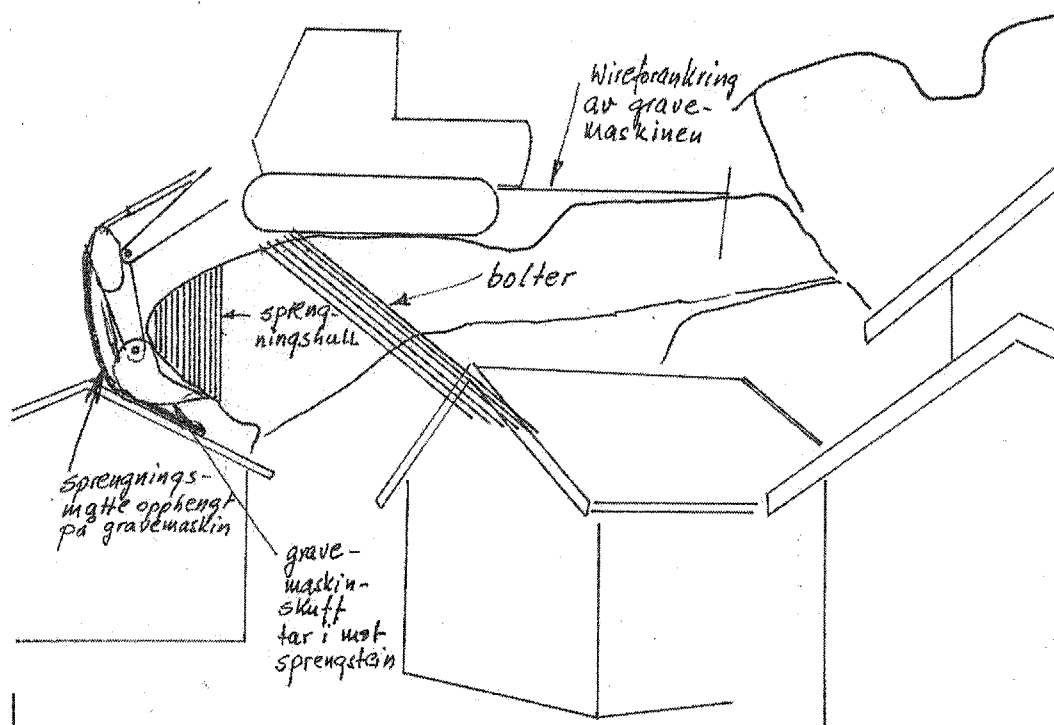
Undertegnades plan var å dele opp fjellskjermen ved hjelp av blokkdelingsmetoder som benyttes i naturstein industrien. Det vil si bruk av 50 cm hullavstand og blå, 17 mm rørladninger.

Dette ble ikke nødvendig.

Det var "dårlig lim" i sprekkene mellom lagdelingsplanene.

Det viste seg under driften at det var tilstrekkelig "å riste litt" i fjellmassivet med vanlig salvesprengning med 3" borhull og ANFO for å få sprekkene mellom lagdelingsplanene til å åpne seg.

Entreprenøren valgte denne metoden hele vegen langs den ca. 80 m lange skjæringsveggen som skulle fjernes ned til nivå med kaia.



Bilde 16 : Skisse av undertegnades forslag til fjerning av "overhengsblokken". Massene i "overhenget" skulle sprenges ned i gavemaskinskuffen.

Skissen er laget med bilde 8 som grunnlag og fremstiller situasjonen etter at den store blokken på toppen over overhenget er sprengt bort.

Entreprenøren fant dette forslaget for kostbart og valgte metoden med "å riste i fjellmassivet" og dra blokkene inn for å pigge dem i stykker også da overhenget over hybelhuset / lagerbygget skulle fjernes.

Det gikk ikke uten skader.

Entreprenøren sier at skadene skjedde under utlasting. Et par store blokker falt ned og knuste takstolen i den sydøstre delen.

De nedenforstående bilder er tilsendt fra entreprenøren og viser skadene på lagerbygget sett fra sydøst og sydvest.

Skadene på lagerbygget, som lå rett under overhenget, (se bilde 8) ble omfattende.

Truckladebua (se bilde 8 og 10) som også lå tett til fjellveggen sto like hel.

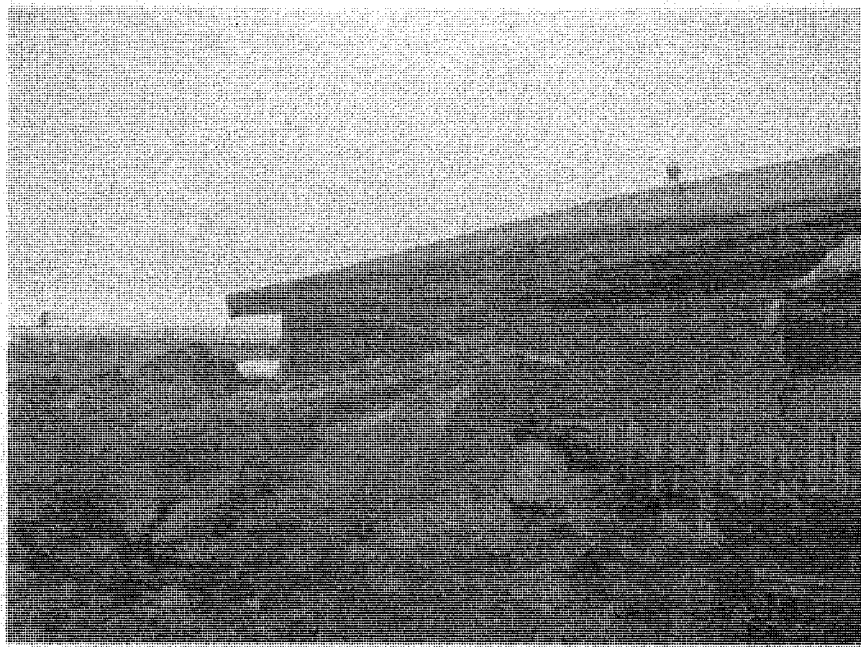
LAGER OG LADESTASJON



SKADER PÅ LAGERBYGNING



SKADER PÅ HOVEDBYGNING



Fabrikkhallen ble noe skadet i nedkant, men det ble ingen hull inn i fabrikkhallen.

Erfaring :

Slaktingen og nedfrysingen var i gang i fabrikkbygningen i hele sprengningsperioden. Arbeidet ble stoppet i korte perioder når det var nødvendige å evakuere fabrikklokalene ved salveskyting.

Nedsprengningen av de høye fjellpartiene kloss i Nova sea's bygninger var en nærmest umulig oppgave uten at skader skulle oppstå.

Den viktigste enkeltfaktor som bidro til å hindre en massiv utrasing av blokker ned mot bebyggelsen var, etter undertegnede vurdering, at bergarten lett lot seg dele langs lagdelingsplanene og at lagdelingsplanene falt ca. 9 grader mot øst (inn i fjellmassivet). Uten disse to forhold ville prosjektet, etter undertegnede vurdering, ikke vært gjennomførbart uten omfattende skader og driftsstans i fabrikkhallen.

Fjellsprenger Rolf Jørgensen gjennomførte prosjektet raskt og effektivt. Han benyttet et tøft sprengningsopplegg og opererte med kløkt på kanten av det mulige.

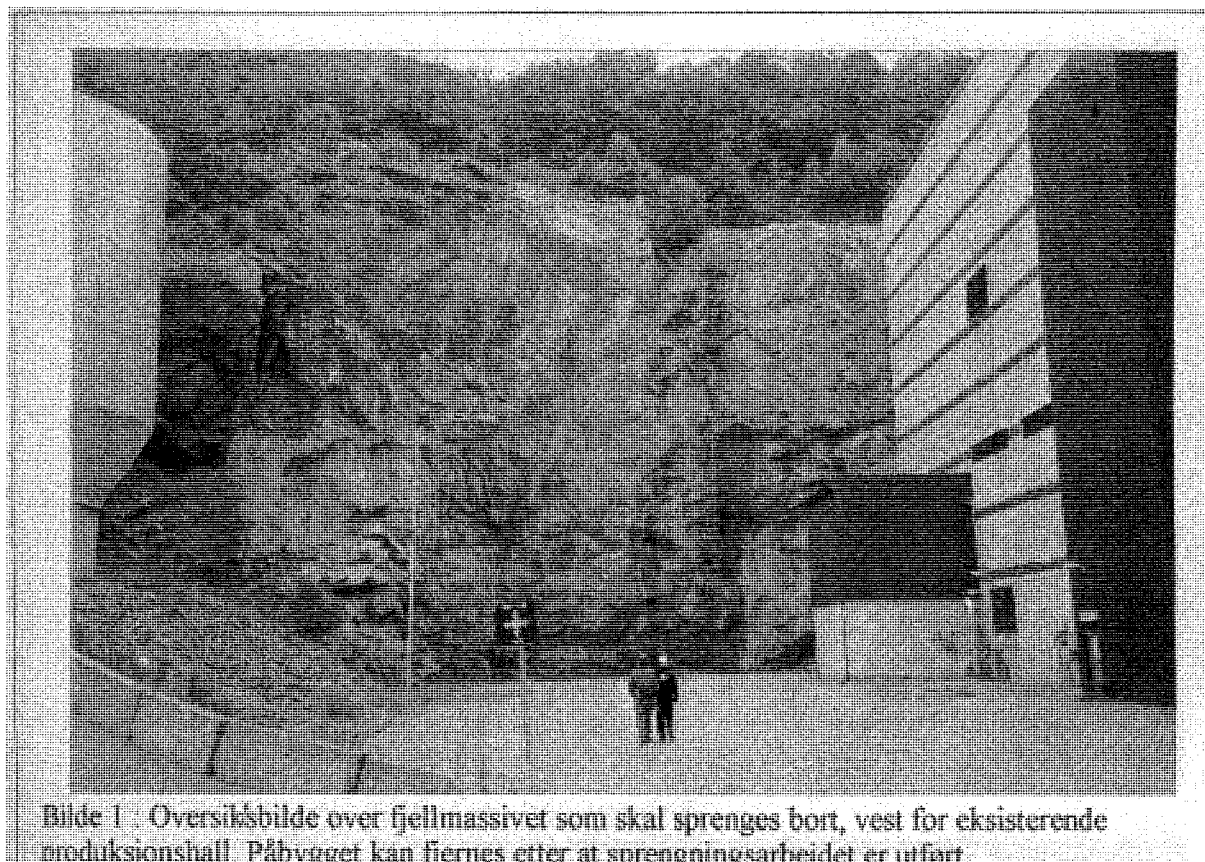
Dersom han hadde valgt en forsiktigere metode ved fjerning av overhenget over lagerbygget, ville dette kanskje også vært reddet.

Sprengningsplan for utvidelse ved Saugbrugs i Halden :

Norske Skogs papirfabrikk Saugbrugs i Halden planlegger utvidelse.

Ett av alternativene er å utvide fabrikkområdet ved å sprengte vekk et fjellparti i vest.

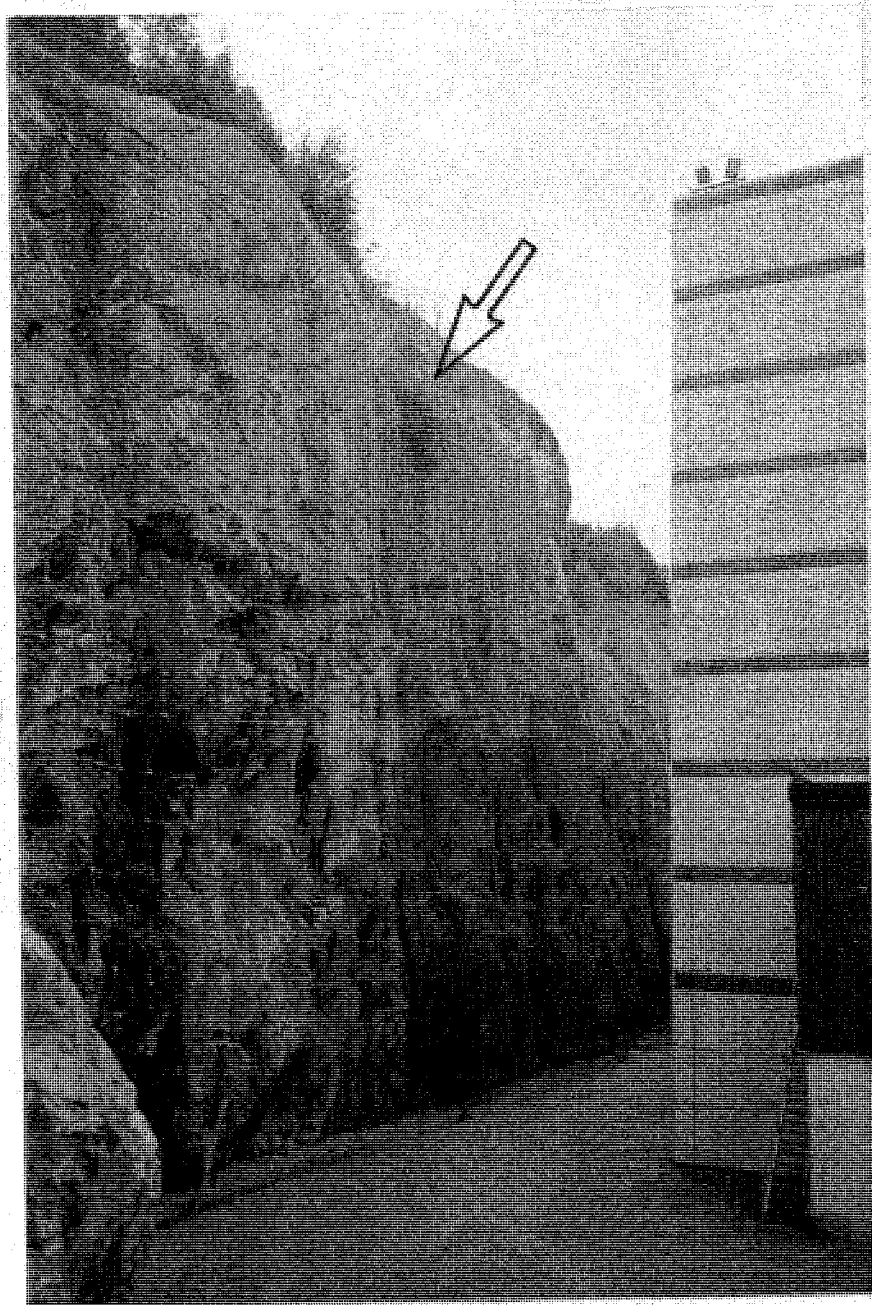
Alternativet omfatter uttak av ca. 40.000 kubikkmeter fast fjell nært til den eksisterende fabrikkbebyggelse og nært til "Haldenreaktoren" på vestsiden (ca 50 m).



Den enorme skjæringen for fabrikklokalet til PM 6 ble utsprengt på første av 80-tallet. Skjæringsveggen er nær 40 m høy.



Etter utsprengningen på 80-tallet ble skjæringsveggen systematisk sikret med bolter og nett.

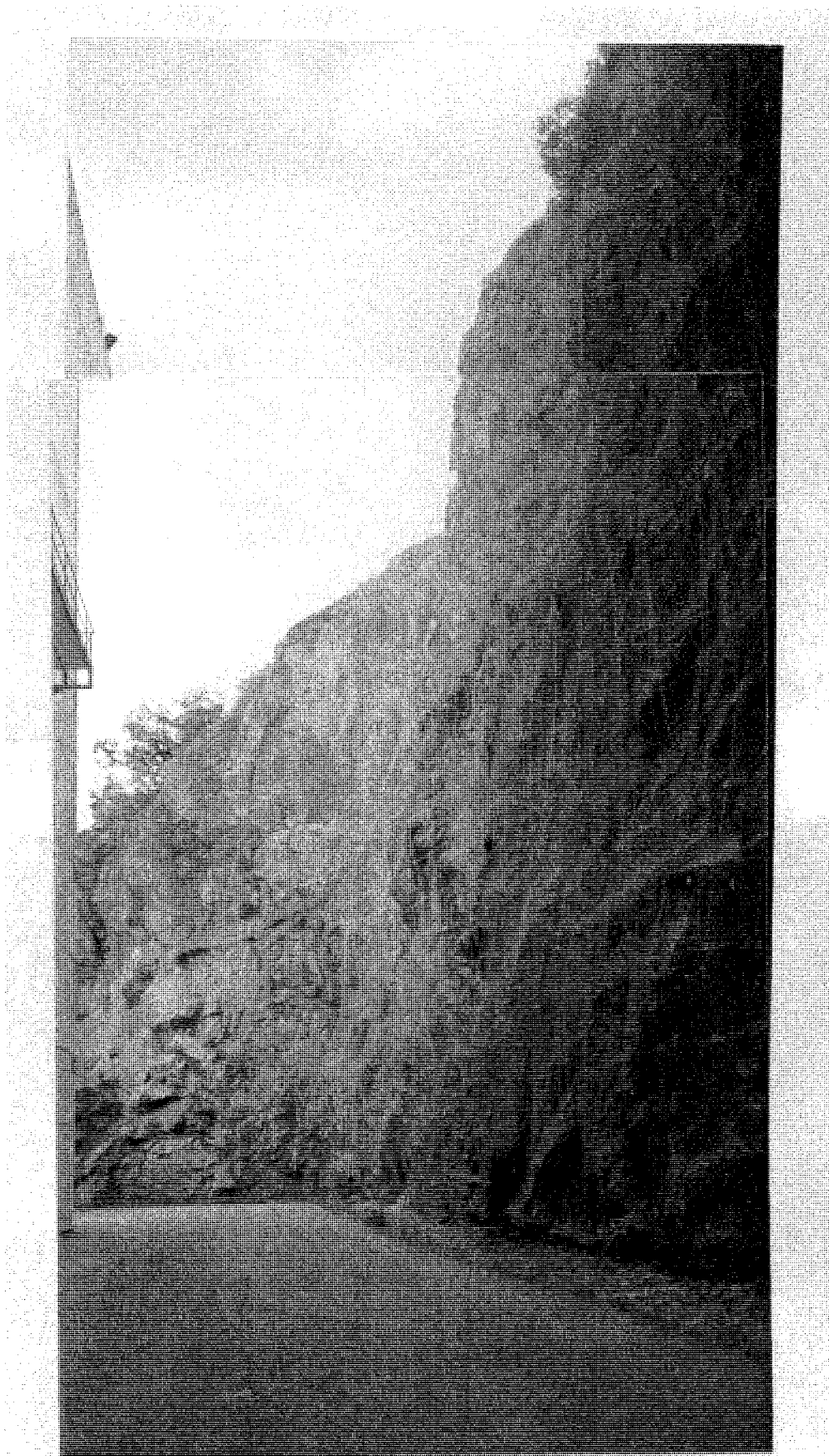


Bilde 12 : Utsprengningen skal avsluttes omtrent ved busken (pil) øverst i skjæringsveggen.

Avstanden fra fabrikkbygningen til fjellveggen er ca. 10 m.

Fabrikkområdet ligger geologisk i grenseområdet mellom Iddefjordsgranitten og det østnorske grunnfjellsområdet. Hovedbergarten i området vil undertegnede betegne som gneisgranit med isprengninger både av pegmatit og basalt i vestlige del av utbygningsområdet.

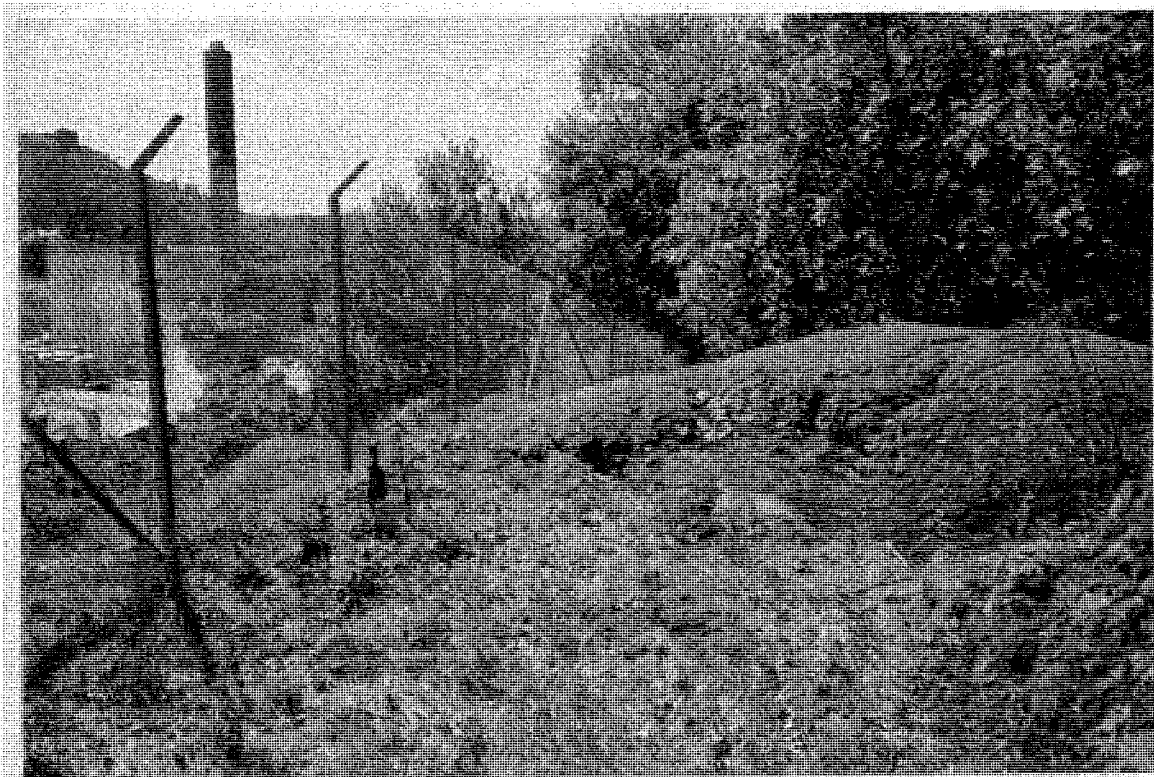
Stabiliteten av fjellmassivet er jevnt over svært god. I sydvestlige del (til venstre i bilde 1) er fjellmassivet tettere oppsprukket i området av veggen der fjellflaten er påført sprøytebetong. Helningen på skjæringsveggen er oppgitt å være 10:1.



Bilde 13 : Skjæringsveggen sett langs fabrikkbygningen.



På toppen av skjæringen er det et flatt part og det er adkomst ovenfra med beltegående anleggsmaskiner. Dette gjør det mulig å starte sprengningsarbeidene sprengningsarbeidet her.

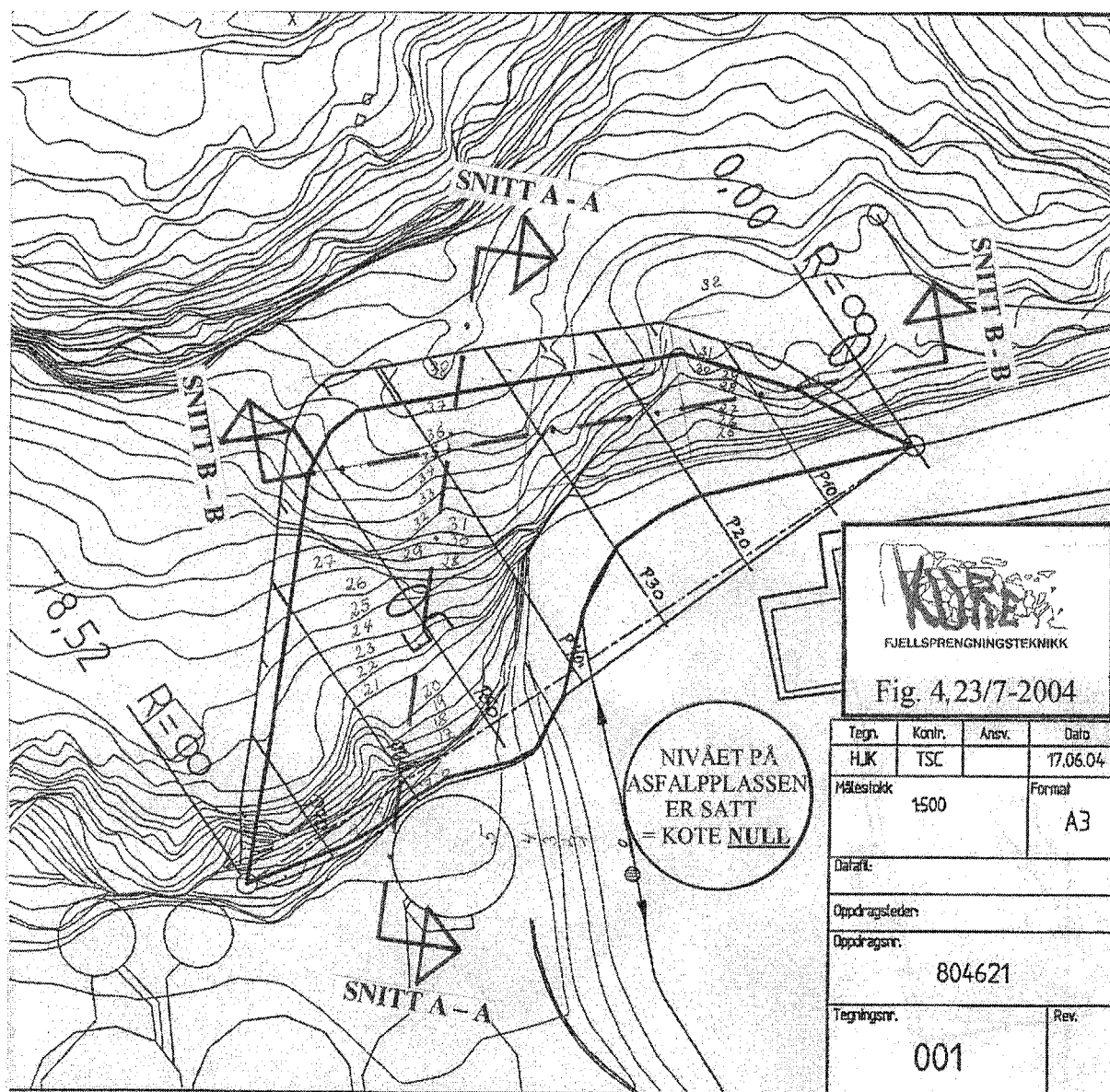


Bilde 25 : "Kollen" ovenfor gjerdet (øvre ende av snitt A – A).

Sprengningsarbeidet kan starte i det høyest liggende området. Terrenget faller mot vest (bak toppen i bilde 25) slik at det er mulig å komme til med en gravemaskin og en beltegående doser ned til et nivå som ligger 9 m under toppen av kollen. Alle massene fra salvene på toppen må skyves utfor kanten og ned på plassen vest for fabrikkens Ved å sprengne av toppen så vidt mye ovenfra er det mulig å bygge ramper nedenfra og komme opp til et nivå som ligger 14 m under sålen i pall 1. Det resterende sprengningsarbeide kan i sin helhet utføres ved uttransport av massene på anleggsveger med maks helning 1 : 4.

Det mest attraktive alternativ for utsprengningen nedenfra er å starte i vestre del (ved tanken i bilde 10). Dette betinger at det bygges en rampe av sprengstein fra området ved tanken og utover plassen (over den eksisterende vegen). Lengden på denne rampen kan aksepteres å bli

ca. 50 m, regnet fra fjellet innenfor tanken, uten at Saugbrugs internttransport mellom fabrikkbygningene hindres nevneverdig. Plassen vest for fabrikkhallen og en del av plassen/vegen langs fabrikkhallen mot nord kan disponeres for anleggsvirksomheten.

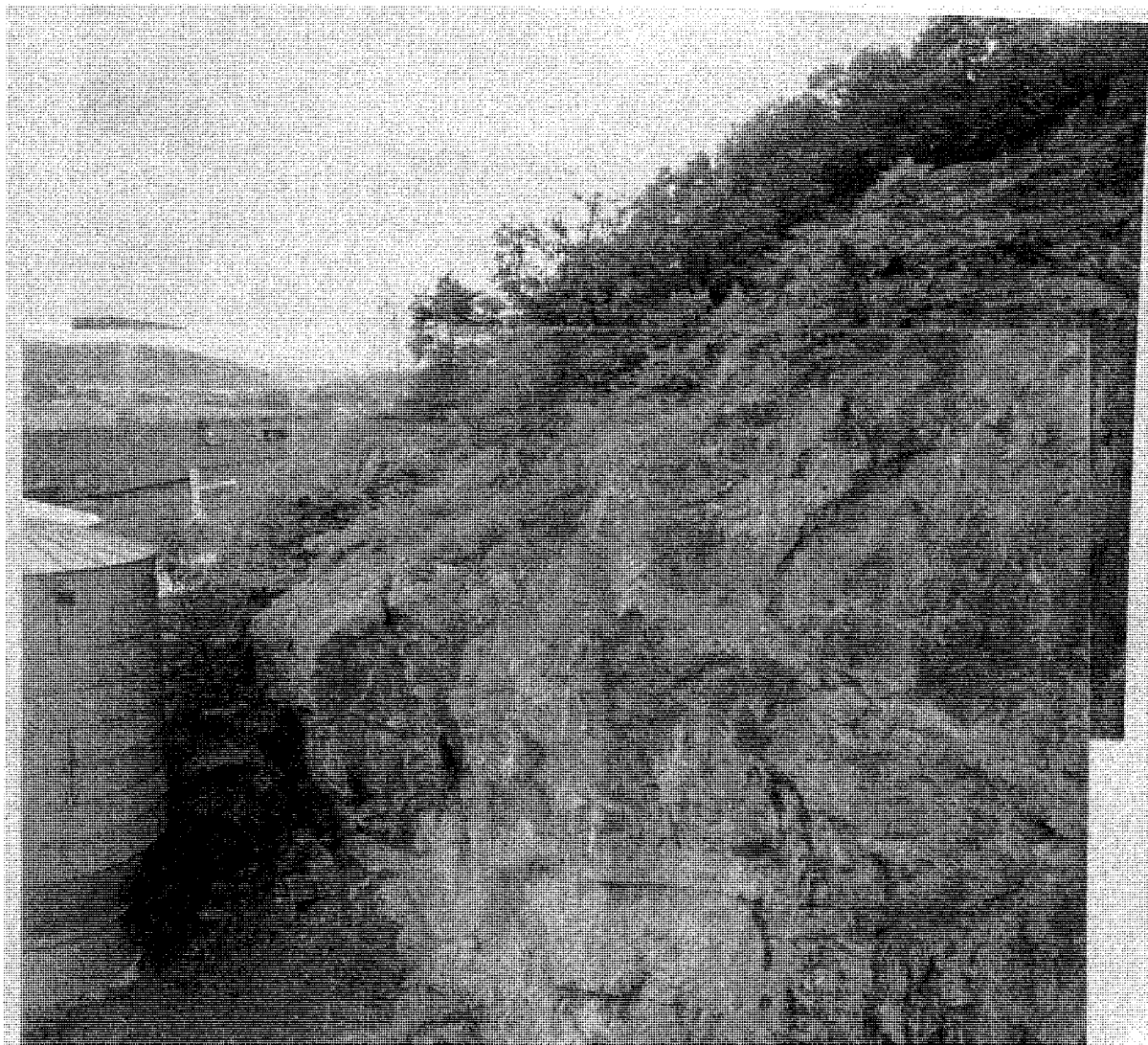


Det må settes opp et solid gjerde et stykke langs nordsiden av fabrikkhallen for å fange opp steiner fra sprengningen som vil kunne falle ned og rikosjeres mot fabrikk. Utbygget på nordvestenden av fabrikkhallen skal i forbindelse med utbyggingen rives, men kan stå i anleggsperioden som "en skjerm" mot rullende stein. Denne skjermen vil sannsynligvis være nødvendig når sprengsteinsrøysa skyves utfor kanten etter sprengning av pall 1. Gjerde anses her ikke å være nødvendig.

De store traktformede tankene syd for utsprengningsområdet skal også rives. Dersom disse imidlertid er tjenlige som skjerm ved utsprengningen kan de imidlertid bli stående til etter sprengningsperioden.

Nett og bolter, som nå sikrer skjæringsflatene, bør ikke fjernes før sprengningsarbeidene starter. Nettingen, særlig i østre del av utsprengningsområdet, langs fabrikkhallen, vil kunne tjene som ekstra sprutsikring. Nettingen, og særlig de lange boltene, vil imidlertid også

representere et driftsteknisk problem ved at steinblokker, som ved sprengningen kan bli hengende igjen i bolter og netting høyt oppe i veggen, kan bli vanskelige å fjerne. Det må regnes med at det vil være nødvendig å ha mobilkran på plassen til bruk ved gummimattedekningen av de fleste salver, spesielt ved utsprengningen av de øvre 20 m av pallen og ved sprengningen av skjæringsveggene helt ned langs fabrikkhallen i øst.

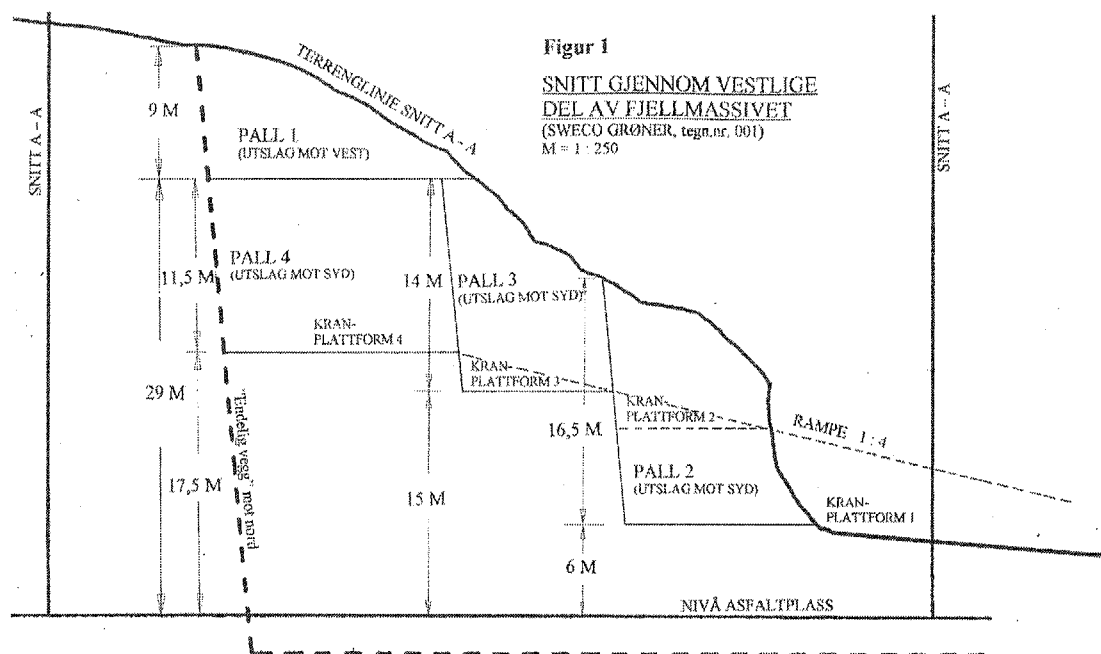


Bilde 10 : Det utspringende fjellpartiet , samme området som bilde 7.

Undertegnede har (figur 1) lagt et snitt A – A gjennom fjellpartiet i vest (bilde 10) der sprengningsarbeidene som skal utføres nedenfra foreslås å starte.

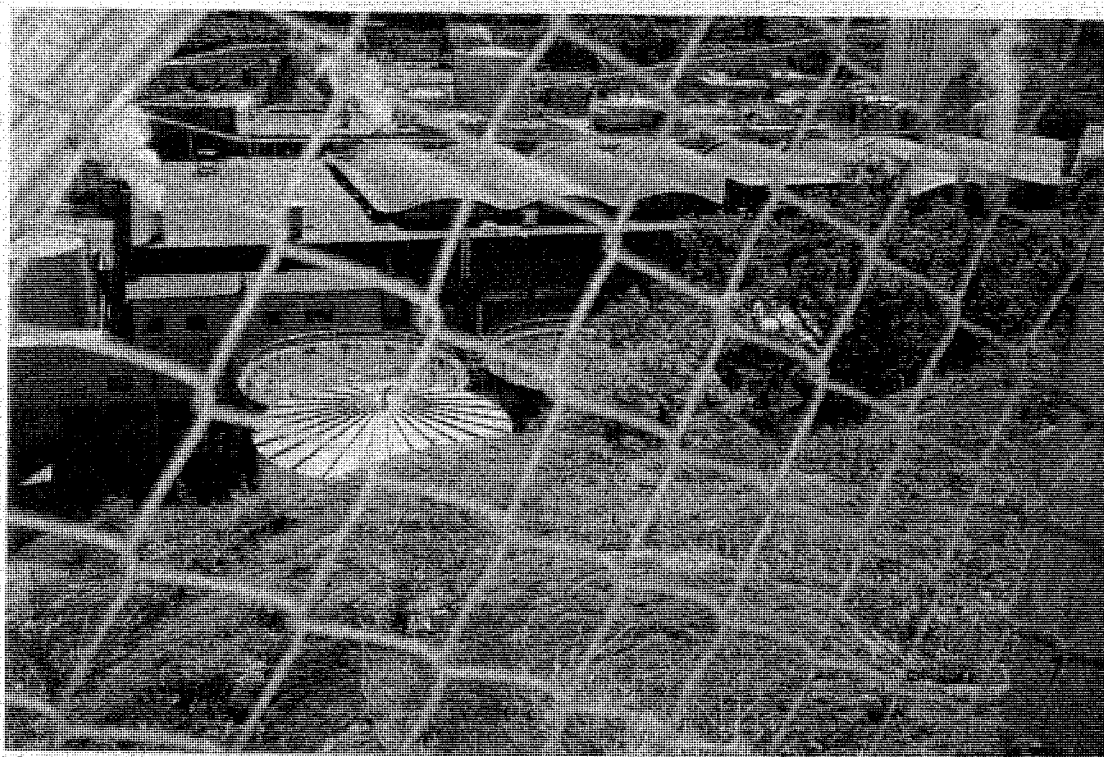
Den vanskeligste delen av sprengningsarbeidet blir utsprengningen av salvene på pall 2 og 3. Fjellflaten er her såvidt steil (bilde 10) at såvel borvogner som personell må sikres med wire og tau. Det framgår av figur 1 at det må bygges ramper av sprengstein (helning 1 : 4) og horisontale oppstillingsplattformer for mobilkranen (minst 10 m lange), etter utsprengningen av pall 2, for å nå opp med mobilkran og dekke salvene på pall 3.

Nesten alle salver vil grense mot endelig vegg. Disse må kontursprenges. Det vil, med unntak av konturen på øverste pall (pall 6) i skjæringsveggen mot nord, bare være hensiktsmessig å benytte slettsprengningsmetoden, ettersom de fleste salver blir små og sprenges med utslag langs veggen.



SNITT A – A

Steinsprut må ikke forekomme. Av hensyn til sprutrisiko frarådes bruk av bulkladet sprengstoff. Patrondiameteren forslås begrenset til 40 mm ved nedsprenningen av de øverste 25 m av skjæringen.

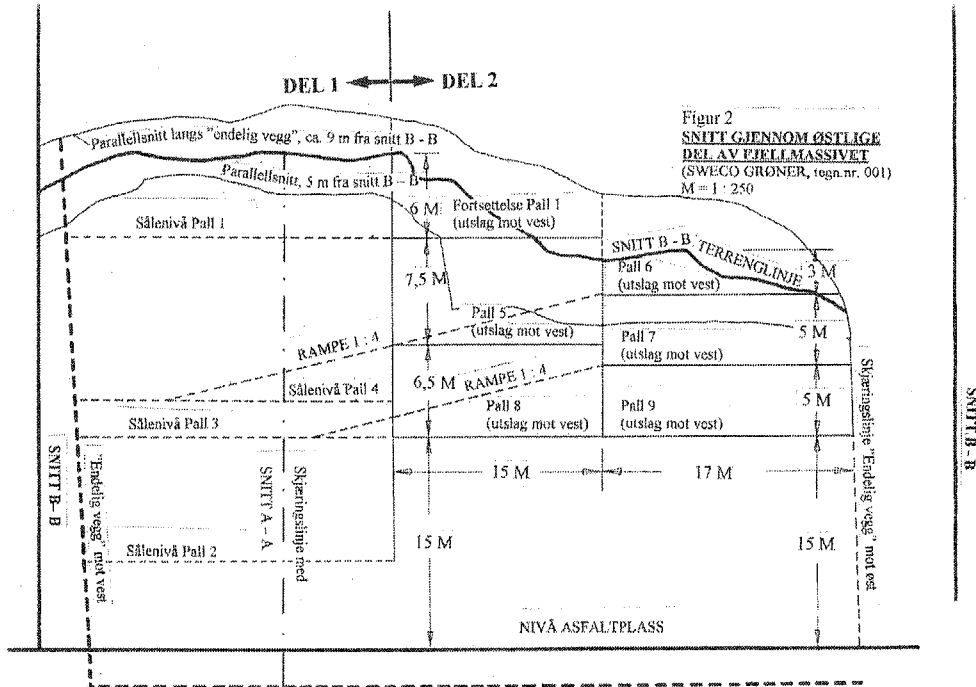


Bilde 30 : Blikk mot fabrikken og tankene som skal rives, sett fra gjerdet i midtpartiet øverst innenfor skjæringsveggen.

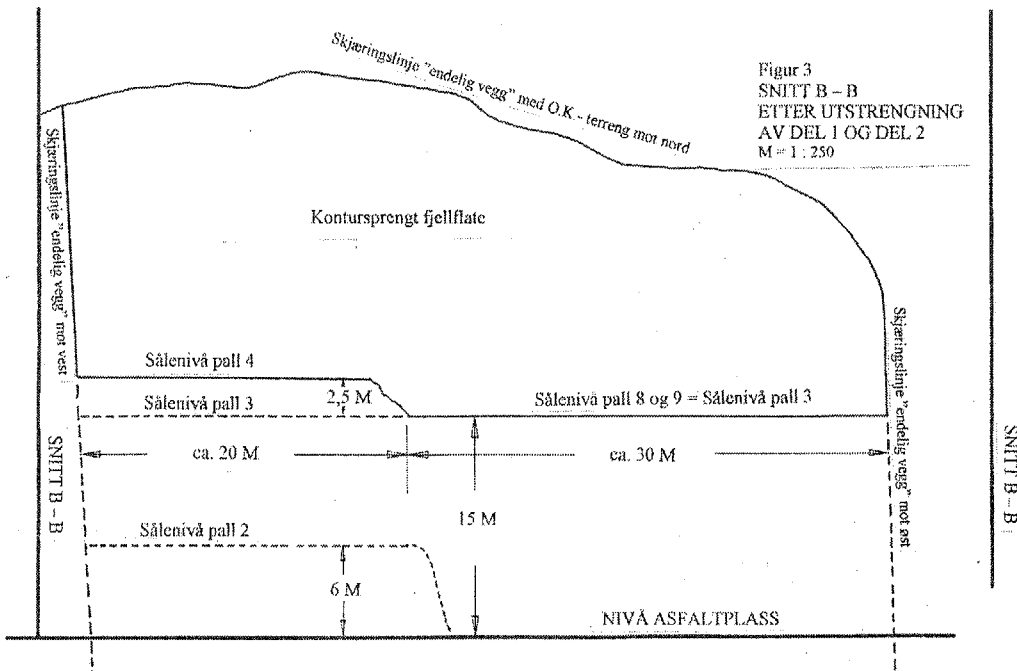
Steinsprut i alle retninger vil ødelegge industrianlegg og vil få katastrofale følger. Snitt A – A viser DEL 1 av sprengningsarbeidene.

Inndelingen i paller for den østlige delen er vist i snitt B – B (DEL 2). Figur 2 viser øvre del og figur 3 nedre del. Av hensyn til utrasningsfaren mot fabrikkens foreslås det i dette området paller med maks 5 m høyde.

Salvene må her sprenges med utslag langs konturveggen. Det forutsettes at den tidligere permanente sikringen benyttes som ekstra sprutsikring mot fabrikkens og at bolter og nett fjernes sammen med sprengsteinsmassene. Det vil bli en del ekstra arbeid og bruk av mobilkran ved fjerningen av bolter og netting. Dette må imidlertid aksepteres for å oppnå nær absolutt sikkerhet mot at steinsprut skal treffe fabrikkbygningen.



SNITT B – B



Konklusjon :

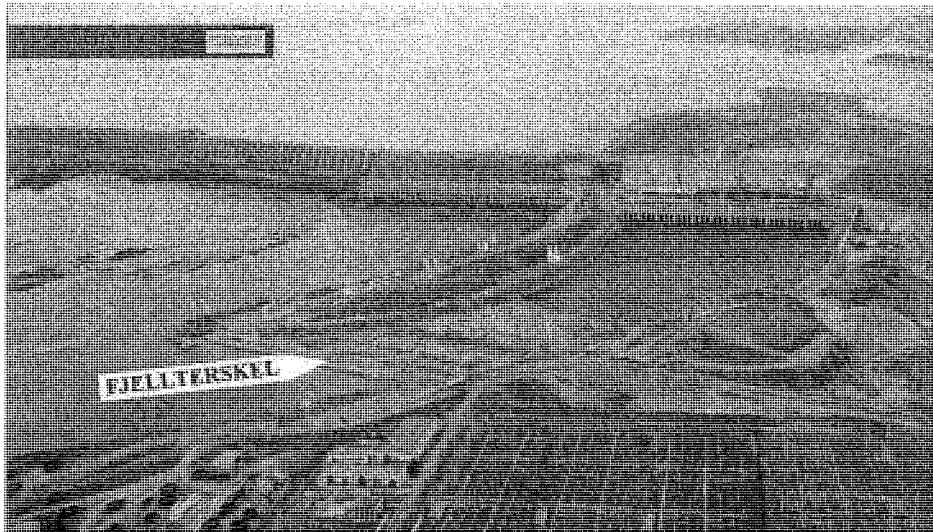
Prosjektet er krevende, men gjennomførbart.

Norske Skog har engasjement over hele verden. Det er internt rift om investeringsmidlene. Det er enda ikke fattet noen beslutning om å gjennomføre prosjektet.

Sprengning av en fjellterskel i Tucurui

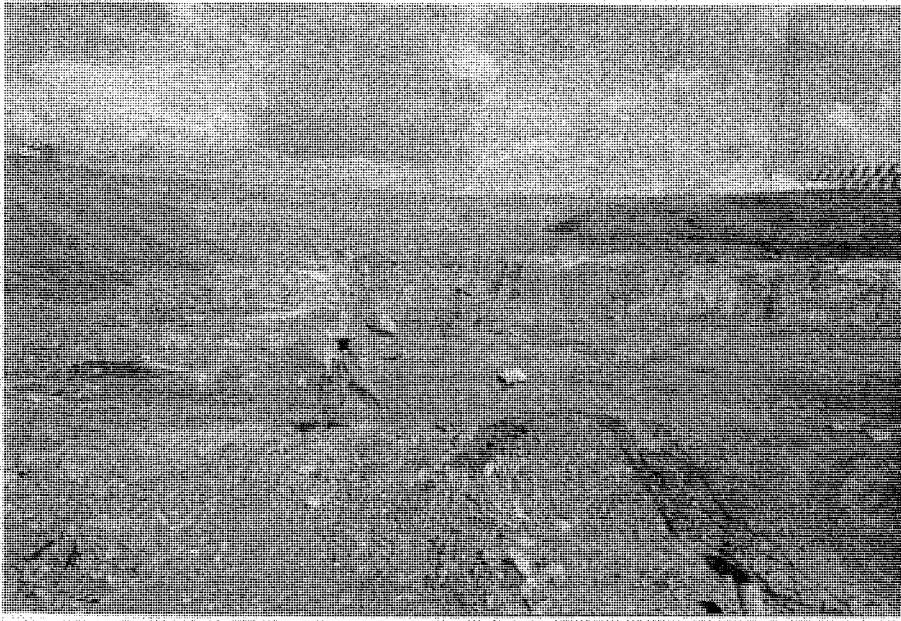
Ved elvekraftverket i Tucurui i Para-provinsen nord i Brasil vil man i 2006 gjøre ferdig trinn II av kraftverket.

Allerede før jul i 2002 skulle ytterligere 2 turbiner i det nye kraftverket settes i drift. Før dette kunne skje måtte den 300 m lange fjellterskelen i enden av byggegropen nedstrøms kraftverket fjernes.



Undertegnede ble engasjert som konsulent for entreprenøren Camargo Correa S.A. for utarbeide planer for sprengningen og å bistå ved gjennomføringen.

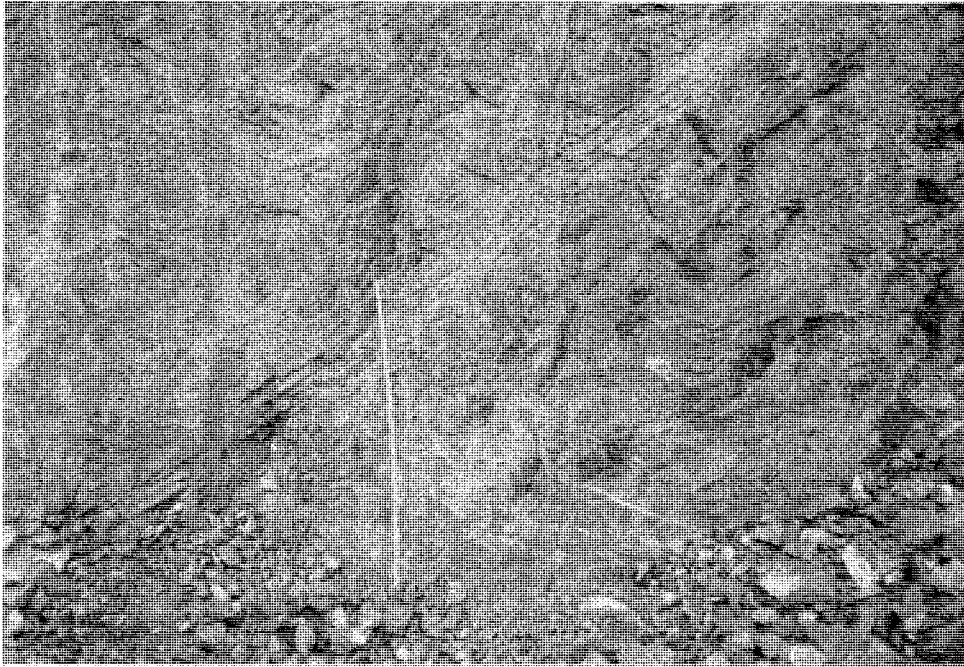
Ved undertegnedes første befaring gjensto det fortsatt ca 500.000 kubikkmeter fjell som måtte sprenges vekk for å komme til den endelige fjellterskelen. Det var over fjellterskelen bygget opp en fangedam (jordfyllingsdam) som inneholdt ca. 250.000 kubikkmeter leirmasser som skulle fjernes før sprengningen av terskelen.



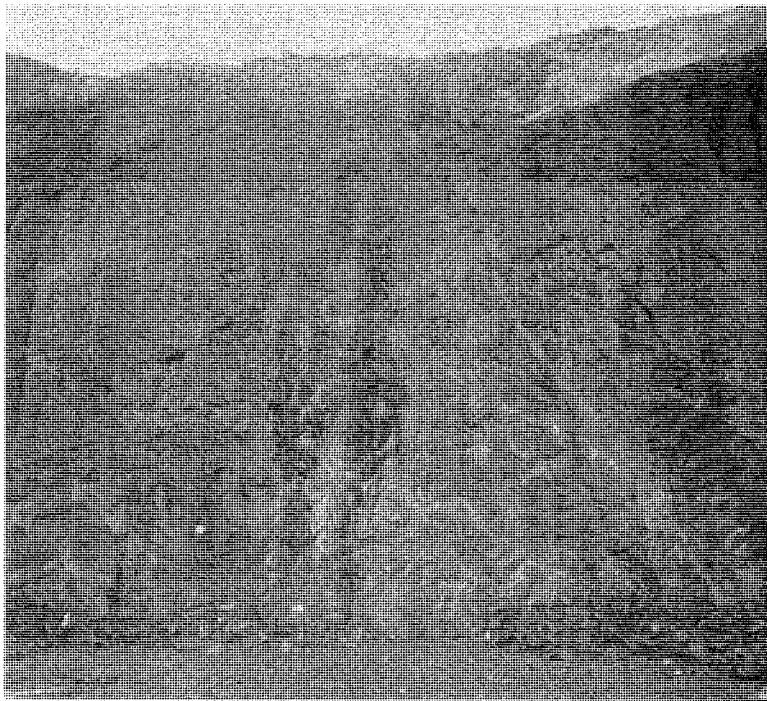
Fjellforholdene i det framtidige terskelområdet kunne følgelig ikke studeres. Bergarten i området er gråvakke, en sedimentær bergart med markant lagdeling.



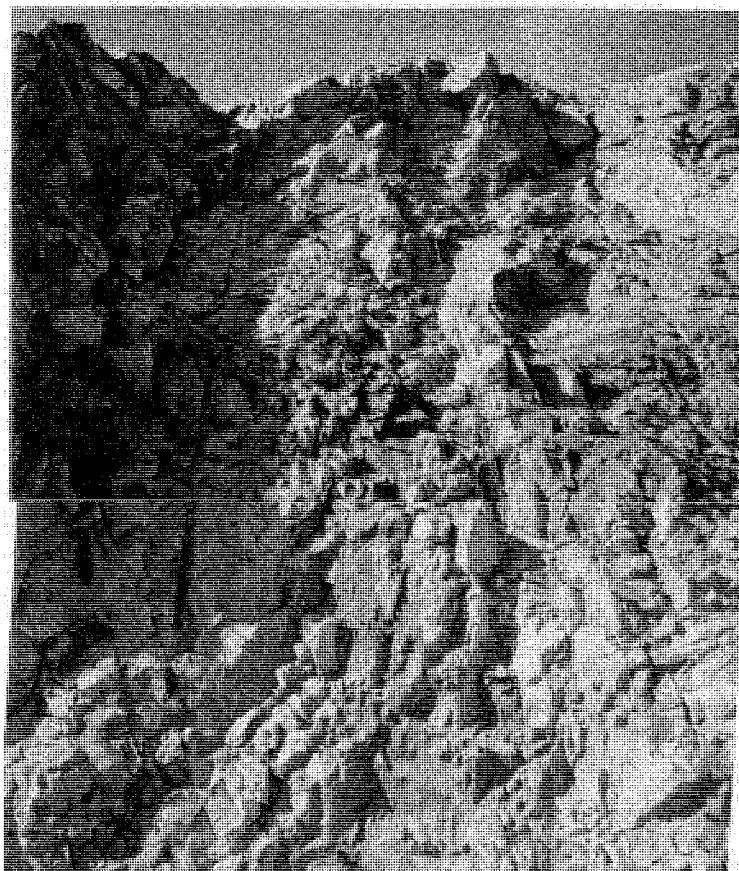
Fjellmassivet var også gjennomsett av enkelte få markante jordfyleslepper, Disse løp skrått inn i stuffen. Bildet viser det eneste området i skjæringsveggene rundt byggegropen hvor undertegnede kunne registrere at det hadde rast ut en kile ved en sleppe.



Det kunne også registreres en tett oppknust sone.



Gjennomgående var stabiliteten av fjellmassivet god.



Selv med røff sprengning med bulkladede 3" borhull var oppknusningen av denne (urenskede) veggen ikke avskrekkende. Overhenget i toppen skyldtes 3 – 3,5 m fordemning. I 60 til 220 meters avstand foran terskelen krysset en høyspentkabel over kanalen. Denne førte en spenning på 500.000 volt og var hovedstrømforsyningen til hele Para-provinsen og et ferrosilisiumverk og et aluminiumverk.

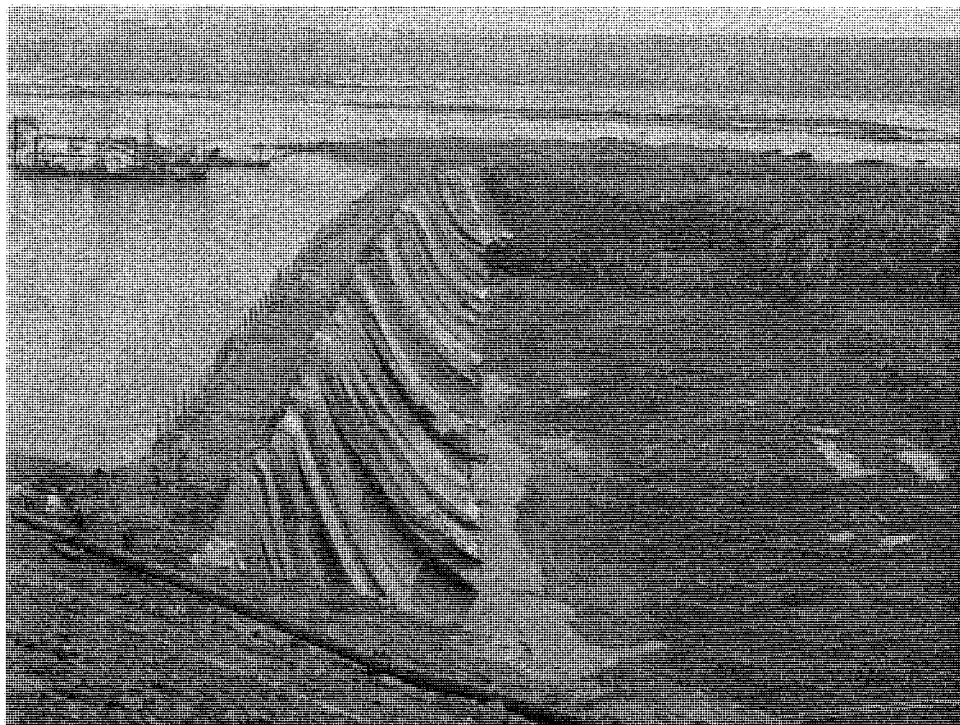
Det viktigste krav til sprengningen av terskelen var : **Steinsprut mot høyspentkablene måtte ikke forekomme.**

Vandypet i kanalen nedstrøms den framtidige terskelen var 13 m tett ved veggen og dypere lengre nedover i kanalen . Den planlagte dybden i kanalen oppstrøms terskelen var også 13 m. Fjellmassivet i terskelen skulle følgelig sprenges og massene fjernes ned til kanalbunnen. Det ville være et omfattende arbeid å sprengne og laste ut disse mengdene under vann. Det ble følgelig allerede ved befaringen klart at det kun var en praktisk måte å fjerne terskelen på. Det var å sprengne ut en grop i sålen innenfor terskelen som var stor nok til å romme sprengsteinsrøysa fra fjellmassivet i terskelen. Alt sprengnings- og utlastingsarbeidet kunne da utføres på "tørt land".

Av arbeidsmessige hensyn måtte bredden på toppen av den fremtidige terskelen være 8 m. Undertegnede la allerede ved befaringen fram en skisse til hvordan gropen og terskelen kunne være utformet. Det ville være nødvendig å sprengne ut en grop på ca 100.000 kubikkmeter for (med volumutvidelsen) å kunne romme fjellmassivet i terskelen på vel 60.000 kubikkmeter.

Gropen var redusert til 10 meters dybde og i stedet gjort lengre. Helningen på skjæringsveggen var redusert til 4 : 1 og glideplanet i bunnen av terskelen var redusert til 29 grader. Forandringene var så store at det i oktober 02 måtte utarbeides et helt nytt konsept.

Undertegnede vil i denne sammenheng ikke gå inn på de sprengningstekniske detaljer, men nevne at det var flere forutsetninger som skulle vise seg ikke kunne overholdes. En dag før sprengningen skulle gjennomføres fikk undertegnede beskjed om at entreprenøren ikke klarte å fjerne alle leirmassene fra den tidligere fangedammen nedstrøms terskelen.



Muddersugepumpene nedstrøms terskelen går for fullt, men kapasiteten er for liten. At det ble liggende igjen leire, **i gjennomsnitt 7 m opp på terskelens bakvegg**, var en viktig brist i forutsetningene. Så sent i prosessen kunne det ikke lenger gjøres forandringer.

Salven, som omfattet ca. 1000 borhull, ca. 30 tonn sprengstoff, ca. 3000 tennere og 2500 koblingsblokker måtte sprenges som planlagt den 19/12-02, to dager før Brasils president skulle sette i drift 2 nye turbiner i det nye kraftverket.

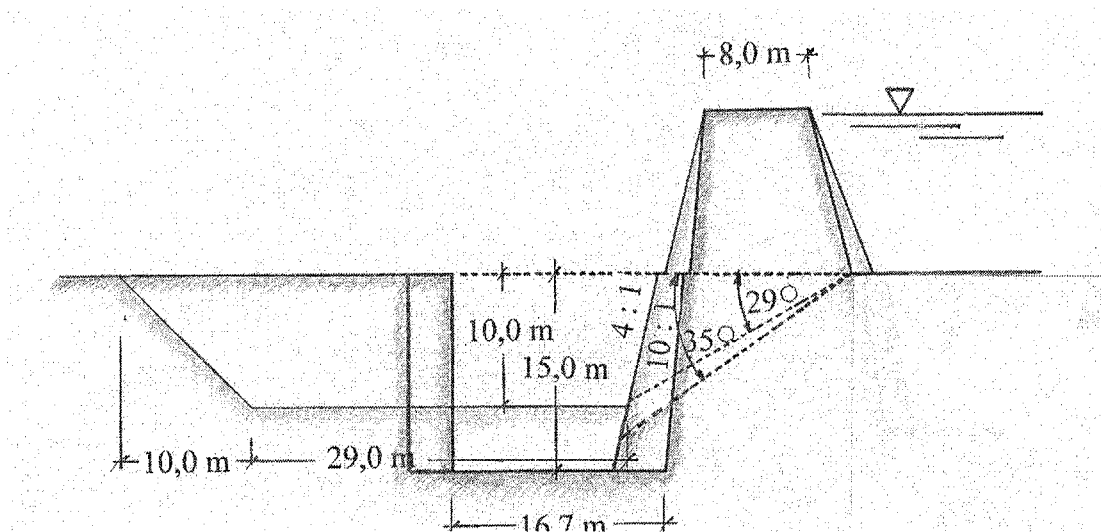
Forholdene tatt i betraktning var både entreprenør og byggherre tilfreds med sprengningsresultatet. Etter den siste oppmåling med ekkolodd ligger ca. 91 % av de sprengte steinmassene under bunnivå i kanalen. Massene som ligger igjen i terskelområdet ligger, som formodet, i hovedsak langs leirkanten i bakkant.

Undertegnede vil i denne sammenheng stille spørsmålet :

Var bergmekanikernes bekymring velbegrunnet ?

Ville man ikke ved å ha forandret litt på gropens form i bunnen kunne ha oppnådd den samme stabilitetssikring som med en grunnere grop ?

Dette alternativet er markert med grønn skravering på nedenforstående skisse.



Resultat :

Dersom det ikke hadde vært nødvendig å gjøre gropen grunnere, ville sprengningsresultatet, selv med 7 m leire opp langs bakveggen av terskelen, sannsynligvis ha blitt 100 %.

**BLOKKERINGSRAS I VANNTUNNELER,
– EKSEMPEL FRA OVERFØRINGSTUNNEL SVELGEN, BLÅFALLI VIK****Cave in and blocking of water tunnels
- example from the Svelgen tunnel, Blåfalli Vik**

Siv.ing./ingeniørgeolog Bent Aagaard, SWECO Grøner AS

SAMMENDRAG

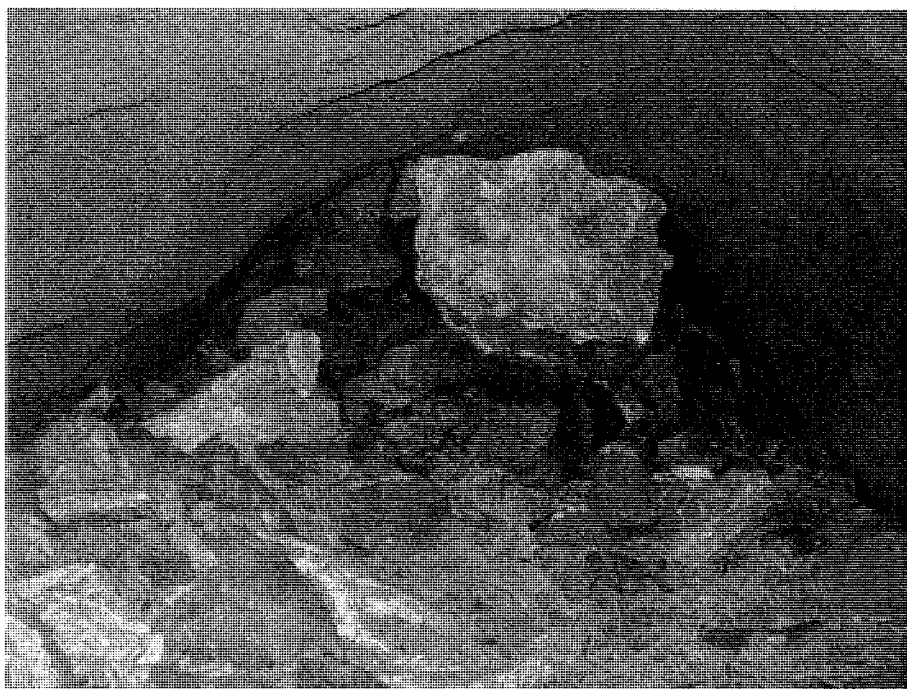
Blokkeringsras i vanntunneler er svært kostbart for kraftverkseierne. Identifisering og sikring av svakhetssoner har alltid hatt fokus hos utbyggeren og hos ingeniørgeologen. Ikke minst har mulighetene for effektiv sikring under tunneldriften blitt bedre, med bruk av forbolting, alkalifri sprøytebetong og sprøytebetongribber. Likevel raser det. Artikkelen beskriver et ras som nylig skjedde i en overføringstunnel og tar også for seg fem andre tilfeller av blokkeringsras. Kostnaden ved å utbedre skadene beløp seg fra 4 til 50 millioner kroner for de seks tilfellene. Da er også tapt energiproduksjon tatt med. Det er utvilsomt god økonomi i å unngå at slike ras skjer. Gjennomgangen av de seks rasene viser en del viktige likhetstrekk når det gjelder årsaken til rasene. Svakhetssonene er brede, $> 2\text{m}$, og det er sammenhengende helt omvandlet berg. Det er stort innhold av leire, ofte svelleleire, men dette er ingen betingelse for at ras inntreffer. Det har ikke vært innlekkende vann ved rasstedene. Svakhetssonen kan derfor ofte oppleves som relativt stabil under tunneldriften. God kartlegging for å identifisere slike partier er nødvendig. Sikringen må dimensjoneres for å tåle store laster og det kan ikke forventes at det er noen selv bærende effekt i bergmassen.

SUMMARY

Cave in and blocking of diversion or headrace tunnels is costly for the owners of the hydro power scheme. Although the owner and technical advisors on rock support are focusing on the identification and support of weakness zones, cave ins with dramatic consequences occur. The article describes a cave in in a headrace tunnel in the Blåfalli Vik scheme and also describes five other cave ins in Norwegian hydro tunnels. The cost of repair, including loss of production, was between 4 and 50 mill. NOK for these tunnels. A review of the six cases reveals three main features that seem to be essential; The weakness zone is wide, always $> 2\text{m}$, and consists of completely disintegrated material, the content of clay is high, often with smectite, although the latter is no prerequisite, the tunnel is dry or there is very limited seepage during the construction period. The weakness zones therefore can be judged as stable in the construction period. Thorough mapping is necessary for identification of these zones, and it seems that the design of rock support must take into account that large loads will be acting on the support due to swelling rock and the weight of disintegrated material.

1 INNLEDNING

Kraftverkseiere opplever fra tid til annen at det går ras i vanntunnelene som gir blokkering og behov for kostbare og tidkrevende rehabiliteringstiltak. Foredraget beskriver et blokkeringsras i en overføringstunnel som ble tatt i bruk så sent som i 2003. Det er også samlet en del informasjon fra andre tunneler der det har gått liknende ras for å se om det er likhetstrekk og for å vise hva som kan gjøres for å unngå slike ras.



Bilde 1 Rasmasser i tunnelen i Svelgen, Sunnhordland Kraftlag AS. Foto tatt fra nedstrøms side av raset.

2 BLOKKERINGSRAS SVELGEN

2.1 Bakgrunn

En 2,3 km lang overføringstunnel for å føre vann fra den sydlige delen av Folgefonna til Møsevatn (HRV 873) ble ferdig høsten 2003. Tunnelen har et tverrsnitt på omkring 15 m². Bergarten er en middels til grovkornet granitt eller granittisk gneis av prekambrisk alder (grunnfjell).

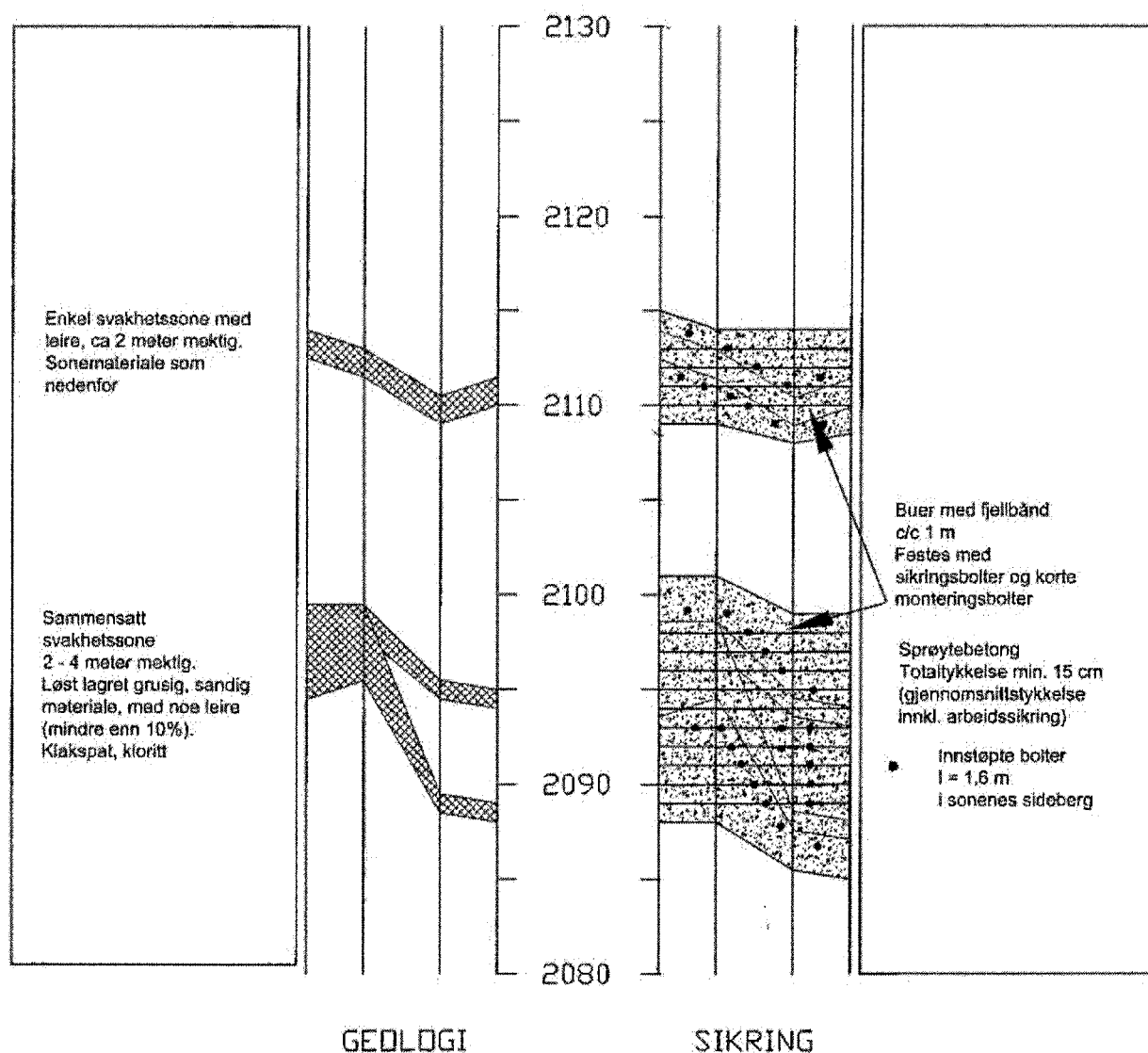
Tunnelen er dykket slik at det står vanntrykk av varierende størrelse langs hele tunnelen. Tunnelen ble drevet fra et tverrslag med sterk stigning på den siste delen (maks. 25%) fra kryssing under Blåelva og opp mot inntaket. På denne strekningen er overdekningen ned mot 20 m i et parti der hvor statisk vanntrykk var 6,5 bar. Det var her raset gikk vinteren 2003, se figur 2.

Tverrslaget er vegløst og det måtte benyttes flåte over et regulert vann både under anleggsperioden og for utbedringsarbeidene. I tillegg måtte magasinet over et visst nivå før flåtetransport var mulig. Dette og problemer med "innfrysing" dersom arbeidene trakk utover

mot jul 2003, gjorde at det reelt sett var bare tre måneder disponibelt for arbeidene, fra 1. august og til november.

Under driving ble det påvist to svakhetssoner i det området hvor raset gikk. Det var problemer med stabiliteten under drivingen og det ble nødvendig med korte salver og umiddelbar betongsprøyting av tunnelen. Likevel gikk det flere mindre ras under drivingen, men det ble oppnådd stabilitet ved å benytte sprøytebetong og korte radielle bolter.

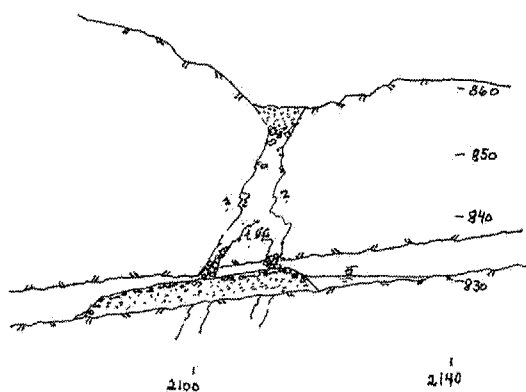
Begge sonene har gitt ras etter mindre enn 1 års drift. I en vurdering av permanent sikring som ble foretatt under driving (utført av Geo Bergen AS), ble det ansett nødvendig å sikre sonene med fiberarmert sprøytebetong med min. tykkelse 15 cm, bolting inn i godt berg samt bruk av fjellbånd for etablering av buer. Avslutning av sprøytebetongen ble gjort i godt fjell på sidene. Det er også angitt bolting her, se figur 1 nedenfor.



Figur 1 Geologisk kartlegging og sikringsangivelse, utført av Geo Bergen AS.

2.2 Beskrivelse av geologi og utvikling av selve raset

Raset ble oppdaget i april 2004 ved at det var unormalt mye vann i terrenget over tunnelen. Nedtapping og inspeksjon viste at det hadde rast gjennom hengen på to steder i tunnelen og mengde av rasmateriale i tunnelen ble beregnet til ca 500 m³.



Figur 2 Rasutvikling og rasmasser i tunnelen



Bilde 2 Finstoff fra rassonen ca 50 m nedstrøms raset

Bilde 1 viser rasmassene på nedstrøms side. Bildet er tatt oppe på den ca 3 m tykke avsetningen. Det spesielle var at det nedstrøms hovedmassene lå et tykt lag av materiale i fraksjonen fra grus til silt, se bilde 2. Beregninger viser at kanskje så mye som 40 % av rasmassene var grus eller finere masser.

2.3 Årsak til raset

Etter at raset var et faktum, ble det gjort vurderinger omkring hva som hadde forårsaket raset. Tre mulige årsaker til raset ble vurdert.

1. For liten overdekning i forhold til vanntrykk og bergspenninger
2. Svelletrykk fra svakhetssonene som har ødelagt sikringen
3. Utvasking av sonemateriale.

2.3.1 Fjelloverdekning

Maksimalt statisk vanntrykk i rasområdet er omkring 6,5 bar. En vanlig håndregel innenfor kraftutbygging er at fjelloverdekningen skal være mer enn 60 % av dette, altså tilsvarende mer enn 39 m. Dersom en enkel likevektsbetraktning gjøres, der overdekningen av berg må kunne kompensere vanntrykket i tunnelen, må overdekningen være mer enn 24 m. Dette er under forutsetning av at egenvekten på berget er 27 kN/m³ og at minste hovedspenning er minst like stor som vertikalspenningen.

I rasområdet var overdekningen i ca 20 m i tillegg til at det i det laveste punktet var 3-4 m løsmassemektighet.

Før endelig utstrekning av ny tunnelforsterkning ble bestemt, ble det foretatt spenningsmålinger i bergmassen rett oppstrøms raset, i et område med liten overdekning (< 40 m). Disse målingene viste at minste hovedspenning var 2,1 MPa eller større, noe som er høyere enn overdekningen skulle tilsi.

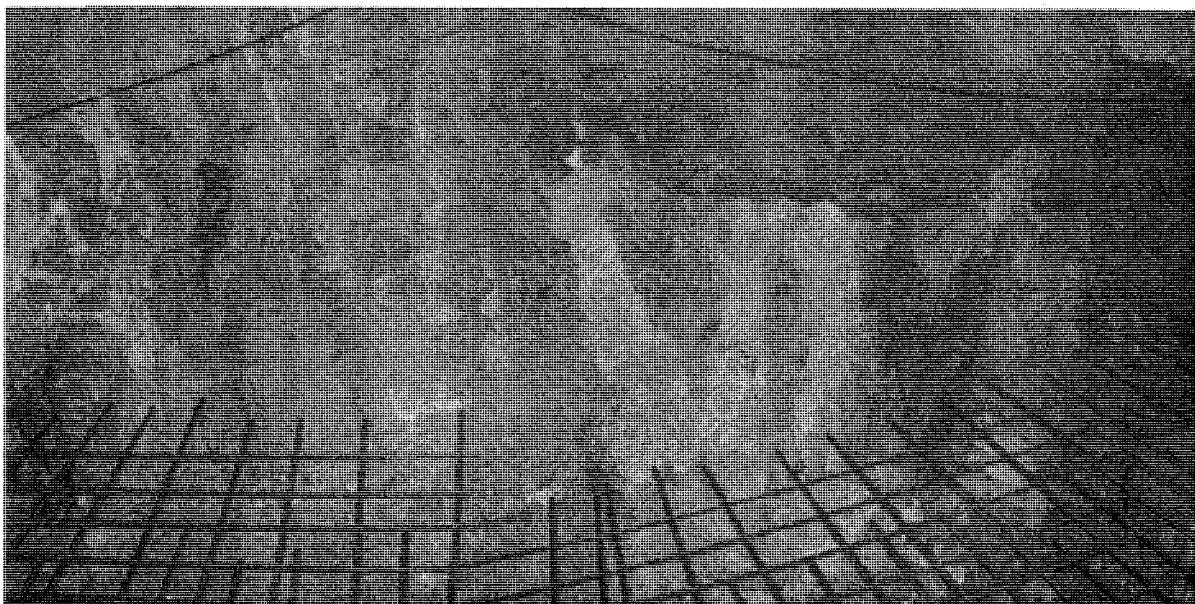
Målingene viste at det var tilstrekkelig med spenninger i berget til å motstå det indre vanntrykket. Det er derfor ingen ting som taler for at en splitting av berget pga for lave spenninger har forekommet.

2.3.2 Svelletrykk

Under driving av tunnelen ble det tatt prøver av leirmateriale fra svakhetssonen. Enkle tester ga antydning om liten svelleevne. Etter raset har det blitt tatt prøver fra materiale som var spylt ut og avsatt på sålen, se bilde 2. Det er også tatt prøver fra andre, tynnere leirslepper. Disse prøvene viser stort innhold av smektitt og betydelig svelletrykk, 0,54 MPa, karakterisert som "meget aktiv" leire.

Ved å se på mengden av fint materiale som er spylt inn i tunnelen, viser dette også at ca 40 % av rasmassene består av materiale som er i fraksjonen grus og finere.

Det må antas at oppbygging av svelletrykk og vekten av det sterkt omvandlede materialet har gitt brudd i sikringskonstruksjonen og blottlegging av sonematerialet.



Bilde 3 Høyre vegg før sålestøp. Det grå og lyse materialet er leire eller helt omvandlet berg

2.3.3 Utvasking av sonemateriale

Utvasking av sonemateriale er en svært sannsynlig årsak til at raset har kunnet utvikle seg etter at sonematerialet var blitt eksponert ved at sprøytebetongen var blitt skadet eller falt ned. Etter sikringsanvisningene, som må antas å ha blitt fulgt, var begge svakhetssonene inklusive sålen dekket med enten fiberarmert sprøytebetong eller armert utstøpning. Sikringen måtte derfor ha vært skadet, se avsnittet over, før en utvasking har funnet sted.

2.4 Valgt utbedringsløsning

For å utbedre skaden ble det vurdert to hovedalternativer.

- Alt. 1 Driving av by-pass
- Alt. 2 Driving gjennom raset og reetablering av eksisterende tunnel.

Driving av by-pass og gjenstøping av eksisterende tunnel var i utgangspunktet den mest nærliggende og ”trygge” løsningen. I forhold til alt. 2 ville det imidlertid bli nødvendig med driving av ca 60 m ny tunnel med antatt store driveproblemer og ditto sikring samt to massive betongpropper. En by-pass relativt nær eksisterende tunnel, < 20 m, ville gjøre det nødvendig med like lang utstøpning i ny tunnel som ved driving gjennom raset.

Spesielt to forhold gjorde at alt. 1 med reetablering av eksisterende tunnel ble valgt.

- Raspartiene var korte og veldefinerte
- Det var ikke vanninntrengning fra rasområdet.

Det ble også gjort en HMS-vurdering (Sikker Jobb Analyse) som konkluderte med at driving gjennom raspartiene kunne gjøres trygt og uten at folk oppholdt seg under et område som ikke var sikret.

Følgende teknikk ble gjennomført for å oppnå sikker driving.

- Sonderboring for å finne avgrensingen av raset over tunnelen
- Ny sikring med bolter og sprøytebetong fram til raset
- Forbolting gjennom rasområdene med overlapping
- Innpumping av betong i hullrommet over og til sidene for tunnelen
- Innpumping av injeksjonsmasse i hulrom
- Korte salver og umiddelbar sikring med bolter og sprøytebetong.

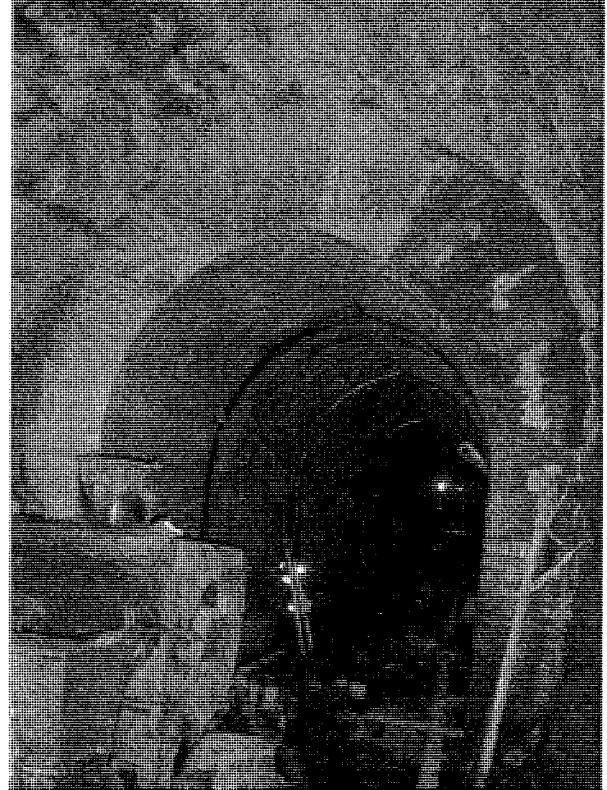
Det var selvfølgelig knyttet noe usikkerhet til innsats og tidforbruk ved kryssing av de to rasene, men arbeidet gikk stort sett etter planen. Et mindre nedfall ved kryssing av den andre sonen, gjorde at det gikk to døgn ekstra til dette arbeidet.

Utlasting og driving gjennom raspartiet ble utført på 4 uker.

Det ble benyttet ca 120 m³ med sprøytebetong over et parti på ca 50 m. Full utstøpning ble foretatt over 40 m av tunnelen.



Bilde 4 Forberedelse til sålestøp



Bilde 5 Ferdig utstøpning

Bilde 4 viser tunnelen etter utlasting og sikring. I hengen ses rør som ble brukt for innpumping av betong. Bilde 5 viser nedstrøms side av utstøpt parti.

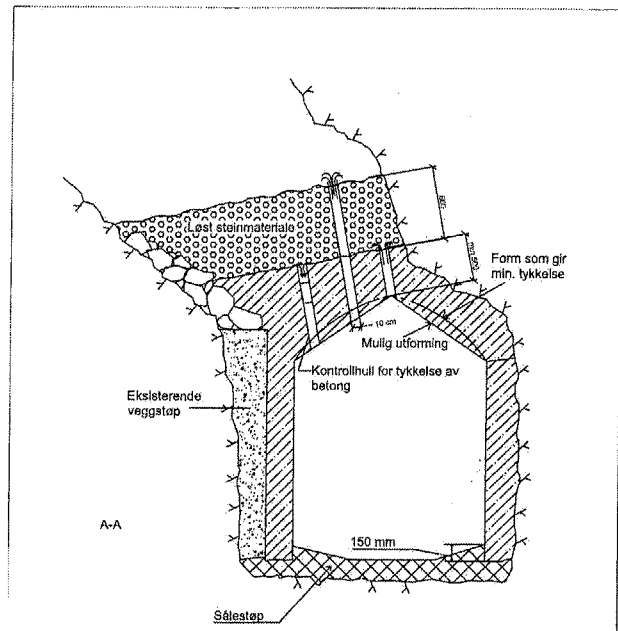
3 BLOKKERINGSRAS VED ANDRE ANLEGG

3.1 Beskrivelse av tunnel og geologi

Under driving av vanntunneler har man ofte møtt på vanskelige fjellforhold som både har gitt store vanninnbrudd og ras på stuff. Slike hendelser har alltid blitt håndtert greit selv om det har vært både komplisert og kostbart å drive gjennom problemområdet. Enda mer kostbart blir det når raset skjer etter at vanntunnelen er satt i drift. Nedenfor er fem slike blokkeringsras i tillegg til Svelgentunnelen beskrevet i form av data, bilder og figurer.



Bilde 6 Overføringstunnel til Mysevatn (Statkraft)



Figur 3 Sikringsstøp (Mysevatn) med dempningslag over betongen

Det framgår av tabell 1 at det i fire av rastilfellene er sterkt omvandlet berg med svelleleire og også i de to andre tilfellene leire eller sjiktmineraler som kloritt og talk som gir svært glatte glideflater. I alle seks tilfellene er det svært lite intakt berg i det som betegnes som soner, og der det ikke er leire/sjiktmineraler så er likevel bergmassen sterkt omvandlet.

Tabell 1 Svakhetsonebeskrivelse i noen vanntunneler der det har gått ras

Tunnel, Eier	Drive- år	Tverr- snitt m ²	Sonebeskrivelse		
			Mektighet	Svelleleire	Oppsprekking/ omvandling
Rafnes, Norsk Hydro	1976	16	10-15 m	Ja, aktiv	Sterkt omvandlet. Tørt.
Trykktunnel Nedre Vinstra Vinstra Kraftselskap DA	1988	35	18 m	Ja, men inaktiv Svelletrykk < 0,07 MPa	Forkastningssone, fyllitt, oppsprekking og knusing. Tørt.
Nedre Nea, Trondheim Energiverk	1989	73	15 m, sentral sone 4 m	Ikke undersøkt	Leirholdig knusningssone. Lite vann.
Overføringstunnel Trollheim kraftverk, Statkraft SF	1965	18	15 m	Ikke undersøkt	Kloritt og talk, kompleks sone. Tørt.
Overføring Mysevatn Statkraft SF	Ca 1975	14	4 m	Ja, aktiv	Omvandlet berg med leirrik sone. Ingen innlekkasje
Overføringstunnel Svelgen Sunnhordland Kraftlag AS	2003	15	4 m og 2 m	Ja, aktiv	Sterkt omvandlet. Ingen innlekkasje.

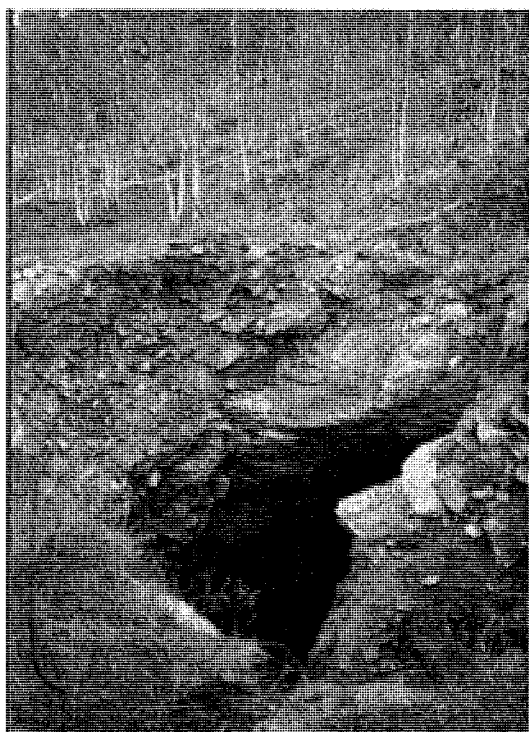
3.2 Beskrivelse av utført sikring og utvikling av ras

På tre av rasstedene (Rafnes, Nedre Nea og Svelgen) er det utført betydelig med sikring. Likevel har det gått store ras.

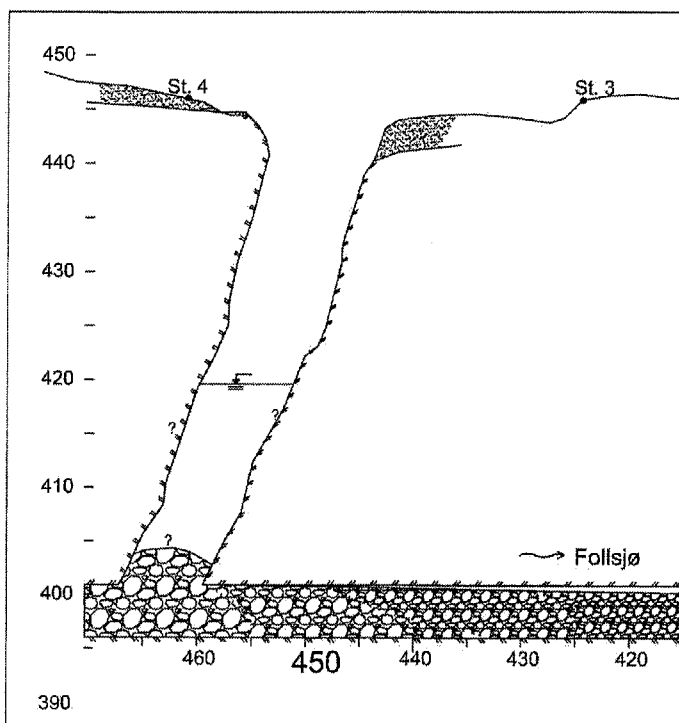
Ved Nedre Vinstra var tunnelen sikret med 4 bolter per m samt 8-10 cm fiberarmert sprøytebetong. Tunnelen ble tømt et år etter fylling uten at det var antydning til ras. Det neste året ble det imidlertid oppdaget forurenset vann og tilstopping av kjølevannsfiltre. Det var også markert økning i falltapet. Ved befaring i tunnelen kunne det konstateres store mengder grus fra sandfanget og til rasstedet 2,5 km oppstrøms. Fra rasstedet og ca 1,7 km nedstrøms ble det observert flere blokker i størrelsesorden 2 – 2,5 m³. I en lengde på ca 110 m fra rasstedet hadde rasmassene en mektighet på ca 4 m på tunnelsålen. Ved rasstedet lå rasmassene an mot tunnelhengen og sprøytebetongen i hengen var rast ut i en lengde på 4-6 m. Forvridde fjellbolter hang igjen. Rasstedet er vist på figur 4.



Ved Trollheim var det ikke utført sikring. Rapporter fra drivingen tyder på at partiet ikke medførte problemer med stabilitet i anleggsperioden. Under driving av by-passen var det heller ikke stabilitetsproblemer under driving, men både leirinnhold og generelt sterk oppsprekking etter skifrihetsplanet, gjorde at ny sikring ble utført med systematisk bolting og fiberarmert sprøytebetong.



Bilde 7 Trollheim. Raset forplantet seg helt opp i dagen



Figur 5 lengde

Raset fylte tunnelen i mer enn 300 m

Ved Overføringstunnel Mysevatn, se bilde 6 og figur 3, var det utført utstøpning av deler av svakhetssonen som raste inn. Den gamle utstøpningen ses på bilde 6 og raset gikk oppstrøms denne. Siden hele sonen ikke var dekket av betongutføring, har raset kunnet utvikle seg helt inntil og delvis over den utførte sikringen.

Tabell 2 Utført sikring under driving, størrelse av ras

Tunnel, Eier	Tid fra vann- fylling til ras	Str. av ras, m ³	Sikring under driving		
			Bolting	Sprøyte- betong	Sålestøp
Rafnes, Norsk Hydro	< 10 dgr	Ukjent	Radielle	20-30 cm sfr	To av de tre rasstedene
Nedre Vinstra	2 år	20000	Radielle, ca 4 b./lm	2 m ³ /lm	Nei
Nedre Nea, Trondheim Energiverk	Ca 18 mndr	1700	Radielle, 2,7 b./lm	1,7 – 4,7 m ³ /lm	Nei
Overføringstunnel Trollheim kraftverk, Statkraft SF	Noen år??	3000	Ikke utført	Ikke utført	Ikke utført
Overføring Mysevatn Statkraft SF	< 1 år	250	Ingen	Ingen*	Ingen
Overføringstunnel Svelgen Sunnhordland Kraftlag AS	< 6 mndr	500	Radielle, l=1,6 m, lite ant.	Min. 15 cm. + buer m/fjellbånd	Ja (ca 20 cm)

* Raset har gått rett oppstrøms et utstøpt parti

3.3 Valgt utbedringsløsning

Valg av utbedringsløsning er knyttet opp mot om man kan ha en kontrollert situasjon ved driving gjennom raset eller ikke. Det innebærer at man må ha kontroll med at det ikke skjer utrasing som kan skade utstyr eller personer. Tilstedeværelsen av mye lekkasjevann i rasstedet utelukker som regel at man kan eller bør drive gjennom raset. Det er dessuten viktig at bruddet inn i tunnelen ikke er større enn at det kan håndteres med sikringsmidler som forbolting og umiddelbar sprøyting.

På Trollheim kraftverk ble by-pass valgt pga rasets størrelse og at gjenværende ustabile masser i rasgroppen ikke kunne kontrolleres fra tunnelen. I etterkant ble hele rasgroppen fylt opp med tipping av tunnelmasser fra dagen.

På Rafnes, der det gikk tre større ras, ble det også valgt by-pass som utbedringsløsning. På det midtre raset forsøkte man først å laste ut rasmassene. Da kom et nytt ras som forplantet seg opp i dagen. En tunnelarbeider ble drept under raset.

For Nedre Nea (tre ras) ble utlasting og sikring med full utstøpning valgt. Det ble sikret med bolter og sprøytebetong før utstøpningsarbeidet.

For Mysevatn-tunnelen ble det også valgt å benytte eksisterende tunnel. Det ble lagt strenge restriksjoner på ferdsel i nærheten av raset. Fordi ytterligere blokkfall må forventes i etterkant av at det er foretatt full utstøpning, se figur 3, ble det på toppen av utstøpningen pumpet inn et lag av løs Leca som vil virke dempende ved nye blokkfall.

I Overføringstunnel Svelgen var det ikke vannlekkasjer inn i raset (overflatevann ble ledet forbi rasgropa) og selv bruddene gjennom hengen var vel definerte og med lengde mindre enn 3 m. Utlasting og sikring kunne derfor foretas på en trygg måte.

Tabell 3 Utbedringsløsning

Tunnel, Eier	Utbedringsløsning		
	By-pass	Utstøpning	Sålestøp
Rafnes, Norsk Hydro	Ja	Ja (det meste)	
Nedre Vinstra	Ja 145 m	Nei. Sprøytebetongbuer c/c 2,5 m	Ja, kraftig armert og forankret
Nedre Nea, Trondheim Energiverk	Nei	19 m	Ja
Overføringstunnel Trollheim kraftverk, Statkraft SF	Ja 105 m	Nei. Systematisk bolting, 12cm fiberarm. spr.bet.	Ja
Overføring Mysevatn Statkraft SF	Nei	Ja. Kraftig for å kunne ta nye ras	Nei
Overføringstunnel Svelgen Sunnhordland Kraftlag AS	Nei	42 m Armert for utv. og innv. vanntrykk	Ja, kraftig armert

3.4 Konsekvenser og kostnader

Konsekvensene ved å måtte utbedre blokkeringsras i tunneler er ofte store. I tillegg til komplisert arbeid med selve utbedringsarbeidet kommer produksjonstap. Noen ganger, som for Trollheim og Mysevatn, er det ikke tap av produksjonsvann pga raset og tidspunkt for utbedringsarbeidet kan velges på gunstigste tidspunkt på året. Andre ganger er det full stopp og produksjonstapet kan bli like stort som kostnaden for utbedringsarbeidet.

Tabell 4 Kostnader for utbedringsarbeidet

Tunnel, Eier	Tid fra ras til nyåpning	Tid for selve utbedring-en	Produksjons- tap	Utbedrings- arbeidet
Rafnes, Norsk Hydro	1 år	1 år	Ukjent	Ukjent
Nedre Vinstra	4 mndr.	3,5 mndr	Ingen	Ca 50 mill
Nedre Nea, Trondheim Energiverk	5 mndr.	2 mndr	5 mill	5 mill
Overføringstunnel Trollheim kraftverk, Statkraft SF	5 mndr.	10 uker	Ubetydelig	4 mill
Overføring Mysevatn Statkraft SF	Flere år (Raset hadde en langsom utvikling)	3 mndr	Ubetydelig	Ca 5 mill
Overføringstunnel Svelgen Sunnhordland Kraftlag AS	7 mndr	3 mndr	25 GWh	Ca 20 mill

4 ÅRSÅK TIL RASENE

Det er flere likhetstrekk mellom bergmasseforholdene for de seks blokkeringsrasene som er beskrevet.

- Sonene består av helt omvandlet berg med dårlig fasthet, stort innhold av leire, ofte svelleleire
- Bredde av sone med leire eller helt omvandlet berg er > 2 m
- Det er ikke vannlekkasjer knyttet til sonene

Sikringsmessig er dette behandlet helt forskjellig for de fem nevnte tilfellene, alt fra omfattende sikring med fiberarmert sprøytebetong og bolter, til ingen sikring. I tilfellet med Trollheim kraftverk var stabiliteten i den tørre tunnelen god, mens det skjedde en utvasking av sleppemateriale etter at vann ble satt på.

Grunnen til at disse raspartiene ikke er sikret tilstrekkelig, kan ligge i at det ikke er vannlekkasjer under tunneldriften. Stabiliteten vil trolig være tilfredsstillende i for eksempel en samferdselstunnel som forblir tørr. Når vann settes på, endres styrken i bergmassen og sikringskonstruksjonen kollapser.

Men også der sonen er godt kartlagt og sikret godt har det altså skjedd ras. Dette understreker behovet for å ta leirrike, brede svakhetssoner på alvor og dimensjonere opp sikringen for slike tilfeller. Trolig er det svært lite å hente på den selvbærende effekten av berget i slike tilfeller. Det betyr at det må bygges opp en konstruksjon som er i stand til å ta betydelige laster. Tidligere ble såkalt full utstøpning benyttet for slike tilfeller. Dette medførte massive støper med tykkelse opp til flere meter der hvor utfallet var størst. Pga stor tykkelse kunne uarmert utstøpning benyttes. Sålestøp ble også benyttet for å hindre innpressing eller oppressing av sålen.

I dag vil for de aller fleste tilfeller armerte sprøytebetongbuer som bolteforankres kunne benyttes for sikring av slike soner. Det forutsetter at det er tatt nødvendige hensyn under driften for å hindre utfall. Dette gjøres effektivt med å foreta forbolting og sprengte korte salver.

Moralen er likevel:

Ikke underdimensjoner sikringen av brede, leirrike svakhetssoner som er tørre i driftssituasjonen!

**VANSKELIG DRIVING GJENNOM LAVKONSOLIDERTE LEIRSONER MED
VANN UNDER HØYT TRYKK – GRUNNÅI KRAFTVERK**

Difficult tunnelling through fault zones combining crushed rock, clay gouge and very high pressure groundwater – Grunnåi hydropower project

Bjørn Buen Dr. Ing. Bjørn Buen AS
Asbjørn Halvorsen NVK Multiconsult AS

SAMMENDRAG

Trykktunnelen ved Grunnåi Kraftverk, Seljord, er plassert i kvartsitt gjennomført av diabasganger og med moderat til høy oppsprekningsgrad. Ved kryssing av et par større forkastninger ble det påtruffet bløt leire og vanskelige stabilitetsforhold. Store vanninn ganger nødvendiggjorde omfattende forinjeksjon. Totale innganger var 425 tonn industrisement og 155 tonn mikrosegment, hovedsakelig i forbindelse med de to sonene. En okerfarget leire på sprekker i kvartsitten førte til blokkering av lekkasjekanaler og vanskelige injeksjonsforhold. Dette medførte behov for finkornige injeksjonsmasser (mikrosegment) og høyt injeksjonstrykk, opp i 90 bar. Flere injeksjonsrunder fra samme stoff var iblandt nødvendig før akseptabelt resultat ble oppnådd. En lærdom var nødvendigheten av å gangsette injeksjonsarbeider i tide, mens forholdene fortsatt var akseptable. Det er konkludert at omfanget av problemer som de to forkastningene medførte vanskelig ville latt seg forutse på grunnlag av kjerneboringer eller andre forundersøkelser.

SUMMARY

The headrace tunnel at the Grunnåi Hydropower Plant, Seljord, is located in a quartzite penetrated by diabas dykes and with moderate to high degree of fracturing. In a couple of fault zones, soft clay and difficult stability conditions were encountered. Large ingresses of water necessitated thorough pre-grouting. Total grout takes were 425 tons of industrial cement and 155 tons of micro-cement, mainly in connection with the two fault zones. An ochre coloured clay gouge on fractures in the quartzite caused blocking of leakage channels and complicated the grouting works. Acceptable results were achieved by use of fine grained cements (micro cements) and high grout pressures, up to 90 bars. Several grouting rounds from the same tunnel face were in some cases necessary before acceptable results were achieved. One lesson learned was the importance of initiating grouting works while the conditions still were acceptable. It is concluded that the degree of problems caused by the two faults would most likely not have been foreseen on basis of exploratory core drillings or other pre-investigations.

Prosjektbeskrivelse

Kraftverket ligger i Grunningsdalen like nordøst for Seljord og det utnytter et fall på 387 meter i Grunnåi, derav navnet. Aksjonærene i Grunnåi Kraftverk AS utgjøres av Skagerak Kraft AS, Vest-Telemark Kraftlag, Veidekke ASA og Sameiet Grunnåi. Kraftverket bygges av Veidekke Entreprenør AS som totalentreprise og er planlagt satt i drift vinteren 2006. Dr. Ing. Bjørn Buen AS er engasjert som ingeniørgeologisk rådgiver for Grunnåi Kraftverk AS. NVK Multiconsult AS har bistått Veidekke Entreprenør AS med prosjektering av bygg/anlegg og geologi/fjellarbeider, samt myndighetskontakt og evaluering/kontroll av elektromekanisk utrustning.

Kraftverket er nærmest å regne som et elvekraftverk da inntaksdammen er liten og gir marginal mulighet for regulering. Kraftstasjonen er plassert i berg og gir plass for en peltonturbin med slukeevne 4.5 m³/s og maksimal effekt for anlegget er satt til 14.8MW.

Utformingen av kraftverket er trolig ganske typisk for denne type kraftverk som utnytter en forholdsvis liten vannføring samtidig som trykkehøyden er betydelig. En uforet trykktunnel med stigning 1:7 og lengde ca 1500 meter slutter i en ca 180 meter lang boret sjakt. Høytrykkspropp ligger ca 500 meter inne i berget og en adkomsttunnel på ca 450 meter fører inn til stasjonen. Dybde under terreng varierer fra 180m ved fot av sjakt, til drøye 300m sentralt i trykktunnelen og til ca 250m ved overgang til stålrør, ca. 50m oppstrøms stasjonen.

Vannføringen er så pass liten, 4.5 m³/s, at valg av tunneltverrsnitt styres av den mest økonomiske driveutrustning. På dette prosjektet er avløpstunnel og trykktunnel drevet med nisjelasting i vanlig lastebil slik at teoretisk tverrsnitt ble 22 m². Den borede sjakten med diameter 1.8 meter er tilpasset vannføringen.

Bergartsfordeling og tektonikk

Berggrunnen i området er vist på geologisk kart Kviteseid i målestokk 1:100 000, utgitt i 1961 av NGU. Kartet viser at prosjektet ligger i det som betegnes som Seljord kvartsitt der det også opptrer basiske intrusivganger. Kartet viser en forkastning med strøk NV-SØ som har steilt vestlig fall. Denne forkastningen går i direkte forlengelse av Flatdal og skjærer ikke anlegget. På topografiske kart og på flybilder er det imidlertid øst for forkastningen synlig lineasjoner med samme forløp. Disse lineasjonene krysser tunnelene til prosjektet.

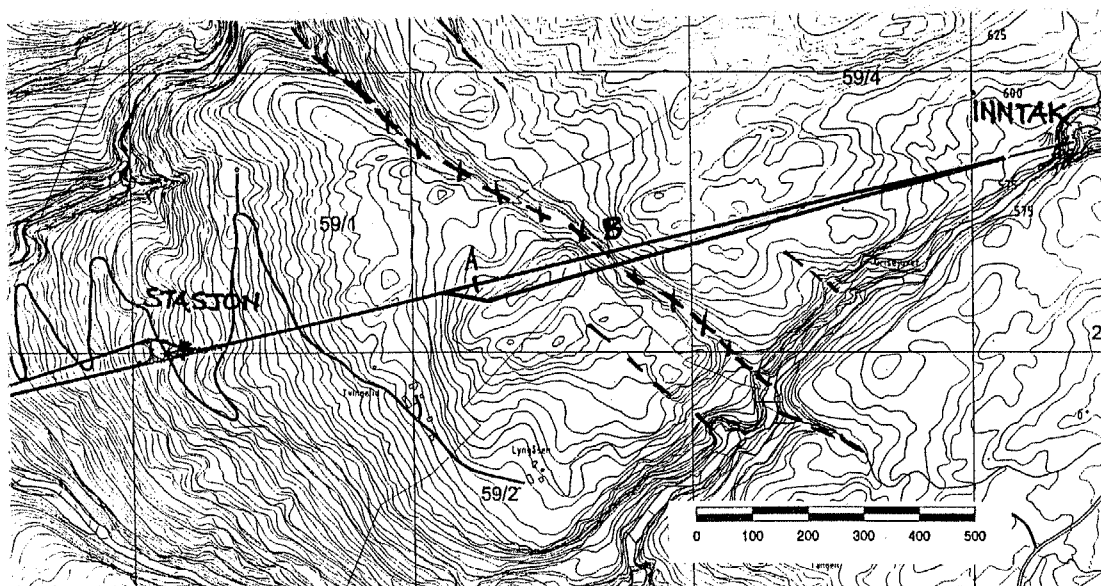
Størstedelen av adkomsttunnelen og avløpstunnelen ligger i en mektig basisk intrusjon som nærmest har karakter som gabbro og er lite oppsprukket. Fra og med kraftstasjonen og til nedre halvdel av den borede sjakten er hovedbergarten lys grå kvartsitt som er finkornet, hard og sprø. Intrusivganger forekommer spredt, har karakter av diabas og er sjelden mer enn et par meter tykke.

Oppsprekkingsgraden i kvartsitten varierer fra moderat til høy. En hovedsprekkeretning har forløp og fall som forkastningen omtalt foran. Benkingen i kvartsitten har strøk NØ-SV og mest midlere til flatt vestlig fall. Benkingen stryker ganske parallelt tunnelaksen, men sprekker og stikk langs benkingen viste seg mest korte og ru. I enkelte partier i tilløpstunnelen med moderat oppsprekkingsgrad var det svak tendens til sprak.

Et spesielt trekk i kvartsitten var hyppig forekomst av en mørk okerfarget leire som belegg på sprekkeflater og som sprekkefylling. Analyse av materialet viste at hovedbestanddelen var kaolinit og at det ikke var aktivt svellende. Tilstedeværelse av jernoksyd i form av hematitt er trolig årsaken til okerfargen.

Driving av trykktunnelen

Driving av de første 450 meter av trykktunnelen gikk uten større problemer, verken stabilitetsmessig eller med lekkasje. Etter dette økte lekkasjemengden gradvis samtidig som oppsprekkingsgraden og forekomst av leire tiltok. Samlet lekkasjemengde økte til et nivå som tilsa sonderboring og injeksjon og dette ble startet tidlig i desember 2004. Sonderingen viste at det like foran stuff gikk en flere meter tykk sone med bløtt materiale. Vanntrykk opp til 25 bar ble målt og pumpetrykk på 20 til 25 bar var nødvendig for å få inngang. Det ble injisert fra samme posisjon til tidlig januar 2005 og det ble brukt industrisement, mikrosegment og polyuretan. Det var praktiske problemer med å få pakkerfeste og med utganger i og bak stuff. Etter hvert ble det også plassproblemer i og ved stuffen på grunn av alle injeksjonshullene. Det ble tatt en kort salve for å få en "ren" flate å arbeide fra. Problemene fortsatte, slik at det ble besluttet å trekke seg tilbake og drive en ny tunnel forbi ca 20 meter til høyre for den opprinnelige. Totalt ble det pumpet inn 7,3 tonn mikrosegment og 187 tonn industrisement ved denne stuffen før den ble forlatt, se Tabell 1. Stuffen sto da ved pel 960, merket A på figur 1.



Figur 1 Oversikt trykktunnel

Avgreningen vist på figur 1 ble drevet med sonderboring og forinjeksjon og etter ca 75 meter ble det igjen kontakt med sonen med vann og bløt leire. I forinjeksjon på denne strekningen, til p 970, medgikk 10 tonn industrisement og 17 tonn mikrosegment. Strekningen gjennom den bløte sonen, fra p 970 til 1010, krevde 4 uker med injeksjon, korte salver og omfattende sikring før berget ble bedre. Som ved forrige møte gikk enkelte borehull fulle av vann med høyt trykk mens nabohull kunne være tørre. Vannmengdene pulserte, hull med mye vann kunne maure seg mens tørre hull plutselig begynte å lekke. Kontrollhull kunne gå fulle av vann selv om det i nabohullet ½ meter unna hadde blitt pumpet inn både 500 og 1000 kg masse med sluttrykk opp til 90 bar. Pulseringen i lekkasjene ble av og til fulgt av drønnende lyder inne fra berget. Det ble injisert med mikrosegment og skiftet til industrisement der det var store innganger uten tegn til trykkoppbygging. Totalt gikk det med 39 tonn mikrosegment og 48 tonn industrisement på å forsere sonen.

Etter 250 meter drift i stort sett bra berg ble det igjen dårligere bergkvalitet og tiltagende lekkasje. I et par partier ble det utført en begrenset forinjeksjon. Sonderboringen avdekket så en 6 til opp mot 10 meter bred sone med bløtt materiale ved ca. p 1280. Sonen er merket B på figur 1. Borvannet var mørk oker av farge. Ved en anledning ble plastisk leire presset gjennom borestrengen, mot et spyletrykk på 20 bar.

Injeksjon med mikrosegment og industrisement ble utført med sluttrykk opp mot 90 bar som tidligere. Det var åpenbart at kontroll med vann var helt nødvendig for å komme gjennom sonen og det var like klart at en form for tett forbolting var påkrevet.

Forboltingen ble utført med skjøtbare injeksjonsstag type Ischebeck Titan 40/16. Oppgitt bruddlast for dimensjon 40/16 er 660 kN. Stagene var 15 meter lange for å ha feste i brukbart berg på begge sider av sonen, og de sto med 0.3 – 0.4 meter avstand. Borkronene som fulgte med stagene, en krysskjærskrone, gikk ikke i kvartsitt, slik at det var nødvendig å forbore med riggen. Montering og injeksjon av stagene gikk greit.

Etter en omfattende injeksjon fra en posisjon like utenfor sonen ble det besluttet å åpne for å drive gjennom. Driving gjennom sonen ble gjort i små steg på rundt 1.5 meter, stoffen ble forsøkt lagt på skrå fremover og det ble sprøytet tykk fiberarmert betong. Etter et par steg der det dels ble pigget dels gravd ble den ene veggen deformert. Det ble boret en rekke avlastningshull og lagt på nettarmert sprøytebetong. Avlastningshullene reduserte vanntrykket, men det brøt også inn en større lekkasje i veggen.

Lekkasjen i veggen ble forsøkt ledet bort i rør. Fukt og vannsig førte også til oppbløting av leiren og utfall fra heng og vederlag med mer sprøytebetong og armering til følge. Lokalt nådde utfallet opp til forboltene. Sålen ble støpt ut for å stabilisere foten av veggene. Det var ikke til noe særlig hjelp at en kraftig flom stoppet adkomst til tunnelen en periode midt i den hektiske perioden med driving og sikring. Etter at tunnelen var drevet gjennom ble det observert innpressing i motsatt vegg. Det ble boret ytterligere avlastningshull og lagt på nettarmert sprøytebetong. I sonen ble det injisert 70 tonn mikrosegment og 180 tonn med industrisement.

Etter at sonen ved p 1280 var forsert gikk drivingen av de resterende 700 meter til sjakftot uten problemer. Forsering av de 2 sonene på den rundt 300 meter lange strekningen hadde imidlertid krevd ½ år med omfattende injeksjonsarbeide

De 2 problemsonene blir ytterligere forsterket med armerte ribber og sålestøp som permanent sikring.

Tabell 1 Injeksjonsmengder i trykktunnel

Stuff, pel	Industrisement, tonn	Mikrosegment, tonn
957 – 960 (forlatt)	187,2	7,3
920 - 961	10,5	17,0
970 - 1010	39,3	47,8
1124	5,6	3,5
1233 - 1242	3,2	9,8
1275 - 1284	179,8	70,2
Totalt	425,6	155,6

Hva kunne vært gjort annerledes

Kunne problemene med sonen vært forutsett og kunne problemene vært løst annerledes? Spørsmålene er naturlige etter å ha kjempet seg gjennom 2 problemsoner, adskilt av 250 meter berg av brukbar kvalitet, på et halvt år.

Til spørsmålet om problemene kunne vært forutsett er svaret i beste fall kanskje. Figur 1 viser at Ledalen, som utgående av svakhetssonen eller sonene kalles, er lett synlig. Det var hele tiden klart at tunnelen ville måtte krysse en betydelig svakhetssone. Tunnelens skjæringsvinkel med sonen var imidlertid gunstig. For å finne ut mer om sonen hadde kjerneboring vært nødvendig. Logikken i ikke å kjernebore er at borekostnadene i stedet kan brukes til å forsere den sonen en allerede med sikkerhet vet at er der.

Så viste det seg at kombinasjon med vann og leire var det største problemet. Kanskje ville et kjerneborehull ha gitt opplysninger om vannproblemene. I ettertid går det frem av borelogger at fra ¼ til ½ av borehullene for sondering og injeksjon var tørre eller tilnærmet tørre. Bare et fåtall hull var helt åpne. Hvis et kjernehull hadde blitt boret og hvis det hadde truffet vann, så er det fremdeles åpent om det store omfanget av vanskelighetene hadde blitt forutsett.

Det er drevet lange tunneler i kvartsittformasjonen tidligere. Sundsbarm kraftverk ligger tvers over dalen fra Grunnåi. På Sundsbarm kraftverk ble flere svakhetssoner med forekomst av den mørk okerfargede leiren krysset. Problemer som på Grunnåi, med mektige leirfylte soner i kombinasjon med vann under høyt trykk, er det ikke informasjon om.

31.6

Når det gjelder driving gjennom sonene så er det i etterpåklokskap greit å se at injeksjonen skulle vært startet tidligere, da det første gang ble påtruffet vann og redusert bergkvalitet. Slik det ble kom stoffen for nær sonen før arbeidene med tetting ble startet. Det gjør injeksjonsarbeidene svært mye enklere å kunne starte arbeidene i rimelig avstand fra en sone. Det gir mulighet til godt pakkerfeste og bruk av så høye injeksjonstrykk som situasjonen tilsier. Det gir også mulighet til å kunne ta en kort salve eller to for å få ren stuff å fortsette injeksjonen fra.

Injeksjonsarbeider blir enklere om det ikke er vann under høyt trykk i stoffen. Det er mulig å oppnå en del ved å bore avlastningshull. Problemet dette fører til er stor vannføring i grøften i en tunnel som stiger 1:7, og det er håndtering av vann ved hjelp av pumper ut av adkomst eller avløpstunnel. Avlastningshull ble benyttet, da situasjonen ble kritisk med innpressing av vegger, i sonen merket B på figur 1.

De store sementmengdene som ble pumpet inn var kilde til diskusjon i hele perioden. Spørsmålet var om det ble fylt kanaler i stor avstand fra tunnelen eller om det var store hulrom nær tunnelen. Et hurtigherdende injeksjonsmiddel i en ytre skjerm kunne ha tjent til å stoppe spredning. Det ble også diskutert mulighetene til å blande inn grovere materiale som sagflis i sementen i en ytre skjerm. Spesialmidler ble ikke brukt, men det ble etter hvert systematisk brukt doble skjjermer der en ytre skjerm skulle fungere som barriere for skjermen innenfor.

Noe entydig svar på hvordan lekkasjesonene så ut fikk en ikke. Imidlertid ble det funnet sementklumper av anselig størrelse i stoffen under driving. Dette viser at store hulrom fantes og at noen av disse nødvendigvis har vært nær tunnelen. Muligens kunne spesielle løsninger ha redusert sementforbruk og dermed spart tid. Motsatsen til dette var hele tiden frykten for å gjøre noe galt slik at en "mistet" stoffen. Valget var å bruke kjente metoder, starte med mikrosement, gå over til industrisement ved store innganger og å bruke lave v/c tall og høye trykk.

Injeksjonstrykk ble også diskutert. Det var åpenbart at 20 – 25 bar var nødvendig for å overvinne vanntrykket og betydelig høyere trykk, 40 – 50 bar, måtte ofte til for å få massen til å flyte inn. Spørsmålet var hvor høyt dette trykket burde være, da det er åpenbart at stor gradient driver bruket lengre ut fra tunnelen. Valget som ble tatt var å bruke høye trykk også for om mulig å konsolidere og komprimere materialet i sonene.

Hvorvidt det var mulig i praksis å drive fortrengningsinjeksjon i sonene er et åpent spørsmål. Noe svar på dette har ikke erfaring fra drivingen gitt og dermed heller ikke om det hadde noen hensikt å operere med sluttrykk opp til 90 bar.

Spørsmålet om det i det hele tatt var riktig å injisere seg frem må veies mot alternativet frysing. Frysing hadde med stor sikkerhet fungert, men noen etterkalkulasjon for veie alternativene mot hverandre i tid og direkte kostnader er ikke gjort.

Hvorfor var injeksjonen så vanskelig

Hvordan kan det ha seg at når skjerm nummer 4 eller 5 bores fra samme stuff, avstand mellom borehull kryper ned mot noen desimeter, innpumpet mengde forlengst har passert 100 tonn og det enda bores på vann?

Svaret må ligge i leirmaterialet i sonene. Det var under injeksjonen tydelig at det var fine kanaler som tok mikrosegment, men ikke industrisement. Pulserende lekkasje og ny lekkasje i tidligere tørre hull indikerer at leirmaterialet eroderes, at det bygges opp og brytes ned filtre og at erosjon kan starte på kanaler som er så fine at heller ikke mikrosegment har blokkert disse.

Oppboringsgraden i sonene ble etter hvert meget høy slik at svaret må søkes i injeksjonsmiddelet. Dette bør da kunne trenge inn i finere kanaler enn mikrosegment slik at alternativene som gjenstår er ultrafin sement eller kjemiske midler. I sonen merket B på figur 1 var problemene med oppfukting, erosjon og oppbygging av vanntrykk så store at en ytterligere reduksjon av konduktivitet i sonen hadde vært svært ønskelig.

**RINGVEG NORD TØNSBERG. TUNNELDRIVING OG INJEKSJON
I ROMBEPORFYR – FRODEÅSTUNNELEN****Ringveg Nord Tønsberg. Tunneling and grouting in rhomb porphyry lavas**

Kontrollingeniør/geolog Terje Kirkeby, Statens vegvesen Region sør
Prosjektleder Arvid Veseth, Statens vegvesen Region sør

SAMMENDRAG

En ny øst-vest forbindelse nord for Tønsberg åpner høsten 2007, og omfatter bygging av 3,5 km ny veg, hvorav 1,9 km i to løps fjell- og betongtunnel. Medio oktober 2005 er 60 % av tunnelen drevet ut. Permanent sikring med bolter og sprøytebetong pågår fortløpende. Berggrunnen består av lavabergarten rombeporfyr, gjennomsett av spredte diabasganger og svakhetssoner. Tunnelen bygges med høybrekk, og overdekningen blir liten på deler av strekningen.

Grunnet fare for setninger i løsmasser, naturmiljø og vanndammer over tunnelen er det satt strenge krav til tillatt innlekkasje (2-5 liter/min/100m pr.løp). En historisk kilde nær tunnelen – Kjelleolla – skal heller ikke påvirkes.

Første 30 meter fra påhugg Kjelle før jul 2004 var krevende, med tung sikring og omfattende injeksjon. Deretter bedret forholdene seg vesentlig, til tross for mye vann. Systematisk for-injeksjon er nesten utelukkende utført med industrisement, kombinert med et forholdsvis høyt trykk på 60-75 bar. I denne bergarten har det vært mulig med lange skjermmer, dvs opptil 5 salver mellom hver injeksjon. Dette har så langt gitt en tett nok tunnel, siste målinger i sommerferien viste at vi lå omtrent på kravet til samlet innlekkasje.

SUMMARY

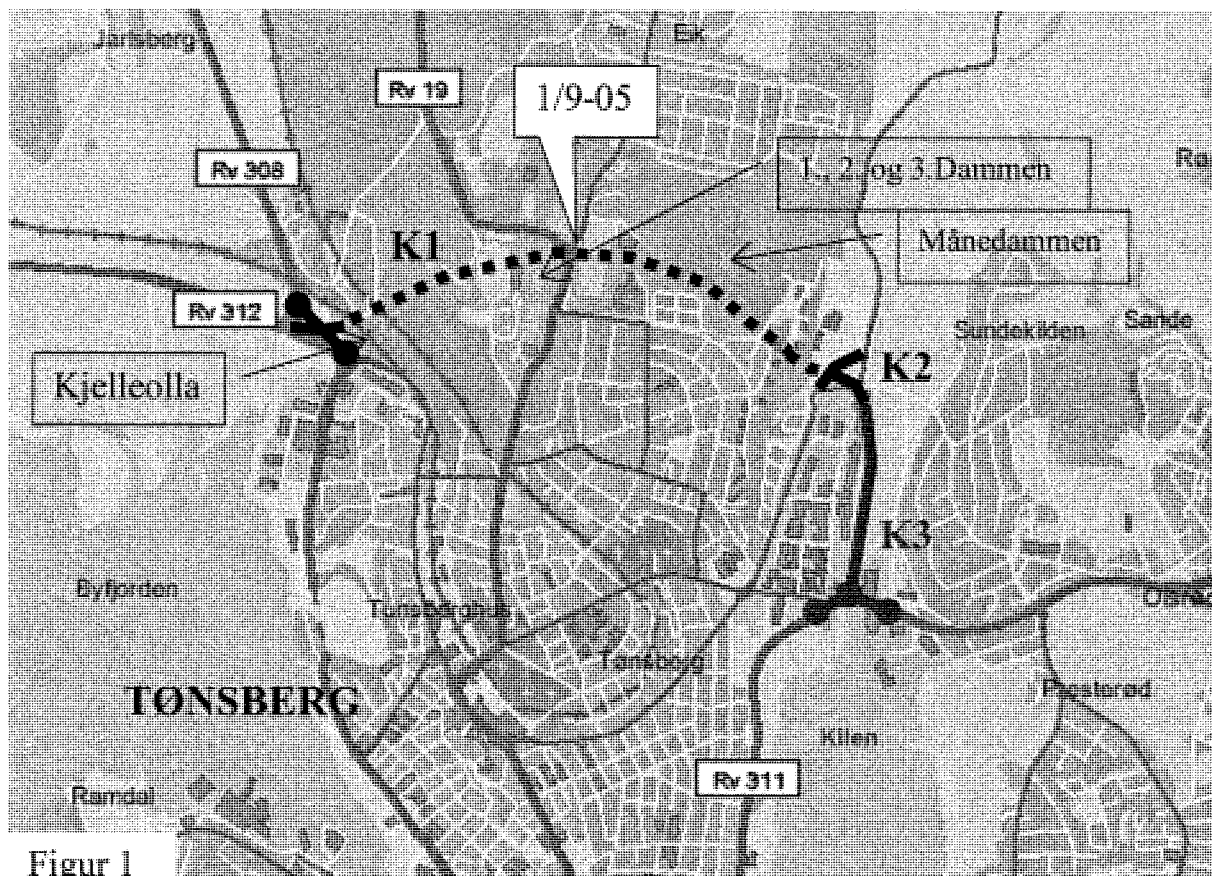
A new east-west road connection north of Tønsberg is currently under construction, and is to be opened in 2007. The total length of the road system is 3.5 km, and it includes 1.7 km rock tunnel in two tubes. In october 2005 about 60 % of the rock tunnel is excavated.

The tunnel is excavated through Permian rhomb porphyry lava, which contains both weakness zones and dolerite dykes, mostly oriented in a N-S position. The rock overburden is low in some places and permanent rock support is carried out continuously, comprising rock bolts and sprayed concrete. Due to risk of groundwater drawdown which may cause soil settlements and damage to vegetation and water sources, the pre-set requirement for maximum tunnel leakage is 2 to 5 l/min./100 metres.

During excavation of the initial 30 metres of the rock tunnel, heavy support measures and extensive grouting were needed. The rock mass conditions improved considerably further on. Systematic grouting is performed ahead of the tunnel work face, utilizing standard cement combined with high pressure pumping (60-75 bars). Due to the favourable rock mass conditions, relatively long grouting fans have been used, with up to five blasting rounds per grouting cycle. With this performance the requirement of water ingress into the tunnel is so far fulfilled.

1. RINGVEG NORD I TØNSBERG – OVERSIKT

Ringveg Nord er en ny vegforbindelse fra Kjelle i vest til Slagendalen i øst på nordsiden av Tønsberg sentrum, og omfatter bygging av omlag 3,5 km ny veg, hvorav 1,9 km i fjell- og betongtunnel. Ringveg Nord inngår som et av prosjektene i Tønsbergpakken (fase 1), og skal finansieres vha. bompenger. Ringveg Nord skal åpnes for trafikk høsten 2007.



Figur 1

Ringveg Nord skal kort fortalt flytte gjennomgangstrafikken øst-vest ut av sentrum, og derved bedre miljøet, trafikksikkerheten og fremkommeligheten i sentrumsgatene. Vegen er beregnet å få en trafikkmengde på 13000 kjøretøyer i døgnet i åpningsåret, og en ÅDT på 18500 20 år etter åpning. Hele prosjektet er kostnadsberegnet til 870 millioner 2002-kroner, og fordeles på tre veg- og tunnelkontrakter:

K1 Kjelle-Slagendalen (fjelltunnelen) omfatter nytt toplanskryss på Kjelle, to rundkjøringer, 100 meter kulvert og 2 x 1670 meter T9,5 fjelltunnel. Oppstart våren 2004 (hovedentreprenør Mesta).

K2 Slagendalen-Vellebekken omfatter 2 x 10 meter fjelltunnel, 2 x 180 meter betongkulvert og 2 x 44 meter bru over Vellebekken. Oppstart sommeren 2005 (også Mesta).

K3 Vellebekken-Kilen omfatter 600 meter 4-felts veg og tre store rundkjøringer på Kilen. Grunnarbeidene startet opp høsten 2005, mens kontrakten med ferdigstilling av vegen og nye kryss starter våren 2006.

Bortsett fra den aller siste delen mot Slagendalen i øst skal fjelltunnelen drives fra Kjelle i vest, og er pr. 1/9-2005 kommet akkurat halvveis.

2. GENERELT OM KONTRAKT 1 – KJELLE-SLAGENDALEN

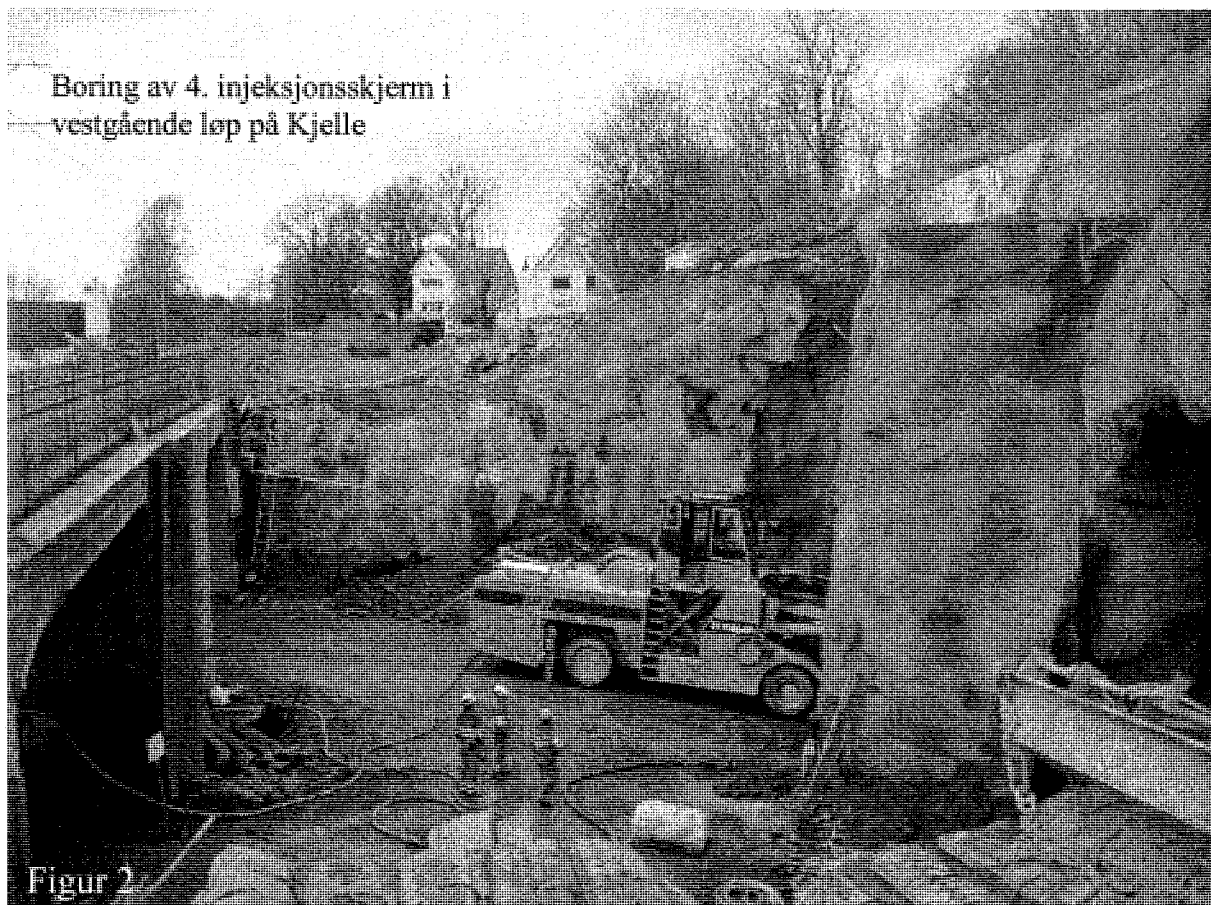
Kontrakten er en tradisjonell entreprisekontrakt (byggherren beskriver, entreprenøren utfører), og delt inn i 6 elementer, men det er her praktisk å forholde seg til to hovedelementer; nemlig dagsone/betongkulvert og forskjæring/fjelltunnel. Kontraktssummen er på 327 mill. eks.mva. Dette foredraget skal konsentrere seg om selve fjelltunnelen, men først noen ord om de andre elementene:

Kort om dagsonen:

Veger og ytre kulvert bygges på svært bløt og kompressibel leire med lite tørrskorpe, delvis kvikk, men også mer "normal" bløt leire ned mot morene og fjell. Vannmagasinet i Frodeåsen gir et artesisk trykk nede under leira. Det høyest registrerte trykket, nær 3 meter over terreng, finnes inne ved en kjent historisk kilde – Kjelleolla – i foten av åsen. Tiltak for stabilisering og setningsreduksjon omfatter 250000 meter K/S-peler, 10000 meter betongpeler, forbelastning, lettfylling hovedsakelig i overgangssoner, 3500 m² spunt, og utgraving av kulvert innenfor spunt ved Kjelleolla.

Kort om forskjæringen:

Påhugget er plassert mellom Vestfoldbanens nedre og øvre spor for inn- og utgående trafikk. Nedre spor måtte derfor flyttes inn mot åsen og så tilbake på nystøpt kulvert før resten av forskjæringen kunne skytes ut (figur 2). Selv om kulverter og kontaktstøp mot fjell bygges vann-tett slik at vanntrykket etter ferdigstillelse skal stige opp igjen rundt konstruksjonen, ble fjellet forinjisert med industrisement for å begrense innlekkasjene i byggeperioden. Allerede her ble det klart at berggrunnen var meget åpen, og vannførende særlig nede mot leirsletta. Tunnelens lavbrekk ligger omtrent i påhugget, under kote 0.



Kort om betongkonstruksjonen:

Kulverten ligger på gruspute over fjell mot tunnelen og på betongpeler til fjell lenger ut. Med vanntrykk utenfor betongen og tørt i fjelltunnelen støpes overgangssonen uten membran, men med vann- og frostsikring (samt overgang rund- til firkantprofil) trukket ut i kulverten. Dette gir en overlapp mellom membranen på kulverten og vann/frostsikringen i tunnelen. Det er gode erfaringer med denne løsningen på både Tåsen- og Bragernestunnelene. Pumpestasjon/fordrøyningsbasseng ble flyttet fra dagsonen og inn i fjelltunnelen 30 meter innenfor påhugg.

Fjelltunnelens geometri og overdekning

Frodeåstunnelen har et østgående og et vestgående løp hhvis 1675 og 1690 meter lange i fjell, med havarilommer og tverrslag for hver 250 meter. Avstand mellom tunnellopene ved påhugg er 5 meter, gradvis stigende til 12 meter. For i det hele tatt å oppnå fjelloverdekning med valgt vertikalgeometri (høybrekk) og plassering av påhugg må tunnelen gå i en bue mot nord.

Fra lavbrekket ved påhugg Kjelle i vest drives tunnelene på 5-6 % stigning mot et høybrekk etter omtrent 2/3 av total lengden, deretter på varierende 3-8 % synk mot påhugg Slagendalen. Fram til høybrekket er overdekningen god (dvs. fra 30-40 helt opp til 50-60 meter), mens den videre østover er mer variabel grunnet forsenkninger i bergoverflaten; fra mindre enn 5 meter til 15-20 og stedvis 30 meter (figur 3)

3. GEOLOGI

Løsmasser

Slettelandet rundt Frodeåsen består av bløt leire, med utfordringer for all vegbygging i dagen. Over tunnelen og etter høyeste delen av åsen med fjell i dagen ligger det overveiende leirige masser mellom spredte fjellknauser. I en bred sone midt på traséen er det større mektigheter med betydelig setningspotensiale.

Berggrunn

Den omtrent 75 meter høye Frodeåsen består nesten utelukkende av **rombeporfyr** – en rødlig lavabergart typisk for Oslo-feltet – karakterisert av cm-store feltspatkorn i en mørkere finkornet grunnmasse.

Rombeporfyren er fra perm-tiden i jordas oldtid da det som nå er Mjøsa-Oslo-Skagerak sank ned langs nord-sør gående forkastninger (rift-dannelse), ledsaget av jordskjelv og vulkanisme. Den mest aktive vulkanske perioden var for omtrent 292-276 mill. år siden, og resulterte i en flere km tykk lagpakke av bl.a. de typiske lavabergartene rombeporfyr og basalt som bygger opp berggrunnen i store deler av Vestfold.

Rombeporfyren i Frodeåsen består egentlig av mange enkeltstrømmer som hver er fra noen få meter til kanskje maksimum 10-15 meter tykke. Strømmene er som regel adskilt av en porøs, blokkig, rødoxidert overgangssone: en "lavatopp" (se avsnitt 4).

De mest markerte sprekkene står steilt til vertikalt nord-sør, dvs. gunstig på tvers av tunnelen. Spredte **diabas-ganger** av varierende mektighet har samme orientering. Noen av gangene er forbundet med forkastnings- og knusningssoner med leire. Dyprenner langs disse strukturene gir partier med liten overdekning.

Figur 3

Vann

Oslofeltets rombeporfyrrer er kjent som gode vanngivere, noe prosjektets borebrønner og siden tunnelen selv fullt ut bekreftet. Vannmagasinet i åsen må være årsaken til det artesiske trykket nede på leirsletta ved Kjelle og Kjelleolla.

I tunnelen var det særlig mye vann 50-250 meter innenfor påhugget fra Kjelle, hele 300-1000 liter/minutt samlet fra injeksjonshullene i de enkelte skjermene. Vannet kunne ikke knyttes til spesielle soner, men et generelt permeabelt fjell med åpne sprekker og lite leire. Ellers har lekkasjene fra injeksjonshullene i hver enkelt skjerm vært forholdsvis små/moderate, dvs. i størrelsesorden 5 til 50 liter/minutt samlet. Etter injeksjon er dette med få unntak redusert til akseptabelt nivå med én primærskjerm industrisement.

4. TUNNELDRIVING OG BERGSIKRING

Flere tunneler er tidligere drevet i rombeporfyrrer, men bare Bragerntunnelen i Drammen er mer eller mindre systematisk forinjisert. Rombeporfyrrer er forholdsvis takknemlig tunnelfjell. Sprengbarheten er normalt middels, og minimalt med kvarts sliter lite på borstålet.

Typisk for lavabergarter som rombeporfyrrer er en overgangssone mellom en eldre lavaoverflate og en ny, overliggende lavastrøm. Enkeltstrømmene i Frodeåsen kan være nokså tynne, fra få meter til kanskje 10-15 meter. Disse "lavatoppene" påtreffes derfor relativt ofte i tunnelene, og kan følge drivinga mange meter.

Lavatoppene representerer datidens forvitrete terrengoverflate før neste utbrudd, og er derfor gjerne mer porøse, uregelmessig oppsprukket og rødoxyderte enn bergarten ellers. Det kan ligge et tynt lag med silt, sand eller lavagruss avsatt på den gamle overflaten eller mellom avrundete løsblokker. Noen ganger er det en tynn sone med omvandling (leire) under en som regel skarp grense mot den overliggende, mer massive og "friskere" neste lavastrømmen. Fra lavatoppen og nedover i lavastrømmen er overgangen til frisk bergart naturlig nok gradvis.

Lavatopper innebærer en viss mekanisk svekkelse av bergartene i forhold til de mer massive delene av lavastrømmene. Det opptrer også ofte en horisontal benkning eller oppsprekking, noen ganger med flattliggende leirslepper.

Lavatoppene har allikevel gitt små stabilitetsproblemer i tunnelen, selv der de ligger i øvre deler av profilet. Det har vært mindre sporadiske nedfall, profilet har som regel stått bra, noe som må tilskrives både god boring, redusert konturlading og ikke minst injeksjonen.

Det har vært noen sjeldne tilfeller av bergspenningsytringer med oppflaking av vegger/heng. Leire er begrenset til omvandling i enkelte steile diabaser/sprekkesoner, eller på flattliggende slepper i tilknytning lavatopper.

Etter avtale med entreprenøren er det valgt å sikre tunnelen ferdig fortløpende på eller rett bak stuff. Kun unntaksvis har det vært nødvendig å supplere sikringen lenger bak.

Grovkornete, tykke rombeporfyrlavaer kan være ganske storblokkige med ikke større behov enn spredt bolting. De tynnere og mer finkornete lavaene i Frodeåsen er derimot tettere oppsprukket med typiske RQD- og Q-verdier ofte på henholdsvis 50-80 og 0,5-5. Heng og øvre vegger ned til 3-4 meter sprøytes og boltes derfor systematisk. Tykkelse (oftest 7-10 cm), evt også sprøyting vegger, og antall bolter (12-16 pr. salve) varierer med forhold og tverrsnitt.

Lavatoppene kan lokalt redusere fjellkvaliteten. Diabasgangene har bare gitt økt sikring der de opptrer sammen med oppknust fjell og leire.

For sprengning og sikring er det beskrevet følgende mengder for 3365 meter T9,5, inkludert tverrslag og T12,5 havarilommer:

- Sprengning: 250000 fm³
- Sprøytebetong: 6000 m³
- Bolter 2,4-4m 16000 stk
- Sikringsbuer: 60 stk
- Utstøpning: 50 meter

som tilsvarer omtrent 1,8 m³ sprøytebetong og 4,8 bolter pr. løpemeter tunnel.

Boltene er omtrent likelig fordelt på CT-bolter og limforankrete bolter (på stuff), og innstøpte bolter (bak stuff). Fordi det sikres ferdig på stuff og det heller ikke ønskes senere lekkasjer på boltene benyttes praktisk talt bare CT-bolter som gyses før hver injeksjonsomgang.

Etter halvveis drevet tunnel 1. september 2005 er det brukt hele 3845 m³ betong (høyt forbruk særlig de første 100 metrene) og 5600 bolter.

5. INJEKSJONSARBEIDENE

Bakgrunn

Det er nå vanlig med strenge krav til hva som kan tillates av innlekkasje på nye tunnelanlegg for ikke å påvirke/skade omgivelsene, spesielt i bynære strøk og ved særlige naturforhold. Tunnelen på Ringveg Nord i Tønsberg er intet unntak, og ved prosjekteringen måtte utbygger ta hensyn til både natur/rekreasjon (skog/parkområde med dammer og tjern) og grunnforhold (setningsømfintlig bebyggelse på leire/morene). I tillegg ligger det en historisk kilde i foten av åsen bare hundre meter fra vestre påhugg – Kjelleolla – som kan spores helt tilbake til tidlig middelalder. Klare rammebetingelser; intet av dette skulle påvirkes av en ny tunnel.

Ut fra en samlet vurdering av topografi, nedbør/avrenning, berggrunn, løsmasser og målinger i grunnvannsbrønner samt numeriske modelleringer ble det satt følgende krav til lekkasjer inn i tunnelen, gjeldende for begge løp samlet:

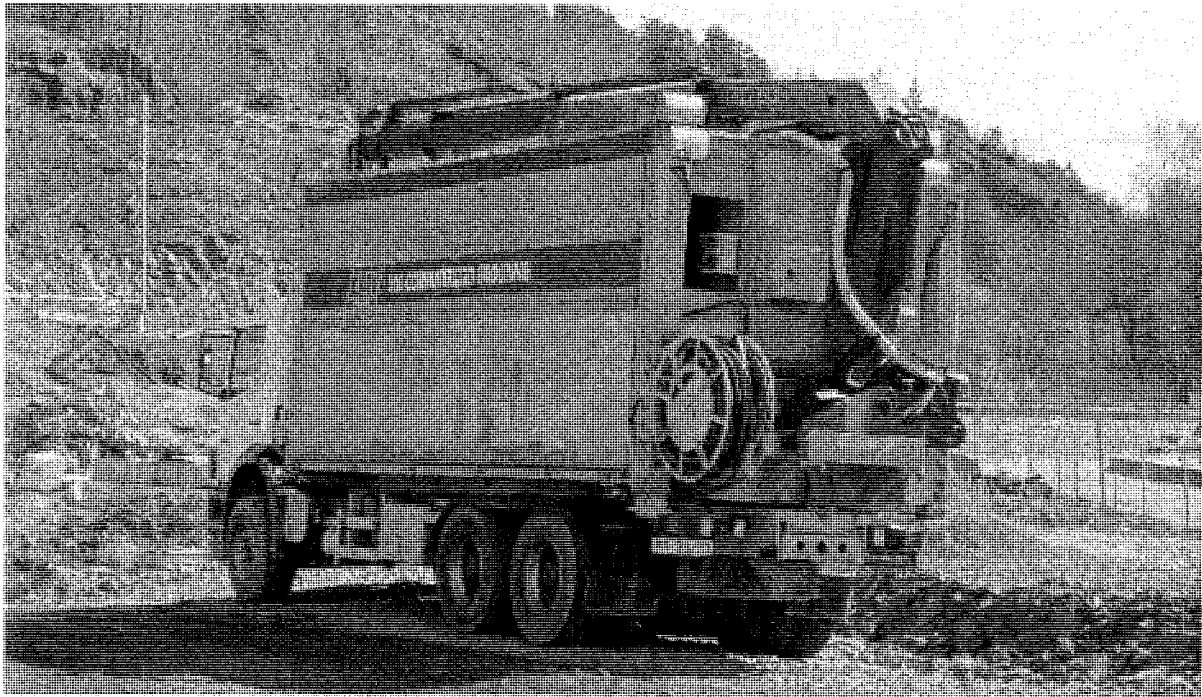
forskjæring vest – profil 900:	< 4 liter/minutt/100meter
profil 900-1370:	4-6 liter/minutt/100meter
profil 1370-1700:	6-10 liter/minutt/100meter
profil 1700-2000:	4-6 liter/minutt/100meter
profil 2450 – forskjæring øst:	< 4 liter/minutt/100meter

Kontrakten

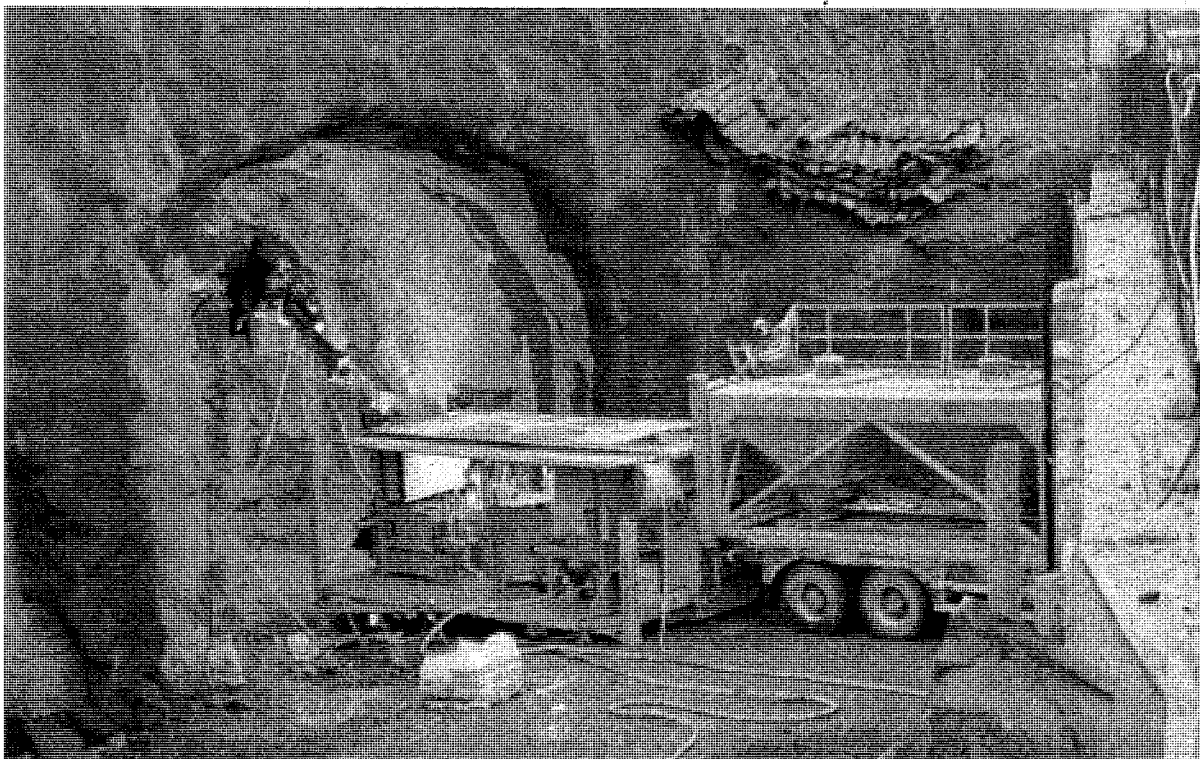
Med oppgitte lekkasjekrav må hele tunnelen drives med systematisk forinjeksjon, og det skal her - som ellers på vegvesenets tunnelanlegg - bare benyttes sementbaserte injeksjonsmidler. Krav til bor- og injeksjonsutstyr er ellers som følger:

- borrigg med datautstyr for borparameterlogging av alle hull, stanghånderingsutstyr, stangdiameter 38 mm og kronediameter 60-64 mm

- injeksjonsrigg med 3 linjer, pumper med arbeidstrykk opptil 100 bar og levering av 0-60 liter/min, kolloidkvern og agitator



Figur 4: Injeksjonsriggen fra AMV, med betegnelsen "200 Computerized Grouting", pakket sammen på lastebilchassiset for transport inn på stuff.



Figur 5: Injeksjonsriggen med lift er lastet av og lemmene slått ned, lastebilchassiset brukes nå til en transportabel silo for sement til og fra hovedsiloen ute på riggområdet.

Mesta har ved oppstart av tunnelen stilt med siste nytt, to nye fulldata borrhjeller og en nylig utviklet, datastyrt injeksjonsrigg med logging av alle relevante parametre, alt levert fra AMV (figur 4 og 5). Utstyret tilfredsstiller kravene i kontrakten.

Strengt lekkasjekrav fordrer tilstrekkelige mengder; på totalt 3365 meter fjelltunnel fordelt på to T9,5 løp (inkl. pumpeump, tverrslag og havarilommer) er det i kontrakten lagt inn:

- 214 000 bormeter
- 9300 pakkerplasseringer
- 3000 tonn industrisement (tilsammen 5000 tonn, dvs.
- 2000 tonn mikrosegment ca. 1,5 tonn pr. løpemeter tunnel)
- 100 tonn sement med styrt bindetid
- 500 tonn silikaslurry
- 150 tonn superplastisizer
- 5 tonn mauring
- 3700 timer injeksjonstid (derav 1200 timer natt)

Sement med styrt bindetid var i utgangspunktet Thermax, men vi har utelukkende benyttet oss av sprøytebetongakselerator tilsatt sementen rett på injeksjonsstaven. Dette har fungert godt.

Med vår tradisjonelle kontrakt er det byggherren som beskriver injeksjonen, og entreprenøren som har ansvaret for å utføre arbeidene ihht beskrivelsen. Det skal allikevel legges opp til kontinuerlig samråd og tilpasning underveis. Beskrivelsesteksten for injeksjonen er relativt omfattende og detaljert, også med hensyn til hvilke blandingsrecepter som skal benyttes, og hvordan disse varieres i løpet av injeksjonen. Under utførelse har byggherre og entreprenør løst noe opp på føringene med hensyn til sementtype, injeksjonsmengde og blandingsforhold.

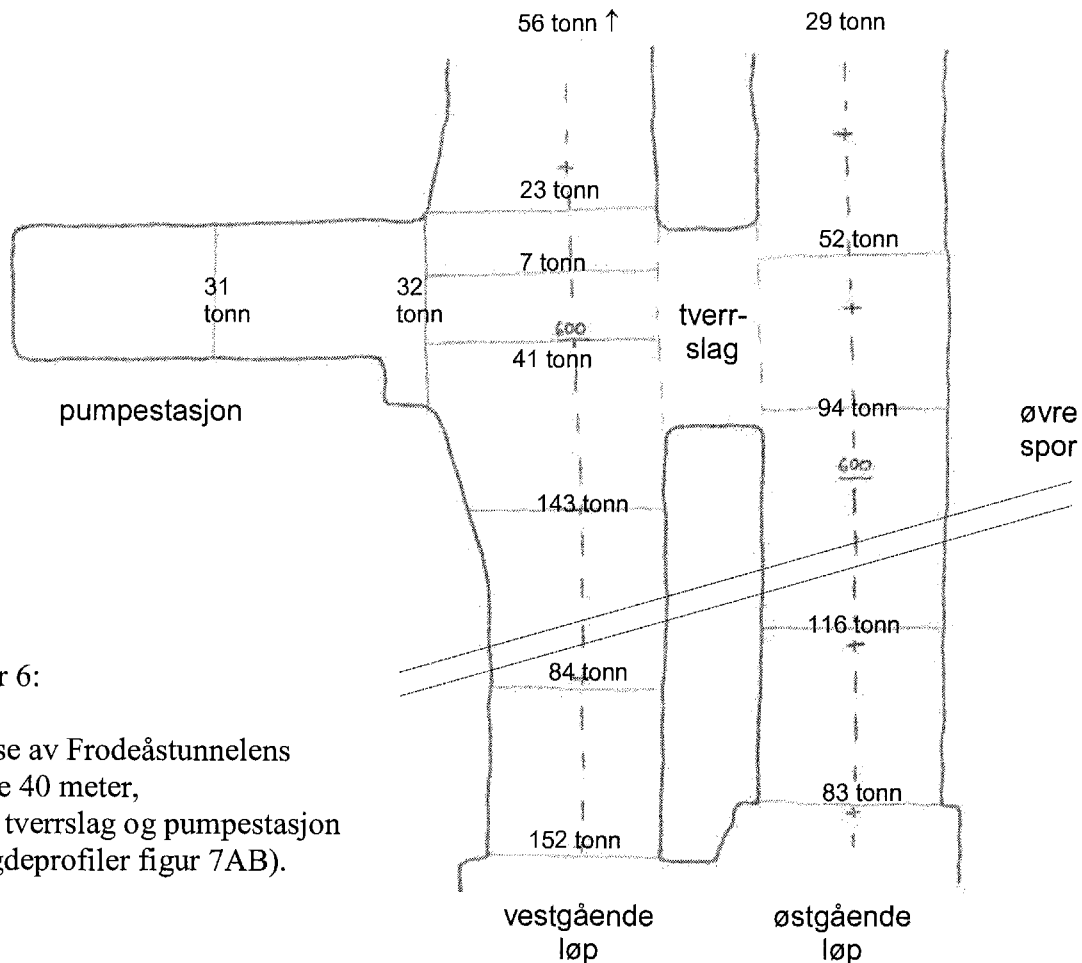
Injeksjonsopplegg/filosofi

Tidligere erfaringer har vist at rombeporfyr er en lett injiserbar bergart med åpne sprekker og lite leire. Det er en "Bergartstype A" som definert i Vegdirektoratets publikasjon nr.104 – Berginjeksjon i praksis (*Klüver & Kveen 2004*). Med åpent fjell og et forventet stort masseforbruk burde industrisement være best egnet. Det har dessuten vist seg at industrisement og tilstrekkelig antall hull og høyt trykk gir vel så godt resultat som mikrosegment, selv i vanskeligere fjell enn dette (f.eks. T-baneringen i Oslo; *Boge m.fl. 2002*).

Byggherren var fra oppstart innstilt på å benytte seg av metoden "aktiv injeksjon" beskrevet i ovenfor nevnte publikasjon. Prinsippet her er en kontinuerlig trykkoppbygging i hvert enkelt hull som styres av v/c-forholdet mot gradvis tykkere masse (hindre uønsket stor utbredelse av massen men uten at det går ut over inntrengningen på sprekke), inntil så høyt sluttrykk som forholdene på stedet tillater, opp mot 80-100 bar. Dette krever et nært samarbeide og tilstedeværelse av byggherren på stuff.

Injeksjonen de første 30 metrene, inkl. tverrslag og pumpestasjon

Forskjæringen stod ferdig sikret i begynnelsen av oktober 2004. Overdekningen innover var fra 1-2 meter i påhugg og stigende gradvis til nesten 15 meter ved pumpestasjon/tverrslaget 25-35 meter innenfor påhugg. Under jernbanens øvre spor var overdekningen maksimalt 6-7 meter. Rombeporfyren var av svært lav kvalitet; dagfjell, oppsprukket, og en med en lavatopp



Figur 6:

Skisse av Frodeåstunnelens første 40 meter, inkl. tverrslag og pumpe-stasjon (lengdeprofiler figur 7AB).

som før beskrevet inn i begge løp, samt lav innspenning. Korte salver og tung sikring med spiling og buer var nødvendig de første 15-20 metrene, dvs. til forbi jernbanespor.

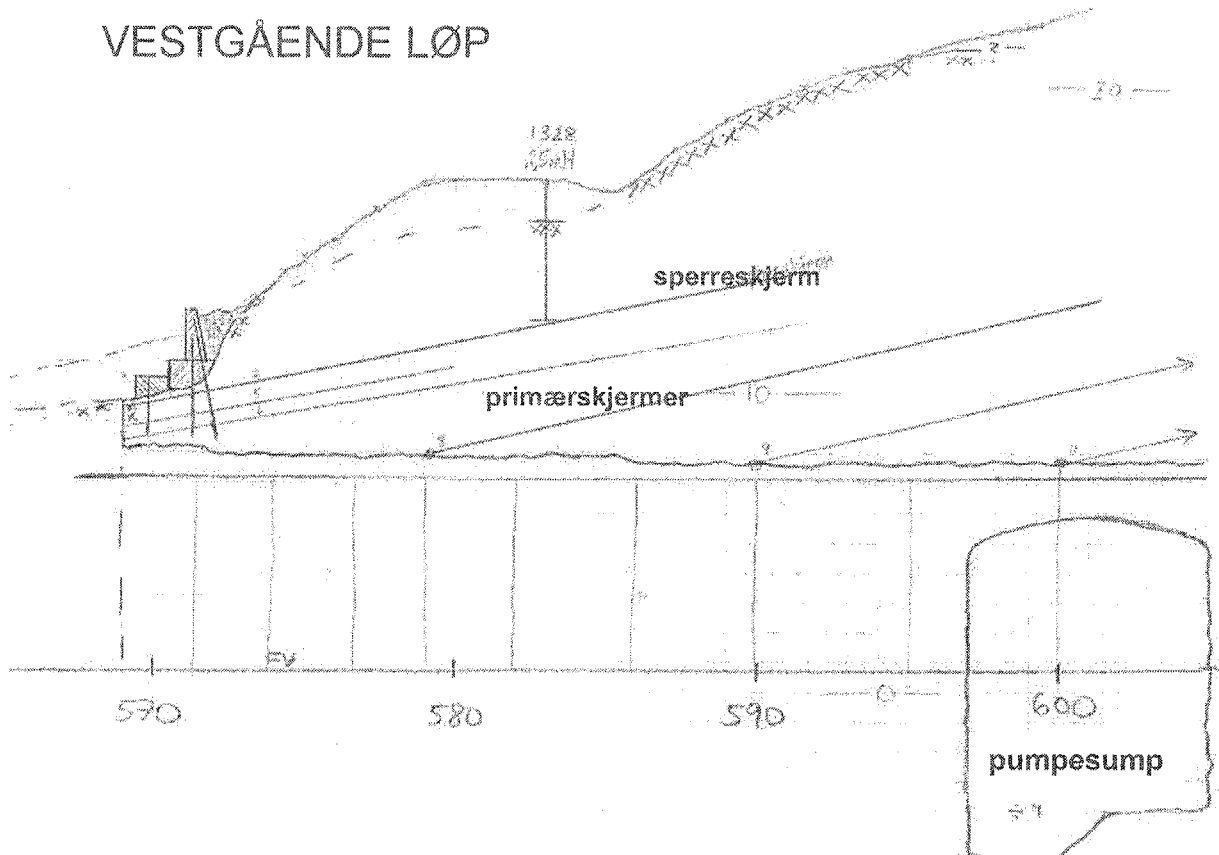
Med <2 liter/min/100m pr. løp som krav ble det lagt opp til omfattende injeksjon, først med en øvre sperreskjerm, deretter en kort sperreskjerm rundt hele påhugget, så en primærskjerm fulgt av kontrollhull etter salver. Tilsammen 3 separate injeksjonsomganger på hver stuff før noen åpningssalve.

Første injeksjon startet 9.oktober, siste og 6.omgang ble avsluttet 23.oktober, dvs. 14 dager. Da var det boret 2100 meter, og injisert 235 tonn hovedsakelig industrisement i løpet av 145 timer "effektiv" pumpetid. På figur 8AB tilsvarer dette den første kolonnen i hver figur. Det var ønskelig å oppnå opptil 60 bar mottrykk, men med svært åpent fjell og gjentatte utganger på stuff, over og på siden av tunnelen ble dette vanskelig i mange hull, selv ved bruk av tykk masse, hviling, mauring og styrt herding.

Injeksjonen må allikevel hatt en god effekt; vi kunne drive ca. 10 meter i hvert løp uten vann av betydning, og med sement overalt på sprekkene er fjellkvaliteten også vesentlig forbedret.

Det gikk også med mange tonn og timer på de 4 neste skjermene (ca. 10 og 21 meter inne i hvert løp), tilsammen nesten 450 tonn og 125 timer, representert som de to neste kolonnene på figur 8AB. Dette arbeidet gikk over 3 uker, fra 10. til 30. november, inkludert driving og tung sikring av 11+13 meter tunnel. Skjermene var 23 meter lange, med 31-43 hull.

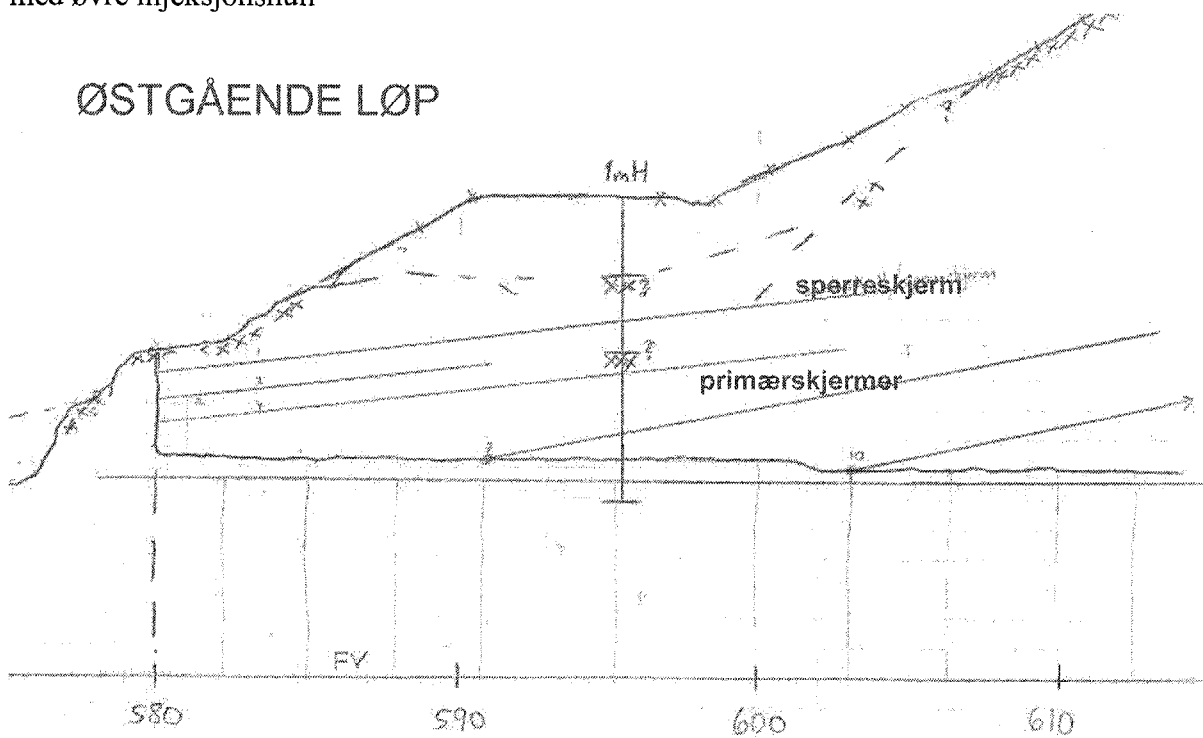
VESTGÅENDE LØP

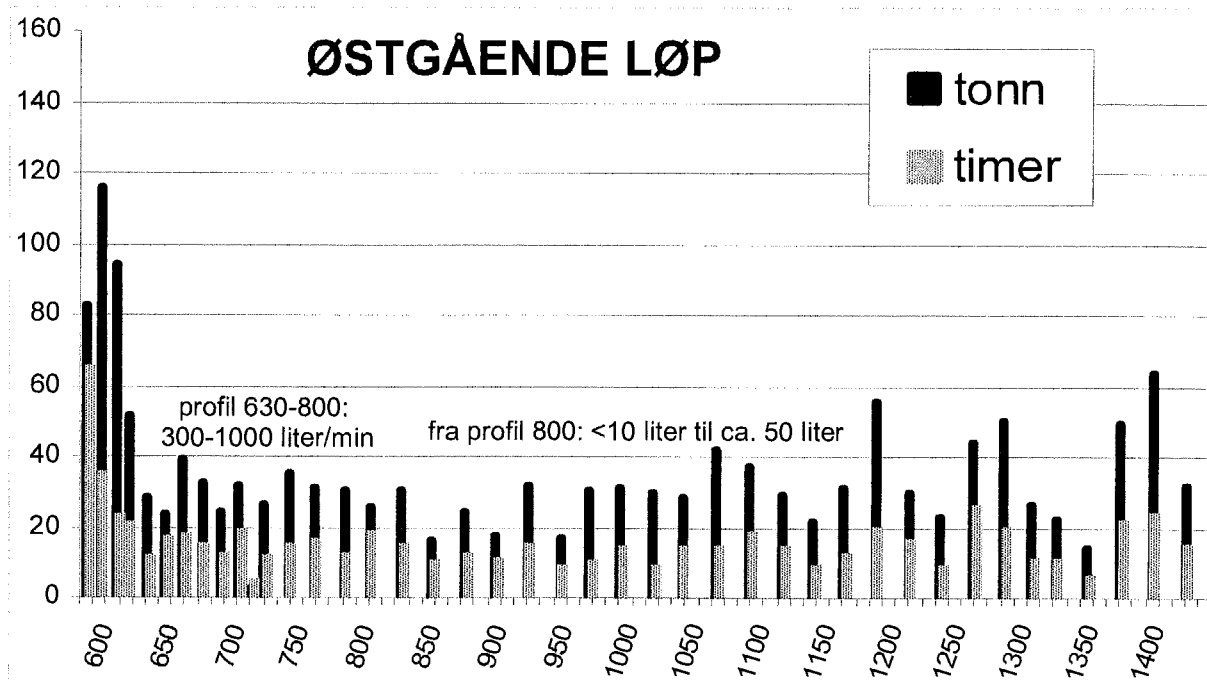


Figur 7A (øverst) og 7B:

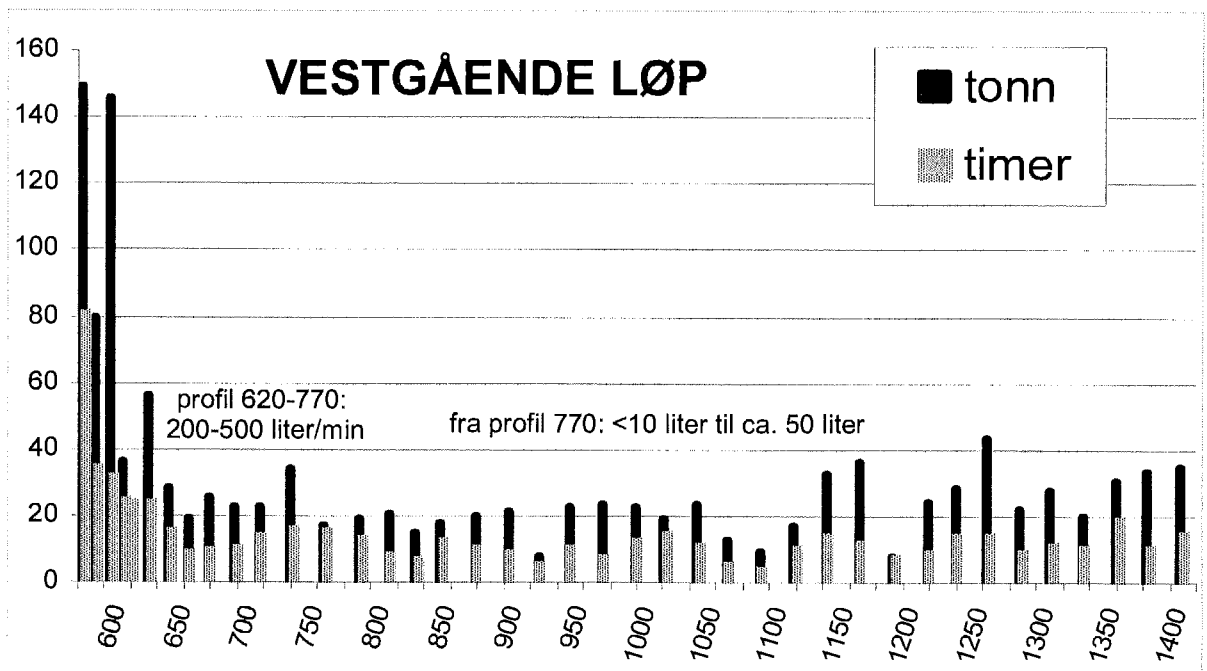
Lengdeprofiler vest- og østgående løp de første 40 metrene fra påhugg Kjelle, med øvre injeksjonshull

ØSTGÅENDE LØP





Figur 8A (øverst) og 8B



Oversikt over medgåtte mengder sement (industrisement + mikrosegment + mauring + sement med styrt bindetid) og injeksjonstimer i første halvdel av Frodeåstunnelen. Samlet begge løp er 2962 tonn masse og 1314 timer pumping begge løp. Første kolonne i begge figurer representerer 3 injeksjonsomganger på samme stuff (påhuggsflaten), resten er enkeltomganger. Etter profil 610 ble det jevnlig skutt 3 salver før ny runde injeksjon, og før profil 700 ble det mulig med 4 salver. Kun én gang ble det nødvendig med ny injeksjon etter kontrollboring. Etter profil 750 gikk hele 5 salver før ny injeksjon, til tross for til dels store vannmengder fra injeksjonshullene og kun bruk av industrisement.

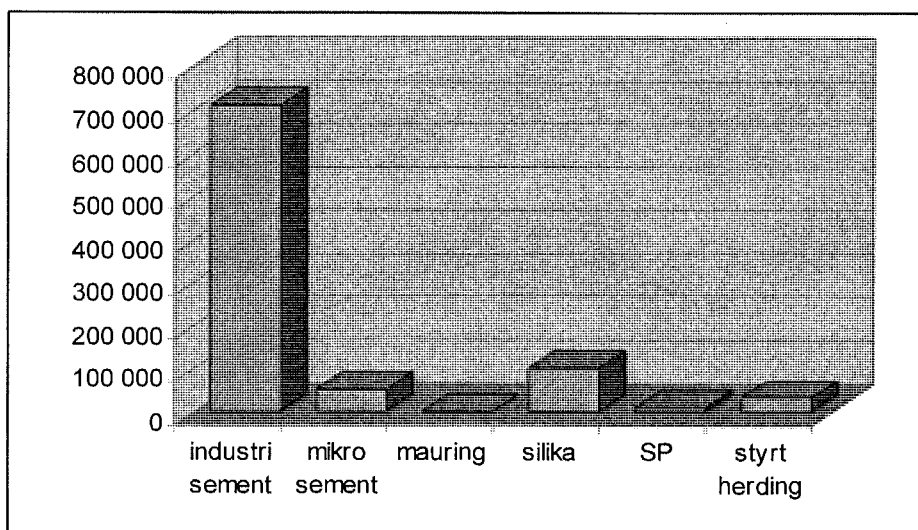
I østgående løp ble fra midten av desember - etter drøye 30 meter tunnel - mulig å drive 3 hele 5m-salver mellom hver injeksjonsomgang og med et mer "normalt" forbruk, dvs. ned mot ≤ 2 tonn pr. meter tunnel.

I vestgående løp var det nødvendig med 3 skjermene tett på hverandre utenfor pumpestasjonen før det fra nyttår også her kunne drives 3 salver før ny injeksjon. Sement- og tidsforbruket var allikevel ennå høyt.

I pumpesumpen ble det benyttet ytre sperreskjemmer før primærskjermene og det var ingen utganger til terreng. Den beste fjellkvaliteten var forøvrig her, med 1-2 sikringsklasser bedre fjell enn ellers i området.

Fra figur 8AB ser en at injeksjonen stabiliserer seg på et akseptabelt nivå etter ca. profil 620. En ser også at mengdene er generelt mindre på vestgående enn østgående løp, sannsynligvis fordi dette løpet lå generelt noen få salver bak det allerede injiserte østgående løpet.

For å sammenstille; fra begynnelsen av oktober til midten av desember (omtrent 10 uker) ble det drevet nærmere 80 meter tunnel gjennom et område med oppsprukket, åpent fjell og liten overdekning. Omtrent 800 tonn sement (hovedsakelig industrisement, se fordeling nedenfor) ble pumpet inn i fjellet på samlet 345 timer.



Figur 9: Foredling injeksjonsmidler på 33+47 meter tunnel fom. påhugg Kjelle

Det skal tilføyes at tid gikk med til innkjøring av utstyret, begge borrhjeller og en nyutviklet fulldata injeksjonsrigg kom rett fra fabrikken. På sistnevnte ble det noen timer reparasjoner, utprøvinger og forbedringer, også på programvaresiden.

Noen erfaringer fra injeksjonen av første del:

- Den første sperreskjemmen kunne vært boret tettere og dekket en større del rundt profilet i begge løp. En form for øvre, ytre skjerm burde vært brukt som separat skjerm også på de neste rundene etter påhugg. Dette kunne redusert uønskete utganger og gjort det lettere å få opp trykk og ønsket tetthet i primærskjermene.
- Det var unødvendig med mikrosement i så åpent fjell for å oppnå tilstrekkelig tetthet. Den er dessuten langt dyrere, og vanskeligere å bruke ved det lave v/c-forholdet som var ønskelig. To ulike sementtyper å forholde seg til på samme rigg er heller ikke gunstig.

Videre injeksjon

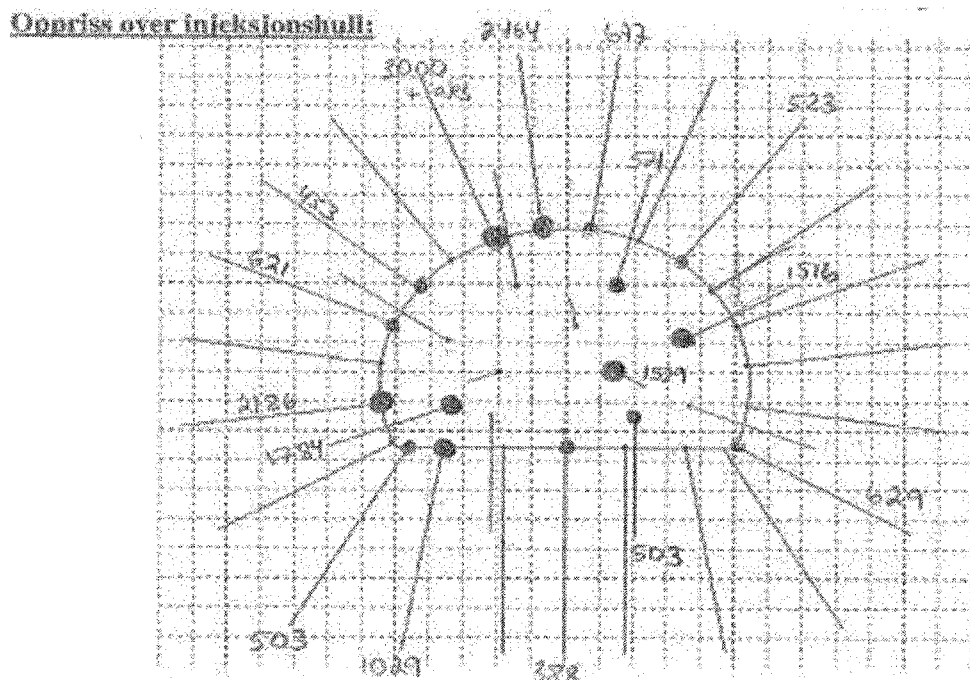
Etter 30-40 meter hadde både fjellkvalitet og fjelloverdekning bedret seg såpass at driving med 5m-salver og injeksjonsskjerm for hver 3. salve var mulig. Det ble da boret 37-43 hull á 23 meter i skjermen. Sluttrykket ble satt til 75 bar.

Før profil 700 gikk vi over til 29 meter lange hull og øket på til 4 salver. Det ble også tidlig besluttet å kun bruke industrisement som hovedmiddel, og mikrosement evt. kun til sporadisk injisering av mindre lekkasjer på kontrollhull. Overgang til bare én sementtype forenklet og effektiviserte hele injeksjonsprosessen betraktelig.

Fra profil 750 ble hele 5 salver drevet ut mellom injeksjonsrundene. Dette er ganske ekstremt med så strenge tetthetskrav, men allikevel mulig i denne bergartstypen til tross for mye vann i berggrunnen (over 1000 liter/minuttet på det meste). Det er da viktig med nok hull i skjermen og tilstrekkelig trykk, og kontrollhull noen få meter inn forbi siste salve før boring av denne. Så lange skjerner forutsetter også stabile fjell/injeksjonsforhold, og nytter ikke gjennom svakhetssoner eller annet vanskelig injiserbart fjell. Dette var det imidlertid lite av, iallfall på første halvdel av tunnelen.

Injeksjonshullene kan heller ikke tillates å dra seg for mye fra borplanen. Dette sjekkes med avviksmålinger dersom en får mistanke om så er tilfelle (ikke utført i Tønsberg).

Standardskjermen ble etterhvert på 34 hull á 29 meter, inkl. 10 i stuffen. Ekstrahull ble boret i forbindelse med T12,5-utvidelsene, og for å redusere risikoen for punktering med boltene ble det også noen ganger boret ekstra hull i hengen hvis vann ble oppdaget nær stuffen. Det har ved et par-tre anledninger forekommet litt for mye vann i hengen på siste salve før injeksjon, men dette har vært stoppet med noen ekstra injeksjonshull bak rett stuff.



Figur 10: En borplan for en typisk 29m-skjerm med 34 hull. Tallene viser de største sementinngangene i kg etter fullført injeksjon av denne skjermen, hvor styrt herding med akselerator kun ble brukt på ett hull.

Av HMS-hensyn ønsket entreprenøren på sensommeren å redusere sluttrykket ned til bare 60 bar grunnet risikoen forbundet med å arbeide med høye trykk (staver som presses ut, sprut ved av/påkobling slanger, etc), noe byggherren gikk med på.

Trykktapet inn mot bunnen av hullet og ut på sprekkene må antas å være betydelig, og økende med lavere v/c-forhold. Reduksjonen burde føre til dårligere injeksjon dersom ikke antall hull økes og/eller skjermene kortes inn. Det har pr. september gått bra, men krever større påpasselighet på siste salver og ved boring av bolter.

På strekningen 650-1415 har det gått med omtrent 500-1500 og 1000-2000 kg pr. løpemeter tunnel på henholdsvis vest- og østgående løp, noe mindre på vest fordi dette løpet lå litt bak øst. Det er imidlertid ingen korrelasjon mellom vannlekkasjer ut av injeksjonshullene og kg sement inn i hullene på dette anlegget heller. Vanntapsmålinger har følgelig lite bidra med mht planlegging av neste injeksjonsrunde.

6. RESULTATER / DOKUMENTASJON

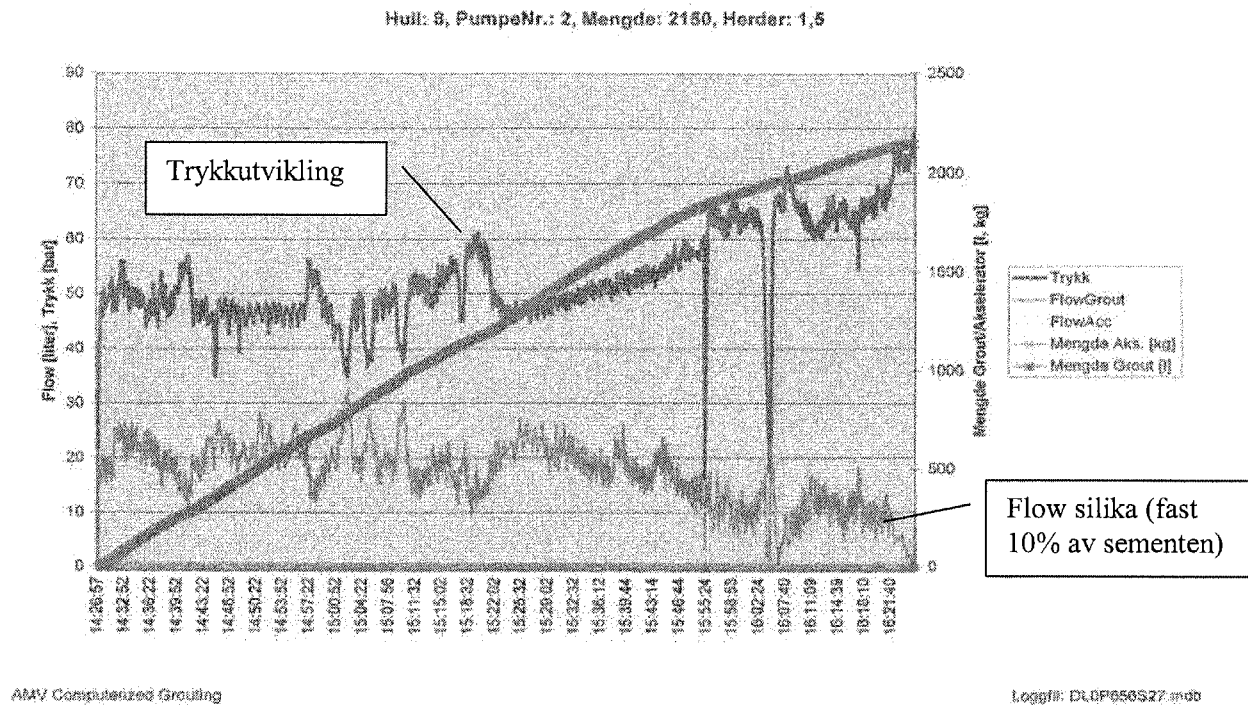
Over halvveis drevet er Frodeåstunnelen fortsatt en relativt tørr tunnel, Kjelleolla renner ennå friskt og dammene over tunnelen holder på vannet.

For å måle den samlede innlekkasje i tunnelene er det i hvert løp like innenfor første tverrslag støpt en måleteriskel med overløp det kan måles på. Med minimal stigning i tunnel, pågående grøftarbeider og kun kort stans i helgene er det i praksis bare mulig å få troverdige målinger i jule-, påske- og sommerferiene. Tersklene ble ikke satt opp i tide før påsken, så første måling ble i juli. Resultatet viste en lekkasje på såvidt over tillatt krav (0,1-0,2 liter/minutt/100m for mye pr. løp), og det kan byggherren leve med.

Metoden "aktiv injeksjon" som beskrevet i Publikasjon nr.104 (Klüver & Kveen 2004) brukt på industrisement har så langt fungert i Frodeåstunnelen. Høye trykk, tilstrekkelig antall hull, variasjon av v/c-tallet med trykket, og tett oppfølging/samarbeide med injeksjonsmannskapet er nøkkelford. Lange skjermene i velvillig fjell har optimalisert inndriften, men det er viktig å redusere så fort forholdene endrer seg.

Injeksjonsriggen har komplett utstyr for blanding av injeksjonsmasse etter forhåndsprogramerte resepter, inkl. dosering av tilsetningsstoffer. Hele injeksjonsforløpet fra oppstart til siste hull registreres kontinuerlig, og alle relevante data kan hentes ut og presenteres på ønsket vis. Dette er et stort fremskritt både mht effektiv utførelse, dokumentasjon og en sammenstilling/ forståelse av hvordan injeksjonen fungerer under ulike forhold.

Figur 11 neste side viser ett eksempel på mange mulige tabeller/kurver: trykkutviklingen i ett injeksjonshull. Det er interessant å merke seg hvordan flow'en med tiden langsomt går ned når trykket stiger, og hvordan trykket noen ganger plutselig synker mens flow'en samtidig går opp. Det siste er viktig; trykket må være høyt nok til at eksisterende sprekker utvides og at nye åpnes, slik at sementen når lettere ut i hele bergmassen.



Figur 11: Eksempel på utskrift fra datastyrt injeksjonsrigg.

REFERANSER

Boge m.fl. 2002: "Sluttrapport for injeksjonsarbeidene ved T-baneringen". Internrapport 2289 fra Vegdirektoratet, eller rapport nr.16 fra prosjektet "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler", også Vegdirektoratet.

Klüver & Kveen 2004: "Berginjeksjon i praksis". Publikasjon nr. 104, Teknologivdelingen, Vegdirektoratet.

Sivilingeniør Liv Hamre, Multiconsult avd. NOTEBY
Leder av Norsk Geoteknisk Forening

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

GEOELEKTRISKE MÅLINGER FOR KARTLEGGING AV KVIKKLEIRE OG USTABILE FJELLPARTI.**Geoelectrical methods in evaluation of quick clay and unstable rock masses.**

Cand. Real. Jan S. Rønning, Dr. Scient Lars Harald Blikra, Senioringeniør Einar Dalsegg og Dr. Scient Louise Hansen, alle Norges geologiske undersøkelse (NGU).
Doktorgradsstudent Inger-Lise Solberg, ICG, NGU, NTNU og NVE.

SAMMENDRAG.

I løpet av de siste årene er moderne geoelektriske målinger tatt i bruk ved skredundersøkelser her i Norge, både ved kvikkleire og ustabile fjellparti. I denne presentasjonen blir moderne motstandsmålinger i 2 dimensjoner kort beskrevet, og det vises eksempler på bruk av metoden ved kvikkleireundersøkelser i Buvika, Skaun kommune i Sør-Trøndelag og fra det ustabile fjellpartiet ved Åknes i Stranda kommune, Møre og Romsdal. Erfaringer fra Buvika (og andre steder) indikerer at metoden kan skille mellom leire med intakt saltinnhold og kvikkleire, men at det er vanskeligere å skille kvikkleire fra leire som er forbi det kvikke stadiet, og fra mer siltige masser. Ved Åkneset har metoden kartlagt mektighet og utbredelse av ustabile fjellmasser. Ved dette prosjektet har metoden vært avgjørende for forståelsen av geometrien i det ustabile fjellpartiet.

SUMMARY.

During the last years, modern geoelectrical measurements have been used in the evaluation of geohazards in Norway. In this paper, the method is briefly described, and examples from quick clay studies and investigations in an area with unstable rock masses are presented. It is possible to distinguish between salt marin clay and leached clay (quick clay). Unfortunately we have difficulties in separating quick clay from further leached, but stable, clay, and from silty material. In the Åknes project, geoelectrical measurements have been able to map the thickness and distribution of fractured unstable rock masses.

1. INNLEDNING.

Geoelektriske metoder har lenge vært benyttet for mineralprospektering, grunnvannsundersøkelser og til dels miljøundersøkelser i Norge. I de seneste årene har denne type målinger også blitt tatt i bruk ved skredundersøkelser, både med hensyn på kvikkleire og stabilitet av fjell. Det er flere årsaker til dette. Nytt utstyr og nye inverteringsrutiner ble utviklet i løpet av 90-årene. I 2003 startet forskningssentret "International Centre of Geohazard" (ICG), og geoelektriske målinger ble inkludert i et doktorgradsstudie finansiert av ICG/NGU/NVE/NTNU (Inger-Lise Solberg). Ustabile fjellmasser er igjen satt på sakskartet,

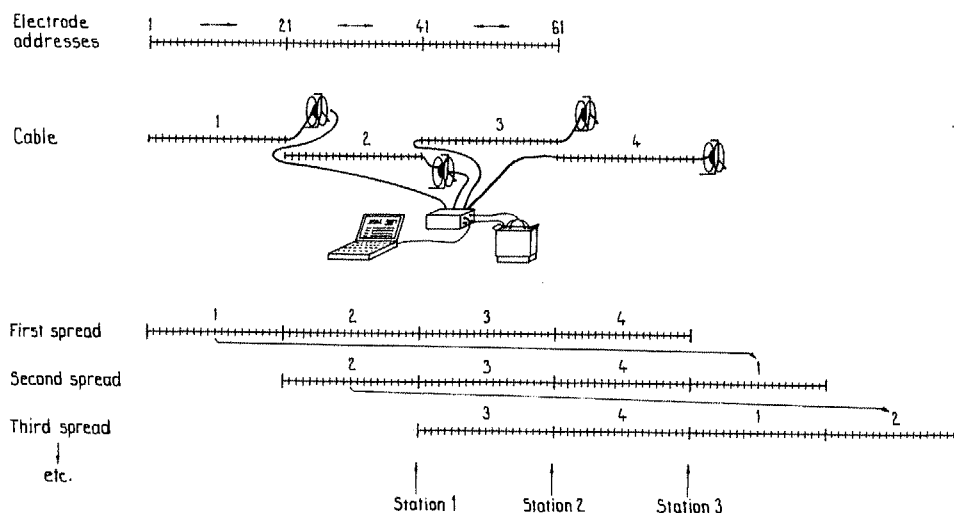
og spesielt har Åknes-Tafjord-prosjektet blitt vist stor oppmerksomhet. Som et ledd i "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler" som ble avsluttet i 2003, har NGU anskaffet utstyr og bygd opp kompetanse på feltet. I denne presentasjonen blir metoden som også er blitt kalt 2D resistivitet eller elektriske motstandsmålinger, kort presentert og det vises eksempler på hvordan metoden kan bidra til en bedre forståelse av geologien, spesielt rettet mot "Geohazard".

2. METODEBESKRIVELSE.

Arbeidet med 2-D Resistivitetsmålinger kan deles i 3: datainnsamling, inversjon for å finne fysisk modell og tolkning til en geologisk modell.

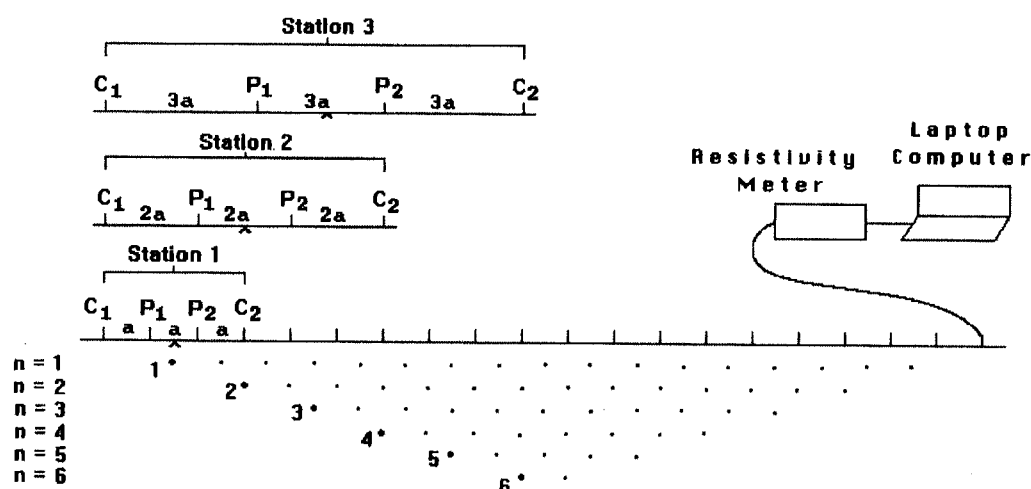
2.1 Datainnsamling.

Resistivitetsmålinger (elektriske motstandsmålinger) i 2 dimensjoner kan utføres med et system der kabler legges ut på bakken og elektroder knyttes til (Figur 1). Når alt er etablert, kan en PC-styrt måleprosess begynne. Forskjellige elektrodepar kobles inn som strøm- og potensialelektroder etter et fastsatt mønster. Ved å flytte oppsettet av elektroder til side oppnås en lateral kartlegging (profilering). Ved å øke avstanden mellom strømelektroden, vil strømmen trenge dypere, og en får respons fra dypere områder (dybdesondering). Til sammen gir dette en todimensjonal (2D) kartlegging av den elektriske motstanden (resistiviteten) i bakken.



Figur 1: Prinsippskisse av kabelsystem bestående av kabler med elektroder, bryterboks, måleutstyr og PC (fra Dahlin 1993).

Når måleprosessen er avsluttet, kan en pseudoseksjon av måledata konstrueres som vist i figur 2. Målt tilsynelatende resistivitet med en målekonfigurasjon plottes i et gitt dyp mellom de to potensialelektroden (P1 og P2). Når strømelektrodeavstanden øker, flyttes plottetpunktet ett nivå ned. Dette gir et bilde av fordelingen av tilsynelatende resistivitet i et fiktivt dyp, en pseudoseksjon.



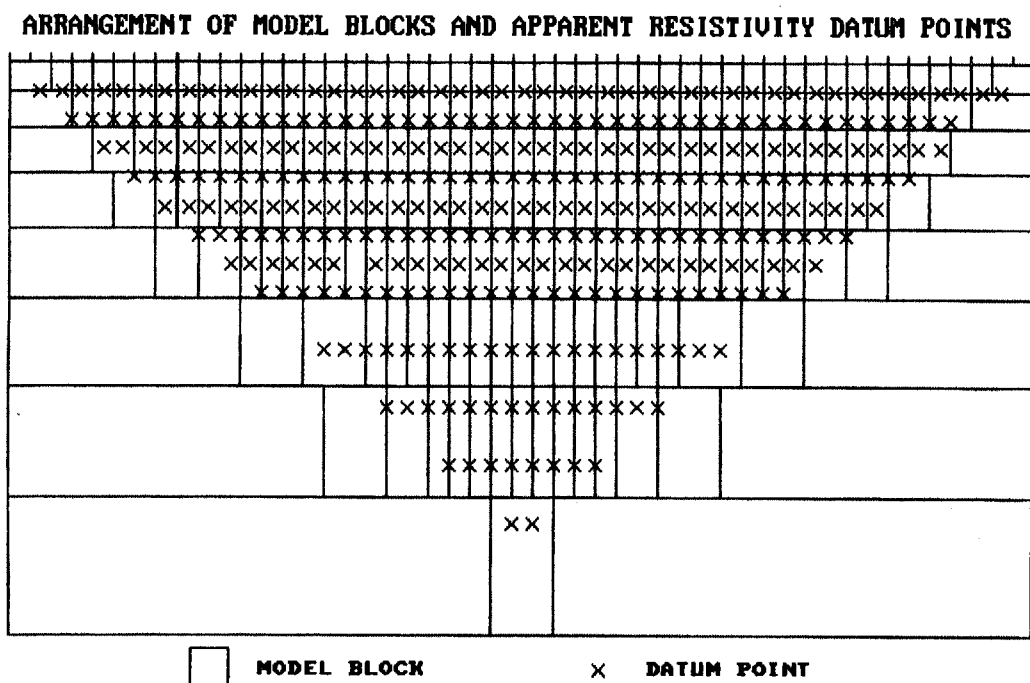
Figur 2: Konstruksjon av pseudoseksjon. C1 og C2 angir strømelektroder, P1 og P2 potensialelektroder. N angir multipler av minste elektrodeavstand.

Med det såkalte "LUND-systemet", benyttes 4 aktive kabler. Dybderekkevidde og oppløsning styres av avstanden mellom elektrodeuttakene. Med 10 meter mellom elektrodene er det mulig å se 130 meter dypt sentralt i profilet, men her er ikke oppløsningen særlig god. Kabler med 5 meter mellom elektrodene er på en måte en kompromissløsning med moderat oppløsning og dybderekkevidde (ca 60 meter). Mest detaljer får en frem med 2 meter mellom elektrodene, men her er dybderekkevidden begrenset til ca 25 meter. Selve målingene, som blir styrt av en PC, blir vanligvis foretatt med en Wenner elektrodekonfigurasjon som fungerer best ved horisontale lag. Andre elektrodekonfigurasjoner som bl.a. gir større lateral oppløsning (dipol-dipol og Slumberger) kan også benyttes, men dette gir lengre måletid, og kan i noen tilfeller være beheftet med noe mer støy.

2.2 Inversjon, beregning av fysisk modell.

Ved alle resistivitetsmålinger måles en tilsynelatende resistivitet. Denne representerer et veid middel av alle resistiviteter som er innenfor målingens influensområde. For å finne den spesifikke resistivitet i ulike deler av undergrunnen, en fysisk modell, må data inverteres. Dette utføres ved at undergrunnen deles opp i blokker som tilordnes en bestemt resistivitetsverdi. Denne blir så justert i flere trinn (iterasjoner) inntil responsen (pseudoseksjonen) fra den teoretiske modellen blir mest mulig lik pseudoseksjonen fra de målte data.

Resistivitetsmålingene blir invertert ved bruk av dataprogrammet RES2DINV (Loke 2001). Det er mulig å benytte forskjellig inversjonsmetoder (Least Square og Robust) og det kan eksperimenteres med forskjellige inversjonsparametere, dempningsfaktorer og forskjellige filtre som favoriserer vertikale eller horisontale strukturer. Dette gir ikke noen endringer i hovedtrekkene i de inverterte profilene, men mindre avvik i detaljer.

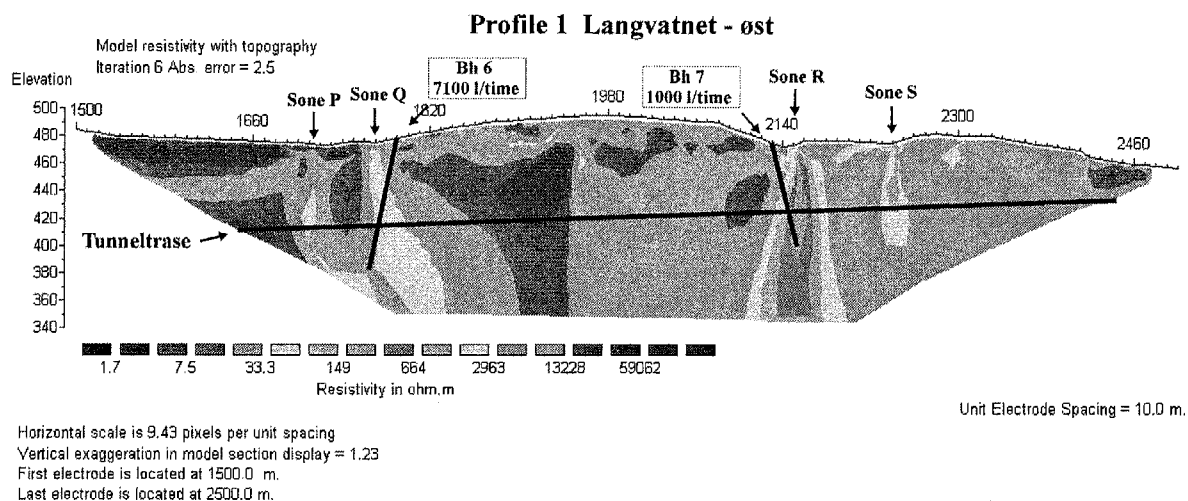


Figur 3: Oppdeling av bakken i blokker og tilordning av målte verdier av tilsynelatende resistivitet.

2.3 Tolkning, geologisk forståelse av fysisk modell.

Ved den geologiske tolkningen av fysiske modeller er det viktig å vite hvilken elektrisk ledningsevne (motstand) de ulike materialtypene har. Figur 4 viser resultater fra et profil målt langs østenden av Lunner-tunnelen, en del av den nye vegforbindelsen mellom Hadeland og Gardermoen. Denne tunnelen var et hovedobjekt ved prosjektet "Miljø- og Samfunnstjenlige tunneler" og ut fra erfaringer fra oppfølgende boringer, borehullslogging og erfaringer fra selve tunneldrivingen, har fått et godt bilde av hva de enkelte resistivitetsverdier betyr ingeniørgeologisk.

Profilen viser flere vertikale soner med redusert resistivitet. Disse faller sammen med de soner som var kartlagt av ingeniørgeolog på forhånd (sonene P til S). Mot to av sonene er det boret to brønner (Bh6 og Bh7). Sone Q gav betydelige vannmengder mens sone R gav noe vann, men her ble det også påvist ustabile masser i form av ras i borehullet. Denne sone forårsaket også store problemer under tunneldrivingen. Under de rådende geologiske forhold kunne en konkludere med at resistivitetsverdier større enn 5000 ohm.m representerer massivt normalt drivbart fjell. Soner med resistivitet i områder 500 til 5000 ohm.m er vannførende, mens soner med resistivitet lavere enn 500 ohm.m kan i tillegg til vannproblemer representere ustabil fjell. Denne undersøkelsen viser at i tillegg til å påvise svakhetssoner i fjell, kan teknikken også bidra til karakterisering av fjellkvalitet.



Figur 4: Invertert modell fra Lunnertunnelen. Soner med lav resistivitet faller sammen med depresjoner i terrenget og soner kartlagt ingeniørgeologisk tidligere (Rønning og Dalsegg 2001, Rønning 2003)).

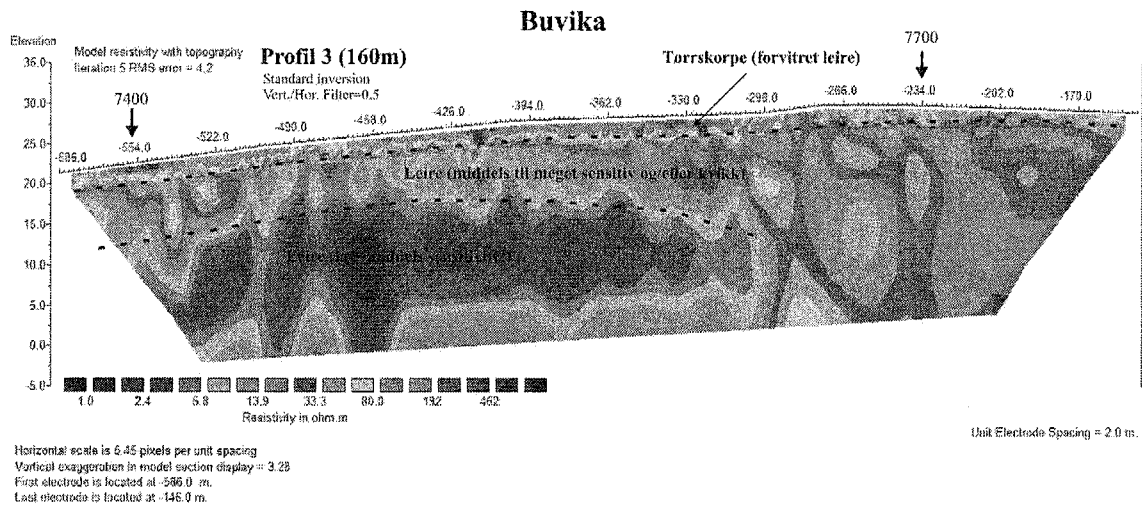
3. KARAKTERISERING AV LEIRE I BUVIKA, SØR-TRØNDELAG.

Byggingen av E 39 fra Klætt til Orkanger i Sør Trøndelag har vært en utfordring for geoteknikere. Store deler av dagsonen går igjennom kvikkleireområder ved tettstedene Buvika og Børse i Skaun kommune. Dette og tilgang på store mengder data fra Vegvesenet og firmaet som står for utbyggingen (Skanska Norge AS), førte til at doktorgradsarbeidet til Inger-Lise Solberg ble lagt til Buvika. Som en del av oppgaven ble evaluering av resistivitetsmålinger for kartlegging og karakterisering av leire foreslått.

Omvandlingen av marin leire til kvikkleire skjer som kjent ved utvasking av saltet i leira. Redusert saltinnhold fører til høyere elektrisk motstand (resistivitet) og ut fra dette skulle en kunne karakterisere leirekvalitet ved resistivitetsmålinger. Fenomenet ble så vidt berørt i et doktorgradsstudie ved NTH tidlig på 80-tallet (Berger 1983), men på det tidspunktet fantes ikke moderne måleutstyr og inverteringsrutiner slik en har i dag. Likevel ble det konkludert med at "elektriske sonderinger kan brukes til å kartlegge variasjoner i saltinnholdet i leire". I Sverige er moderne resistivitetsmålinger anvendt ved studier av kvikkleire (Dahlin m.fl. 2001, Rankka m. fl. 2004). Målingene anbefales benyttet i de tilfeller der større områder skal undersøkes, og hvor hurtige variasjoner kan være kritisk for plassering av borer. NGI har utviklet en sonde som kan måle in situ resistivitet i finkornige masser, men denne er ikke benyttet i større omfang (Harald Westerdahl, personlig meddelelse).

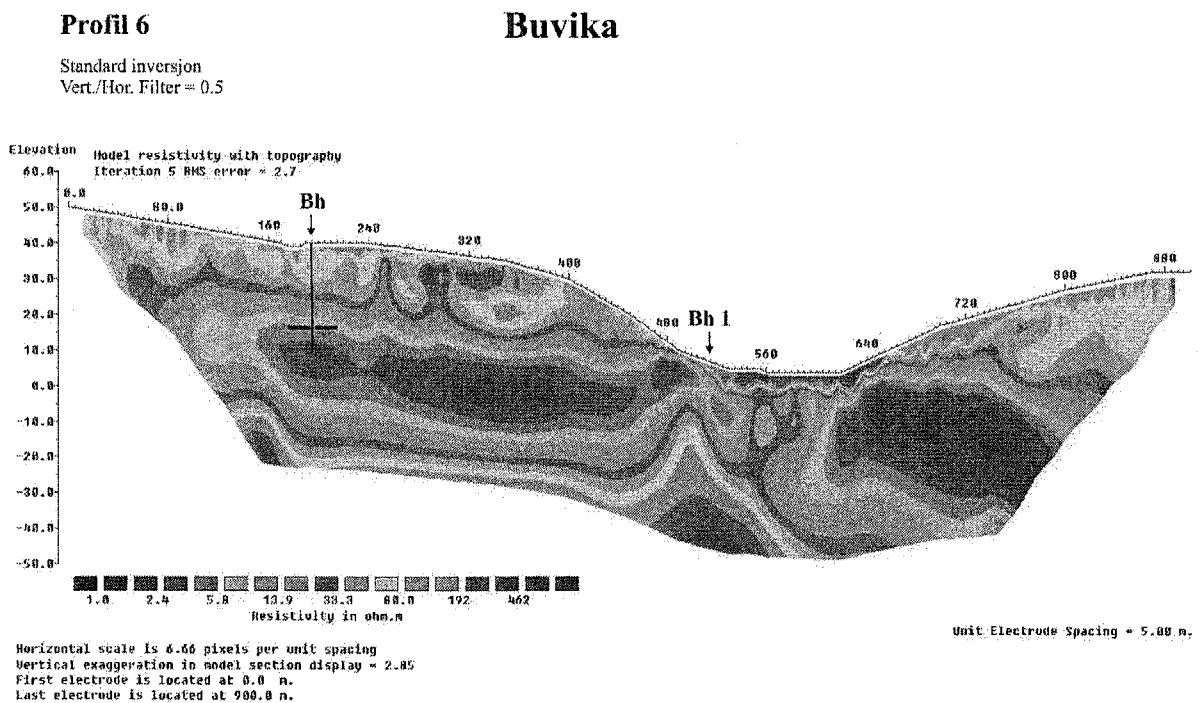
Et eksempel på et resistivetsprofil i et kvikkleireområde fra Buvika er vist i figur 5. Profilet er målt med elektrodeavstand 2 meter, og på grunn av dette er dybderekkevidden begrenset til ca 25 meter. Essensielt kan det identifiseres 3 resistivetslag. Øverst finner vi et 2 – 3 meter mektig lag med resistivetsverdier i området 80 til ca 500 ohm.m. Dette laget er tolket som tørrskorpeleire, og lengst mot høyre er dette laget fjernet som en del av forberedelsene til vegarbeidet. Under dette laget varierer resistiviteten mellom ca. 10 og 80 ohm.m. Boringer langs profilet viser meget god korrelasjon mellom denne lagpakken og påvist kvikkleire (middels til meget sensitiv) i området. Under denne lagpakken er resistiviteten lavere enn ca. 10 ohm.m. Boringene viser her leire med lav til middels sensitivitet. Denne resistivetsmodellen er i overensstemmelse med undersøkelser fra andre områder i Trøndelag (Berger

1983) og erfaringer fra Sverige (Dahlin m.fl. 2001, Rankka m.fl. 2004). Profilet viser ellers hurtig skiftende verdier noe som har sammenheng med benyttet elektrodeavstand.

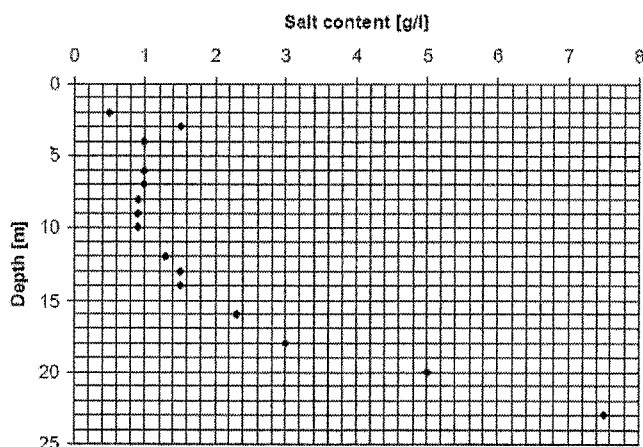


Figur 5: Resistivitet langs profil 3 i Buvika.

Figur 6 viser et annet eksempel på resistivitetsprofil fra Buvika. Dette er målt med elektrodeavstand 5 meter og har følgelig en større dybderekkevidde. En merker seg også at bildet er mer utglattet. Boring 4 ved koordinat 190 viser at det er kvikkleire ned til ca 16 meters dyp. Herfra og ned til ca 23 meter øker saltinnholdet i porevannet gradvis fra 1,5 g/l til 7,5 g/l (se figur 7), og leira blir mer og mer stabil. Resistivitetsdata er sammenholdt med geotekniske boredata i en prosjektoppgave ved NTNU (Helle 2004). Borehull 1 (Bh1) viser at det under et lag av intakt salt leire finnes kvikkleire, og det konkluderes i dette arbeidet med meget godt samsvar mellom resistivitetsdata og boredata.



Figur 6: Resistivitet langs profil 6 i Buvika. Boring ved koordinat 190 refereres til som nr 4 (Helle 2004).



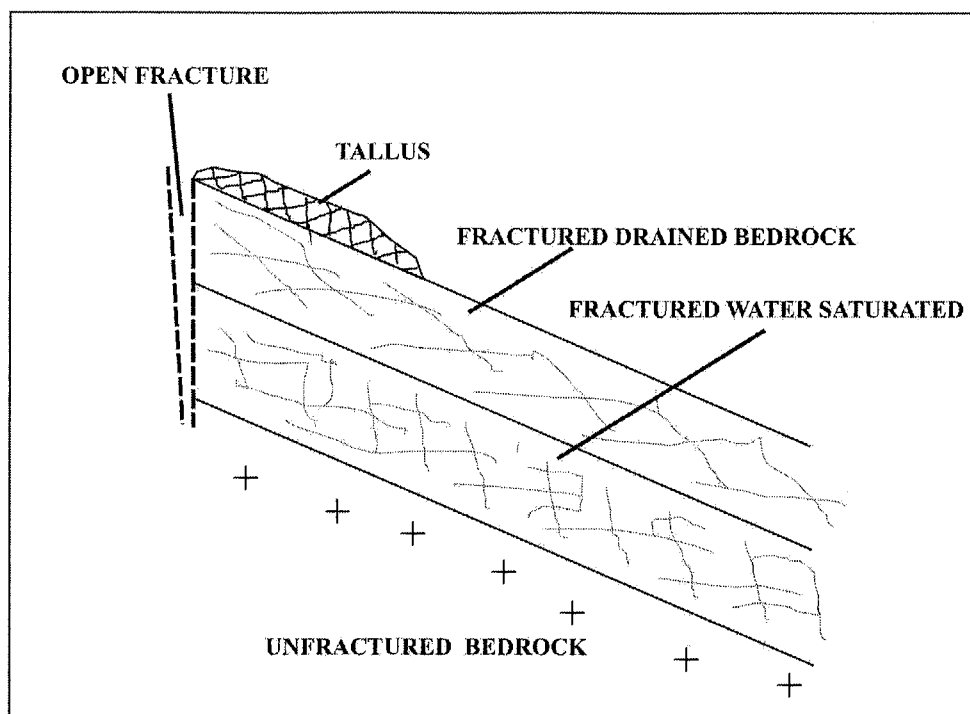
Figur 7: Saltinnhold i porevann fra borehull 4, Buvika (ICG-5 2004, Helle 2004).

Ut fra det arbeidet som er utført i Buvika og tidligere arbeider i Trøndelag (Berger 1983) og i Sverige (Dahlin m.fl. 2001, Rankka m.fl. 2004) har vi følgende arbeidshypotese: Resistivitet lavere enn ca 8 ohm.m. representerer stabil salt leire, resistivitet fra ca. 10 ohm.m og opp mot ca 80 ohm.m kan være kvikk, men dette kan også representere stabil videreutviklet leire eller mer siltige masser. Arbeidet i Buvika indikerer også at sistnevnte intervall kan representere en videre utvikling av kvikkleire til stabil leire uten at ioneinnholdet i porevannet øker. Ut fra denne modellen vil vi kunne friskmelde områder der resistiviteten er lavere enn ca 8 ohm.m, mens områder med høyere resistivitet må testes ved boringer.

4. UNDERSØKELSE AV USTABILT FJELL VED ÅKNES, MØRE OG ROMSDAL.

Et ustabilt fjellparti ved Åknes i Stranda kommune på i Møre og Romsdal ble identifisert på midten av 80-tallet, og det ble startet overvåking for å følge med utviklingen. Senere undersøkelser indikerte at dette ustabile fjellpartiet kunne være større enn først antatt, og i et samarbeid mellom kommunene, fylkeskommunen, NGU og ICG ble det sommeren 2004 foretatt oppfølgende undersøkelser for å få et bedre bilde av hvilke prosesser og hvor stort volum som virkelig var involvert. Som et ledd i dette ble det lagt inn ulike geofysiske målinger.

Forut for undersøkelsene ved Åknes ble det skissert en modell for det ustabile partiet (se figur 8). I fjellsiden rett under den aktive sprekken så en for seg en lagmodell bestående av stedvis ur på toppen, et parti med intenst oppsprukket fjell som var drenert, et mulig parti med oppsprukket fjell som var vannmettet og under dette uforstyrret gneis. I tabell 1 er det listet hvilke variasjoner en kunne forvente i noen forskjellige fysiske parametrene i denne modellen. På grunnlag av dette ble det valgt å gjøre forsøk med refraksjonsseismikk, refleksjonsseismikk, georadar og 2D resistivitetsmålinger.



Figur 8: Geologisk modell for det ustabile fjellpartiet ved Åknes i Stranda kommune.

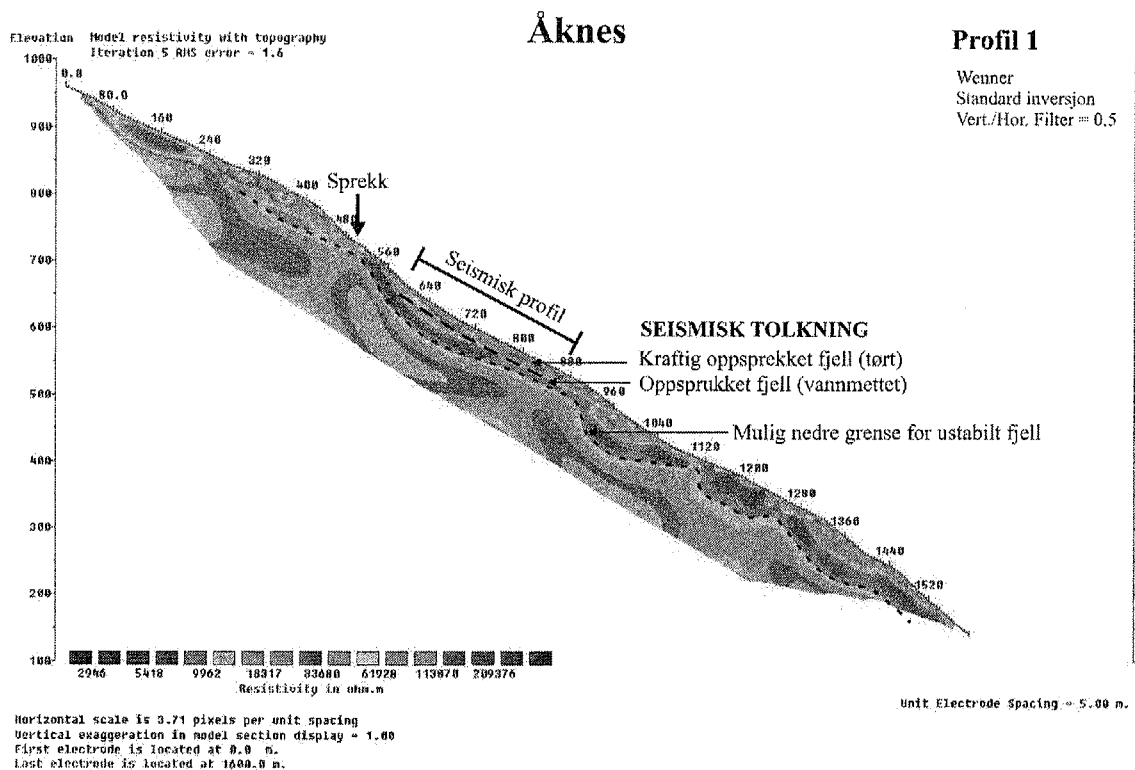
Geologisk enhet	Seismisk hastighet	Dielektrisk konstant	Elektrisk motstand
Ur (Tallus)	Spesielt lav	Spesielt høy	Spesielt høy
Oppsprukket tørt fjell	Lav	Høy	Spesielt høy
Oppsprukket vannmettet fjell	Moderat	Lav	Moderat
Uforstyrret fjell	Høy	Moderat	Høy

Tabell 1: Antatte variasjoner i utvalgte fysiske egenskaper for de ustabile fjellmassene ved Åknes, Stranda kommune.

De refleksjonsseismiske målingene fra Åkneset gav ingen relevant informasjon. Dette skyldes hovedsakelig at området er sterkt oppsprukket og stedvis er det mye skredmasser, noe som demper den høyfrekvente energien. Massene er i seg selv ugunstig for refleksjonsseismikk, og skuddpunktene ble utilstrekkelig preparert. Tolkningen av det ene refraksjonsseismiske profilet som ble målt viser en lagfølge av ca. 5 meter med ur/skredmasser, ca. 20 meter med kraftig oppsprukket fjell over moderat oppsprukket fjell. På grunn av at området var meget steilt og stedvis ufremkommelig, ble det ikke skutt langt nok ut til at en kunne påvise uforstyrret fjellmasser. Målinger med georadar og spesielt lav frekvens (25 MHz) viste en penetrasjon opp mot 25 meter, men dette var ikke tilstrekkelig til å avdekke et mulig vannspeil i det antatte oppsprukne fjellpartiet.

Resultater fra det første resistivitetsprofilet som ble målt høsten 2004 er vist i figur 9. Gjennomgående i store deler av profilet avdekkes en lagfølge bestående av materialer med resistivitet i området 20 – 50 kohm.m over masser med resistivitet i området 3 – 10 kohm.m. Under dette igjen øker resistiviteten til over 10 kohm.m igjen. Ved å sammenholde denne lagfølgen med resultatene fra refraksjonsseismikken kan en tolke frem følgende lagdeling: kraftig oppsprukket tørt fjell over vannmettet oppsprukket fjell som igjen hviler på massivt

fjell. Den totale mektigheten av oppsprukket fjell synes å variere fra 0 til opp mot 60 – 70 meter. Stedvis fremkommer områder med meget høy resistivitet (større enn 50 kohm.m) og dette synes å representere grov ur og skredmasser.



Figur 9: Invertert resistivitet og refraksjonsseismisk tolkning langs profil 1 ved Åknes, Stranda kommune.

Den undulerende formen på det oppsprukne fjellet er i ettertid bekreftet ved struktur-geologiske studier i Åknes-lia. Resistivitetsmålinger er betydelig mindre ressurskrevende og mindre destruktive enn refraksjonsseismikk, og på grunn av dette ble det ved nye undersøkelser i 2005 målt nye ca. 6 km med 2D resistivitet i den bratte fjellsida ved Åknes. Disse nye profilene viser samme lagfølge, og at mektigheten av det oppsprukne fjellpartiet kan være enda større. Boringer utført i 2005 bekrefter modellen.

5. KONKLUSJON.

Moderne resistivitetsmålinger ser ut til å være et meget viktig verktøy i evalueringen av "geohazards". Ved leirundersøkelser ser det ut til at en kan skille mellom leire med intakt saltinnhold og utvasket leire. Det er imidlertid ikke mulig å skille mellom kvikkleire og leire som er forbi det kvikke stadiet, eller mellom kvikkleire og mer siltige masser. Innenfor undersøkelser av ustabile fjellparti, kan resistivitetsmålinger påvise oppsprukket fjell og angi mektigheten av dette. Ved Åknes i Stranda kommune har metoden vært meget nyttig kartleggingsfasen. Også i tunnelsammenheng kan metoden bidra til redusert risiko for ras på stuff.

6. REFERANSER.

Berger, B. 1983: Geofysiske metoder anvendt i ingeniørgeologiske undersøkelser. Dr.Ing-oppgave ved NTH, Institutt for Petroleumsteknologi og anvendt geofysikk.

Dahlin, T. 1993: On the Automation of 2D Resistivity Surveying for Engineering and Environmental Applications. Dr. Thesis, Department of Engineering Geology, Lund Institute of Technology, Lund Univesity. ISBN 91-628-1032-4.

Dahlin, T., Larsson, R., Leroux, V., Svensson, M. & Wisen, R. 2001: Geofysik I släntstabilitetsutredningar. Statens Geotekniska Institut (SGI) Rapport 62.

Helle, T. E. 2004: ICG 5 – E39 Vigda, Buvika. Profile 3 – Natural. Prosjektoppgave, Institutt for Bygg, Anlegg og Transport, NTNU.

ICG-5 2004: ICG 5-E39 Vigda, Buvika. Borehole 4, Profile 3 Data Report.

Loke, M.H. 2001: RES2INV ver. 3.4. Geoelectrical Imaging 2D & 3D. Instruction manual. www.geoelectrical.com.

Rankka, K., Andersson-Skøld, Y., Hulten, C., Larsson, R., Leroux, V. & Dahlin, T. 2004: Quick clay in Sweden. Statens Geotekniska Institut (SGI) Rapport 65.

Rønning, J.S. 2003: "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler". Sluttrapport fra delprosjekt A: Forundersøkelser. Statens vegvesen, Publikasjon nr. 102.

Rønning, J.S. og Dalsegg, E. 2002: Tunnelprosjektet. Geofysiske målinger Langvatnet - øst, Lunner, Oppland. NGU Rapport 2002.106. Statens Vegvesen, Miljø- og Samfunnstjenlige tunneler Rapport nr. 21.

En spesiell honnør rettes til Einar Dalsegg som gjennom uker har lempet på tunge kabler og elektroder i sleipe nyployde åkrer i Buvika og i nesten ufremkommelige fjellsider ved Åkneset.

RISIKOKARTLEGGING AV KVIKKLEIRESKRED

Risk Assessment of Quick Clay Slides

Siv. Ing. Odd Gregersen, NGI

SAMMENDRAG

I løpet av de siste 25 årene er det gjennomført kartlegging og risikoklassifisering av potensielt skredfarlige kvikkleireområder på Østlandet og i Trøndelag. Til sammen 1 500 faresoner med et totalt areal på ca 500 km² er lokalisert. Arbeidene er utført av NGU og NGI på oppdrag fra Statens Naturskadefond, Statens Kartverk og NVE. Det er utarbeidet faresonekart som viser lokalitet og faregrad-, konsekvens- og risikoklasse, ref. www.ngu.no/Skrednett.

Klassifiseringen er basert på en metode utviklet ved NGI og gir en kvalitativ vurdering av forholdene. Metoden er beskrevet i det etterfølgende.

Prosjektet har hatt to hovedmålsettinger:

- å etablere en faglig/økonomisk basis for utvelgelse av områder i arbeidet med sikring av skredutsatte områder
- å utvikle et verktøy for sikker arealplan- og byggesaksbehandling i områder med potensiell skredfare

Retningslinjer for arealplan- og byggesaksbehandling i skredutsatte områder er under utarbeidelse samt at det pågår arbeid for å implementere retningslinjene i lovverket/eksisterende veiledninger. Likeledes er det under utarbeidelse en veiledning for geoteknisk rådgivning for vurdering av stabilitet der kvikkleire utgjør fare for skred.

SUMMARY

The paper describes a method of classification of potential quick clay hazard zones. The zones are classified according to five risk classes, based upon evaluation of consequence and probability. The method is simple, and requires little resources as all data are collected from existing information only. All the 1 500 previously mapped potential quick clay zones at Østlandet and in Trøndelag are now classified. The results are presented on maps of probability, consequence and risk, ref. www.ngu.no/Skrednett.

The risk classification is the basis for all stability actions, such as supplementary soil investigations, stability analysis or preventive measures. The probability classification is the basis for all municipal area planning.

1 INNLEDNING

Siden kvikkleireskredet i Rissa, april 1978, har myndighetene arbeidet systematisk med å fremskaffe informasjon for å redusere faren for fremtidige kvikkleireskred. I perioden 1981 til 1998 ble det gjennomført en kartlegging av potensielt skredfarlige kvikkleireområder på Østlandet og i Trøndelag. Kartleggingen dekker 80 % av areal marin leire i Norge og resulterte i lokalisering av ca 1 500 faresoner med et samlet areal på ca 500 km². Resultatene fremgår av faresonekart. Arbeidet ble utført av NGU og NGI på oppdrag fra Statens Naturskadefond og av Statens Kartverk, Gregersen (1989). I perioden 2000 til 2005 har det, på oppdrag fra NVE, vært gjennomført en risikoklassifisering av de samme faresonene. Hensikten med risikoklassifiseringen har vært å skille de farligste sonene fra de mindre farlige. Dette vil gjøre faresonekartene til et mer effektivt verktøy i arbeidet med å redusere faren for skred. Hovedmålsettinger er at kartene skal benyttes aktivt ved arealplanlegging, ved byggesaksbehandling samt ved prioritering av behov for sikringstiltak i skredutsatte områder.

Denne artikkelen gir en kort beskrivelse av metoden som ligger til grunn for risikoklassifisering, resultater av klassifiseringen, eksempler på utførte sikringstiltak samt omtale av pågående arbeid for implementering av kunnskapen i regelverket og i den geotekniske prosjekteringen.



Figur 1 Utsnitt av kvartærgeologisk kart over Romerike, inntegnet gamle skredgroper

2 METODE FOR KLASSIFISERING

Klassifiseringen består i å evaluere sannsynligheten for at skred skal utløses (faregrad) samt å evaluere konsekvensen ved at skred inntreffer (skadekonsekvens). Evaluering av faregrad og skadekonsekvens gjøres for hver enkelt sone. Risiko = faregrad x skadekonsekvens. Metoden som er benyttet er utviklet ved NGI og gir en kvalitativ vurdering av forholdene, NGI (2001).

Faregrad og skadekonsekvens er delt inn i tre klasser etter resultatet av evalueringen:

Faregrad:	Lav	Middels	Høy
Skadekonsekvens:	Mindre alvorlig	Alvorlig	Meget alvorlig

Risiko er inndelt i fem klasser, hvorav 5 er høyeste klasse.

2.1 Faregrad

Faregrad skal gjenspeile graden av usikkerhet med hensyn til områdets stabilitet. Dette gjøres ved evaluering av topografiske, geotekniske og hydrologiske forhold som vist i tabell 1.

Tabellen omfatter de viktigste faktorene som påvirker faregraden. Hver av faktorene vurderes på grunnlag av kriteriene som er angitt i tabellen etter en skala fra 0 til 3. I tillegg har faktorene fått et vekttall, -3 til +3, avhengig av hvilken betydning de er tillagt relativt til hverandre. Poengverdien for hver faktor fremkommer som produktet av score og vekttall. Poengene for de ulike faktorene summeres. Summen bestemmer hvilke faregradklasse sonen får. Høy poengverdi gir høy faregrad. Som det fremgår, kan en sone få maksimalt 51 poeng.

Tabell 1 Evaluering av faregrad

Faktorer	Vekt tall	Score			
		3	2	1	0
Tidligere skredaktivitet	1	Høy	Noe	Lav	Ingen
Skråningshøyde, meter	2	>30	20 – 30	15 – 20	<15
Tidligere/nåværende terrengnivå (OCR)	2	1,0-1,2	1,2-1,5	1,5-2,0	>2,0
Poretrykk	3	> + 30	10 – 30	0 – 10	Hydrostatisk
Overtrykk, kPa	-3	> - 50	-(20 – 50)	-(0 – 20)	
Undertrykk, kPa					
Kvikkleiremektighet	2	>H/2	H/2-H/4	<H/4	Tynt lag
Sensitivitet	1	>100	30-100	20-30	<20
Erosjon	3	Aktiv/glidn.	Noe	Lite	Ingen
Inngrep:	3	Stor	Noe	Liten	Ingen
forverring	-3	Stor	Noe	Liten	
forbedring					
Sum		51	34	16	0
% av maksimal poengsum		100 %	67 %	33 %	0 %

2.2 Skadekonsekvens

Skadekonsekvens skal gjenspeile faren for at liv skal gå tapt, skade på mennesker, økonomiske tap og verdiforringelse, samt fare for at viktige samfunnsmessige funksjoner skal stoppe opp. Dette gjøres ved evaluering av graden av urbanisering i sonen: antall boenheter, arbeidsplasser og infrastruktur som vist i tabell 2.

Tabellen omfatter de viktigste faktorene for skadekonsekvens. Hver av faktorene vurderes på grunnlag av kriteriene som angitt på tabellen etter en skala fra 0 til 3. I tillegg har faktorene fått et vekt-tall, 1-4, avhengig av hvilke betydning de er tillagt relativt til hverandre. Poengverdi for hver faktor fremkommer som produktet av score og vekt-tall. Poengene for de ulike faktorene summeres. Summen bestemmer hvilken skadekonsekvensklasse sonen får. Høy poengverdi gir høy skadekonsekvens. Som det fremgår kan en sone få maksimalt 45 poeng.

Tabell 2 *Evaluering av skadekonsekvens*

Faktorer	Vekt-tall	Score			
		3	2	1	0
Boligheter, antall	4	Tett > 5	Spredt > 5	Spredt < 5	Ingen
Næringsbygg, personer	3	> 50	10 – 50	< 10	Ingen
Annen bebyggelse, verdi	1	Stor	Betydelig	Begrenset	Ingen
Vei, ÅDT	2	>5000	1001-5000	100-1000	<100
Toglinje, baneprioritet	2	1 – 2	3 – 4	5	Ingen
Kraftnett	1	Sentral	Regional	Distribusjon	Lokal
Oppdemning/flom	2	Alvorlig	Middels	Liten	Ingen
Sum poeng		45	30	15	0
% av maksimal poengsum		100 %	67 %	33 %	0 %

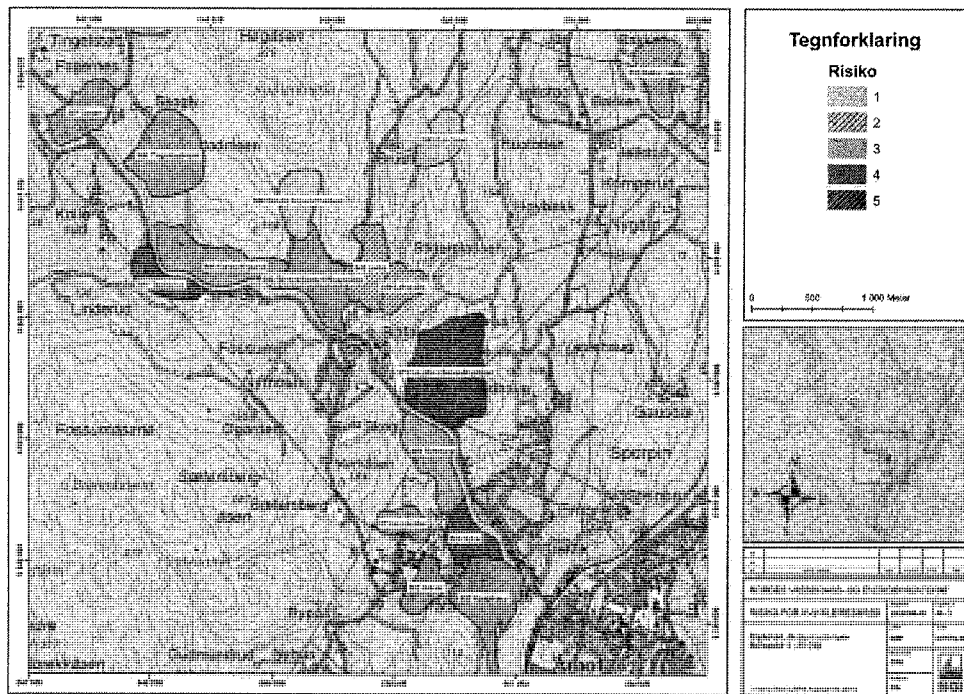
2.3 Inndeling i klasser

Fordeling av sonene mellom de forskjellige klassene er basert på resultatet av evaluering av 228 soner fra Østlandet og Trøndelag. De 228 sonene antas å være et representativt utvalg for alle kartlagte soner, og utgjør ca 15 % av totalt antall.

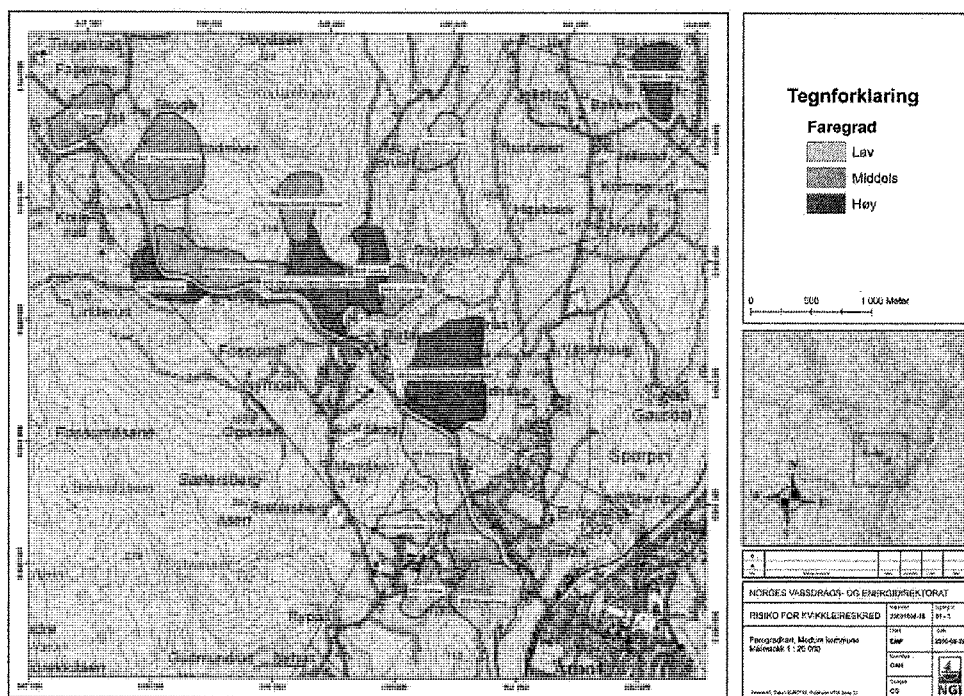
En viktig målsetting for klassifiseringen er å oppnå en god spredning av sonene på de forskjellige klassene. Dette er oppnådd ved at de 228 sonene er fordelt mellom klassene i et på forhånd bestemt forhold. For faregrad og skadekonsekvens er det valgt en fordeling mellom de tre klassene på henholdsvis 25 %, 50 % og 25 % av antall soner. For risiko er det valgt en fordeling på henholdsvis 5 %, 20 %, 50 %, 20 % og 5 % av antall soner.

3 PRESENTASJON AV RESULTATER

Resultatene av evalueringene presenteres på temakart, henholdsvis faregradkart, skadekonsekvenskart og risikokart. Kartene viser beliggenheten av de ulike sonene, deres utstrekning og klasse. Sonene er markert med rød farge av ulik styrke, slik at høyeste klasse har den mørkeste fargen. Kartene legges ut på www.ngu.no/Skrednett etter hvert som de ferdigstilles.



Figur 2 Utsnitt av risikokart for Modum kommune



Figur 3 Utsnitt av faregradkart for Modum kommune

4 TILTAK FOR Å SIKRE SKREDFARLIGE OMRÅDER

Det ene hovedmålet med kartleggingsarbeidene er å etablere en faglig/økonomisk basis for prioritering av områder som skal sikres mot skred. Det er derfor *risikoevalueringen*, som er et mål for den belastning samfunnet kan bli påført ved at det inntreffer et skred, som legges til grunn for denne prioriteringen.

4.1 Supplerende undersøkelser

En første fase i arbeidet med å sikre potensielt skredfarlige området vil være å gjennomføre supplerende grunnundersøkelser. Som oftest foreligger det lite informasjon om grunnens beskaffenhet som grunnlag for evalueringene. Supplerende grunnundersøkelser vil gi et bedre grunnlag for klassifiseringen, samt å gi en mer nøyaktig avgrensning av sonenes utstrekning. Grunnundersøkelsene vil også gi grunnlag for å utføre stabilitetsanalyser samt å vurdere behovet for eventuelle sikringstiltak. NGIs forslag til videre aktivitetsplan er vist i den etterfølgende matrisen.

Tabell 3. Videre aktiviteter som funksjon av risikoklasse

Aktivitet	Risikoklasse			
	1/2	3	4	5
Grunnundersøkelser	Ingen	Kan være behov for mer pålitelig bestem. av faregrad: dreietrykk, CPTU og poretrykk.	Påkrevet med mer pålitelig bestem. av faregrad og stab: dreietrykk, CPTU og poretrykk.	Påkrevet med mer pålitelig bestem av faregrad og stab.: dreietrykk, CPTU og poretrykk.
Stabilitetsanalyser	Ingen	Kan vurderes	Påkrevet	Påkrevet
Tiltak	Ingen	Lite sannsynlig	Kan være behov	Kan være behov

Som det fremgår foreslås det utført supplerende grunnundersøkelser for soner i risikoklasser 4 og 5, det vil si for ca 25 % av totalt antall soner. For soner i risikoklasse 1 og 2 vil det ikke bli foreslått utført noen form for videre undersøkelser. For soner i klasse 3 vil det bli foretatt en individuell vurdering av behovet.

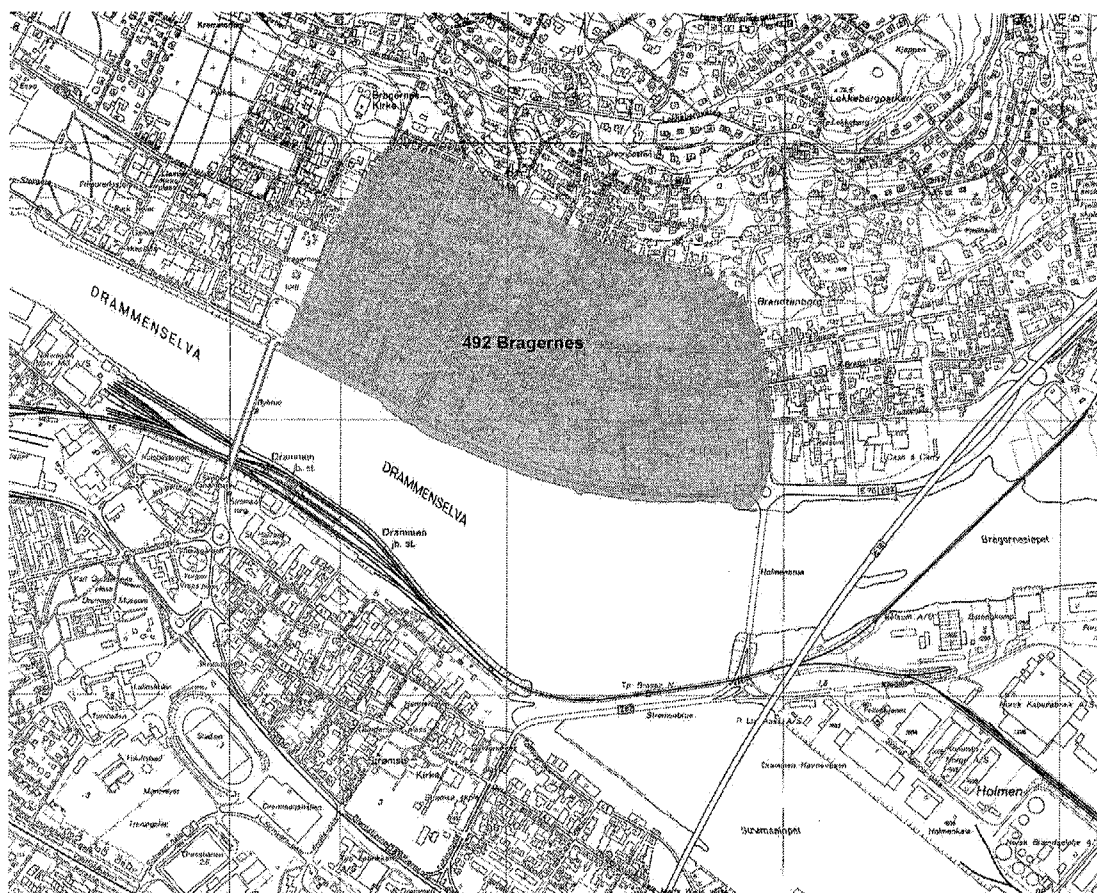
4.1 Eksempler på utførte undersøkelser og sikringstiltak

De utførte evalueringene har avdekket behov for supplerende grunnundersøkelser på en rekke steder. Hittil er det utført supplerende undersøkelser langs Skien-/Porsgrunnselva, i Drammen, i Lier og langs nedre del av Glomma.

Langs Skien-/Porsgrunnselva avdekket de supplerende grunnundersøkelsene tilfredsstillende sikkerhet på flere steder. Det er her allerede gjennomført omfattende sikringsarbeider. Ytterligere sikringsarbeider er under planlegging.

Også i Lier og langs nedre del av Glomma har undersøkelsene avdekket behov for sikring av områder. Tiltak er under planlegging

Evalueringen av sonene i Drammen viste at sone Bragernes, som utgjør en sentral del av Drammen by, ble klassifisert i høyeste risikoklasse, figur 4, NGI (2005).



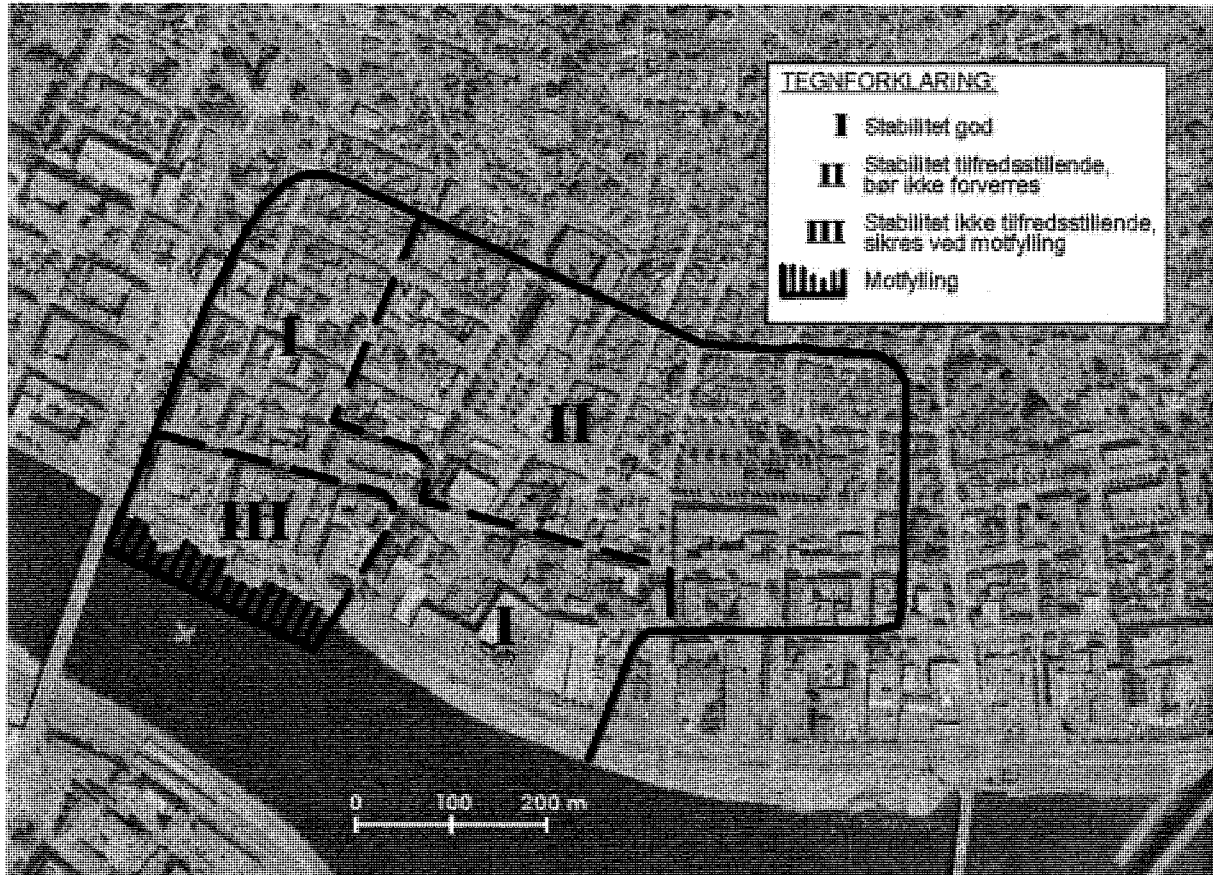
Figur 4. Evalueringen plasserte faresone Bragernes i høyeste risikoklasse

Drammen kommune og NVE besluttet straks å igangsette supplerende undersøkelser i sonen. En relativ omfattende undersøkelse ble gjennomført, omfattende CPTU-forsøk, poretrykkmålinger, prøvetaking med blokkprøver samt treaksial- og direkte skjærforsøk.

På grunnlag av resultatene av stabilitetsanalyser er sonen delt inn i tre delsoner, figur 5.

- Delsone I har tilfredsstillende sikkerhet. Anleggsvirksomhet forventes her ikke å medføre kritisk områdestabilitet.
- Delsone III har i dag utilstrekkelig sikkerhet ut mot elven. Ved etablering av stabiliserende motfylling ute i elven, vil delsonen III oppnå tilfredsstillende sikkerhet. Motfylling er under planlegging og forventes gjennomført i løpet av 2006-2007.
- Delsone II har akseptabel sikkerhet under dagens forhold. Forverring av sikkerheten må imidlertid her unngås. Ved en hver form for anleggsvirksomhet i delsonen II, vil

det kreves en viss forbedring av sikkerheten mot skred i alle faser av utbyggingen så vel som permanent. Terrengforholdene samt den eksisterende bebyggelsen gjør imidlertid at tradisjonelle sikringstiltak som terrengavlastninger og motfyllinger er vanskelige å gjennomføre. Aktuelle tiltak vil være å forsterke grunne, for eksempel kalk-/sementpeler, permanente forankrede spuntvegger og lignende.



Figur 5. Faresone Bragernes, inndelt i delsoner på grunnlag av stabilitetsforhold

5 PLAN- OG BYGGESAKSBEHANDLING I FAREOMRÅDER

Det andre hovedmålet med kartleggingsarbeidene er at arealplan- og byggesaksarbeid i potensielt skredfarlige områder skal kunne utføres på en sikker måte. Det er derfor faregradevalueringen, som er et mål for hvor stor fare det er for at et skred skal inntreffe, som legges til grunn for dette arbeidet.

Det er i den forbindelse utarbeidet "Veiledning for arealplanlegging og byggesaksbehandling". Tabell 4 viser hovedtankene i veiledningen. Kravene til prosjekteringsnivåer vil avhenge av type byggeprosjekt (inndelt i fire kategorier) og den aktuelle sonens faregradklasse.

Av tabellen fremgår det, at det i noen situasjoner, forlanges utført selvstendige faregradevalueringer for utbygningsområdet, samt at det forlanges utført ekstern kontroll av prosjekteringen. Disse kravene har det tidligere ikke vært vanlig å stille i forbindelse med geoteknisk prosjektering.

NVE ønsker å implementere veiledningen om bygging i kvikkleireområder inn i egne veiledninger for arealplanlegging og utbygging langs til vassdrag. Arbeidene vil ventelig være avsluttet i løpet av 2006.

Tabell 4. Krav til geoteknisk prosjekteringsnivå

Prosjektkategori	Faregradklasser		
	Høy	Middels	Lav
A. Tilflytting av mennesker: Boliger, skoler, institusjoner, industri- og næringsbygg o.l.	Faregrad Stabilitet Ekstern kontroll	Faregrad Stabilitet Ekstern kontroll	- Stabilitet Ekstern kontroll
B. Viktige samfunnsmessige funksjoner: Hovedveier, toglinjer, VAR-anlegg og sentralt kraftnett o.l.	Faregrad Stabilitet Ekstern kontroll	Faregrad Stabilitet Ekstern kontroll	- Stabilitet Ekstern kontroll
C. Ingen tilflytting, påvirker stabiliteten: Veier, grøfter, planeringer og oppfyllinger, o.l.	- Stabilitet Ekstern kontroll	- Stabilitet Ekstern kontroll	- Stabilitet Ekstern kontroll
D. Ingen tilflytting, liten påvirkn. på stab.forholdene: Små tilbygg (< 20 m ²), grunne grøfter (<2 m), mindre planering (<1 000 m ³) og små oppfyllinger (<1 m) o.l.	- Stabilitet -	- - Rettledning Små inngrep	- - Rettledning Små inngrep

Det finnes skredfarlige kvikkleireområder også utenfor de angitte faresonene. Faresonene er resultat av en regional kartlegging og har først og fremst hatt som mål å lokalisere og klassifisere områder hvor det kan være fare for store skred. Det vil derfor alltid være nødvendig at forekomster av kvikkleire kartlegges og skredfare vurderes ved inngrep i områder med marin leire. Dersom kvikkleire blir påvist og topografien tilsier at skredfare kan være tilstede, anbefales at de samme krav legges til grunn for den geotekniske prosjekteringen som ved byggevirksomhet innenfor faresoner.

6. KRAV TIL GEOTEKNISK PROSJEKTERING

Det er av største betydning at geotekniske rådgivere vurderer skredfareproblemet på en mest mulig enhetlig måte. NVE har derfor nedsatt en arbeidsgruppe som har som mål å utarbeide en veiledning for geoteknisk rådgivning ved vurdering av stabilitet og anbefaling av tiltak i områder der sensitiv/kvikk leire utgjør fare for skred. Arbeidsgruppen består av representanter fra større geotekniske rådgivningsmiljøer: Statens vegvesen, Multiconsult, Rambøll og NGI. Arbeidsgruppen skal uttale seg om nødvendig omfang og kvalitet av undersøkelser, type stabilitetsanalyser og sikkerhetsnivåer, samt krav til ekstern kontroll av geoteknisk prosjektering.

7. REFERANSER

Gregersen, O. (1989)
Landsomfattende kartlegging av kvikkleireavsetninger.
Geoteknikkdagen 1989.

NGI (2001)
Metode for klassifisering av faresoner, kvikkleire.
NGI. Rapport 20001008-2.

NGI (2005)
Risiko for kvikkleireskred Bragernes, Drammen.
NGI. Rapport 20041343-1.

VEIBYGGING PÅ KVIKKLEIRE, E-39

Road construction on quick clay, E-39

Siv. Ing. Arne Engen, NGI

Siv. Ing. Bjørn Haavardsholm, Skanska Norge AS

SAMMENDRAG

Til sammen 22 km ny E-39 har både forkortet kjørestrekningen fra Øysand til Orkanger utenfor Trondheim, samt bidratt til at de veifarende har fått en mye mer trafiksikker veistrekning. Halvparten av den nye veien ligger i tunnel, mens resten går i dagen. I bygdene Buvika og Børsa er løsmassene dominert av mektige leiravsetninger med betydelige innskutte lag av kvikkleire. Boringer og seismiske undersøkelser viser dybder til fjell på inntil 125 m i Buvika og inntil 90 m i Børsa.

Dette veiprosjektet er det første i Norge av typen OPS (Offentlig Privat Samarbeid). Arbeidene ble utført i totalkontrakt av Skanska Norge AS med Statens vegvesen/Orkdalsvegen AS som tiltakshaver. Kontraktsummen er på til sammen ca. 1,5 milliarder norske kroner. NGI var geoteknisk konsulent i de områdene i Buvika og Børsa der det var registrert kvikkleire. Disse områdene utgjør til sammen omtrent 3,5 km av den nye veien. Detaljprosjekteringen og anleggsarbeidene startet omtrent samtidig i april 2003, og veien ble offisielt åpnet for trafikk 30. juni 2005, to måneder før opprinnelig planlagt åpningsdato.

Prosjektering og bygging av vei i kvikkleireområdene i Buvika og Børsa har bydd på mange utfordringer. Denne artikkelen setter søkelyset på noen av disse utfordringene, og hvilke tiltak som ble valgt for å løse disse utfordringene.

SUMMARY

A total of 22 km new E-39 has both shortened the driving distance between Øysand and Orkanger outside Trondheim, and also contributed in making a much safer road. Half of the new road consists of rock tunnels. In the communities Buvika and Børsa, the soils are dominated by massive marine clay deposits, with a substantial part consisting of sensitive (quick) clay. Borings and seismic soundings show depths to bedrock up to 125 m.

This road construction project is the first in Norway of the type BOT (Build, Operate, Transfer). The construction work was carried out by the contractor Skanska Norge AS. The total contract sum is about 1.5 billion NOK. NGI has acted as geotechnical consultant in the areas in Buvika and Børsa where quick clay is found. These areas represent 3.5 km of the new road. Detailed design and construction of the road started more or less at the same time in April 2003, and the road was officially opened for traffic on the 30th June 2005, two months ahead of schedule.

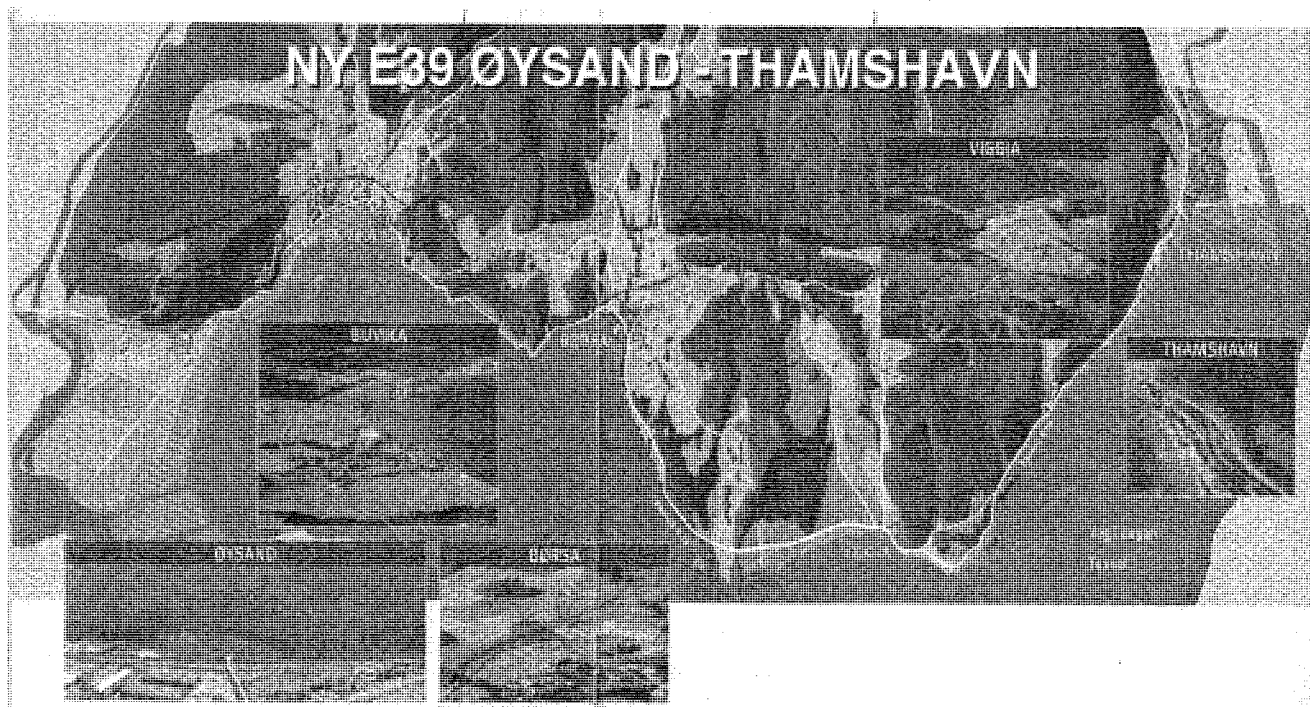
Design and construction of the new road in the quick clay areas in Buvika and in Børsa has presented several challenges. This article highlights some of these challenges, and describes the solutions chosen.

1 INNLEDNING

Den gamle E-39 fra Øysand til Orkanger utenfor Trondheim går langs fjorden, og er stedvis både smal og svingete, der den slynger seg inn og ut av bukter og nes. Veistandarden medførte også at ulykkesfrekvensen var relativt høy. For å bedre på forholdene, ble det besluttet å bygge en ny, moderne Europavei. Etter lang tids diskusjoner om hvor den nye veien skulle ligge, ble det valgt å legge den et stykke vekk fra fjorden. Den ble da delvis liggende i jordbruksområdene bak det meste av bebyggelsen i de tettstedene den passerer. Dette gjelder særlig i bygdene Buvika og Børsa. Videre ligger omtrent halvparten av den nye veien på til sammen 22 km i seks fjelltunneler. I bygdene Buvika og Børsa går den nye E-39 i dagen, med unntak av en ca. 190 m lang kulvert (miljøtunnel) forbi Buvika kirke. I østre del av Buvika og i hele Børsa er løsmassene dominert av mektige leiravsetninger med betydelige innskutte lag av kvikkleire. Boringer og seismiske undersøkelser viser dybder til fjell på inntil 125 m i Buvika og inntil 90 m i Børsa.

Dette veiprosjektet er det første i Norge av typen OPS (Offentlig Privat Samarbeid). Arbeidene ble utført i totalkontrakt av Skanska Norge AS med Statens vegvesen/Orkdalsvegen AS som tiltakshaver. Orkdalsvegen AS er et selskap som er etablert for inngåelse av kontrakten. Selskapet eies 50 % hver av Skanska BOT AB og Laing Roads Ltd. Kontraktsummen er på til sammen ca. 1,5 milliarder norske kroner. I konseptet OPS ligger det at entreprenøren både skal detaljprosjekttere, bygge og drive veien med bompengefinansiering i 25 år etter åpning. Dr. Ing. Aas-Jakobsen AS var hovedkonsulent i forbindelse med prosjekteringsarbeidet, og NGI var geoteknisk konsulent i de områdene i Buvika og Børsa der det var registrert kvikkleire. Disse områdene utgjør til sammen omtrent 3,5 km av den nye veien. Detaljprosjekteringen og anleggsarbeidene startet omtrent samtidig i april 2003, og veien ble offisielt åpnet for trafikk 30. juni 2005, to måneder før opprinnelig planlagt åpningsdato.

Denne artikkelen gir en kort beskrivelse av noen av de utfordringene man sto ovenfor under utbyggingen i kvikkleireområdene, og hvilke tiltak som ble valgt for å løse disse utfordringene.



Figur 1 Beliggenhet av ny E39 fra Øysand til Orkanger

2 NATURLIG SKRÅNING NED MOT ELVEN VIGDA

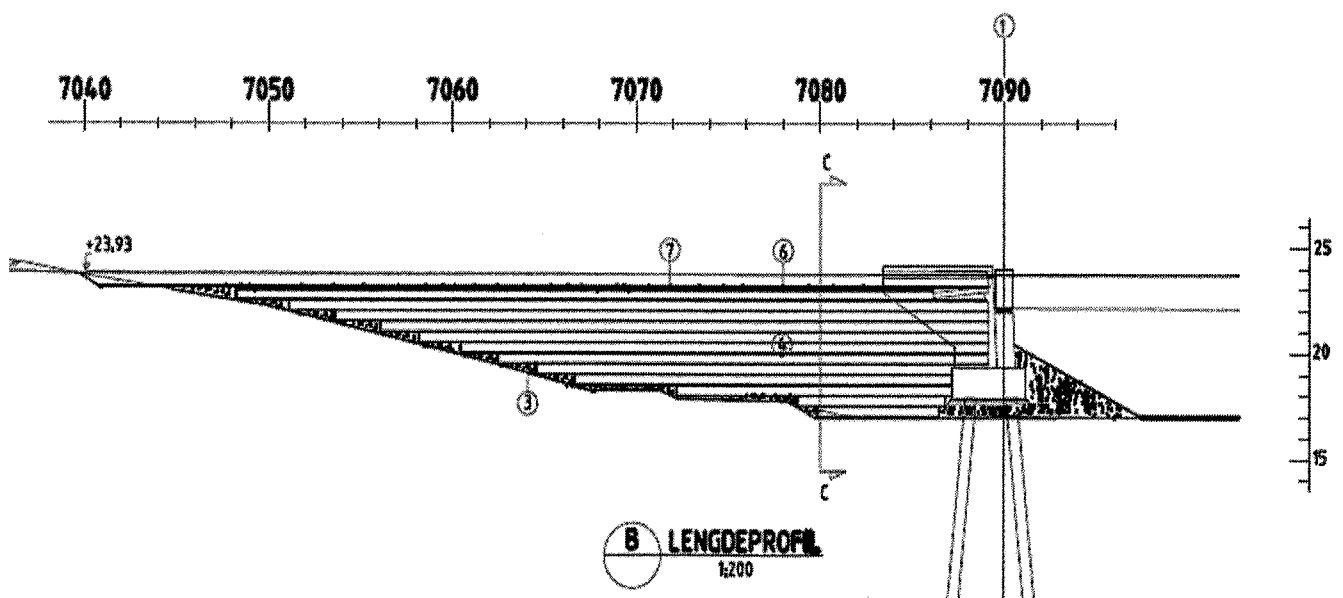
E-39 krysser over elven Vigda i Buvika på en ca. 210 m lang bru. Elveskråningene under brua er omtrent 15 m høye og står stedvis bratt opp fra elvebredden. Særlig gjelder dette på østsiden av elva. Videre bakover er terrenget slakere, men stiger ytterligere 10-15 m.

På vestsiden av elva er det registrert kvikkleire fra like under terreng, mens løsmassene på østsiden består av omtrent 10 m sand og silt over marin leire. Videre strekker kvikkleira seg helt ned mot elva på vestsiden, mens den ser ut til å ligge noe lenger inn i skråningen på østsiden. Fjelloverflaten er registrert 100-125 m under terreng, basert på sonderinger og seismiske undersøkelser.

Beregninger av sikkerheten mot utglidning av skråningen på østsiden av elva før utbyggingen startet, ga verdier ned mot 1,0 for en udrenert korttidstilstand. Effektivspenningsanalyser ga tilfredsstillende sikkerhet.

De lave beregningsmessige sikkerhetene mot utglidning var ikke forenelig med å legge ut tilløpsfyllinger og bygge en bru over Vigda. For å oppnå et fremtidig sikkerhetsnivå som var bedre enn før-situasjonen, ble det derfor utført en rekke tiltak i forbindelse med byggingen av bru over elva. Disse tiltakene var:

- Elveløpet ble flyttet noe lenger ut fra skråningen der den var på sitt bratteste
- Det nye elveløpet ble steinplastret
- Bunn av elveløpet ble hevet 2-3 m
- Det ble lagt ut motfylling der hvor det gamle elveløpet hadde gått
- Den bratteste delen av skråningen ble slaket ut
- Tilløpsfyllingen på østsiden av elva ble bygget opp med EPS, slik at den ikke medførte noen tilleggslast på grunnen under



Figur 2 Oppbygging av tilløpsfylling med EPS

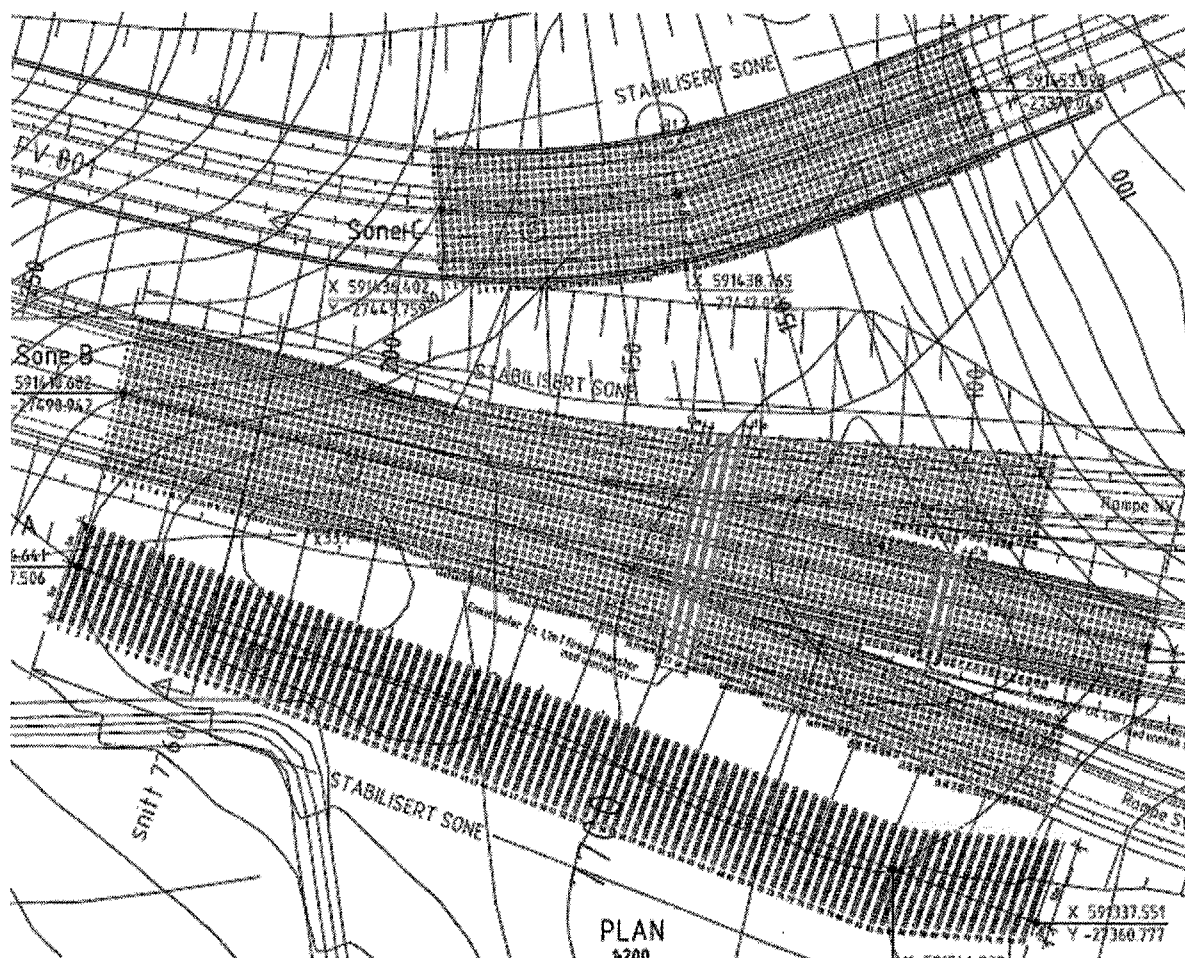
3 DYP SKJÆRING I KVIKKLEIRE

Mellom de to store bruene i Buvika skulle ny E-39 ligge i en inntil 8,7 m dyp skjæring. Skjæringen var til sammen ca. 350 m lang. Løsmassene bestod av tørrskorpe over marin leire. Videre ville traubunn komme ned i kvikkleire over en stor del av denne strekningen. Dybder til fjell er ikke registrert, og fjelloverflaten ligger således mer enn 70 m under terreng.

For å illustrere de dårlige grunnforholdene, kan det nevnes at det rett nord for dette området gikk et stort kvikkleireskred ned mot sjøen i begynnelsen av 1700-tallet. I tillegg utarbeidet NGI i 2002 et risikokart for kvikkleireskred over området, hvor hele den aktuelle veistrekingen ligger i høyeste risikoklasse.

Den beregningsmessige sikkerheten til denne skjæringen var ikke tilfredsstillende ved full utgraving til traubunn, uten noen form for tiltak. Videre så man det som svært problematisk å foreta selve utgravingen godt ned i kvikkleira, uten at gravemaskinene og hjullasterne hadde et rimelig fast underlag å stå på. Det ble derfor besluttet å benytte kalk-sementpeler i denne skjæringen, både for å øke sikkerheten av skjæringsskråningene, samt for å oppnå en fastere traubunn. En fastere traubunn ble sett på som gunstig i anleggsfasen, men også som underlag for veiens forsterkningslag.

Den løsningen man endte opp med på denne strekningen var Ø600 mm kalk-sementpeler i ribber med c/c 1,5 m i øvre del av skråningene (sone A) for å bedre stabiliteten. Ribbene var 14 m lange, og installert lengde var inntil 15 m. På traubunn (sone B og C) ble det satt Ø600 mm kalk-sementpeler som enkeltpeler med c/c 1,1 m. Alle pelene ble installert til samme kote.

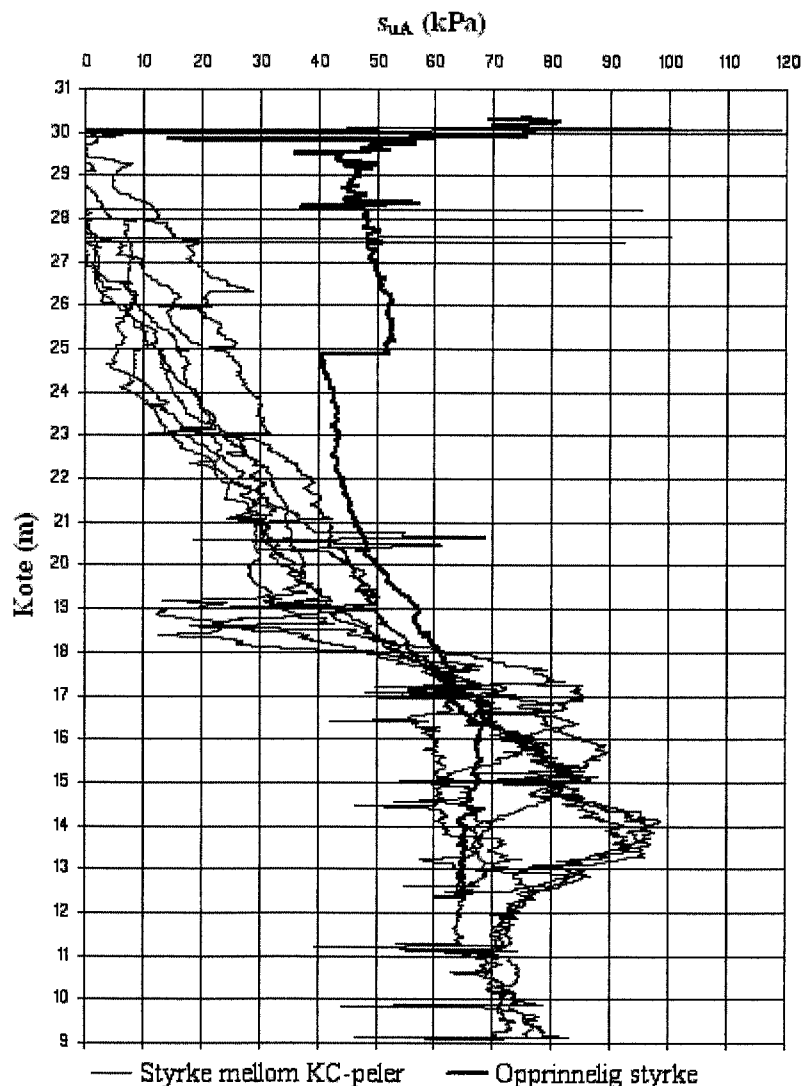


Figur 3 Plan for kalk-sementpeler

Utgravingen av denne skjæringen var forutsatt utført i to graveetapper, med maksimal gravehøyde på 6 m og minimum avstand mellom de to gravestuffene på 20 m. Dermed hadde man tilfredsstillende beregningsmessig sikkerhet på gravestuff.

På tross av at disse restriksjonene stort sett ble fulgt, oppstod det en utglidning av stuff. Denne utglidningen artet seg som en langsom horisontalforskyvning av leirmassene med tilhørende oppsprekking av terrenget bak. Foran stuff dannet det seg en valk av leire. Da glidningen oppsto, var gravehøyden ca. 4 m. Videre var gravestuff brattere enn den maksimale beskrevne helningen på 1:1,5.

Utglidningen av stuff kom overraskende. Noe av årsaken var trolig bratt stuff i kombinasjon med svekket topplag/tørreskorpe pga. blindboring i de øvre tre meterne. Det ble besluttet å utføre en serie med trykksonderinger (CPTU-sonderinger) i den intakte leira mellom ribbene i skråningen og mellom enkeltpelene på traubunn. Ved å sammenligne resultatene fra disse sonderingene med sonderingene utført i dette området forut for installasjon av kalk-sementpeler, ser man tydelig at leira mellom pelene er svekket. Videre er den første meteren rett under underkant peler betydelig svekket. Svekkelsen sees både mellom ribbene og mellom enkeltpelene. En sammenstilling av tolket skjærstyrke før og etter installasjon av kalk-sementpeler nede på traubunn vist på figur 4, demonstrerer tydelig denne svekkelsen.



Figur 4 Tolket styrke fra CPTU

Årsaken til at kvikkleira mellom pelene var så vidt mye påvirket av selve installasjonen, må ligge i metoden som benyttes for å installere pelene. Her blir leire tilsvarende pelens diameter totalt omrørt av vispen på vei ned, hvorpå kalk og sement i en tørr blanding blir pumpet ut i den omrørte leira ved hjelp av lufttrykk. Kalken og sementen medfører at ytterligere masse blir tilført grunnen, med volumtøyninger i mellomliggende leire som resultat. Videre kan det tenkes at tilførselen av kalk og sement ikke startet opp før vispen hadde beveget seg et lite stykke opp fra bunn, alternativt at det ble ekstra mye visping og tilførsel av lufttrykk ved bunn. Desto høyere sensitivitet leira har, desto større grad av sprøbruddoppførsel vil den oppvise, og dermed større svekkelse ved relativt små deformasjoner.

På bakgrunn av resultatene fra de supplerende trykksonderingene mellom kalk-sementpelene, viste nye beregninger at sikkerheten under utgravingen av skjæringen til full dybde ikke lenger var tilfredsstillende. Løsningen ble å avlaste sideterrenget med inntil 3 m langs det partiet hvor skjæringen var på det dypeste, etter avtale med den lokale grunneieren. For å sikre tilfredsstillende internstabilitet i gravefasen, ble gravingen utført i tre etapper med maksimalt 2 m høyde på stuff.

4 LØSMASSETUNNEL ("CUT-AND-COVER") LANGS KIRKEGÅRD

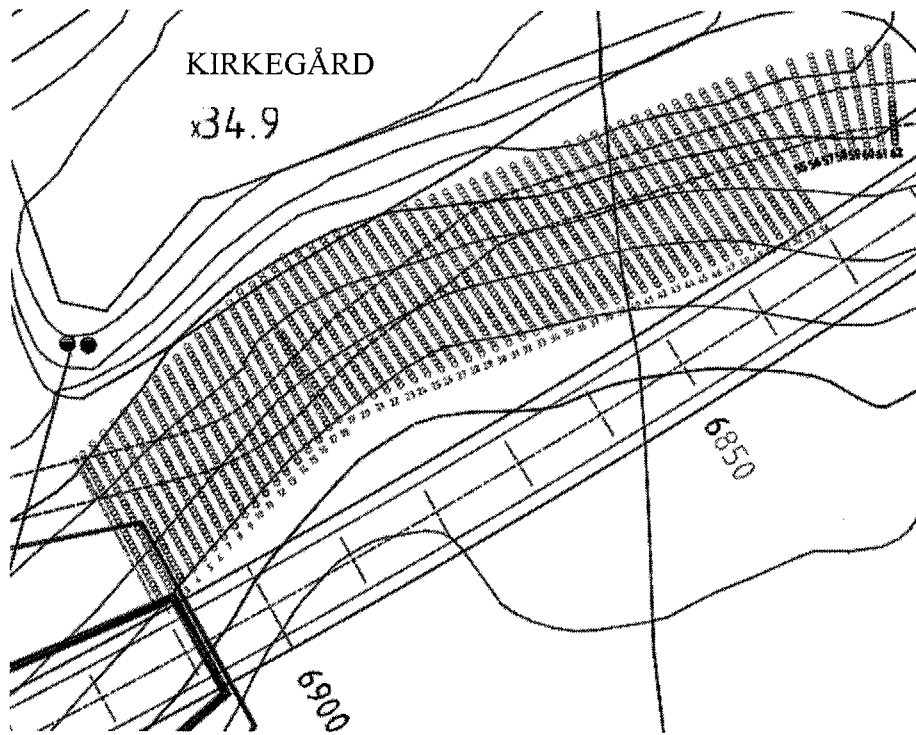
Vestre halvdel av løsmassetunnelen ved Buvika kirke går langs kirkegården. Her var høydeforskjellen fra kirkegården og ned til traubunn for tunnelen ca. 10 m på det meste. Utgravingen kom ned i middels fast leire som er lite til middels sensitiv.

På samme måte som for skjæringen omhandlet i kapittelet over, var den beregningsmessige sikkerheten til denne skjæringen ikke tilfredsstillende ved full utgraving til traubunn, uten noen form for tiltak. Det ble derfor besluttet å benytte kalk-sementpeler for å øke sikkerheten av skjæringsskråningene.

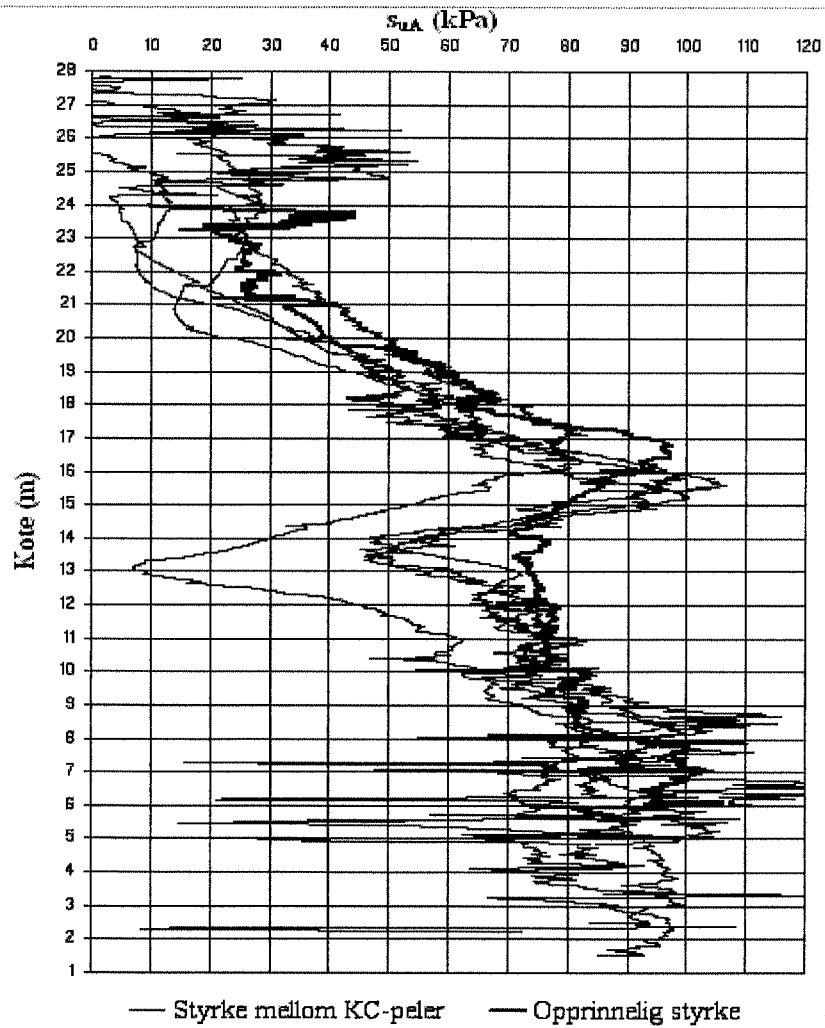
Den løsningen man endte opp med på denne strekningen var å installere Ø600 mm kalk-sementpeler i ribber med c/c 1,5 m mellom kirkegården og traséen for tunnelen. Ribbene var 17 m lange, og installert lengde var inntil 15 m. Alle pelene ble installert til samme kote. Figur 5 viser plan for disse pelene.

Etter at utglidningen på stuff omtalt i kapittelet over fant sted, ble det bestemt at det også skulle utføres en serie med trykksonderinger mellom ribbene med kalk-sementpeler på denne strekningen. Også her viste tolket skjærstyrke fra sonderinger før og etter installasjon av kalk-sementpeler en betydelig svekkelse av den naturlige leira mellom pelene, slik figur 6 viser.

På bakgrunn av resultatene fra de supplerende trykksonderingene mellom kalk-sementpelene, viste nye beregninger at sikkerheten under utgravingen av skjæringen til full dybde ikke lenger var tilfredsstillende med svekket leire mellom ribbene. Løsningen ble å foreta en generell utgraving til 2,5 – 3,0 m over traubunn. Den siste utgravingen ned til traubunn og støping av bunnplate ble så utført i korte seksjoner på 7-8 m, mens vegger og tak i kulverten ble støpt i seksjoner på 15 m lengde. Først når utgraving og støping av én seksjon var gjennomført, kunne naboseksjonen tas. På denne måten oppnådde man en betydelig geometrieffekt når man vurderte sikkerheten for kritiske glidesirkler. Dette innebar at man kunne bygge kulverten uten ytterligere grunnforsterkning eller andre tiltak.



Figur 5 Plan for kalk-sementpeler langs kirkegård



Figur 6 Tolket styrke fra CPTU

5 HØYE FYLLINGER FOR BRU OVER E-39 I BØRSA

I Børsa går Rv. 709 på bru over E-39. Den 40 m lang overgangsbru fundamentert på 38 m lange svevende betongpeler av type P270 MA. Dette medfører til dels høye ramper inn mot overgangsbrua, med fyllingshøyder opp mot 8-9 m.

Grunnforholdene ved denne overgangsbrua kan beskrives som ca. 2 m tørrskorpeleire over bløt, siltig leire. Leira er meget sensitiv/kvikk ned til 15-25 m dybde. Det er boret inntil 40 m under terreng, uten å påtreffe fjell. Risikokartlegging utført av NGI viser at dette området er i nest høyeste risikoklasse.

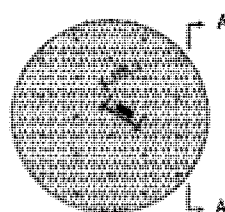
Uten noen form for tiltak, vil den store oppfyllingen for rampene gi uakseptable setninger både av rampene, og av brua på svevende peler samt selve E-39 på grunn av lastspredningen. Disse setningene ville pågått i flere tiår. For å få unnagjort konsolideringssetningene i løpet av anleggsfasen, ble det besluttet å sette prefabrikerte vertikaldren under rampene der fyllingshøyden overskred 3 m. Drenene er 25 m lange og ble satt i trekantmønster med innbyrdes avstand 2 m. Totalt ble det installert 61 000 løpemeter dren. I tillegg var det prosjektert med en ekstra forbelastning på 3 m sprengstein for å oppnå en viss forkonsolideringseffekt når forbelastningen ble fjernet. Nødvendig tid for forbelastning var beregnet til 7-10 mnd.

For å sikre tilstrekkelig stabilitet under oppfyllingen av rampene med overhøyde, ble det satt krav til maksimale høydeforskjeller ned til sideterrenget. Dette kravet medførte noe motfyllinger rundt rampene.

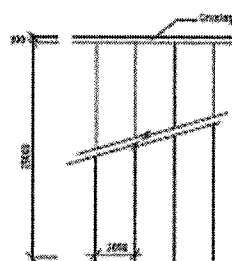
Plan som viser installasjon av vertikaldren er vist på figur 7.

Setninger av rampene og poretrykk i bakken under rampene ble overvåket under hele perioden med forbelastning, ved hjelp av to setningsplater på hver rampe samt fire elektriske piezometre installert 10 og 20 m under opprinnelig terreng. Figur 8 og 9 under viser målte setninger og poretrykk. Som man ser, kom de akkumulerte setningene opp i 85 cm frem til 1/10-2004, da rampene ble asfaltert. Dette er i god overensstemmelse med prognosene forut for oppfylling. Man ser også hvordan det bygger seg opp et poreovertrykk under utlegging av fyllingen, som så sakte avtar over tid.

Tilgangen på sprengstein ble av forskjellige årsaker noe mer forsinket enn opprinnelig tenkt, slik at oppbygging av rampene, og særlig utleggingen av overhøyden, tok lenger tid enn planlagt. Dette medførte både at full overhøyde bare ble lagt ut på selve kjørebane for rampene samt noe ekstra arealer rundt landkarene, og at overhøyden ble liggende i ca. 5 mnd mot de forutsatte 7-10 mnd. Dermed hadde man beregningsmessig oppnådd omtrent 75-80 % konsolidering for hele fyllingsvekten inkludert overhøyde. Dette ble vurdert tilstrekkelig til å hindre fremtidige konsolideringssetninger når overhøyden ble fjernet, men forkonsolideringseffekten ble ikke oppnådd. Hvorvidt dette vil ha noen praktisk betydning for fremtidige setninger på rampene og på overgangsbrua, vil fremtidige setningsmålinger på brua vise.

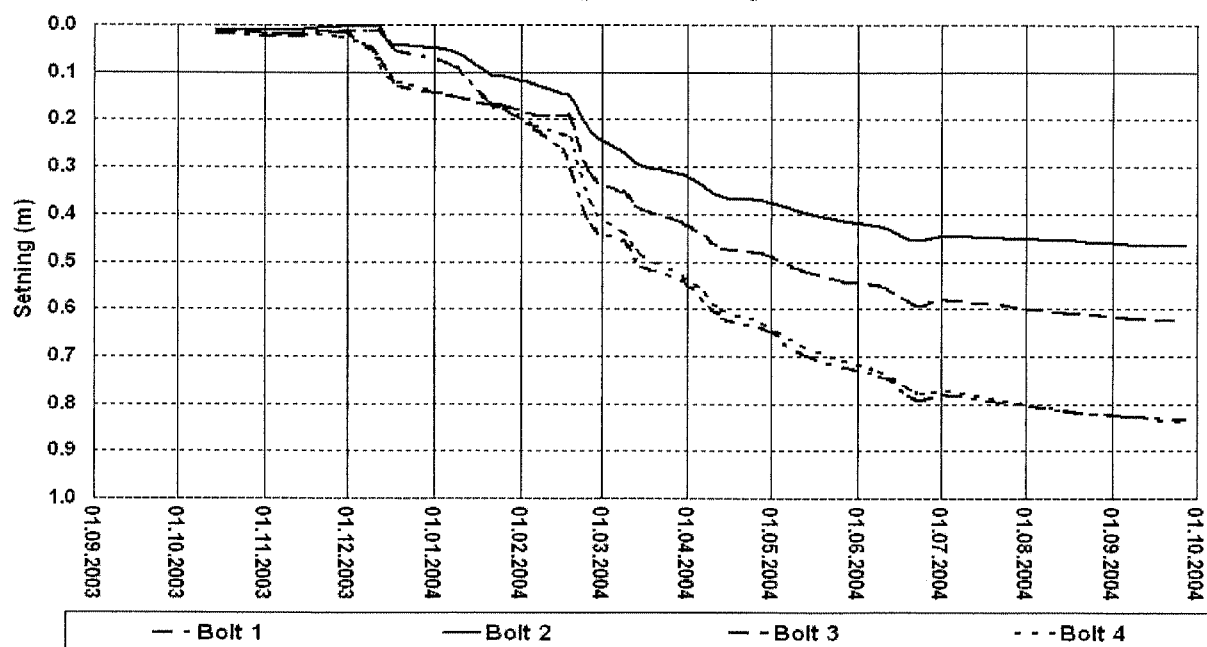


DETAJ
1.500

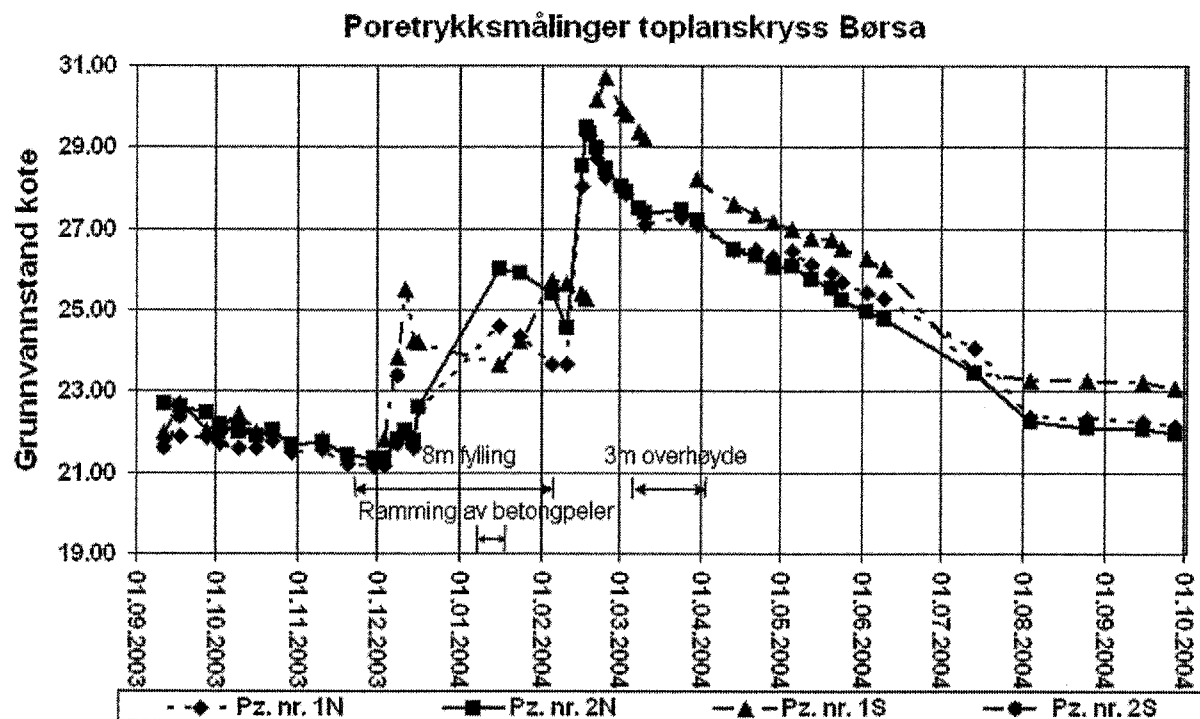


SNITT A
1:100

Setningsmåling - Plankryss Børse



Figur 8 Målte setninger av ramper



Figur 9 Målte poretrykk under ramper

6 PRØVEBELASTNING AV PELER

Bru over Vigda i Buvika er fundamentert på 85-90 m lange, svevende stålrørspeler med dimensjon Ø813/14,2 mm. Videre er bru over Børselva i Børsla fundamentert på 49-71 m lange, svevende stålrørspeler. Her varierer dimensjonene på pelene mellom Ø813/10 mm, Ø813/12,5 mm og Ø1016/10 mm. Alle pelene er utstøpt i de øvre 25 m for å ta opp momentene fra søylene over.

Både ved Vigda og ved Børselva er det utført prøveramming- og prøvebelastningsforsøk. Formålet med disse forsøkene var å bestemme sidefriksjon mellom jord og pel (α -faktor), som grunnlag for beregning av pelenes bæreevne. Samtidig ønsket man å kartlegge rammeegenskapene, spesielt tendensen til plugging.

6.1 Prøvebelastning ved Vigda

De to prøvepelene ved Vigda hadde dimensjon Ø457/12,5 mm og var hhv. 26,7 m og 52,9 m lange. Tilsvarende hadde de to prøvepelene ved Børselva dimensjon Ø406/12,5 mm og begge var 50 m lange.

Pelene ble rammet 17 – 18 juni 2003. Det ble benyttet en Junttan pelemaskin med 5 tonns fallodd. Det ble forboret gjennom tørrskorpelaget. Det ble ikke registrert tegn til faste lag under rammingen.

Prøvebelastning ble utført 14 august 2003, dvs. om lag 8 uker (55 dager) etter ramming.

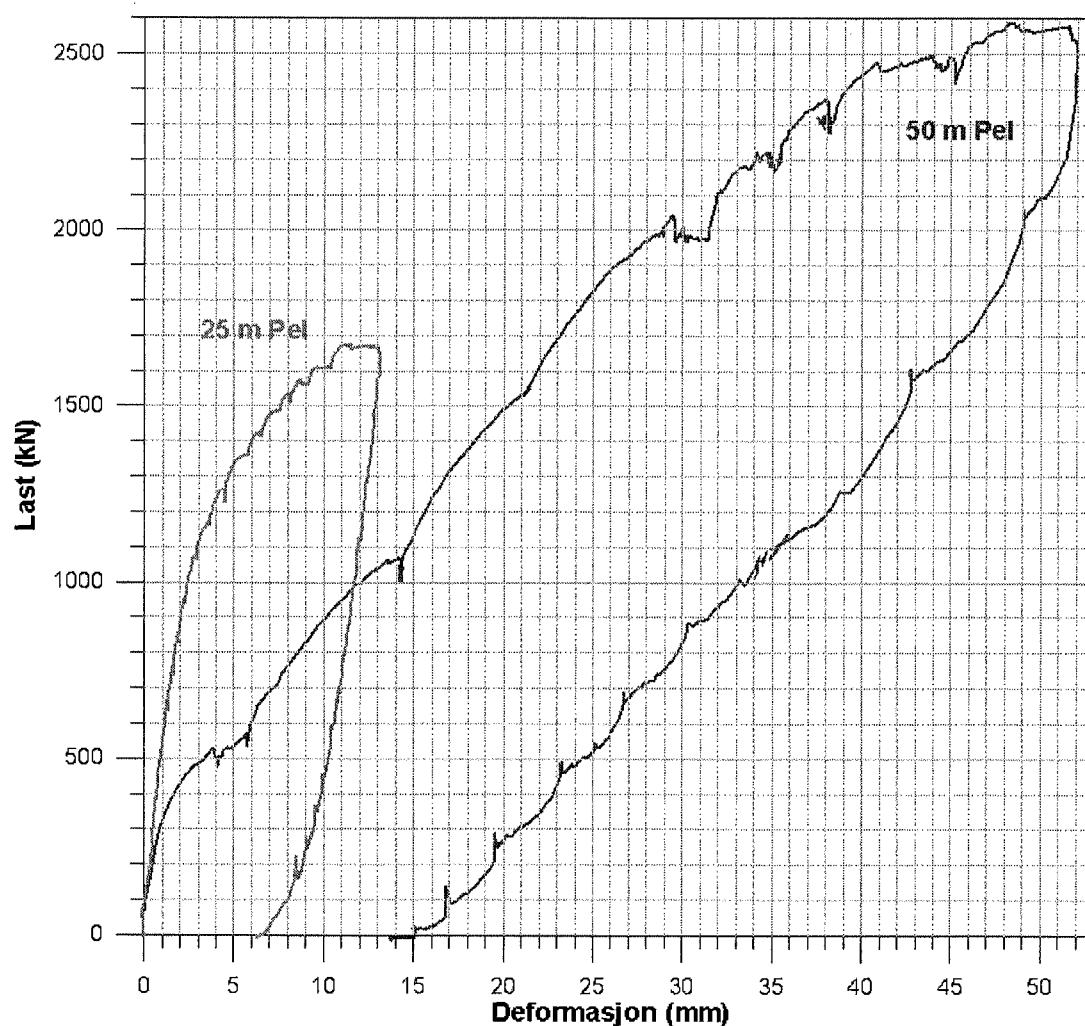
Pelene ble belastet på strekk. Lastene ble påført med hydrauliske jekker. Lasten ble målt indirekte ved måling av oljetrykk i jekkene. Deformasjoner ble målt med elektroniske deformasjonsmålere og kontrollert med måleurl.

Resultatene fra prøvebelastningene er gjengitt i tabell 6.1, og resultatet fra prøvebelastningen 14. august er også vist på figur 10.

Tabell 6.1 Resultater fra prøvebelastning av peler, Vigda

Pel	Lengde pel i jord (m)	Bruddlast (kN)	Deformasjon ved brudd (mm)	Deformasjon etter avlastning (mm)	Merknader
A	26,7	1670	13,1	6,3	
B	52,9	2580	52,1	13,8	

Vigda Bru Peleforsøk Sammenligning Last-deformasjon



Figur 10 Resultat fra prøvebelastning Vigda

Pelene gikk til brudd ved en belastning på hhv. 1670 kN for kort pel og 2580 kN for lang pel. Den korte pelen viser en betydelig stivere oppførsel enn den lange pelen. En mulig forklaring kan være at sidefriksjonen er svært liten i den øverste delen på grunn av ramming og at pelen henter mesteparten av sin forankringskapasitet i nedre del.

Den korte pelen har en jevn last – deformasjonskurve på hvert lasttrinn. Den lange pelen har en mer ”hakkete” oppførsel. Dette skyldes delvis bytte av jekker, men operatørene i felten opplyser at denne oppfører seg litt annerledes enn den korte pelen. Dette kommer også til uttrykk gjennom tidsseriene.

På forhånd hadde vi utført en beregning av forventet karakteristisk kapasitet av prøvepelene, basert på tolket midlere skjærstyrke fra trykksonderinger utført på stedet. Tolkningen av trykksonderingene var i sin tur basert på laboratorieundersøkelser av blokkprøver. For den korte pelen ligger målt kapasitet mellom beste estimat og høyt estimat, m.a.o. er det meget god overensstemmelse. For den lange pelen er målt kapasitet betydelig lavere enn forventet og ligger nærmere lavt estimat. Kapasitetsøkningen fra 25 til 50 m utgjør bare 900 kN. En mulig årsak kan være at leira blir vesentlig mindre plastisk med dybden (lavere I_p). En annen årsak kan være at dybdeeffekten er større enn forventet. Det er ikke avdekket feil ved målingene eller andre forhold som kan gi grunnlag for å se bort fra denne målingen.

På grunnlag av målte kapasiteter er det foretatt en tilbakeregning av opptredende midlere sidefriksjon (α - faktor) langs pelene. For den korte pelen har vi beregnet en α - faktor lik 0,63, dvs. omtrent som forventet. For den lange pelen gir tilbakeregning en α - faktor så lavt som 0,37. Denne verdien må betraktes som ekstremt lav, og er omtrent halvparten av hva Peleveiledningen anbefaler. Peleveiledningens anbefalinger ville med andre ord ha overestimert kapasiteten med en faktor på to i forhold til målte verdier.

Ved bestemmelse av dimensjonerende kapasitet av fullskala peler for bru over Vigda, ble den utledede α -faktoren fra prøvebelastningsforsøkene lagt til grunn. Videre ble det forsiktig anslått at ”set-up” effekten utgjør en økning i kapasitet etter lang tid på 15 %.

6.2 *Prøvebelastning ved Børselva*

De to prøvepelene ved Børselva hadde dimensjon Ø406/12,5 mm og begge var 50 m lange. Disse pelene ble installert 9. september 2003. Pelene ble rammet åpne med Junttan pelemaskin med 6 tonns fallodd. For å hindre proppdannelse, ble det doret 6-8 m gjennom tørrskorpelaget. Første prøvebelastning ved Børselva ble igangsatt 11. november 2003, ca. 2 mnd etter installasjon. På grunn av feil med en av jekkene, var det vanskelig å opprettholde konstant last på hvert trinn. Bare den ene pelen ble derfor prøvebelastet denne dagen.

Ny prøvebelastning av begge pelene ble utført 20. november. Pelene ble belastet på stekk. Lastene ble påført med hydrauliske jekker. Lastene ble målt indirekte ved måling av oljetrykk i jekkene og kontrollert med lastceller. Deformasjoner ble målt med elektroniske deformasjonsmålere og kontrollert med måleur.

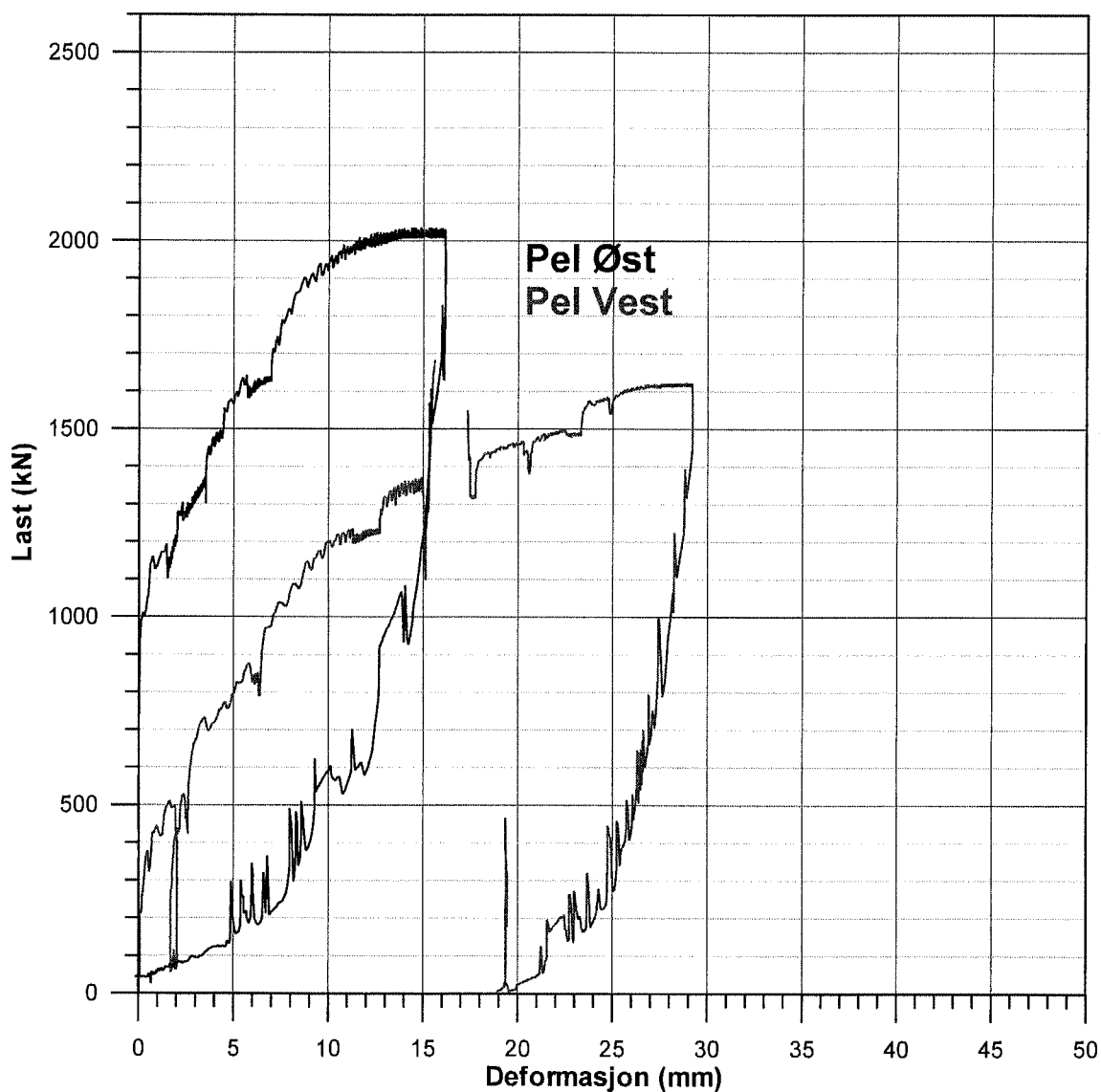
Resultatene fra prøvebelastningene er gjengitt i tabell 6.2 under, og resultatet fra prøvebelastningen 20. november er også vist på figur 10.

Tabell 6.2 Resultater fra prøvebelastning av peler, Børselva

Pel	Lengde pel i jord (m)	Dato rammet	Dato prøve- belastet	Bruddlast (kN)	Deformasjon ved brudd (mm)	Deformasjon etter avlastning (mm)	Merknader
Øst	50	09.09.03	11.11.03	1 920	(40)	-	
			20.11.03	2 030	16	0	
Vest	50	09.09.03	20.11.03	1620	29	20	

Bru over Børselva

Prøvebelastning 20. november 2003



Figur 10 Resultat fra prøvebelastning Børselva

Begge pelene viser relativt lik oppførsel ved første prøvebelastning. Bruddlasten varierer fra 1620 kN til 1920 kN, med en middelvei på 1770 kN.

Pel øst viser en langt stivere oppførsel ved andre gangs prøvebelastning, en drøy uke senere. Samtidig har bruddlasten økt til 2030 kN.

På forhånd hadde vi utført en beregning av forventet karakteristisk kapasitet av prøvepelene, basert på tolket midlere skjærstyrke fra trykksonderinger utført på stedet. Tolkingen av trykksonderingene var i sin tur basert på laboratorieundersøkelser av blokkprøver. Beste estimat for pelekapasitet var 3300 kN, dvs. godt over målt midlere kapasitet på 1770 kN.

Målingene gir ved tilbakeregning en midlere α -faktor på 0,38. Dette er tilsvarende som for den lange pelen ved Vigda. Denne verdien må betraktes som ekstremt lav, og er omtrent halvparten av hva Peleveiledningen anbefaler. Peleveiledningens anbefalinger ville med andre ord ha overestimert kapasiteten med en faktor på to i forhold til målte verdier.

Ved bestemmelse av dimensjonerende kapasitet av fullskala peler for bru over Børselva, ble den utledede α -faktoren fra prøvebelastningsforsøkene lagt til grunn. Videre ble det forsiktig anslått at "set-up" effekten utgjør en økning i kapasitet etter lang tid på 15 %.

7 REFERANSER

Skanska Norge AS (2005)
OPS E39, Klett – Bårdshaug,
Geoteknisk sluttrapport datert april 2005

NGI (2003/2004)
Diverse geotekniske byggeplanrapporter

RV2 KLØFTA - NYBAKK. OMFATTENDE GRUNNUNDERSØKELSER OG OPTIMALISERING AV LØSNINGER MEDFØRTE BETYDELIGE BESPARELSER FOR BYGGHERREN.

Rv2 Kløfta - Nybakk. Extensive soil investigations and optimisation of technical design resulted in considerable cost savings for the Norwegian Public Roads Administration.

Sivilingeniør Sigrun Hernes Ytterbø, Norconsult AS, Sandvika

Sivilingeniør Are Stuvøy, Norconsult AS, Sandvika

Sivilingeniør Øyvind Engelstad, Norconsult AS, Sandvika

SAMMENDRAG

Rv2 mellom Kløfta og Nybakk i Ullensaker kommune består av 9,5 km ny vei i leirterreng. Innledningsvis i arbeidet med byggeplan ble det utført en omfattende optimaliseringsfase der målet var å identifisere tiltak som medførte besparelser for prosjektet. Fasen ble utført i nært samarbeid mellom Statens vegvesen Region øst og Norconsult.

Resultatet av optimaliseringsfasen var blant annet at alle bruene i linja ble endret, antall overgangsruer ble redusert fra 7 til 4 og linja ble betydelig hevet gjennom Hillernskjæringen og vest for Borgen. I Hillernskjæringen lå linja opptil 10 m under dagens terreng, og det var registrert bløt kvikkleire fra ca. 15 m dybde. Det var i detaljplanen forutsatt omfattende kalk-/sementstabilisering for å sikre stabiliteten av skjæringen. Dimensjoneringen var basert på resultater fra enaks- og konusforsøk som viste klare tegn på prøveforstyrrelse. Spesielt i den bløte leira var dimensjoneringsgrunnlaget dårlig. Det ble utført omfattende supplerende grunnundersøkelser bestående av CPTU, opptak av Ø54 mm prøver for utførelse av treaks- og ødometerforsøk samt opptak av blokkprøver i Hillernskjæringen. Dette ga bedre grunnlagsdata for prosjektering av hele linja.

SUMMARY

Rv2 between Kløfta and Nybakk in the municipality of Ullensaker north of Oslo includes 9,5 km new road in an area of large deposits of clay. Before detailed design started, an extensive optimisation of the design was carried out to identify cost savings for the Norwegian Public Roads Administration.

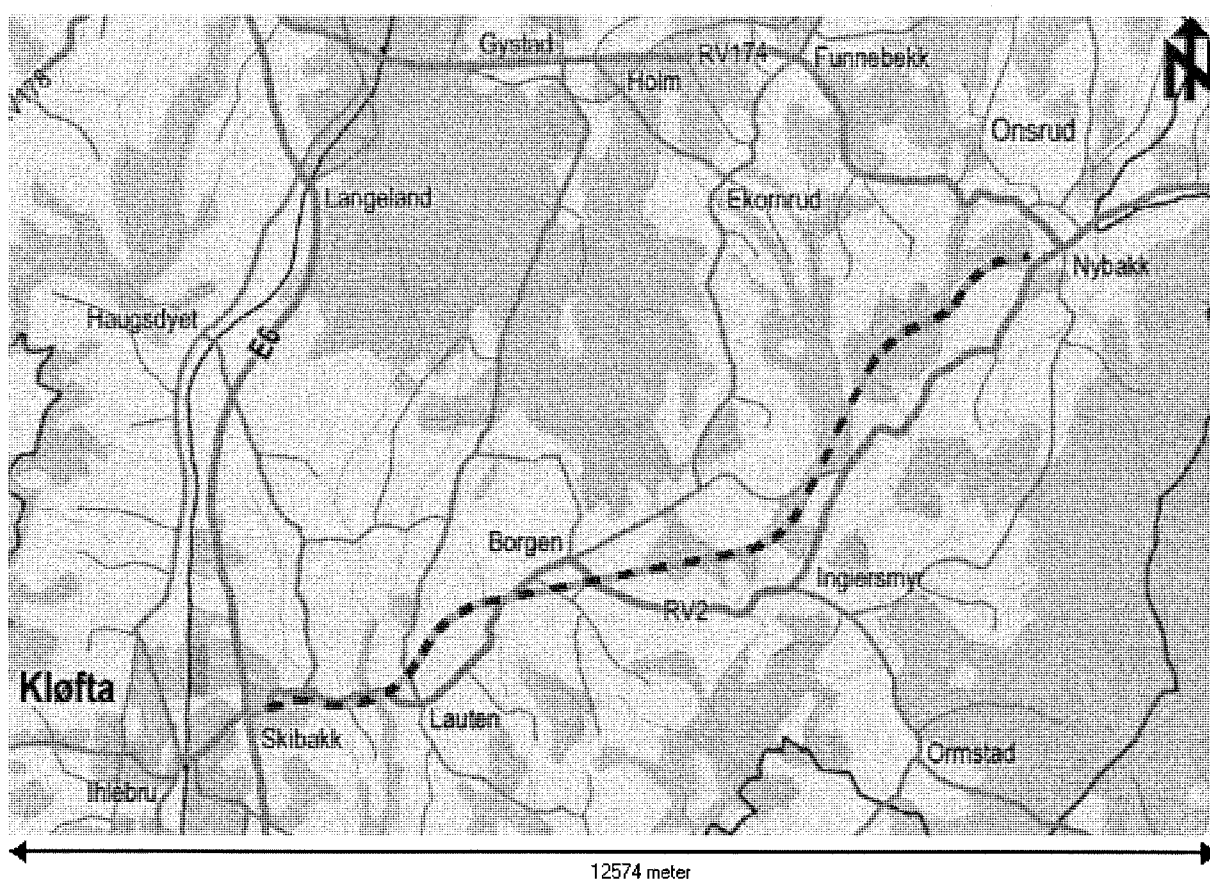
A result of the optimisation was that the design of all bridges was changed, the number of bridges was reduced and the road was considerably lifted through the Hillern cut and west of Borgen. In the Hillern cut the road originally was planned in a 10 m deep cut where it was found quick clay from about 15 m depth. It was in earlier stage of the planning designed extensive lime/cement columns to stabilize the cut. The design was based on results from Ø54 mm tube samples and was influenced by sample disturbance especially in the soft quick clay. Extensive soil investigations including CPTU and block sampling were carried out to obtain improved data on the strength and deformation characteristics of the clay.

1 INNLEDNING

Norconsult AS inngikk kontrakt med Statens vegvesen Region øst (SvRø) i begynnelsen av januar 2004 om utarbeidelse av byggeplan og anbud for bygging av ny Rv2 mellom Kløfta og Nybakk i Ullensaker kommune.

Opprinnelig kontrakt besto av prosjektering av ny vei fra kryss ved E6 på Kløfta og 9550 m østover mot Kongsvinger i leirterreng. Veien skulle opprinnelig bygges med 3- og 2-felt, men har i løpet av prosjekteringsfasen blitt endret til en smal 4-felts vei.

Oppdraget omfattet videre ombygging av eksisterende kryss på Kløfta, 6 bruer i linja, 7 overgangsbruer, kulvert for adkomst til golfbanen på Kløfta og nytt toplanskryss ved Borgen. Figur 1 viser en oversikt over hele strekningen.



Figur 1 Rv2 Kløfta - Nybakk. Oversikt. Ny Rv2 er vist med stiplet linje.

Prosjektet startet med en optimaliseringsfase som er beskrevet nærmere i kapittel 2. Vi har skrevet litt om prosessen og strekningene Hillernskjæringen og Borgen der løsningene fra detaljplanen ble betydelig endret i løpet av arbeidet med byggeplanen.

Grunnforhold og grunnundersøkelser som ble utført i prosjekteringsfasen er beskrevet i kapittel 3, og i kapittel 4 er beregninger av løsning for Hillernskjæringen før og etter optimalisering vist.

2 OPTIMALISERINGSFASE

2.1 Arbeidsprosess

Det var i starten av prosjektet satt av 6 uker til optimalisering av løsninger vist i detaljplanen. I innledende fase av byggeplanen identifiserte Norconsult (NO) i samarbeid med SvRø tiltak som ville medføre besparelser. I kontrakten mellom NO og SvRø var det en klausul som ga NO rett til bonus på tilsvarende 10 % av besparelsen opp til 20 millioner kroner (maksimal utbetaling 2 millioner kroner).

Dette medførte stor vilje til å se på detaljplanen med nye øyne og finne tiltak som kunne medføre besparelser. I denne fasen ble det utført en omfattende prosess internt hos NO og i møter med SvRø for å komme opp med forslag til forbedringer av prosjektet. De fleste fagområder var involvert i denne prosessen og blant annet følgende momenter ble vurdert:

- ❖ heving/senkning av linja
- ❖ utforming av bruene og lengde på disse
- ❖ geotekniske konsekvenser
- ❖ landskapsmessige hensyn

Etter en innledende runde ble det i møte mellom SvRø og NO besluttet å jobbe videre med et prioritert sett med tiltak. Det ble også i denne fasen avholdt et eget idéseminar med oppdragsgiver. De prioriterte tiltakene skulle presenteres i en optimaliseringsrapport. Denne rapporten beskrev i alt 20 tiltak hvorav noen av tiltakene i tillegg beskrev flere alternativer. Samlet innsparingspotensial for alle disse tiltakene var estimert til over 120 millioner kroner.

Det var spesielt to tiltak som hadde stort potensial for besparelser.

- ❖ Heving av linja gjennom Hillernskjæringen (profil 750 - 1100) forbi Hillern gård. Besparelse estimert til over 60 millioner kroner.
- ❖ Heving av linja vest for Borgen samt omlegging av eksisterende Rv2. Besparelse estimert til ca. 14 millioner kroner.

Disse tiltakene er beskrevet nærmere i hhv. avsnitt 2.2 og 2.3.

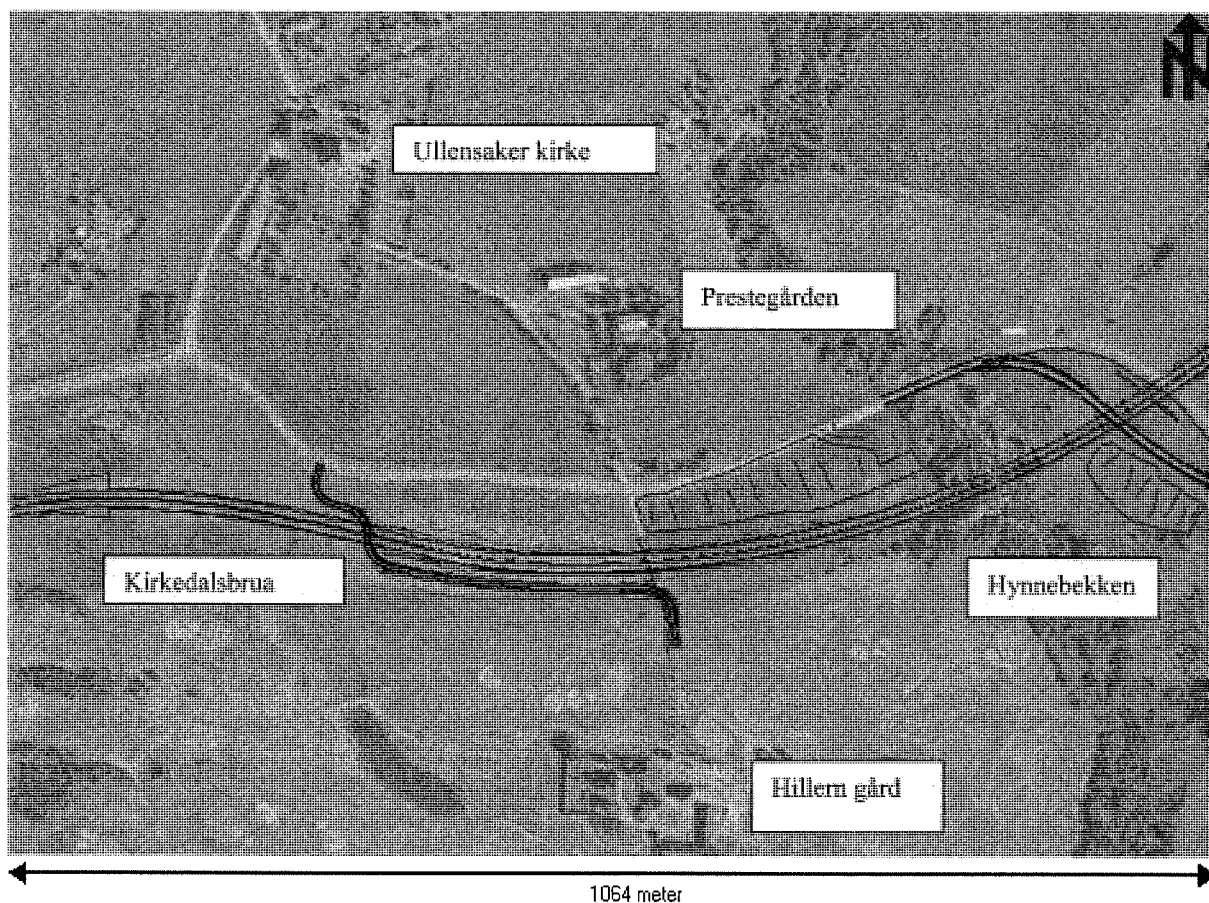
2.2 Hillernskjæringen

I regulert løsning var ny Rv2 ført i en dyp skjæring fra profil 720 til 1150. Inkludert overbygning måtte det traues ut til et nivå opptil 10 m under terreng. Løsningen var svært krevende geoteknisk sett med omfattende bruk av kalk-/sementpeler og kostnadene for å oppnå tilfredsstillende sikkerhet for stabilitet var meget høye. Sannsynligvis krevdes i tillegg tiltak noe utenfor regulert område, herunder inne på golfbanen som ligger helt inn til reguleringsgrensa syd for linja.

I profil 950 var det foreslått en overgangsbru til Hillern gård i samme trasé som eksisterende adkomst til gården. Stigningen fra eksisterende Rv2 og opp på brua er på ca. 10 %. Ved beplantning av bjørketrær var veien opp til Hillern tenkt som forsterkning av akse mellom Hillern gård, Prestegården og Ullensaker kirke. Se bilde nedenfor, figur 2.

Det hadde imidlertid meget store kostnadskonsekvenser å beholde overgangsbru til Hillern ved at dette bidro til å presse hovedlinja ned i Hillernskjæringa. Det ble derfor foreslått en ny løsning med å legge om adkomsten til Hillern gård under Hynnebekken bru og dermed kunne linja heves betydelig gjennom skjæringen. Dette er illustrert på figur 3.

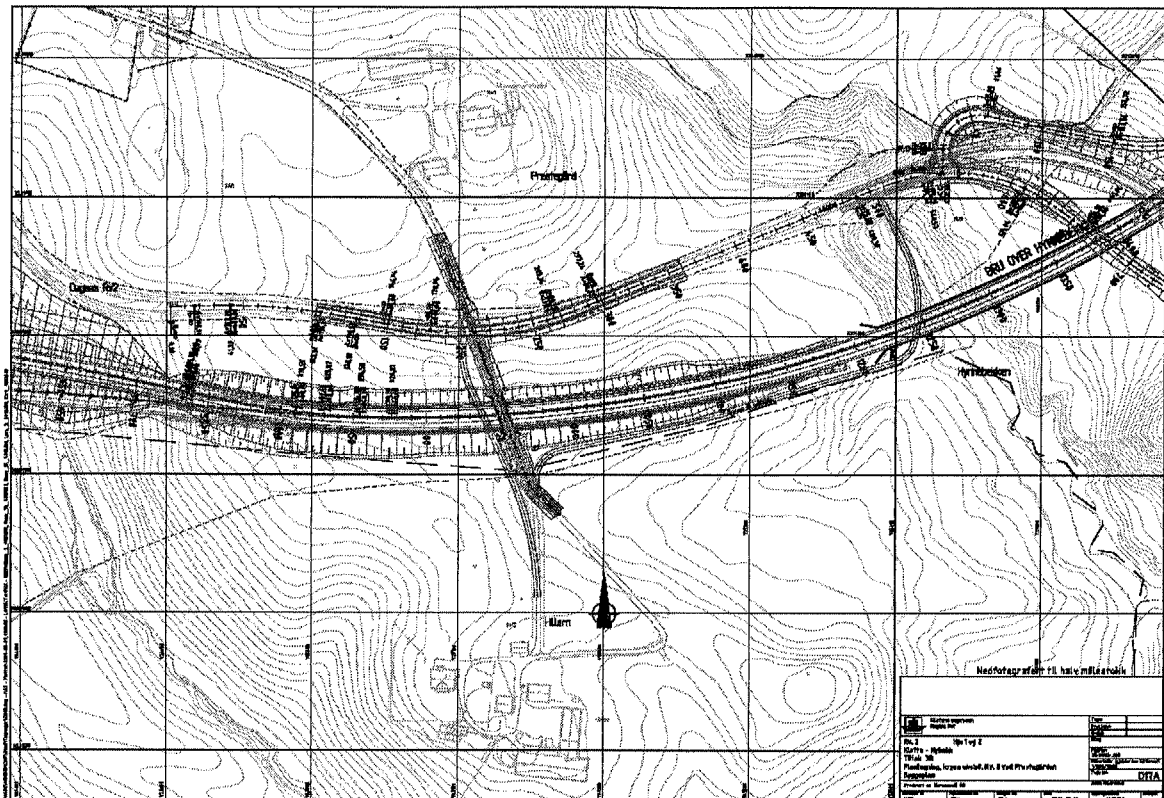
Linja ble hevet 4-5 m og ligger fremdeles nede i terrenget slik at vogntog ikke vil synes over terreng, noe som var ett poeng for å ivareta noe av intensjonen med landskapsutformingen fra detaljplanen. I figur 4 er lengdeprofil for regulert og endelig linje vist.



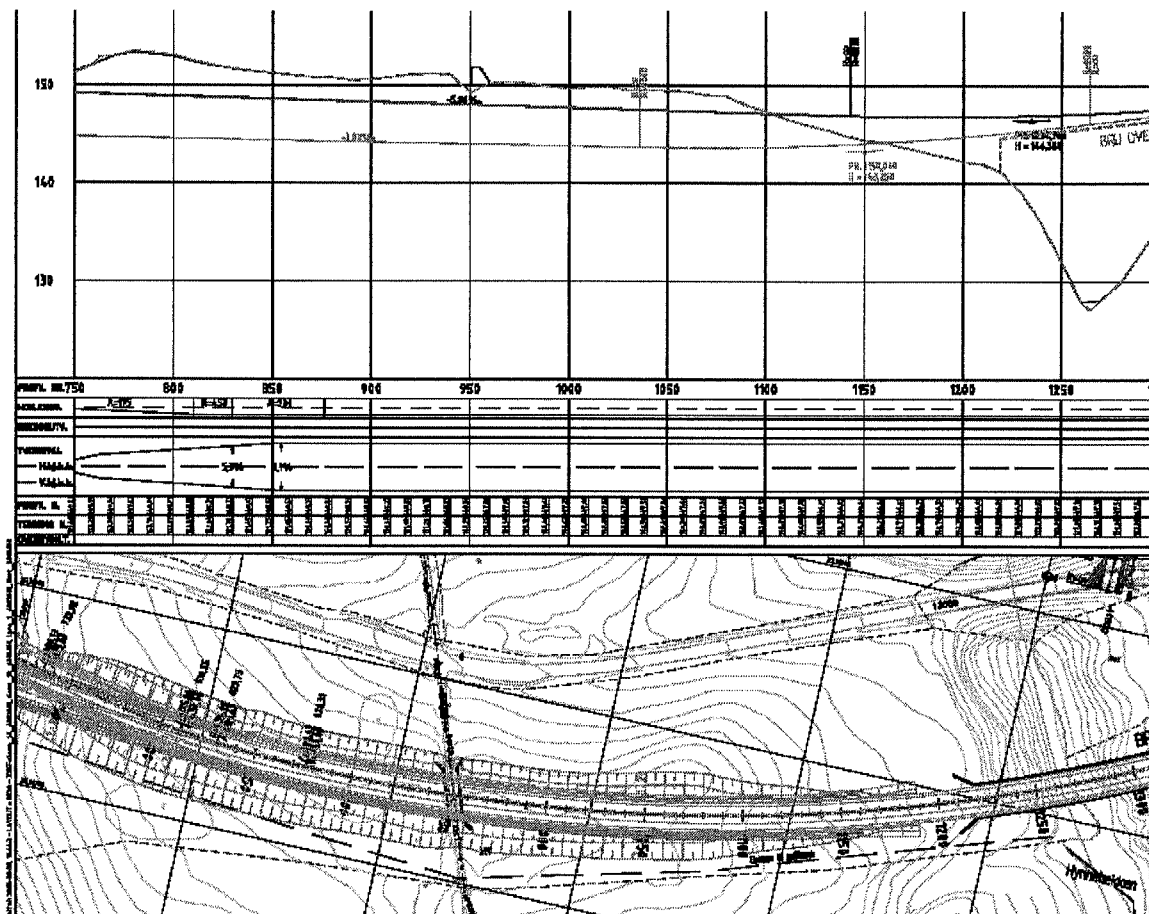
Figur 2 Oversikt Kirkedalsbrua - Hillernskjæringen - Hynnebekken. Bildet viser adkomst til Hillern under Kirkedalsbrua slik den er bygget.

Heving av linja i Hillernskjæringen medførte også konsekvenser for kryssing av Kirkedalsbekken og Hynnebekken som ligger henholdsvis vest og øst for skjæringen. Ved kryssing av Hynnebekken var det i utgangspunktet planlagt landkar på kanten av skråningen og akse 2 nede i skråningen. Beregninger viste at skråningen sto labilt og at verken tilløpsfylling eller peleramming kunne gjennomføres uten motfylling i bunnen av bekkedalen.

Det ble besluttet å lukke bekken og fylle igjen hele bekkedalen opp til ca. kote 136 som tilsvarte terrengkoten på østsiden av Hynnebekken. Adkomst til Hillern var planlagt å ligge på fyllinga, men ble senere flyttet under Kirkedalsbekken bru. Lengde på Hillern bru ble redusert fra 224 m med 7 spenn til 150 m med 5 spenn. Det måtte legges lettklinker i tilløpsfyllingen for å ivareta stabiliteten ned mot avslutningen av bekkelukkingen. Nå når oppfyllingen er ferdig skal det utføres et forsøk med å gjenskape det biologiske mangfoldet som var i bekkedalen.



Figur 3 Plantegning Hillernskjæringen med adkomst Hillern på ny overgangsbru i linja (regulert løsning) og under Hynnebekken bru (løsning fra optimaliseringsfasen).



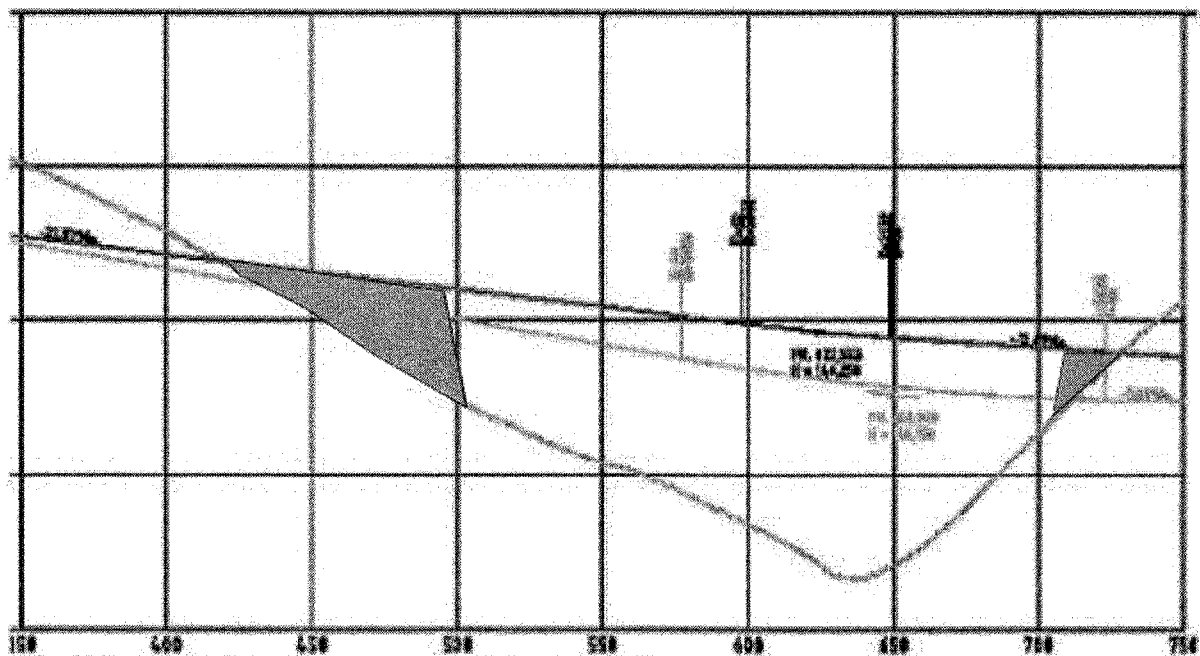
Figur 4 Lengdeprofil regulert linje (nederst på lengdeprofilen) og foreløpig optimalisert linje (øverst).

Bildet nedenfor viser Hillern bru i slutten av september 2005. Eksisterende Rv2 ligger til høyre og Hillern gård til venstre for anlegget.



Figur 5 Hillern bru sett mot Hillern gård.

I detaljplanen var det planlagt å krysse Kirkedalsbekken med opp mot 13 m høy fylling. Som følge av heving av linja i Hillernskjæringen, ble fyllingshøyden økt enda mer. Fyllingen ville danne en barriere i landskapet og for ikke å gå over grensa til golfbanen i sør, måtte fyllingen bygges med helning 1:2. Omfattende bruk av lette masser og kalk-/sementpeler var foreslått i detaljplanen. Som alternativ til fylling, ble det foreslått å bygge en bru som vist på illustrasjonen nedenfor. Det var fremdeles behov for lette masser i vestre tilløpsfylling.



Figur 6 Kirkedalsbekken. Lengdeprofil regulert linje (nederst) og foreløpig optimalisert linje (øverst). Bruløsning.

2.3 Borgen

Detaljplanløsningen og optimalisert løsning er vist på figur 7. Veien lå opprinnelig i opp til 5 m skjæring gjennom området. Grunnundersøkelsene indikerte meget bløt kvikk leire og tiltak i form av kalk-/sementpeler ville være nødvendig for å oppnå stabile skråninger. Eksisterende Rv2 krysset over ny Rv2 på en lang overgangsbru. I tillegg var det planlagt overgangsbru for adkomst til eiendommer sør for ny Rv2.

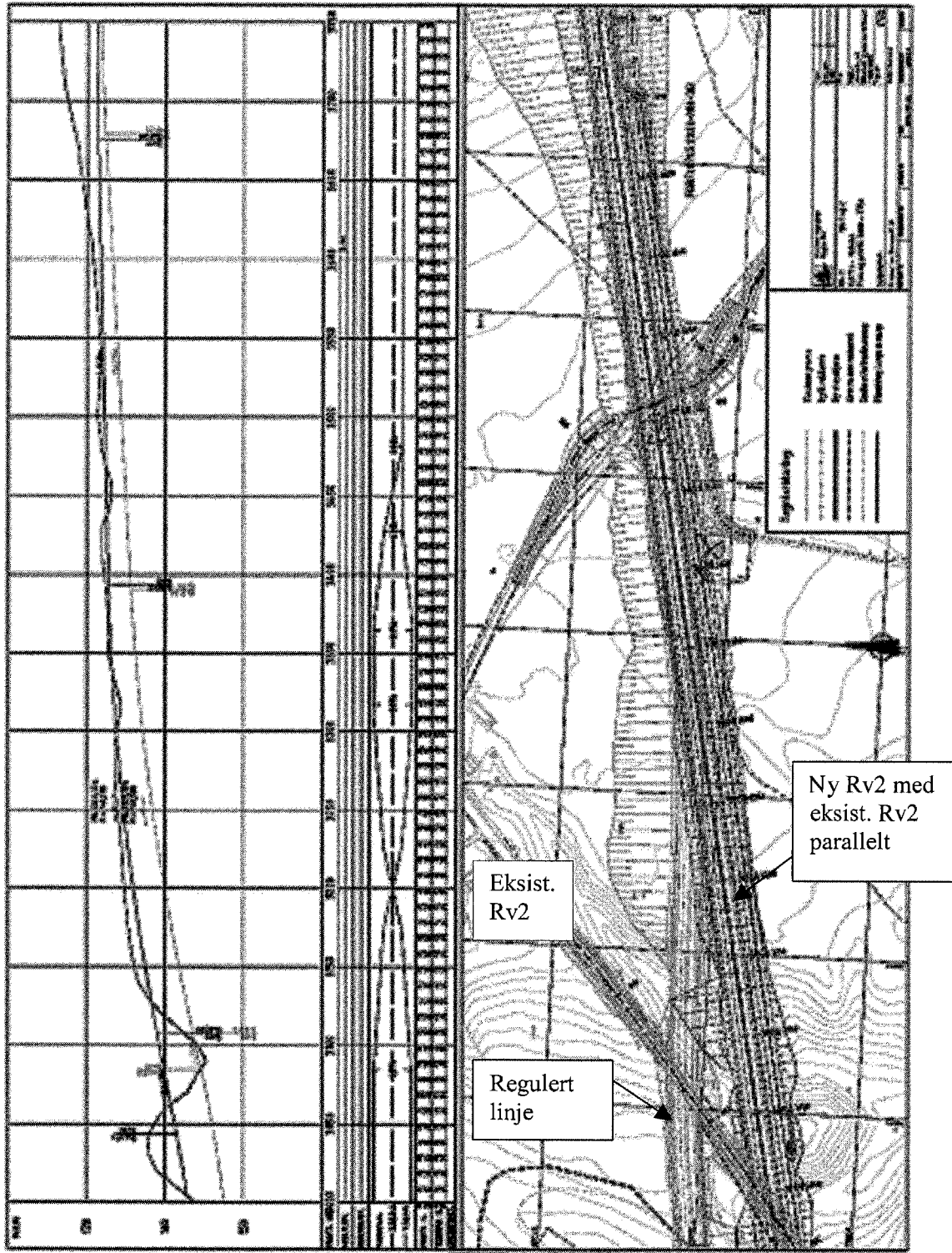
Ny løsning med å legge eksisterende Rv2 parallelt med ny Rv2 ble skissert av SvRø før prosjekteringen startet. Løsningen ble videre bearbeidet i optimaliseringsfasen. Ved å legge eksisterende Rv2 parallelt med ny vei, kunne 2 overgangsbruer utgå og det ga muligheter for å heve linja gjennom kvikkleireområdet og dermed unngå dyre geotekniske tiltak. Tiltaket medførte for øvrig en ny landbruksundergang i fylling ved profil 2880.

En meget positivt konsekvens av omleggingen av eksisterende Rv2, er en betydelig støyreduksjon samt redusert gjennomgangstrafikk for beboerne på Borgen.

2.4 Oppsummering av optimaliseringsfasen

Optimaliseringsfasen endte med mange små og store endringer i prosjektet. De viktigste endringene er oppsummert her.

- ❖ Antall bruer i linja ble økt fra 6 til 7
- ❖ Utforming av alle bruene i linja ble endret
- ❖ Antall overgangsbruer redusert fra 7 til 4
- ❖ Endret kryssutforming på Kløfta, og bedre adkomst til golfbanen
- ❖ Heving av linja gjennom Hillernskjæringen
- ❖ Heving av linja før Borgen samt omlegging av eksisterende Rv2



Figur 7: Regulert (nederst) og optimalisert linje(øverst) profil 3000 - 3750 vest for Borgenkrysset. Regulert løsning viser at eksisterende Rv2 krysser ny linje på lang overgangsbru. Optimalisert linje ligger lengst sør og eksisterende Rv2 er lagt parallelt med ny vei på sørsiden av denne.

3 GRUNNFORHOLD

3.1 Generelt

Løsmassene i området består av leire, siltig leire og silt som ble avsatt i saltvann da isen trakk seg tilbake under siste istid. Enkelte steder finnes leire med innskutte silt- eller sandlag. Ut fra de terrassene man ser i terrenget i dag, ser det ut til at gammel sjøbunn har ligget et sted mellom kote +160 og +170. Dette er opptil 35 m over dagens terrengnivå. Dybde til berg varierer langs traseen og enkelte steder er det registrert mer enn 70 m mektighet av løsmasser.

Generelt består løsmassene av et tynt lag vekstjord over tørrskorpe med mektighet på ca 1-3 m. Tørrskorpen er stiv og oppsprukket. Under dette finnes en forvitret sone som varierer i mektighet, men kan strekke seg ned til ca. 10 m dybde i enkelte områder. Videre nedover finnes svakt overkonsolidert leire.

3.2 Innledende grunnundersøkelser

Statens vegvesen Region øst utførte grunnundersøkelser i forbindelse med utredningsplan (1991), kommunedelplan (1993-1994) og detaljplan (1995). Det ble utført en rekke dreietrykksonderinger, noen totalsonderinger og enkelte steder ble det tatt opp prøver med Ø54 mm stempelprøvetaker. På de opptatte prøvene ble det utført rutineundersøkelser. Resultater fra enaks- og konusforsøk viste klare tegn til prøveforstyrrelse, hvilket er typisk for Ø54 mm prøver av mager, sensitiv leire. Målt udrenert skjærstyrke var betydelig lavere enn det som kunne forventes ut fra antatt tidligere terrengnivå.

3.3 Supplerende grunnundersøkelser

Statens vegvesen og Norconsult ble enige om at det måtte utføres supplerende grunnundersøkelser i forbindelse med optimalisering av traseen. På bakgrunn av problemene med prøveforstyrrelse ble det besluttet å ta opp en prøveserie med blokkprøver og utføre en rekke CPTU langs traseen. Målet var at blokkprøver i et representativt punkt skulle gi grunnlag for lokale korrelasjoner mellom CPTU-resultater og styrke-/stivhetsparametre. I tillegg ble det utført flere dreietrykksonderinger, totalsonderinger og vingeboringer. For å undersøke hvordan prøvediameter påvirker grad av prøveforstyrrelse ble det også tatt opp flere Ø54 mm og Ø76 mm prøver av Vegdirektoratet. Resultater fra disse prøvene er ikke lagt inn i våre samleplott. På de opptatte prøvene ble det utført treaksial- og ødometerforsøk.

3.3.1 Prøvekvalitet

Som forventet ble det oppnådd bedre prøvekvalitet ved bruk av blokkprøvetaker enn stempelprøvetaker. Dette kom frem ved å se på bruddtøyningen og volumendringen under konsolideringen i treaksialforsøk. Forsøkene på blokkprøver viste generelt høyere udrenert skjærstyrke enn tilsvarende forsøk på Ø54 mm prøver.

Det ble utført ødometerforsøk både på blokkprøver og Ø54 mm prøver. Forsøk på blokkprøver ga som forventet betydelig høyere stivhet for spenninger lavere enn forkonsolideringsspenningen. Dette skyldes trolig at effekten av forkonsolideringen reduseres ved at materialets struktur brytes ned ved prøvetakingen. I enkelte av ødometerforsøkene på

Ø54 mm prøver viste materialet ingen tegn til forkonsolidering. I jomfruspenningsområdet var det mindre forskjeller mellom stivheten fra forsøk på blokkprøver og Ø54 mm prøver.

3.3.2 Tolkning av CPTU

CPTU-resultatene ble brukt til å bestemme udrenert aktiv skjærstyrke langs traseen. Tolkningen ble basert på konfaktorene N_{kt} og $N_{\Delta u}$, med hovedvekt på $N_{\Delta u}$. Basert på prøveresultater fra Rv2 og Gardermobanen ble det etablert korrelasjonsfaktorer som knyttet konfaktorene til materialets overkonsolideringsgrad

$$N_{\Delta u} = 10 \text{ der } OCR < 4$$

$$N_{\Delta u} = 8 \text{ der } OCR > 4$$

$$N_{kt} = 6,5 \times e^{0,17 \times OCR}$$

Dette gjelder for udrenert aktiv skjærstyrke.

I forbindelse med en prosjektoppgave /3/ ved NTNU ble det også etablert korrelasjonsfaktorer som knyttet konfaktorene til poretrykksforholdet B_q . Begge disse fremgangsmåtene ga s_u -verdier som samsvarte godt med det som kunne forventes. I praksis ga de valgte korrelasjonene $N_{\Delta u} = 10$ de fleste steder, mens N_{kt} varierte i noe større grad. $N_{\Delta u} = 10$ er noe høyt (konservativt) sammenlignet med tidligere erfaringsgrunnlag, men det ble valgt å legge størst vekt på de lokale prøveresultatene.

Overkonsolideringsgraden ble tolket ut fra antatt tidligere terrengnivå og oppjustert for å ta hensyn til aldringseffekter. I tillegg ble det tatt i bruk metoder for estimering av overkonsolideringsgrad basert på CPTU. Både empiriske korrelasjoner og enkle teoretiske tolkningsmetoder ble benyttet. Tolkede verdier fra CPTU ble ikke benyttet direkte, men de var likevel nyttige for å få bekreftet antatt forkonsolidering basert på tidligere terrengnivå.

3.4 Dimensjonerende udrenert skjærstyrke

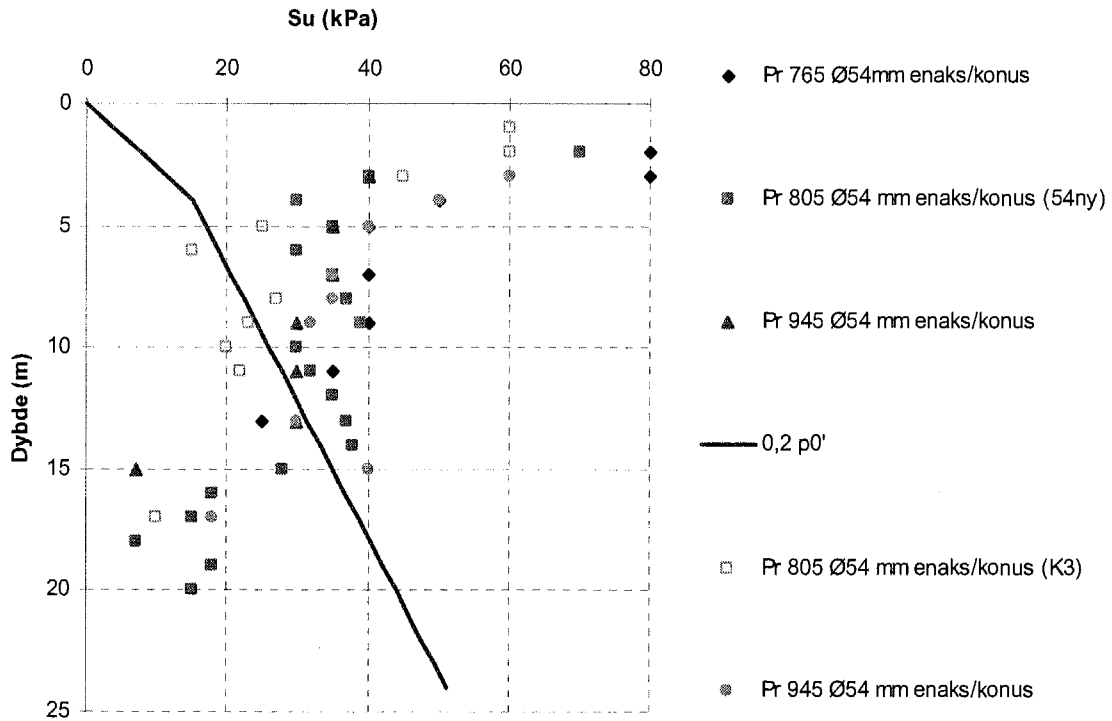
Alle trykksonderingene ble tolket med metodene beskrevet i avsnitt 3.3.2. På bakgrunn av dette ble det etablert følgende generelle styrkeprofil:

$$s_{ua} = 0,28 \times p_0' \times OCR^{(0,6)}$$

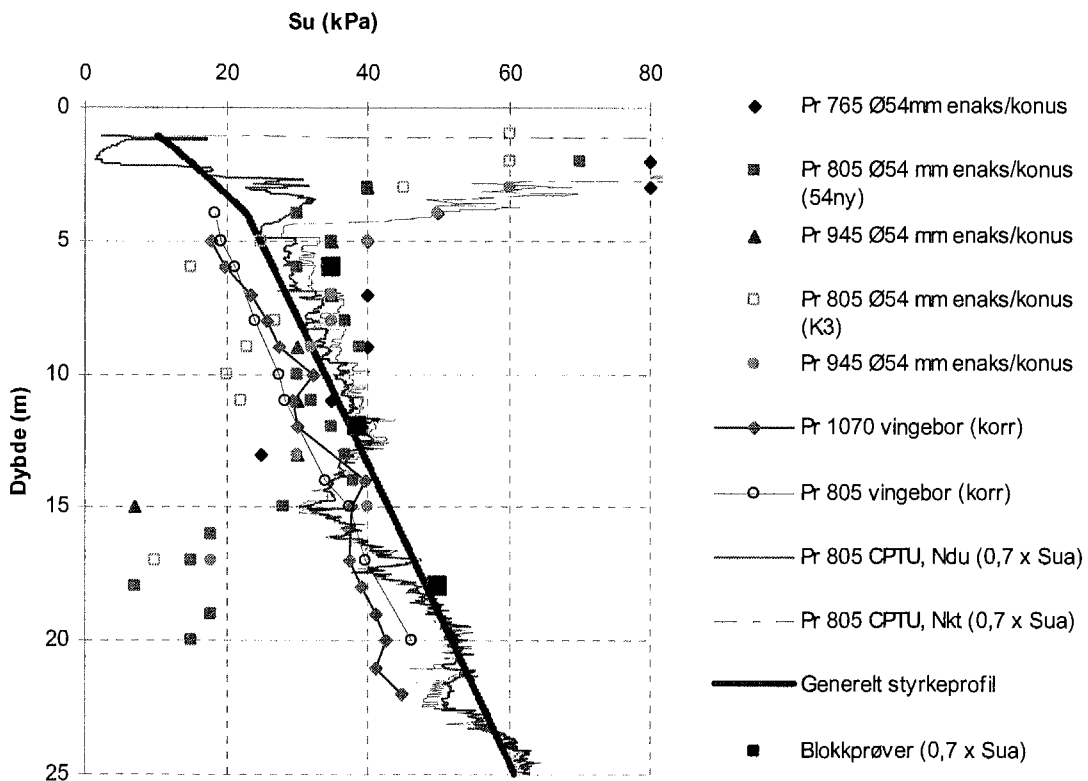
hvor s_{ua} = udrenert aktiv skjærstyrke

$$OCR = p_c' / p_0'$$

Figur 8 viser resultater fra de innledende grunnundersøkelsene. Etter de supplerende grunnundersøkelsene ble det på bakgrunn av erfaringsdata og laboratorieforsøk på blokkprøver valgt å anta direkte og passiv skjærstyrke lik henholdsvis 70% og 40% av aktiv styrke. I figur 9 er udrenert direkte skjærstyrke tolket fra CPTU plottet sammen med resultater fra vinge boring og enaks/konus.



Figur 8: Tilgjengelige prøveresultater ved detaljplan (Hillern)



Figur 9: Tilgjengelige prøveresultater etter supplerende grunnundersøkelser (Hillern)

Resultatene fra de innledende grunnundersøkelsene bar preg av prøveforstyrrelse og målte styrkeverdier var betydelig lavere enn forventet, spesielt i den dypere liggende leira. Det ble vurdert som lite sannsynlig at treaksialforsøk på Ø54 mm prøver ville gi tilfredsstillende resultater. Som en ser av figur 9, fikk vi ved hjelp av CPTU og blokkprøver bekreftet at leiras skjærstyrke var i samsvar med antatt tidligere overlaging.

4 SKJÆRING HILLERN

4.1 Analyse basert på undersøkelser for detaljplan

Det ble innledningsvis utført stabilitetsberegninger av skjæringen slik den var planlagt i detaljplan. Det ble benyttet data fra foreliggende grunnundersøkelser som besto av sonderinger samt rutineundersøkelser i laboratoriet på 54 mm prøveserier (se figur 8). Det ble for denne foreløpige analysen valgt å legge mest vekt på enaks- og konusresultatene, da det var de det var best dekning med. Det var dessuten gjennomført en Diplomoppgave i 2002 /4/ på kalksementstabilisering generelt og Hillern spesielt, der skjærstyrkeparametrene er basert på de samme indikatorverdiene (enaks og konus). Det ble regnet på et representativt snitt (ca. pr. 800) og for dette snittet er følgende skjærstyrkeprofil anvendt:

- Tørrskorpe	0-3 m	$s_u = 40 \text{ kPa}$
- Middelfast leire	3-15 m	$s_u = 35 \text{ kPa}$
- Bløt leire	15-30 m	$s_u = 15 \text{ kPa}$
- Underliggende leire	30 + m	$s_u = 0,2 p_0'$

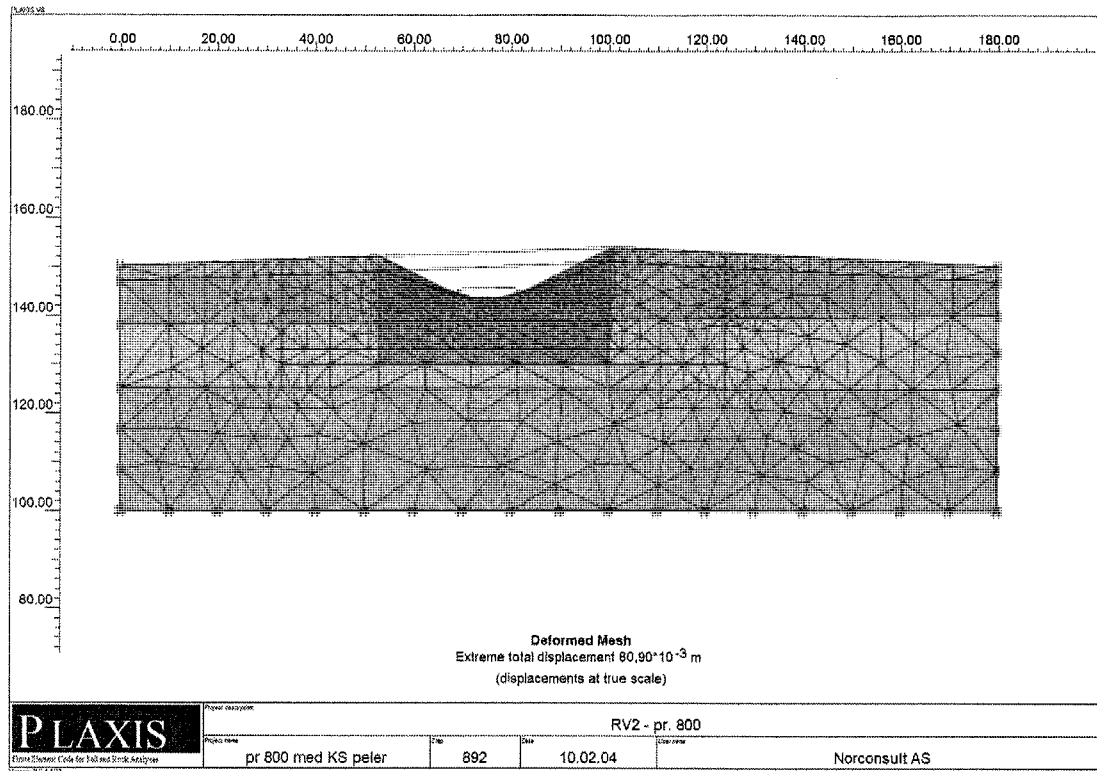
Analysen ble utført i FEM-programmet Plaxis. Modellen for profil 800 er illustrert i figur 10.

For å oppnå en tilstrekkelig sikkerhet, måtte kalk-/sementpelene føres ned til 23 m dyp (20 m under tørrskorpa) med følgende omfang:

- Pr. 740-870, blokkstabilisering fra skjæringstopp til skjæringstopp
- Pr. 720-740 og 870-1100, doble ribber c/c 3,0 m til ca. 10-15 m utenfor skjæringstopp

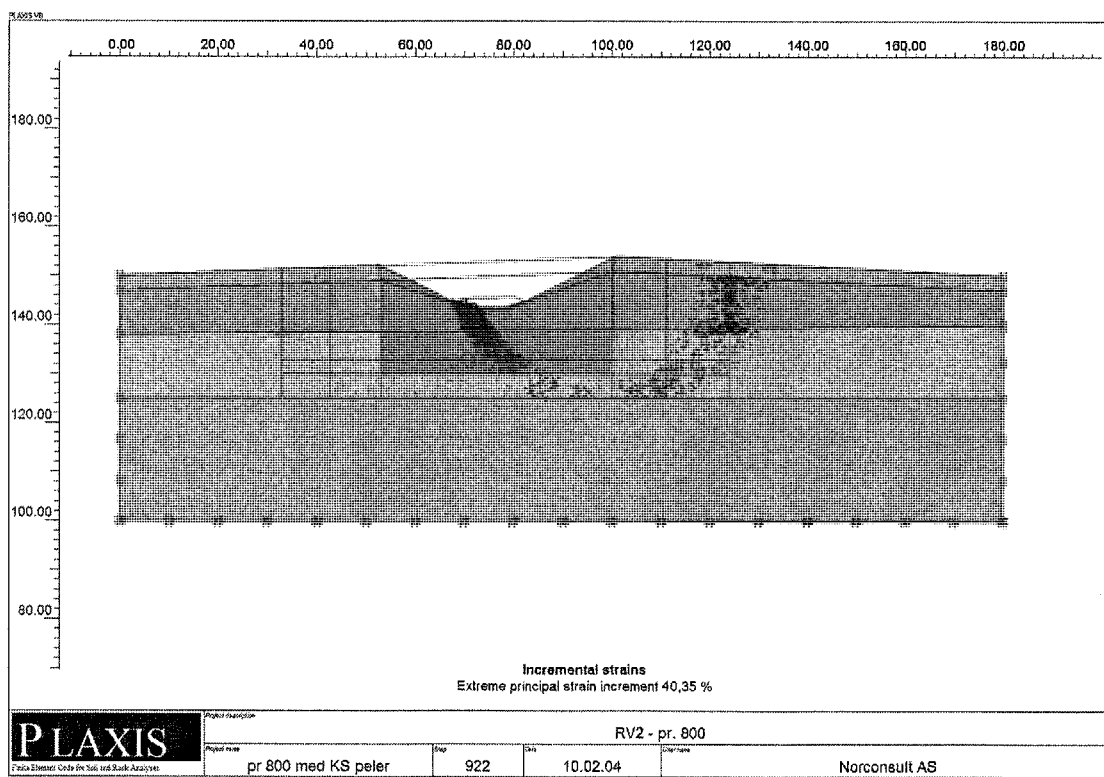
Dette gir overslagsmessig 900 000 lm peler. Dersom vi antar en enhetspris på 75 kr/lm gir dette en total kostnad på ca. 67,5 mill. kr.

Det var for Hillernskjæringen stort potensial for besparelser enten ved å kunne øke dimensjonerende parametre eller heve linja eller en kombinasjon av disse to. Ut fra erfaringer med norske leirer, ville det være naturlig om skjærstyrken økte med dybden. I den bløte leira under 15 m dybde var dimensjoneringsgrunnlaget dårlig både på grunn av dårlig kvalitet på prøvene og få målinger. På bakgrunn av dette ble det utført supplerende grunnundersøkelser og tatt opp blokkprøver for å få etablert et mer riktig styrkeprofil. Figur 9 viser resultater fra labanalyser og generelt styrkeprofil etter at supplerende grunnundersøkelser var utført. Resultatet av den innledende beregningen var at en hevet linja ca. 2,5 m for å redusere omfanget av kalk-/sementpeler. Senere ble linja som beskrevet under punkt 2, hevet ytterligere og dermed kunne en helt unngå kalk-/sementpeler.



Figur 10: Plaxismodell for skjæring slik den fremkommer i detaljplanen

Bruddmekanismen som fremkommer ved c-fi reduksjon er illustrert i figuren nedenfor.

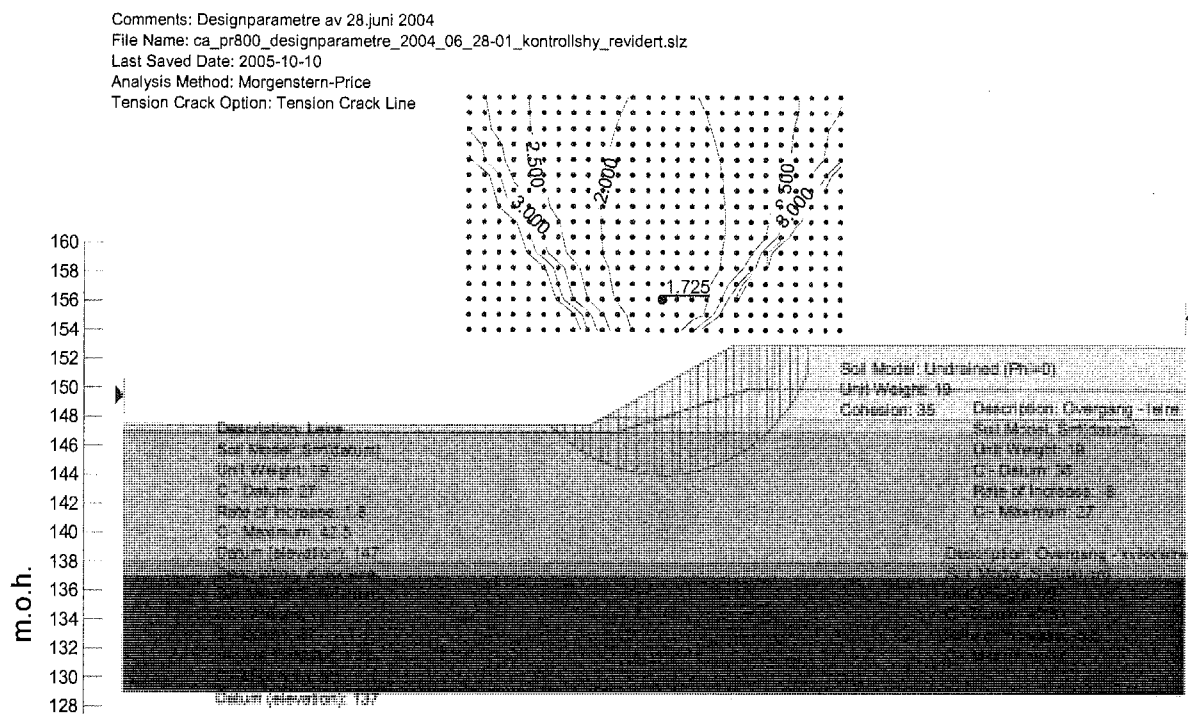


Figur 11: Bruddmekanisme for skjæring slik den fremkommer i detaljplanen

4.2 Analyse av skjæring slik den er bygget

Figuren nedenfor viser Slope-beregning av skjæringen i samme profil som i eksemplene ovenfor etter optimalisering og slik veien er bygget. Analysen er basert på dimensjonerende udrenert skjærstyrke fra blokkprøver og CPTU

- Tørrskorpe, middels fast leire 0-5 m $s_u = 35 \text{ kPa}$
- Overgangslag, leire 5-6 m $s_u = 35 - 27 \text{ kPa}$
- Leire 6-15 m $s_u = 0,7 \times 0,28 \times p_0' \times \text{OCR}^{(0,6)}$



Figur 12: Stabilitetsanalyse av Hillernskjæringen.

Den udrenerte analysen gir en sikkerhet på 1,7. Skjæringen er også beregnet med drenerte parametre og dette ga en sikkerhet på 1,5.

Ved heving av linja gjennom Hillernskjæringen ble det dermed ikke behov for geotekniske tiltak og betydelige kostnadsbesparelse på dette tiltaket ble oppnådd.

5 ERFARINGER I PROSJEKTET

Erfaringene fra Rv2 Kløfta - Nybakk så langt viser hvor viktig en god dialog med oppdragsgiver er for å få til et godt prosjekt. Statens vegvesen Region øst med anleggskontoret på Sand i spissen har bidratt til en kreativ innledende optimaliseringsfase som ga muligheter for store kostnadsbesparelser i prosjektet. Ikke minst er det viktig å sette av nok tid til denne fasen. Kostnadene til prosjektering er små i forhold til byggekostnadene og det er viktig å bruke tid og penger på å finne optimale løsninger.

Også dette prosjektet viser hvor viktig bestemmelse av geotekniske dimensjoneringsparametre er for valg av tekniske løsninger og kostnader. Direkte bruk av resultater fra Ø54 mm prøver som ofte er forstyrret, kan innebære valg av unødig kostbare løsninger. Blokkprøvene var for dette prosjektet viktig som korrelasjon mot CPTU og valg av styrkeparametre, og vi fikk en sikker bestemmelse av p_c' og dermed leiras overkonsolideringsgrad som vi kunne benytte i setningsberegningene av fyllingene i ravinene.

Til slutt vil vi takke Statens vegvesen Region øst for et godt samarbeid så langt. Vi vil også takke NGI ved Steinar Hermann som var med som uavhengig ekspert og bidragsyter ved tolkning av CPTU og korrelasjon mot blokkprøvene, samt Rolf Sandven, veileder for Are Stuvøy under arbeidet med prosjekt- og masteroppgave ved NTNU.

6 REFERANSER

- /1/ Norconsult AS (2004). Rv2 Kløfta - Nybakk. Geoteknisk designgrunnlag. Notat oee1243n 2004-07-15.
- /2/ Norconsult AS (2004). Rv2 Kløfta - Nybakk. Optimaliseringsrapport. Februar 2004.
- /3/ Are Stuvøy (2004). Prøveforstyrrelse i leire. CPTU og blokkprøvetaking ved RV2 Kløfta - Nybakk. Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU. Prosjektoppgave 2004.
- /4/ Jan Fredrik Gulseth (2002). Stabilisering av leirskrånninger ved bruk av kalk-/sementpeler. - Forstudier. Rv2 Kløfta - Nybakk. Institutt for geoteknikk, NTNU. Hovedoppgave 2002.

EFFEKT AV NEDBØR PÅ PORETRYKK OG STABILITET I METTET OG UMETTET JORD

Effects of Rainfall on Pore Pressure and Stability in Saturated and Unsaturated Soil

Øyvind Armand Høydal og Håkon Heyerdahl, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Langvarig og intens nedbør gir økt frekvens av jordskred. Høsten 2000 ga ekstreme nedbørmengder med påfølgende skredaktivitet i Østlandsområdet. Tap av sug i vanligvis umettede jordmasser ved langvarig nedbør kan være utløsende faktor for skred. Sammenhenger mellom nedbørsintensitet og -varighet, poretrykksforhold i grunnen og resulterende stabilitet av skråninger undersøkes ved pågående forskningsprosjekter ved NGI. Noen resultater fra dette arbeidet er presentert nedenfor.

SUMMARY

Prolonged and intense rainfall increases the frequency of landslides. During the autumn of year 2000 the precipitation in Eastern Norway was extreme, and resulted in numerous landslides in this region. Loss of suction in normally unsaturated soil volumes due to prolonged rainfall may be the triggering factor for landslides. Relations between rainfall intensity and duration, pore pressures in the ground and resulting stability of slopes are being investigated in on-going research projects at NGI. Some results are presented below.

INNLEDNING

Høsten år 2000 ble den våteste som er registrert i sørøst Norge (DNMI, 2000). Antall skred og utglidninger i løsmasser var langt høyere i november dette året enn normalt for regionen, med tilnærmet krisestemning i flere kommuner på Romerike. "Skredhøsten 2000" danner bakgrunnen for arbeidet beskrevet her.

Hensikten har vært å studere nedbørens effekt på grunnvannstand og vanninnhold i grunnen, og resulterende effekt på skråningsstabilitet. Det er gjort sensitivitetsstudier av geometriske, geotekniske og meteorologiske faktorer, men her presenteres kun et utdrag. Høsten 2000 ble det observert både dyperegående rotasjonsbrudd i leirige/siltige jordarter, men flest overflate-nære glidninger i hovedsakelig siltige jordarter. Mange av skredene løsnet derved i skråninger hvor toppmassene normalt er umettede (dvs. grunnvannsstanden står normalt et stykke under terreng).

I følgende figurer er vist tre eksempler på jordskred på Østlandet høsten 2000. De to første eksemplene (figur 1-4) viser forholdsvis grunne skred i sand/siltmasser. Det tredje eksemplet viser et skred i leirmasser (figur 5).

23/11/2000



Figur 1. Løsneområde for skred november 2000 i finsand/silt på Negarden Sander (mellom Minnesund og Eidsvoll).



Figur 2. Utløpsområde for skred november 2000 i finsand/silt på Negarden Sander (mellom Minnesund og Eidsvoll).



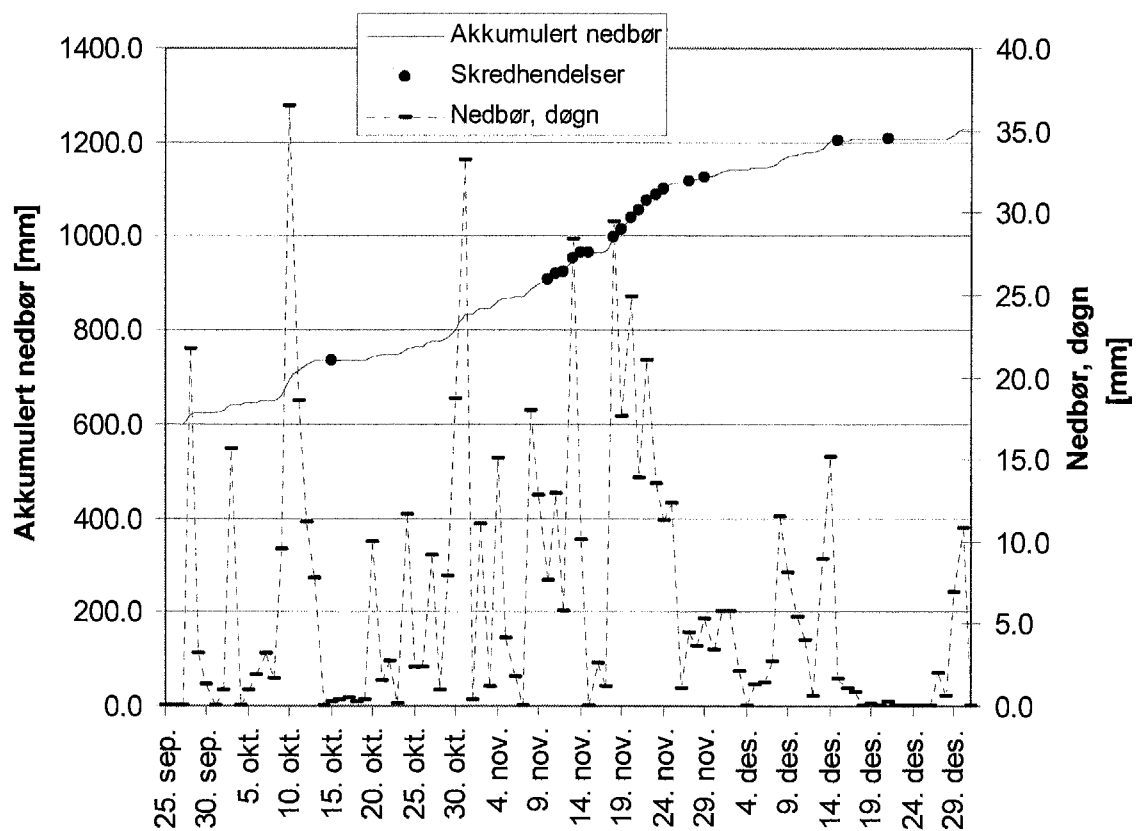
Figur 3. Skred i finsand/silt på Viul, Ringerike, november 2000.



Figur 4. Skred i finsand/silt på Viul, Ringerike, november 2000.



Figur 5. Skred i leire, Sørum, november 2000.



Figur 6. Nedbør Gardermoen og skredhendelser Romerike, registrert hos NGI

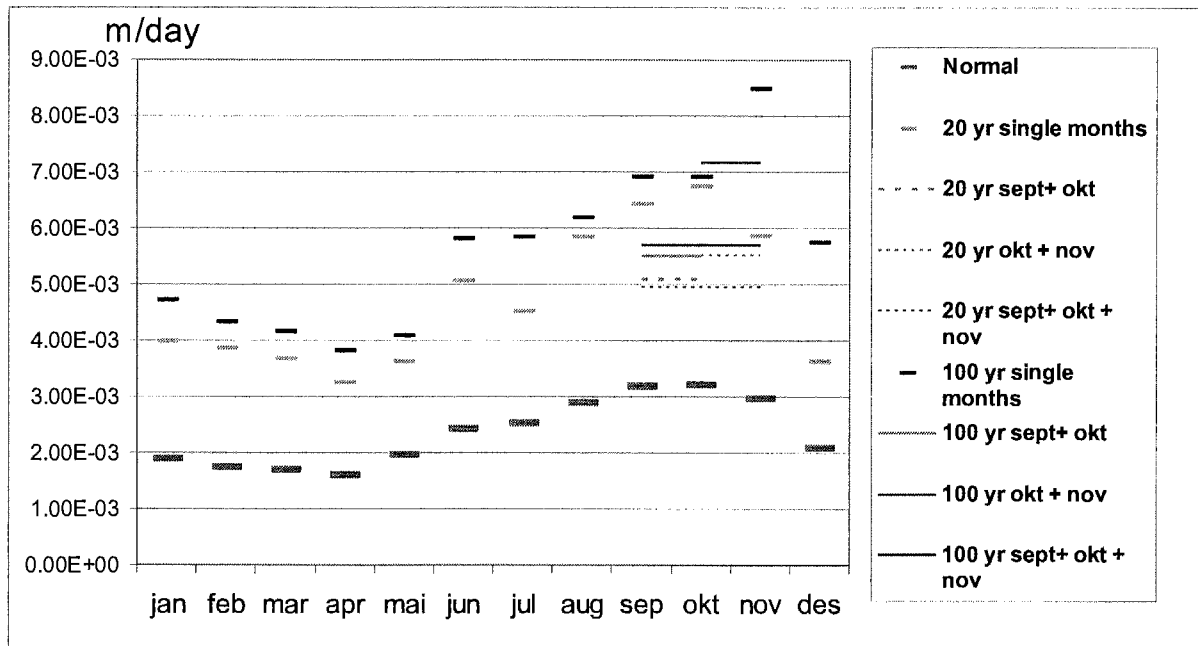
Figur 6 viser nedbørførløpet for høsten 2000 for den meteorologiske stasjonen på Gardermoen. Fram til 28. september forløp året som et "normalår" mens oktober slo til – "mot normalt" - med dobbel nedbør, og november med det tredoble av normal nedbør! Normaltemperatur for Gardermoen i november er $-1,5^{\circ}\text{C}$, men dette året holdt varmegradene seg

fram til midten av desember. Jorda fikk altså tilgang til vann i større mengder og i en lengre periode enn normalt.

Nedbørinduserte skred forklares ofte empirisk ved hjelp av to komponenter:

- 1) en langtidskomponent – for eksempel siste 30 dagers akkumulert nedbør, og
- 2) en kortidskomponent – for eksempel siste 24 timers nedbør.

En kan tenke seg at langtidskomponenten gir effekt på grunnvannsnivået og det generelle vanninnholdet i skråningsmassene, mens kortidskomponenten gir grunne effekter og direkte utløsning. Fra regnet når terreng strømmer vannet mot grunnvannet gjennom en umettet sone. Utfordringen er å finne de infiltrerte vannmengdene og resulterende vanninnhold – og derved poretrykk - i bakken. For å beregne effekt av en ekstremsituasjon i en skråning, må en kjenne normaltilstanden og vite hva normal variasjon er. Figur 7 viser nedbørverdier som ekstremer og normaler for Gardermoen. Utgangspunktet for en grunnvannsmodellert ekstremsituasjon er per definisjon satt lik forutgående normalperiode.



Figur 7. Normal- og ekstremverdier for nedbør for Gardermoen.

KORTFATTET OM TEORI FOR STRØMNING I UMETTET JORD

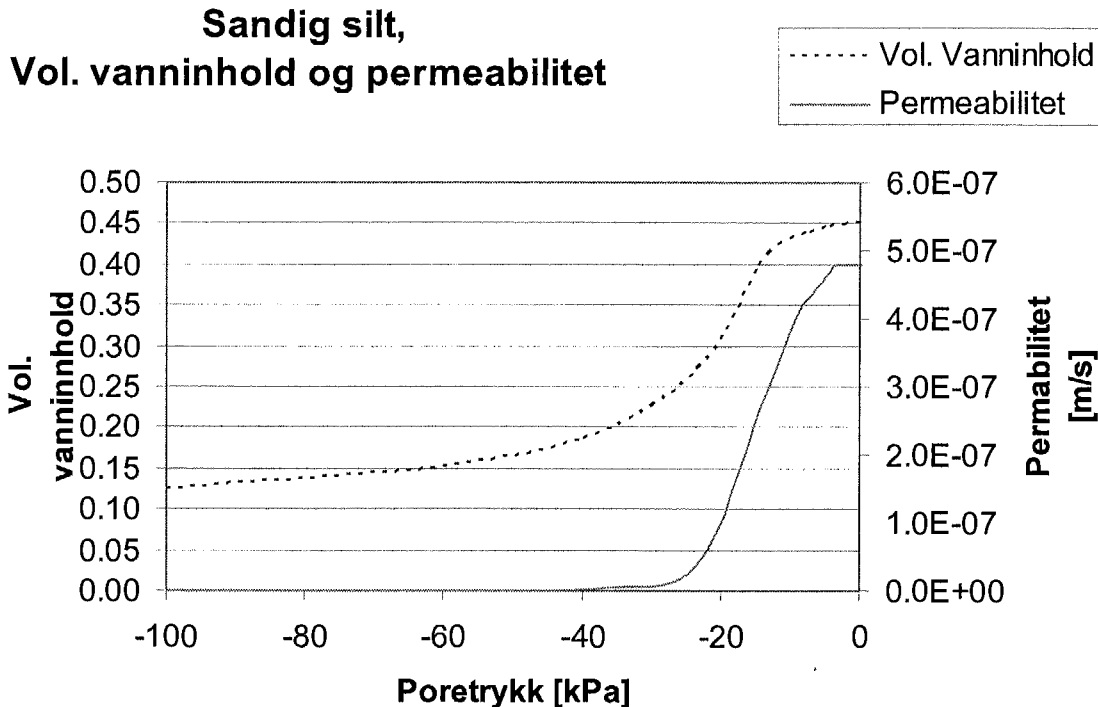
Strømningssegenskaper i umettet jord beskrives i modeller hovedsakelig av to parametre:

- 1) volumetrisk vanninnhold, og
- 2) permeabilitet.

Figur 8 viser disse to parametrene som funksjoner av poretrykk (negativt poretrykk tilsvarer sug) for en sandig silt, hentet fra materialbiblioteket i SEEP/W (GEOSLOPE International, 2005). Ved økende vannmetning vil permeabiliteten nærme seg mettet permeabilitet, k_{sat} . Suget i jorda forsvinner altså helt når jorda nærmer seg full metningsgrad.

Funksjonen for volumetrisk vanninnhold mot poretrykk kan måles eller estimeres fra porøsitet og kornfordeling. Forløpet av permeabilitetskurven kan måles, men blir i praksis sjelden målt. Vanligvis brukes en funksjon estimert fra mettet permeabilitet og kurve for volumetrisk

vanninnhold. Begge kurvene uttrykkes som funksjon av poretrykkstilstanden, og for bruk i numeriske beregningsmodeller kan det derved etableres en entydig sammenheng mellom sug (negativt poretrykk), vanninnhold og permeabilitet. En hensikt med denne oppdelingen er å tilpasse permeabilitetsegenskaper for umettet jord til Darcys klassiske likning for strømning i jord.



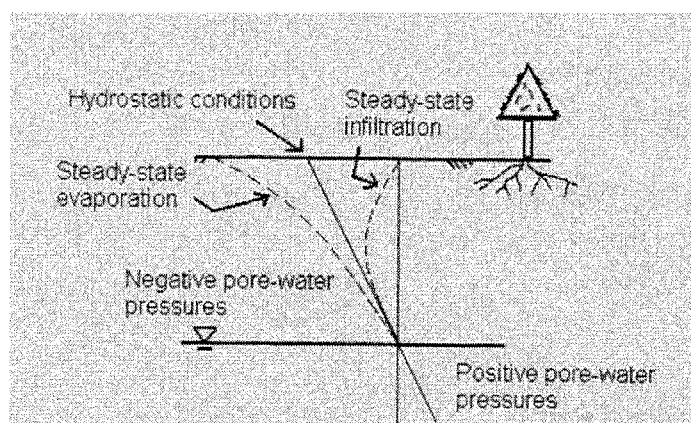
Figur 8. Vanninnhold vs. poretrykk (stiplet), permeabilitet vs. poretrykk (heltrukken)

Kurven for volumetrisk vanninnhold karakteriseres av verdi for mettet tilstand (= effektiv porøsitet), og av punktet for luftinntrengning (air entry value - AEV), som svarer til kapillær stighøyde og residualt vanninnhold. AEV-verdien vil være skarpere markert som en knekk på kurven for permeabilitet mot poretrykk jo mer ensgradert jordarten er.

Vanninnhold og permeabilitet er koblet via poretrykket. For permeabilitetskurven innebærer dette at når verdien for luftinntrengning er passert synker permeabiliteten drastisk for avtakende vanninnhold. I likhet med kurven for volumetrisk vanninnhold vil også permeabilitetskurven bli flatere jo bedre gradert jordart en har.

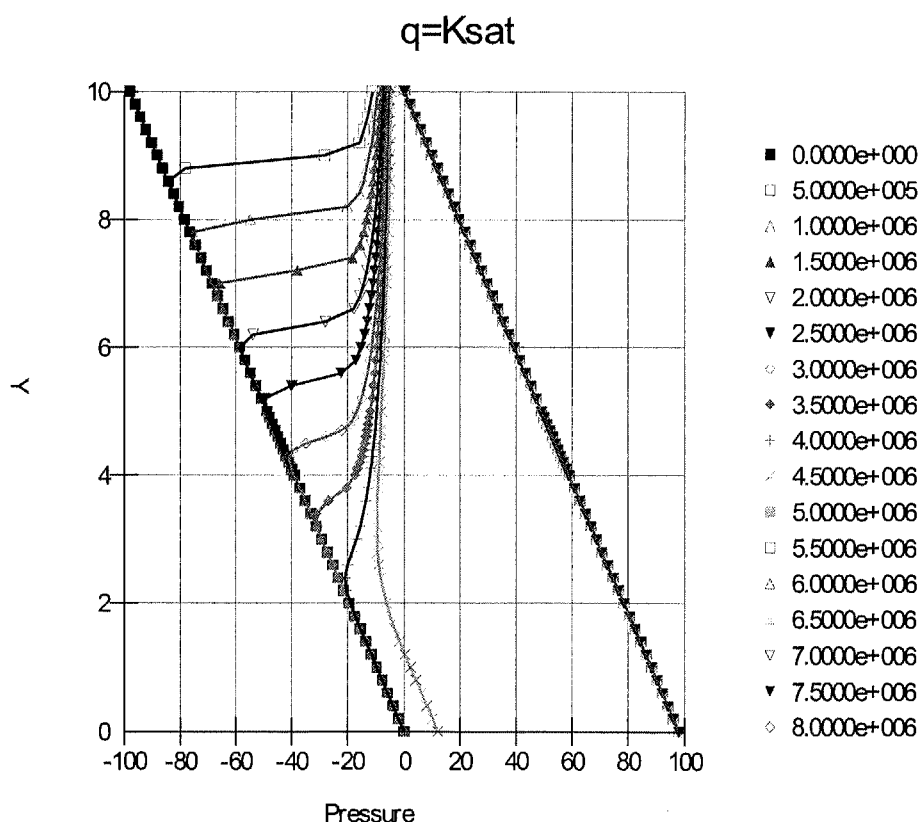
TRYKKTILSTAND I UMETTET SONE

I en vertikal 1-d modell vil trykktilstanden i umettet sone typisk kunne se ut som i figur 9 ved ulike strømningssituasjoner. I likhet med i mettet tilstand reflekterer en hydrostatisk trykktilstand 0- strømning, mens en gradient lavere enn hydrostatisk tilstand reflekterer nedadgående strømning eller infiltrasjon. Til sist vil en trykkgradient høyere enn hydrostatisk reflektere oppadgående strømning, som eksempelvis kan forårsakes av fordampning.



Figur 9. Typisk fordeling for porevannstrykk i umettet jordsone (etter Fredlund og Rahardjo, 1993)

Infiltrasjon fra "tørr" til "våt" tilstand i en 1-d vertikal modell for en jordart med kapillære egenskaper vil typisk kunne være slik som figur 10 viser. Grunnvannsnivået og poretrykks-tilstanden i mettet sone er uendret inntil en "mettet puls" har propagert ned fra terreng gjennom umettet sone. Poretrykket over grunnvannsnivået vil ikke bygge seg opp til positivt trykk før vanninnholdet i jorda har bygget seg opp til full metning ned til grunnvannsnivå. Fasen med tap av sug til etablering av positivt poretrykk og heving av grunnvannstanden foregår svært fort i en idealisert analyse. I eksemplet i figur 10 er det mellom to beregnings-trinn (4.5 og 5 millioner sekunder) oppstått et betydelig poretrykk i hele profilet. Frem til dette tidspunktet var det sug i hele profilet. Hvis suget forsvinner (og positive poretrykk evt. genereres) i den vanligvis umettede sonen, kan et skred utløses som følge av reduserte effektivspenninger.



Figur 10. Poretrykk mot nivå, nedbørsintensitet (q) er lik mettet permeabilitet (k_{sat}) (NGI, 2003)

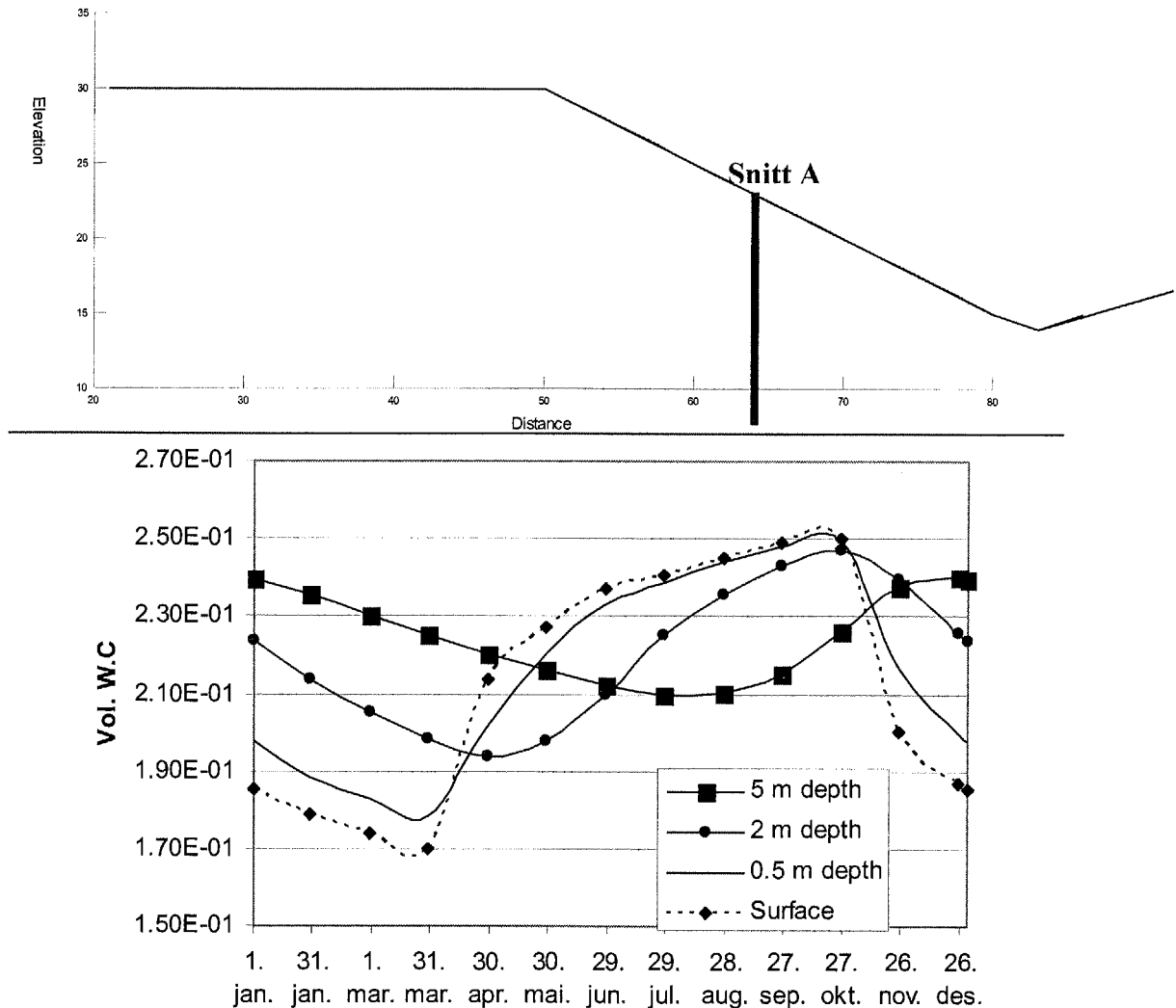
Denne betraktningsmåten for vurdering av overflatestabilitet kan avvike fra en tankegang der man antar at skråningsstabiliteten i hovedsak kan knyttes til nivå på grunnvannstanden. Fra beregningsresultater som vist over, kan trekkes den konklusjon at måling av poretrykk i mettet sone for å overvåke fare for utløsning av skred egentlig gir begrenset informasjon om stabilitet av grunne bruddflater. Dessuten, tatt i betraktning den raske respons på poretrykket når jorda er nær full metning, kan det anføres at dersom en faktisk måler rask respons på poretrykket i mettet sone under vedvarende nedbør – da bør en løpe!

Av 8-900 mm nedbør pr år i lavlandet på Østlandet gjenfinnes om lag 60 % av nedbøren som avrenning – enten stykkevis via grunnen eller som direkte overflateavrenning. Det vil si at i Østlandsområdet fordampes ca. 3-400 mm av nedbøren pr år. For å etablere normalsituasjoner er det derfor antatt at 60 % av normalnedbøren er tilgjengelig for infiltrasjon. I mer langvarige og ekstreme nedbørsituasjoner vil fordamping kunne neglisjeres. Infiltrasjonen er avhengig av jordartens egenskaper. Maksimal infiltrasjon er begrenset av mettet permeabilitet. Tabell 1 viser typiske permeabilitetsverdier for noen jordarter og korresponderende nedbørverdier som kan gå direkte til infiltrasjon, resterende nedbør vil gå til avrenning. I siltig materiale – med antatt mettet permeabilitet i størrelsesorden 10^{-7} m/s - vil f.eks. infiltrerte verdier for langvarig nedbør kunne ligge i størrelsesorden 10 mm pr døgn.

Typisk jordart	Typisk mettet permeabilitet <i>m/s</i>	Ekvivalent nedbørverdi som kan infiltreres <i>mm/døgn</i>
<i>Sand</i>	1.0×10^{-4}	$8.64 \times 10^{+3}$
	1.0×10^{-5}	$8.64 \times 10^{+2}$
	1.0×10^{-6}	$8.64 \times 10^{+1}$
<i>Silt</i>	1.0×10^{-7}	$8.64 \times 10^{+0}$
<i>Mager leire</i>	1.0×10^{-8}	$8.64 \times 10^{+1}$

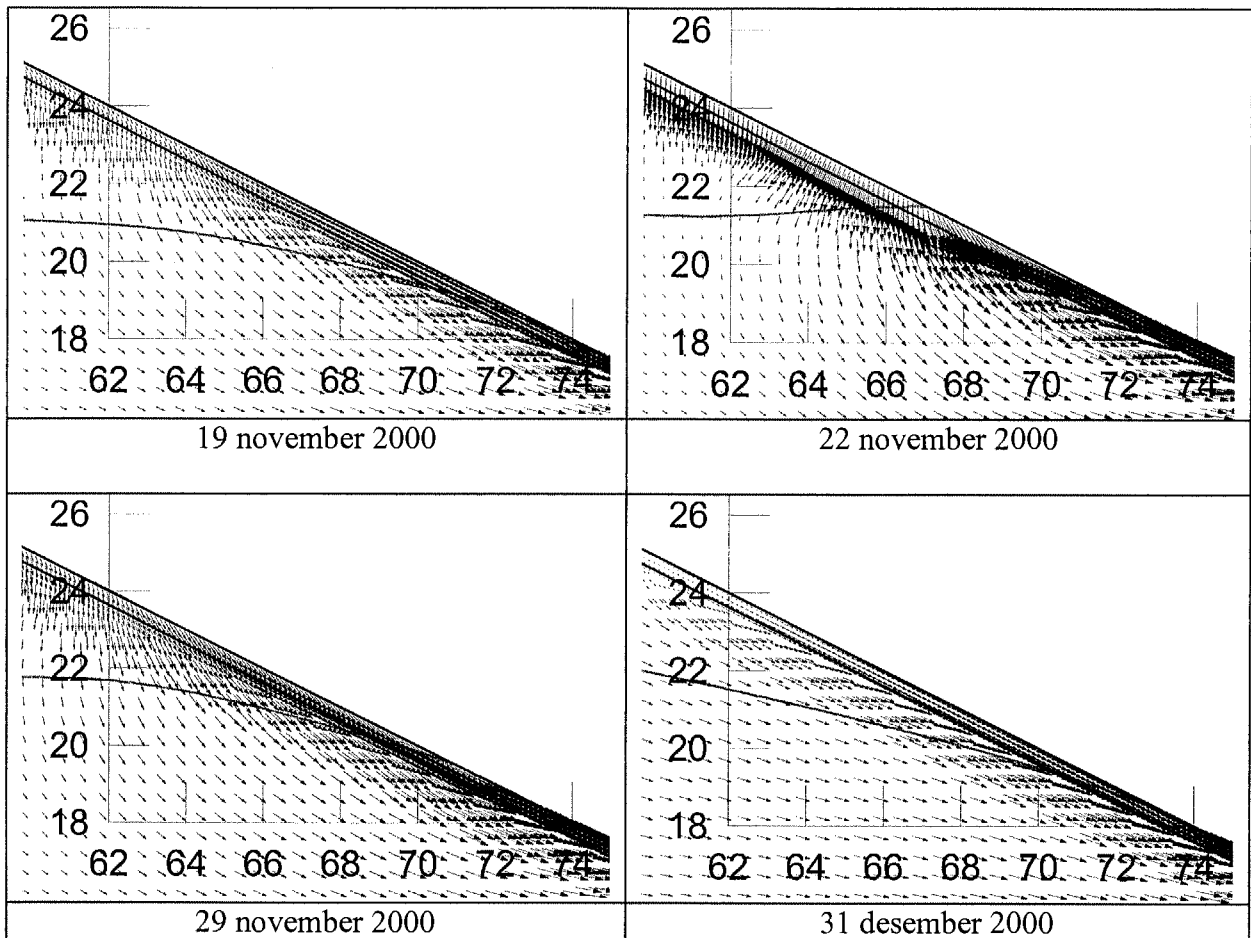
Tabell 1. Sammenligning mellom permeabilitetsverdier og nedbør

Fra en 1-d modell til en 2-d modell inntreer en "tappefunksjon", styrt av geometri og gjennomsnittlig permeabilitet til mettet areal i skråningen (også kapillær sone). Resultater nedenfor er beregnet med en modell av en skråning med 15 m høyde, skråningshelning 1:2 (26.6°) og et 30 m bakenforliggende platå som virker som infiltrasjonsareal. I bunnen av skråningen ligger grensebetingelsen fast – som et antatt bekkenivå. Figur 11 viser poretrykksvariasjon mot dybde i et snitt midt i skråningen for et normalår. Merk at vanninnholdet på 5 m dyp er faseforskjøvet 2 måneder i forhold til nedbørsperioden. Lenger opp i jordprofilet er responsen raskere, og ned til 0.5 m dyp følger kurvene for nedbør og poretrykksrespons hverandre uten vesentlig tidsforsinkelse.



Figur 11. Øverst: Modellskråning brukt i 2-d analyse av strømming. Nederst: Beregnet volumetrisk vanninnhold gjennom et normalår, vist for dybdene 0, 0.5, 2.0 og 5.0 m (snitt A).

Ved bruk av månedlige gjennomsnittsverdier for nedbør for enten en normalperiode eller en ekstremperiode stiger grunnvannet tilsvarende, med til dels langt etterslep. Disse gjennomsnittsverdiene gir liten effekt på ytre del av skråningen. Ved bruk av døgnnedbør fra høsten 2000 viste beregningene derimot igjen noe av den samme effekt en ser i en 1-d modell (figur 10), med brå skiftninger i poretrykket i umettet sone. Figur 12 viser en slik beregning med finere tidsoppløsning. I mesteparten av nedbørsperioden utlignes nedbøren i umettet sone, og grunnvannsresponsen er heller liten. For enkelte episoder med spesielt kraftig nedbør er det markert respons, og i noen tilfeller "slår grunnvannet kul på seg" og stiger ut mot skråningen, se f.eks. illustrasjon for 22. november i figur 12. Det kan observeres at vannet i denne fasen strømmer innover i skråningen i stedet for utover (mating av grunnvannet snur). I den umettede sonen vil metningsgraden under slike langvarige nedbørsperioder være så høy at en liten økning i vanninnholdet vil kunne medføre fullstendig oppmetning, med en brå endring i trykktilstanden som resultat, dvs. økt poretrykk i hele profilet, slik som vist for den 1-dimensjonale modellen i figur 10. Denne mekanismen antas å representere én av flere sentrale mekanismer for utløsning av skred ved langvarig nedbør. Imidlertid er det effekter som ikke er inkludert i beregningene, bl.a. stivhet av kornskjelettet.



Figur 12 Strømningsmønstre i skråning for utvalgte tidssteg i 2000.

NEDBØR OG VARIASJON I STABILITET

Skjærstyrke til umettet jord er formulert av Fredlund et al (1978) med to uavhengige spenningsvariable, som en variant av klassisk Mohr-Coulomb-formulering. Ligningen gir en glatt overgang til ligning for mettet jord når poretrykket er lik 0 eller større. Skjærstyrken er gitt ved:

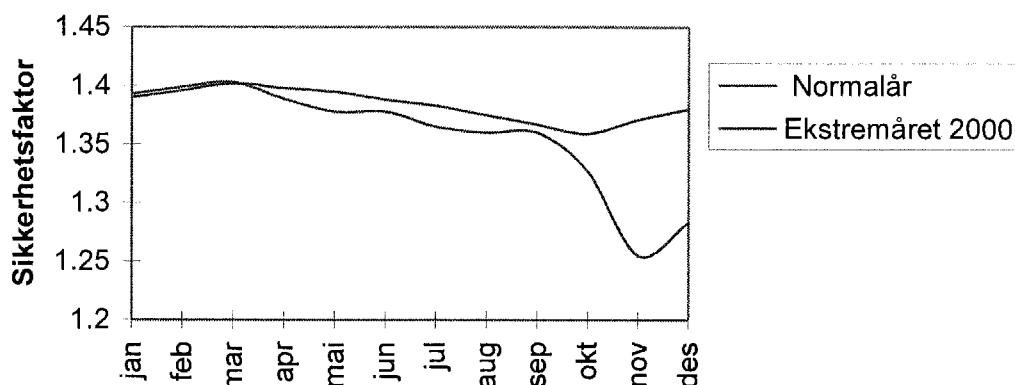
$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (1)$$

der u_a er porelufttrykket og ϕ^b indikerer økningen i skjærstyrke relativt til suget $(u_a - u_w)$. Atmosfærisk trykk og poretrykk er gitt ved u_a og u_w , henholdsvis, mens σ er spenning på planet som betraktes. Ligningen viser at skjærstyrken til en umettet jordart består av tre komponenter: Kohesjon c' , friksjon gitt ved effektiv friksjonsvinkel ϕ' , og til slutt bidraget fra sug i jorda gitt ved ϕ^b . For en umettet jordart bestemmes ϕ^b eksperimentelt, og har normalt en verdi mellom ϕ' og $\phi'/2$. Ligning (1) er implementert i beregningsprogrammet Slope/W (GEOSLOPE International, 2005), som er benyttet i regneeksemplene nedenfor.

For normale og ekstreme nedbørsverdier er det beregnet variasjon av sikkerhetsfaktor for både dype (rotasjonsbrudd) og grunne skred gjennom høsten 2000. Figurene 13-15 viser eksempler på resultater fra slike beregninger. Det absolutte nivå på sikkerhetsfaktoren

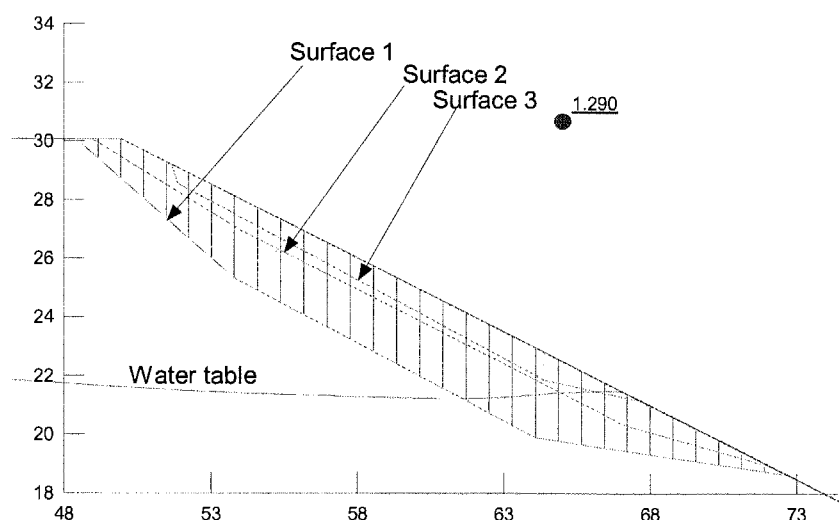
avhenger av styrkeparametrene som er lagt inn i beregningene. Variasjonen gir likevel en indikasjon på nødvendig sikkerhetsmargin for å ta høyde for poretrykksendringer som følge av langvarig og intens nedbør.

Figur 13 viser sikkerhetsfaktor for dyperegående, sirkulære skjærflater for modellskråningen i figur 11. For hvert beregningstidspunkt er mest kritiske sirkulære skjærflate valgt. Reduksjon i sikkerhetsfaktor høsten 2000 er ca. 0.15, og markert større enn for et normalår. For å ha tilstrekkelig sikkerhet mot en slik ekstrem nedbørhendelse må en derfor minst inneha en sikkerhetsmargin på ca. 0.2, sett i forhold til normale poretrykksforhold.

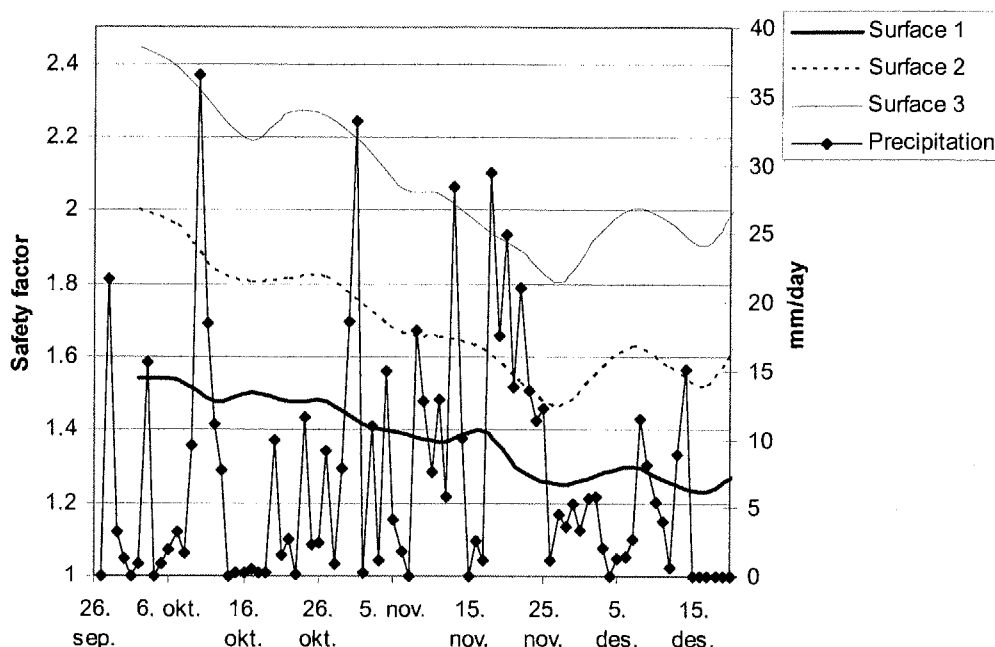


Figur 13. Beregnet variasjon av sikkerhetsfaktor for sirkulære skjærflater for et normalår og for ekstremåret 2000.

Figur 14 viser eksempler på skjærflater for beregning av stabilitet med utgangspunkt i strømningsberegninger som vist i figur 12. Skjærflatene går i stor grad gjennom umettet sone. Beregningsresultatene i figur 15 viser at responsen på nedbør er større og mer direkte i tid jo grunnere skjærflater en studerer. For den grunneste flaten gir nedbørpulser seg utslag i redusert sikkerhetsfaktor med kort tidsforsinkelse. Beliggenheten av mest kritiske skjærflate for overflateskred vil avhenge av nedbørsbelastning og resulterende poretrykk, skjærstyrkeegenskaper, rotsone osv. For mange overflateskred vil en tilnærming hvor skråningen antas å ha en uendelig utstrekning være like relevant som eksemplene vist ovenfor.



Figur 14 Grunne skjærflater for stabilitetsberegning, høsten 2000.



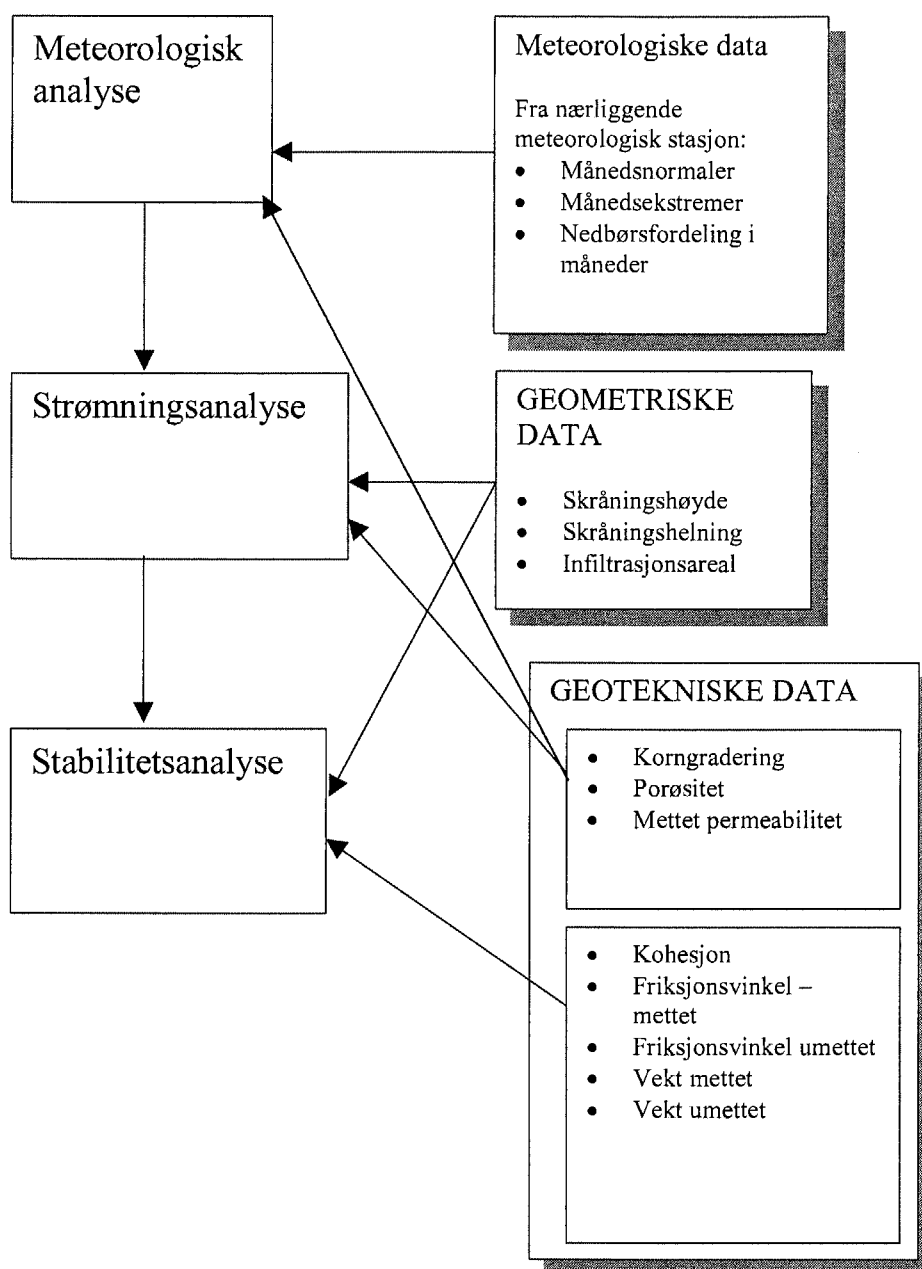
Figur 15. Nedbør høsten 2000 og variasjon i sikkerhetsfaktor for skjærflater vist i figur 14.

ARBEIDSGANG VED FULLSTENDIG ANALYSE AV SKRÅNINGER

I det forutgående er enkeltelementer for vurdering av effekt på skråningsstabilitet av langvarig nedbør flyktig berørt. Figur 16 viser et flyttdiagram som angir en systematisk fremgangsmåte for analyse av skråningstilstanden. En rekke elementer og arbeidsprosesser inngår: Fra meteorologiske data kan en beregne normale og ekstreme nedbørsverdier. Ved overgang til infiltrasjonsverdier må det tas hensyn til permeabilitet og fordeling av nedbør, og dessuten av lokale forhold, bla. vegetasjon, potensiell fordampning og geometriske forhold. Ved hjelp av strømningsberegninger beregnes videre vanninnhold/poretrykk i skråningen under normale og ekstreme forhold. Etter at poretrykkstilstanden er etablert for normale og ekstreme situasjoner beregnes stabilitet til en bestemt eller til vilkårlig skjærflate. Kjennskap til umettet skjærstyrke av jordartene vil da være nødvendig.

REFERANSER

- DNMI (2000), Klimatologisk hurtigoversikt for oktober og november 2000. Klimaavdelingen, DNMI, Oslo
- Edgers, L and Nadim, F, 2004 Rainfall-induced slides of unsaturated slopes, ISRL ...
- Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. and Widger, R.A. 1978. The shear strength of unsaturated soils. Canadian Geotechnical J., 15(3): 313- 321
- Fredlund, D.G. and Rahardjo, H. 1993. Soil Mechanics for Unsaturated Soils. John Wiley and Sons, Inc., pp517.
- GEOSLOPE International, SEEP/W, Version 5.17., Copyright © 1991-2005.
- GEOSLOPE International, SLOPE/W, Version 5.17., Copyright © 1991-2005.
- Norges Geotekniske Institutt, 2003. Unsaturated soils and rain-induced slides. Effects of infiltration on pore pressures and stability. NGI-rapport 20031087-1, datert 17. juni 2003.



Figur 16. Flytskjema – arbeidsgang og minimum av nødvendige data

KNUST BETONG I VEGOVERBYGNING**RECYCLED CONCRETE IN ROAD STRUCTURE**

Sjefsing. Geir Berntsen Statens vegvesen, Region øst

SAMMENDRAG

Statens vegvesens Gjenbruksprosjekt er ett av fem etatsprosjekter i perioden 2002 - 2005. Prosjektets overordnede mål er å *tilrettelegge* for gjenbruk. Som et av flere materialer behandlet i prosjektet, er knust betong og noen resultater er presentert her.

I dette innlegget beskrives undersøkelser av knust betong i laboratoriet samt feltforsøk. Bl.a. er materialet testet vha. både liten og stort treaksialutstyr. Det store treaksialutstyret har en diameter på 30 cm og har muligheten for å pulsere belastningene både vertikalt og horisontalt. Utstyret simulerer i stor grad det som skjer i felt.

Undersøkelsene viser at knust betong egner seg svært godt til bruk i en vegoverbygning og dette bekreftes av feltforsøk. Ved knusing av betong frigjøres sement. Dette gir en etterbinding som gjør at materialets stivhet øker betydelig med tiden og gir materialet bedre lastfordelende evne samtidig med at faren for permanente deformasjoner reduseres.

Materialet brytes raskt ned av frost dersom dette er neddykket i vann. Materialet må derfor benyttes over grunnvannsnivå. Videre viser telehivsforsøk at knust betong kan ha stor teleskytende evne og må klassifiseres som meget telefarlig (foreløpige undersøkelser). Konsekvensene av dette er sannsynligvis ikke store ettersom materialet uansett må benyttes over grunnvannsnivå.

SUMMARY

1 BAKGRUNN

Statens vegvesens Gjenbruksprosjekt er ett av fem etatsprosjekter i perioden 2002 - 2005. Prosjektets overordnede mål er å *tilrettelegge* for gjenbruk. Dette skal gjøres ved å:

- øke kunnskapen om materialenes tekniske og miljømessige egenskaper
- implementere kunnskap underveis ved utførelser i Vegvesenets regi
- vurdere muligheter for ressursvennlig prosjektering
- studere økonomiske sider ved anvendelsen av resirkulerte materialer
- gjennomgå relevant regelverk, revidere eller supplere Vegvesenets håndbøker og veiledninger

Gjenbruksprosjektet består av åtte delprosjekter:

- DP 1 Avfallshåndtering
- DP 2 Miljøpåvirkning
- DP 3 Gjenbruk av betong
- DP 4 Gjenbruk av asfalt
- DP 5 Lette fyllmasser og isolasjonsmaterialer
- DP 6 Gjenbruksvegen
- DP 7 Prosjektering, økonomi og administrative forhold
- DP 8 Nye ideer, materialer og tiltak

Delprosjekt 3 "Gjenbruk av betong" (DP3) har hatt som målsetting å formulere et forslag til anvendbare retningslinjer for bruk av resirkulert tilslag (knust betong og tegl) til vegformål og på denne måten gjøre det enklere for bestiller å ta i bruk materialet.

Gjenbrukt betong har vært lite brukt i vegsammenheng og det er derfor behov for å fastlegge egenskaper som vi normalt ikke er interesserte for vanlige norske vegbyggingsmateriale. Hvilke egenskaper dette er fremgår dels av de ulike aktivitetene delprosjektet har arbeidet med. Disse er:

- DP3-1 Uttesting av deklarasjonsordning
- DP3-2 Mekaniske egenskaper
- DP3-3 Kjemisk nedbryting
- DP3-4 Frostnedbryting
- DP3-5 Finstoffets betydning
- DP3-6 Bunden bruk
- DP3-7 Feltprøving

I det etterfølgende beskrives noen resultater fra aktivitetene mekaniske egenskaper, finstoffets betydning og feltprøving.

Rapporter om knust betong og andre materialer finnes på Gjenbruksprosjektets hjemmesider www.gjenbruksprosjektet.net.

2 KNUST BETONG SAMMENLIGNET MED NATURLIG TILSLAG

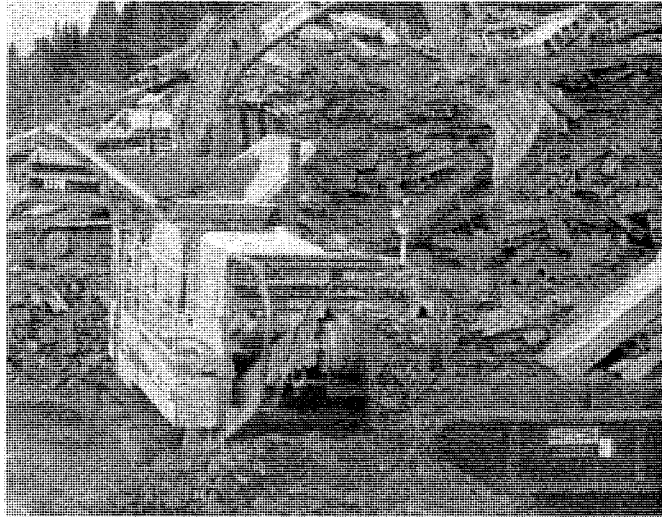
I Norge utgjør avfallet fra bygge-, anleggs- og eiendomsnæringen ca. 1,5 mill. tonn (BAE-næringen) årlig, hvorav ca. 1,1 mill. tonn er betong og tegl. Knust betong omtales ofte som resirkulert tilslag.

Knust betong skiller deg fra naturlig tilslag ved at materialpartiklene består av en blanding av naturlig tilsag, tegl og heterogene partikler som er sammensatt av betongpasta og naturlig

tilslag. De heterogene materialpartiklene og tegl vil ofte medføre at materialet blir klassifisert som mekanisk svakt ved bruk av standardiserte materialtester som benyttes i vegsammenheng.

Ved knusing av betong frigjøres ubundet sement. Når materialet legges i en vegkonstruksjon, vannes og komprimeres, vil det skje en etterbinding ved at den frigjorte sementen reagerer. Dette gir en stivhetsøkning i materialet som kan utnyttes i vegsammenheng.

Det viser seg også at overflatestrukturen på materialet medfører at vi får høy indre friksjon i massene ved bearbeiding og at de dermed gir god stabilitet like etter utlegging.



Figur 1 Knusing av betong

Materialene har egenskaper som ikke blir godt nok beskrevet gjennom vanlige undersøkelsesmetoder som benyttes for naturtilslag. Derfor er det i Gjenbruksprosjektet forsøkt metoder som i større grad beskriver funksjonsegenskapene for materialet. I tillegg har vi fulgt opp enkelte feltforsøk for å dokumentere funksjonsegenskapene for materialene.

Knust betong har en porestruktur som gjør at materialet absorberer atskillig mer vann enn naturtilslag. I enkelte tilfeller er det registrert mer enn 10 % absorbert vann. For å komprimere materialet kreves det derfor mer vanning enn normalt og optimalt vanninnhold ligger ofte i området 10-14 % og i enkelte tilfeller enda høyere. Denne egenskapen har vist seg fordelaktig når massene legges ut på et bløtt underlag ved at disse suger til seg vann og bedre forholdene noe.

Porestrukturen og evnen til å suge til seg vann gir noen negative konsekvenser. Dersom materialet inneholder mye vann vil det brytes ned av frysing. Dette gjør at materialet ikke bør ligge under grunnvannstanden og kan dermed ikke benyttes som et frostsikringslag.

I Gjenbruksprosjektet er de frosttekniske egenskaper undersøkt ved å måle telehivsfølsomhet. Materialene viser egenskaper som er vesentlig forskjellige fra naturlig tilslag. Porestrukturen i materialet har sannsynligvis innvirkning på disse egenskapene og resultater fra analysene blir belyst senere i dette notatet.

3 VIKTIG PARAMETER FOR VEGBYGGINGSMATERIALER

I en vegkonstruksjon skal det ideelt sett ikke være større tøyninger enn at konstruksjonen oppfører seg som et elastisk system. Det vil si at konstruksjonen bøyes ned under belastning, men får tilbake opprinnelig fasong når lasten har passert.

For et mekanisk stabilisert material er ikke den elastiske stivheten konstant. Stivheten varierer med en rekke forhold; spenningstilstand (innspenning, belastningsgrad), vanninnhold, materi-

alkvalitet mm. Kunnskap om lagenes/materialenes elastiske stivhet er derfor sentralt for å kunne utføre riktig dimensjonering.

Skader på en dekkekonstruksjon vil i første rekke opptre der man i tillegg til de elastiske deformasjonene også får varige (plastiske) deformasjoner. De varige deformasjonene skyldes enten pakning (volumreduksjon) eller omlagring p g a skjærdeformasjoner, evt. i kombinasjon. For å kunne vurdere faren for varige deformasjoner er det ved siden av elastisk stivhet derfor også viktig å få kunnskap om skjærstyrke-/deformasjonsegenskapene til materialet. Med tanke på nedknusingseffektene er den rene mekaniske styrken "korn mot korn" en viktig parameter. I et "åpent" granulært material uten finere korn som fyller hulrommet mellom de grove partiklene, overføres lastene gjennom kontaktpunkter mellom de grove kornene. Her blir belastningene svært store, og materialet vil lett knuses og slites ned. Dette gjelder både under store enkeltlaste (anleggsfasen) og under gjentatte smålaste (driftsfasen).

Denne nedknusingen vil medføre varige deformasjoner i materialet på grunn av pakning (generert finstoff finner plass i hulrommene i materialet) og økt omlagring av partiklene. Det er en sammensatt oppgave å kartlegge oppførselen på kort og lang sikt for et granulært material under ulike belastningsforhold. Enda mer utfordrende blir det ved bruk av gjenvinningsmaterialer, da de i seg selv gjerne er av sammensatt/heterogen karakter (f eks knust betong).

I tillegg til at selve vegbyggingsmaterialet ikke skal deformeres skal det ha en stivhet og lagtykkelse slik at det fordeler lastene til underliggende lag på en slik måte at disse ikke deformeres. Denne stivheten angis som elastisitetsmodul (resilientmodul) og kan regnes om til lastfordelingskoeffisient. Denne koeffisienten er vanlig brukt i vegsammenheng.

4 LABORATORIEANALYSER

4.1 Styrkeegenskaper

For bestemmelse av de mekaniske egenskapene for naturlig tilslag til vegformål har vi et sett med analyser som er definert i våre normaler og retningslinjer. Disse analysene baserer seg på testing av enkeltpartikler og pga. knust betongs heterogene karakter, overflatestruktur og etterbindingseffekt beskriver ikke disse metodene resirkulert tilslag sine egenskaper på en tilfredsstillende måte.

Det er derfor utført analyser som beskriver funksjonsegenskapene for en lagpakke med knust betong og ikke bare partikkelegenskapene. SINTEF har undersøkt materialet i treaksialutstyr hvor belastningen kan pulseres både vertikalt og horisontalt og dermed etterligne den belastningen materialet vi få i en vegkonstruksjon.

Både stor og liten treaksutstyr er benyttet i undersøkelsene. Diameteren for den store treaksen er 30 cm og dette gjør at materialer med største kornstørrelse på ca. 60 mm med mer kan undersøkes. I dag er det en felles oppfatning om at dette utstyret er best mht. å beskrive funksjonsegenskapene i felt av de undersøkelsesmetodene vi har tilgjengelig.

Flere forekomster er undersøkt både i liten og stor treaks. Her presenteres i hovedsak resultatet for materialer fra to forsøksstrekninger benyttet i Gjenbruksprosjektet. Dette er:

- Ev-6, Omlegging ved Melhus, Sør-Trøndelag fylke (*Aurstad (2005)*)
- Ev-6, Vektstasjon Klemetsrud, Oslo (*Aurstad (2005)*)

I tillegg har Gjenbrukstprosjektet utnyttet data fra andre norske prosjekter hvor knust betong er benyttet. Disse prosjektene er:

- RESIBA-prosjektet (*Myhre m.fl. (2002)*)
- Fornebuprojektet – forsøksveg (*Aurstad (2002)*)
- RiT2000/St. Olavs Hospital, Trondheim – H. Hårdrådes gate og parkeringsplass

For å se på forskjellene mellom tett og åpen kurve for Melhusmaterialet ble det testet to ulike graderinger;

- 0-63 mm "velgradert material" (2 prøver)
- 20-63 mm "grovt material" (2 prøver)

For Klemetsrudmaterialet er bare graderingen 20-63 mm undersøkt og forsøksbetingelsene har vært tilnærmet de samme som for materialet fra Melhus.

Los Angeles-testen (LA-test) er i dag standardisert metode for bestemmelse av mekanisk styrke på normale vegbyggingsmaterialer. Denne testen antyder at materialet fra Klemetsrud er betydelig svakere enn materialet benyttet på Melhus. LA-verdien for Klemetsrudmaterialets 34,3 mens for Melhusmaterialet 24,7 for fraksjonen 31,5-50 mm.

Utlagt materiale har $d_{\max} = 100$ mm for Melhus og 120 mm for Klemetsrud. Materialer >63 mm ble frasiktet og erstattet med fraksjonen 30-63 mm for prøvematerialet benyttet i det store treaksutstyret. Dermed ble bare den alle groveste fraksjonen forandret, kurven for material < 30 mm ble ikke berørt.

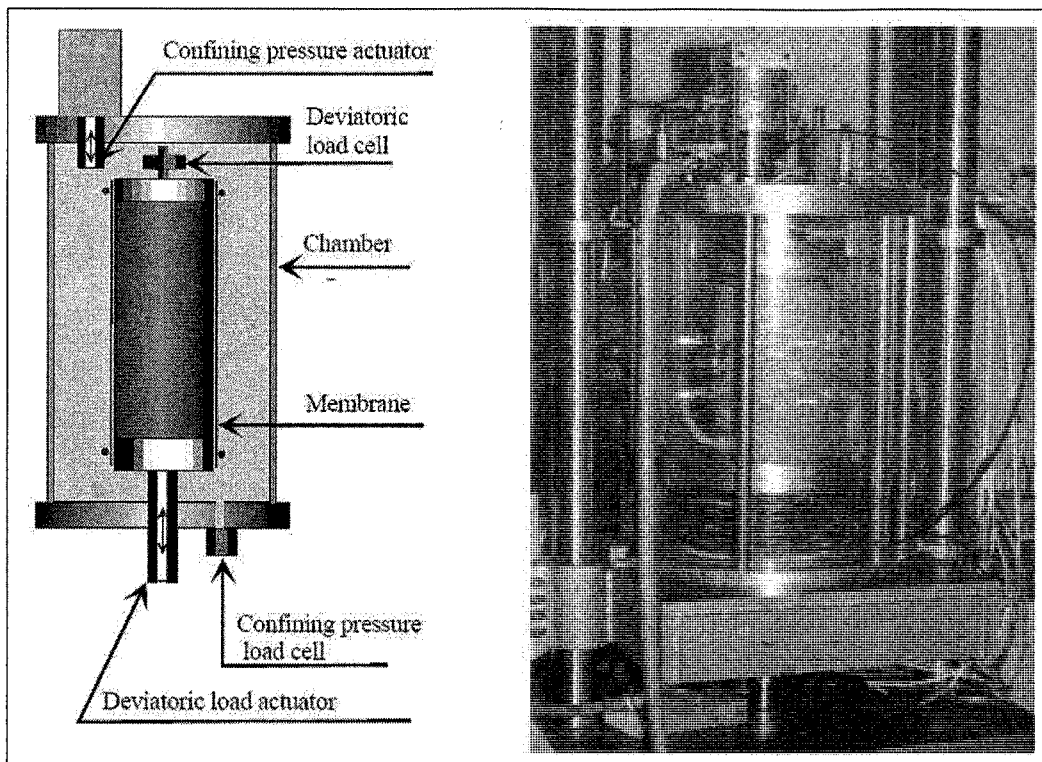
Før undersøkelsene på Melhusmaterialet ble satt i gang, ble feltdensiteten til det grovkornige materialet.. Prøvene med grovkornig ("åpent") materiale ble deretter komprimert til denne feltdensiteten ved hjelp av en vibrasjonshammer. For å få homogen prøve ble materialet pakket i 5 like lag. Densiteten for Klemetsrudmaterialet ble ikke målt i felt, men fikk samme komprimeringsenergi som Melhusmaterialet



Figur 2 Bestemmelse av feltdensitet

For de velgraderte materialene kunne dess-
verre ikke feltdensiteten måles. Man valgte
da å legge seg på samme lab-komprimering (antall lag, kraft osv) som for det grove materia-
let.

Treaksialutstyr bør være kjent i det geotekniske miljøet. Figur 3 viser den store teaks-utstyret til SINTEF som er benyttet i denne undersøkelsen. Prøvehøyden er 60 cm og prøvediameteren er 30 cm. Det spesielle med dette utstyret er at horisontalbelastningen kan pulseres i tillegg til vertikalbelastningen.



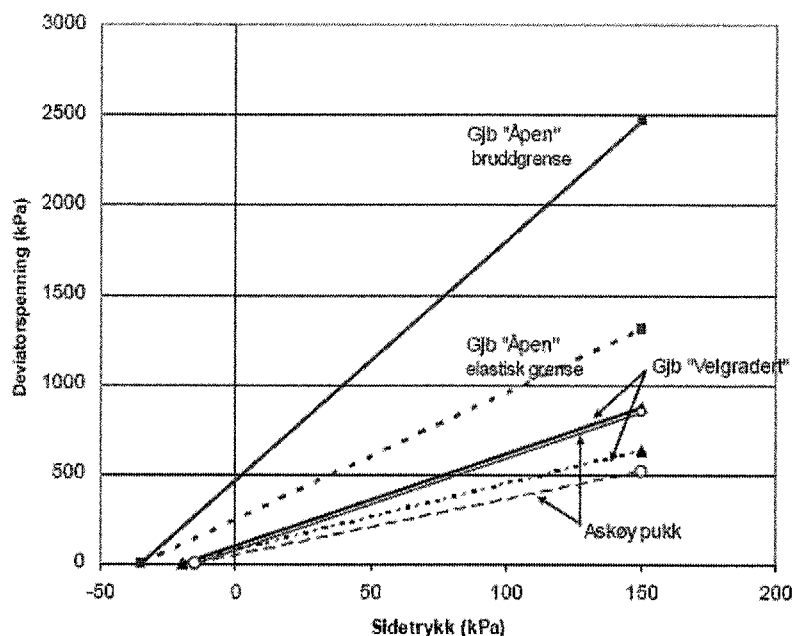
Figur 3 Treksialutstyr tilhørende SINTEF.

4.2 Deformasjonsmotstand

Treks-forsøk kan brukes til å karakterisere materialenes motstand mot permanente deformasjoner. Dette gjøres ved å beregne henholdsvis

- Elastisk grenselinje (bestemt av vinkelen ρ) som avgrenser området for elastisk oppførsel.
- Bruddlinje (bestemt av vinkelen Φ) som definerer grensen for bruddtilstand, dvs. store plastiske deformasjoner.

Figur 4 viser beregnede grenselinjer for Melhus-materialene funnet i stor treaks.



Figur 4 Motstand mot permanente deformasjoner for forsøk på Melhus-materialet i stor treaks

Verdier for et tradisjonelt pukkmateriale (Askøy pukk 0-22 mm) er lagt inn for sammenligning. Heltrukne linjer angir grense for inkrementelt brudd, stiplede linjer angir elastisk grense. Grensevinklene er oppsummert i tabell 1. Merk: Det angitte referansematerialet av pukk i figur 4 er her i fraksjon 0-22 mm, det er ikke testet pukk med $d_{\max} = 63$ mm.

Tabell 1 Elastisk vinkel og bruddvinkel for prøver av knust betong Melhus, testet i stor treaks

Prøve	Testfraksjon	Grensevinkel elastisk oppførsel $\sin(\rho)$	Grensevinkel inkrementelt brudd $\sin(\phi)$
Velgradert 1	0-63 mm	0,63	> 0,70
Velgradert 2	0-63 mm	0,67	> 0,75
Gjennomsnitt		0,65	> 0,72
Åpen 1	20-63 mm	0,50 *	0,65 *
Åpen 2	20-63 mm	0,78	> 0,87
Gjennomsnitt		0,78	> 0,87

* Avviker vesentlig, kvaliteten på forsøket er vurdert bare som "fair".
Verdiene er derfor ikke tatt med i gjennomsnittet.

Tabell 2 gir resultatene for materialene fra Klemetsrud.

Tabell 2 Elastisk vinkel og bruddvinkel for prøver av knust betong Klemetsrud, testet i stor treaks

Prøve	Testfraksjon	Attraksjon (kPa)	Grensevinkel for elastisk oppførsel $\sin \rho$	Grensevinkel for inkrementelt brudd $\sin \phi$
Klemetsrud 1 (betong)	20-63 mm	10	0,60	$> 0,80$
Klemetsrud 2 (betong)	20-63 mm	10	0,60	$> 0,80$
Betong middel		10	0,60	$> 0,80$

Både bruddgrensen og grensen for elastisk oppførsel er svært høy sammenlignet med normale ubundne bære- og forsterkningslagsmaterialer. Materialet fra Melhus gir noe bedre resultater enn materialet fra Klemetsrud.

Det betyr at disse knuste betongmaterialene, i den tilstand de her er testet under, synes å være spesielt motstandsdyktige overfor permanente deformasjoner og vil gi liten sporutvikling ved normal belastning.

4.3 Elastisk stivhet

Elastisk stivhet (dvs. elastisitetsmodul eller resilientmodul) og avledet lastfordelingskoeffisient er sammenstilt for alle prøvene i tabell 3 og 4. Sammenhengen mellom lastfordelingskoeffisient og elastisitetsmodul er:

$$\text{Lastfordelingskoeffisient} = 0,208 \cdot \sqrt[3]{\text{Elastisitetsmodul}}$$

Tabell 3 Elastisitetstmodul og lastfordelingskoeffisient for prøver av knust betong, Melhus, testet i stor treaks

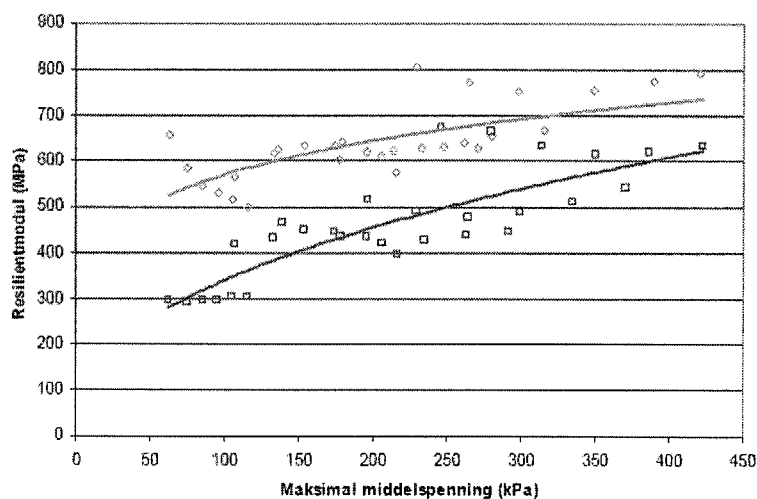
Prøve	Testfraksjon	E-modul ¹ (MPa)	Lastford.-koeff. <i>a</i>
Velgradert 1	0-63 mm	350	
Velgradert 2	0-63 mm	450	
Gjennomsnitt		400	1,26
Åpen 1	20-63 mm	400	
Åpen 2	20-63 mm	650	
Gjennomsnitt		525	1,38

¹ middelspenning 200 kPa

Tabell 4 Elastisitetstmodul og lastfordelingskoeffisient for prøver av knust betong, Klemetsrud, testet i stor treaks

Prøve	Testfraksjon	E ₂₀₀ (MPa) ¹	Lastfordelingskoeffisient "a"
Klemetsrud 1 (betong)	20-63 mm	450	
Klemetsrud 2 (betong)	20-63 mm	650	
Betong middel		550	1,39

Elastisitetsmodulen vil være avhengig av spenningsnivået i tillegg til en hel rekke andre faktorer. Figur 5 viser denne sammenhengen for materialer fra Klemetsrud. Normalt angis elastisitetsmodulen (resilientmodulen) for maksimal middelspenning lik 200 kPa.



Figur 5 Resilientmodul som funksjon av middelspenning for prøvene med ren betong

Stivheten ligger høyere enn det man normalt kan forvente for et granulært forsterkningslag. I den nye Håndbok 018 Vegbygging (juni 2004) er det angitt følgende normalverdier for forsterkningslag;

$$a_{\text{grus}} = 1,00$$

$$a_{\text{pukk}} = 1,10$$

$$a_{\text{Gjb}} = 1,00$$

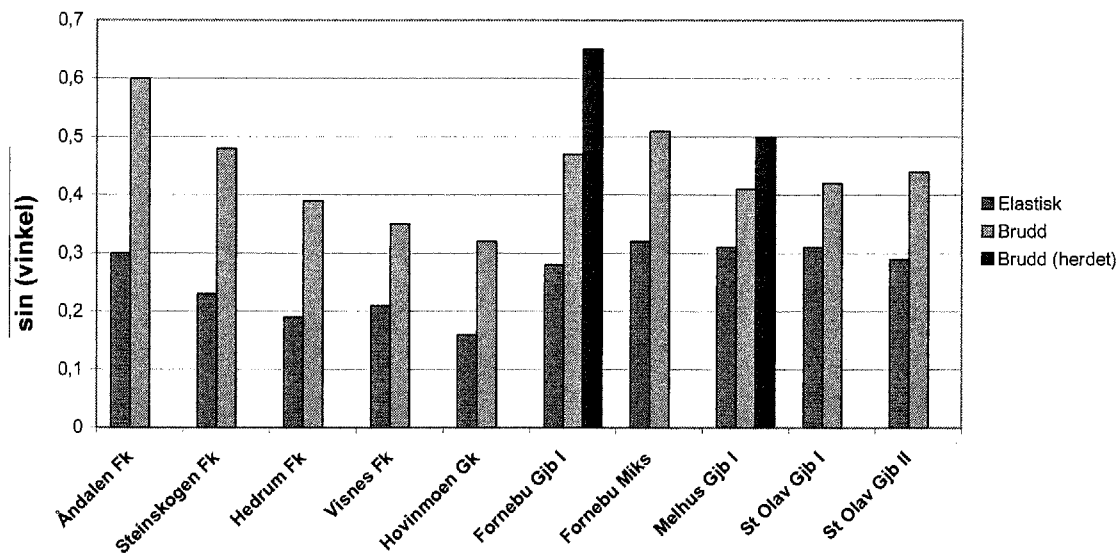
Vi ser også at materialet fra Klemetsrud har høyere stivhet enn materialet fra Melhus til tross for at dette er karakterisert som svakere ut fra Los Angeles-testen.

4.4 Forsøk utført i liten treaks

Det er også utført undersøkelser av materialeegenskaper i treaksialutstyr med diameter 15 cm og hvor det kun er mulig å pulsere vertikalbelastningen. Her er bl.a. materialer fra Melhus i fraksjonen 0-25 mm undersøkt og 0-22 mm for en rekke andre materialer.

Bruddgrensetilstanden og grense for elastiske egenskaper ligger betydelig lavere enn for undersøkelsene gjort i stor treaks. Dette skyldes i hovedsak at vi her tester en annen korngradering med en annen densitet/komprimering. Materialene benyttet i den store treaksen er nærmere opp mot de materialene som er brukt i felt. Vi har også forsøkt å oppnå samme densitet i laboratoriet som i felt og dette sannsynliggjør at stor treaks beskriver best det som skjer i vegkonstruksjonen.

Figur 6 viser egenskaper mht. deformasjon i form av sinus til elastisk grenselinje og bruddgrenselinje for 10 forskjellige materialforekomster. De 5 forekomstene til venstre i diagrammet er naturtilslag mens de 5 til høyre er knust betong. "Førnebu Miks" er en blanding av knust betong og knust asfalt"



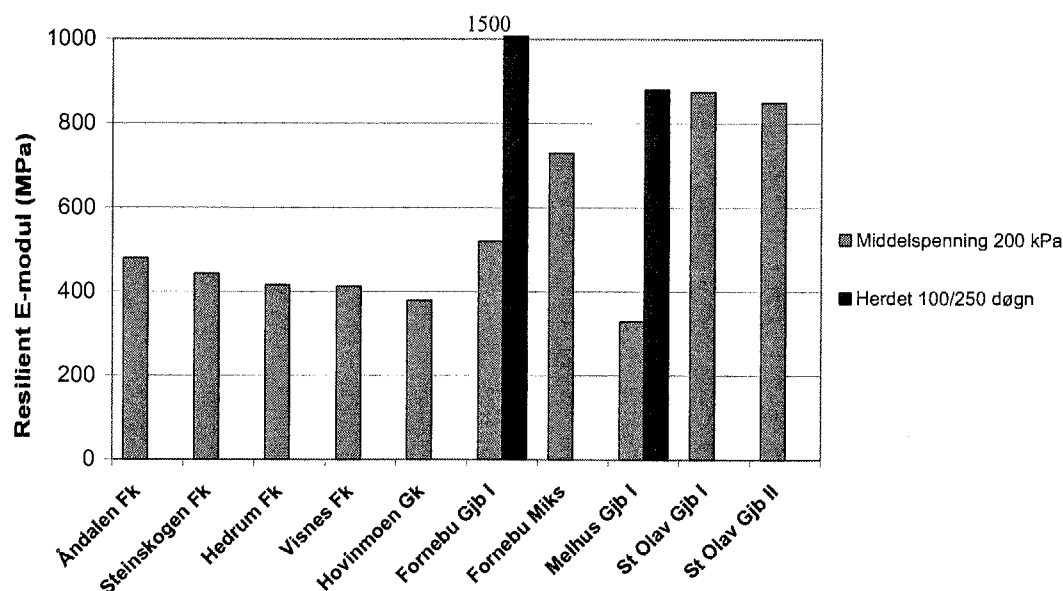
Figur 6 Deformasjonsegenskaper bestemt i liten treaks

Vi ser at den elastiske grenselinjen ligger høyere for knust betong sammenlignet med naturlig tilslag. Unntaket her er knust fjell fra Andalen som har samme sinusverdi som knust betong.

Når det gjelder bruddlinjen er variasjonene store for naturtilslag, men middelverdien for disse er omtrent som for knust betong. Vi ønsker uansett ikke å utnytte materialene slik at den elastiske grenselinjen krysses.

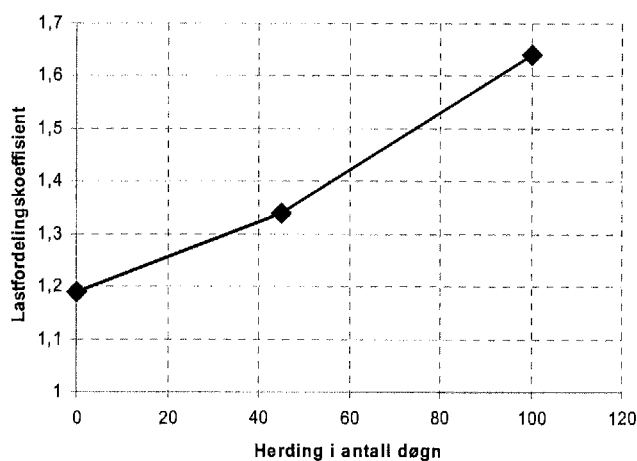
Vi ser også at bruddgrenselinjens helning øker når materialet herder.

Figur 7 viser elastisitetsmodulen for de samme materialene som over og vi ser at verdiene for gjenbruksmaterialer ligger betydelig høyere enn for naturtilslag. Blå søyler viser prøver hvor det har skjedd herding. For Fornebu er prøven herdet i 250 døgn og E-modulen er hele 1500 MPa målt vha. liten treaks.



Figur 7 Elastisitetsmodul for ulike materialer bestemt i liten treaks

Vi ser at materialet merket Melhus Gjb I (Gjb=gjenbruksbetong) hadde lavest elastisitetsmodul like etter prøvetillaging, men at denne har økt ved herding. Figur 8 beskriver herdingsforløpet som funksjon av tid. Stivheten er angitt som lastfordelingskoeffisient.



Figur 8 Stivhetsøkning som funksjon av herdetid. Gjb fra Melhus.

Økningen i lastfordelingskoeffisienten er betydelig og vil i en vegkonstruksjon medføre at belastningen på underliggende lag avtar.

4.5 Konklusjon av laboratorieundersøkelsene

Materialene viser forholdsvis høy elastisk stivhet og dermed god lastfordelende evne. Den rene knuste betongen har svært høy motstand mot permanente deformasjoner og det skulle derfor være liten risiko for spordannelse ved normal belastning.

Når materialet herder viser treaksialtestene stor stivhetsøkning som vil gjøre at materialets egenskaper mht. lastfordelende evne forbedres. Dermed blir belastningen på underliggende lag også bedre og sannsynligheten for at det oppstår deformasjoner her reduseres.

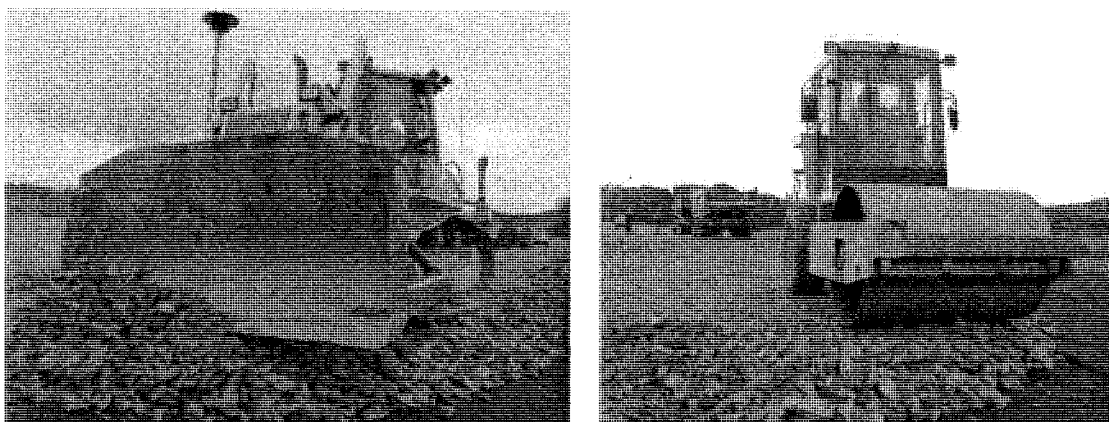
Laboratorieforsøk er ment å skulle simulere det som virkelig skjer i felt. Her har treaksialforsøkene vært presentert da det er disse vi mener disse best simulerer det som skjer i felt.

5 FELTFORSØK

I Gjenbruksprosjektet har vi sett det som viktig å verifisere laboratorieundersøkelsene med forsøk i felt. I dette notatet presenteres feltforsøkene utført på Melhus-prosjektet. (Aurstad (2005))

Det finnes også andre feltundersøkelser både her i landet og i utlandet som i stor grad bekrefter det vi har observert. Noen resultater fra disse er også vist for å beskrive spesielle egenskaper for knust betong.

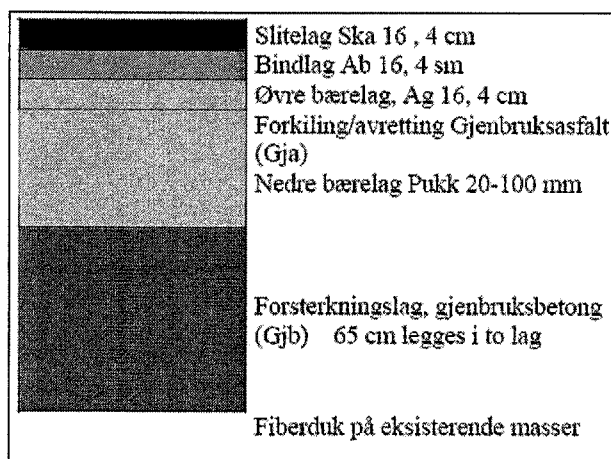
To forsøksfelt ble anlagt på Melhus i november 2003. Hver av dem hadde en lengde på 80 m. For ene strekningen ble fraksjonen 0-100 mm benyttet og for den andre 20-100 mm. Hensikten med dette var bl.a. å se om etterbindingseffekten er en funksjon av finfraksjonen.



Figur 9 Utlegging av knust betong på Melhus forsøksfelt

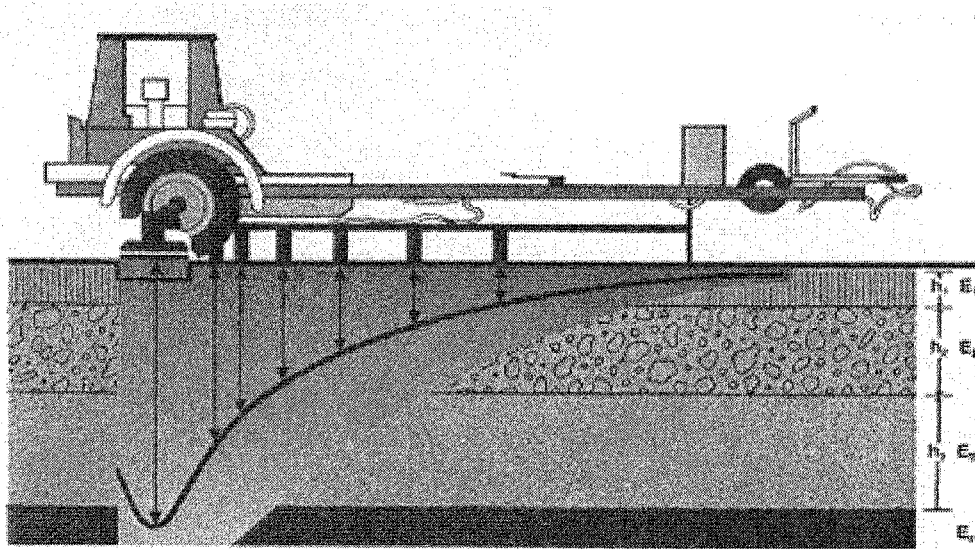
For forsøksstrekningene ble nedre forsterkningslag av stein erstattet med gjenbruksbetong av tilsvarende tykkelse. Alle andre lag er identisk med tilstøtende strekninger. Også grunnforholdene er ensartede i området og gjør at sammenligningen av knust betong og knust fjell som forsterkningslag er enkel. Vegoverbygningen er vist i figur 10

Den knuste betongen ble lagt i to lag og hvert lag ble vannet rikelig. Ulikt komprimeringsutstyr ble forsøkt og densitet og oppnådd komprimering ble undersøkt.



Figur 10 Vegoverbygning for Melhus forsøksfelt

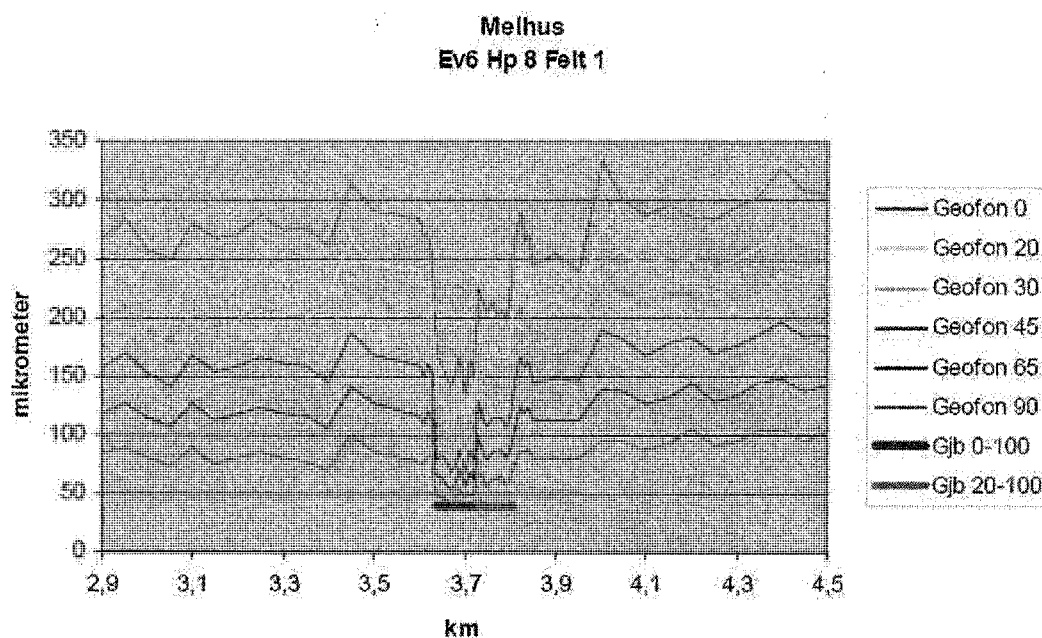
Etter at vegen ble åpnet har vi utført målinger ved bruk av fallodd. Ved disse målingene slippes et lodd på vegoverflaten og deformasjonen som dette medfører på overflaten registreres vha. geofoner i ulike avstander fra lastsenteret slik som vist i figur 11



Figur 11 Fallodd

Vegens bæreevne er en funksjon av størrelsen på deformasjonene. Mindre deformasjoner gir bedre bæreevne og lengre levetid for vegkonstruksjonen. Når man kjenner lagdelingen i vegoverbygningen kan deformasjonene i overflaten benyttes til å etterberegne elastisitetsmodulene for de enkelte lagene og så sammenligne disse med verdier bestemt i laboratoriet.

Figur 12 viser hvordan deformasjonen endrer seg for geofoner plassert i ulik avstand fra lastsenteret. Tallet som er angitt for hver kurve i diagrammet, angir avstanden i cm fra lastsenteret slik at Geofon 0 representerer deformasjonen i lastsenteret.



Figur 12 Falloddsmålinger. Deformasjon i overflaten.

Det er altså kun materialet i nedre forsterkningslag som er endret på denne strekningen. Forsøksfeltene er markert med rødt og blått. Grunnforholdene beskrives best ved geofonen lengst fra lastsenteret og i dette tilfellet ser vi at Geofon 90 viser jevne deformasjoner. Dette indikerer at grunnforholdene er jevne.

Målingene viser helt tydelig at å erstatte nedre forsterkningslag av knust stein med knust betong reduserer deformasjonene i overflaten betydelig og gir dermed økt bæreevne. Dette bekrefter konklusjonen fra laboratorieundersøkelsene om at knust betong egner seg meget godt i vegbyggingssammenheng.

Feltforsøket viser at vi har oppnådd høyere elastisitetsmoduler for fraksjonen 0-100 mm enn for 20-100 mm. I laboratoriet ble lastfordelingskoeffisienten for fraksjonen 20-100 mm bestemt til 1,38 (kan regnes om til E-modul) og dette er identisk med etterregning av feltmålingene. (Mest tilfeldigheter at vi fikk 100 % overensstemmelse.)

For materialfraksjonen 0-100 mm var den gjennomsnittlig lastfordelingskoeffisient i laboratoriet 1,26, mens i felt var denne hele 1,9. Av deformasjonene i overflaten ser vi en tydelig forskjell mellom forsøksfeltene og det er helt klart at strekningen med 0-100 er blitt sterkere enn strekningen med 20-100 mm.

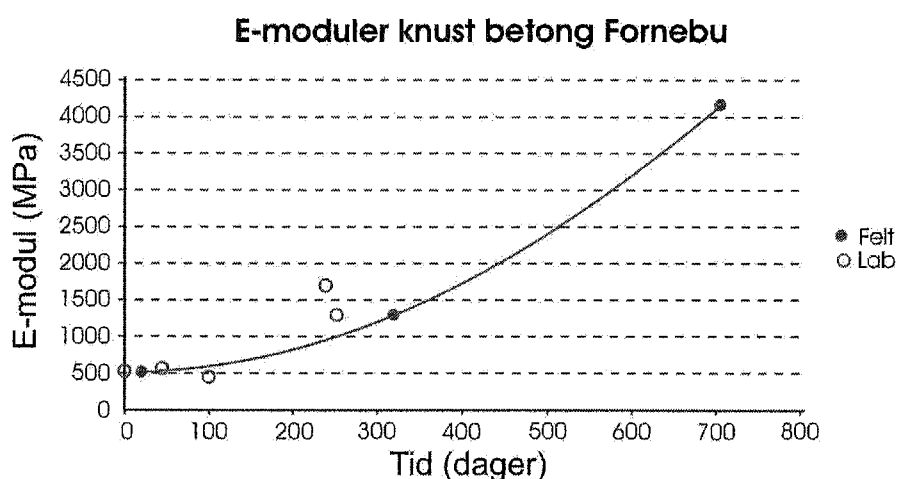
Årsaken til denne endringen skyldes sannsynligvis at vi har hatt en etterbinding i materialet på samme måte som vist i figurene 7 og 8. Materialet har ligget i vegkonstruksjonen i 16-17 måneder og dette er lang nok tid for at etterbinding skal skje.

6 ANDRE UNDERSØKELSER SOM VISER ETTERBINDINGSEFFEKTEN FOR KNUST BETONG

6.1 Forsøksveg på Fornebu (Aurstad (2002))

Foran i notatet er beskrevet laboratorieundersøkelser for knust betong brukt i en forsøksveg på Fornebu. Laboratiemålt elastisitetsmodul er vist i figur 13 som funksjon av herdetid. Her er også beregnet elastisitetsmodul for falloddsmålinger utført i felt vist, og vi ser at det er en viss overensstemmelse mellom disse to måtene. I tillegg er det utført feltmålinger ca. 2 år etter siste måling vist i diagrammet. Etter ca. 1400 døgn er E-modulen steget ytterligere og er nå 5500 MPa.

Stivheten her er langt større enn for noen av de andre prosjektene vi har sett på.

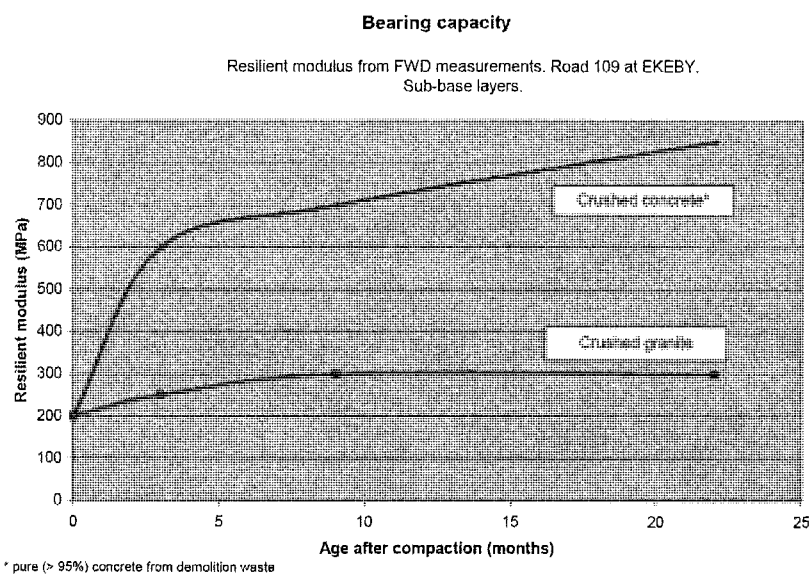


Figur 13 Stivhetsøkning for knust betong benyttet i Fornebu forsøksveg.

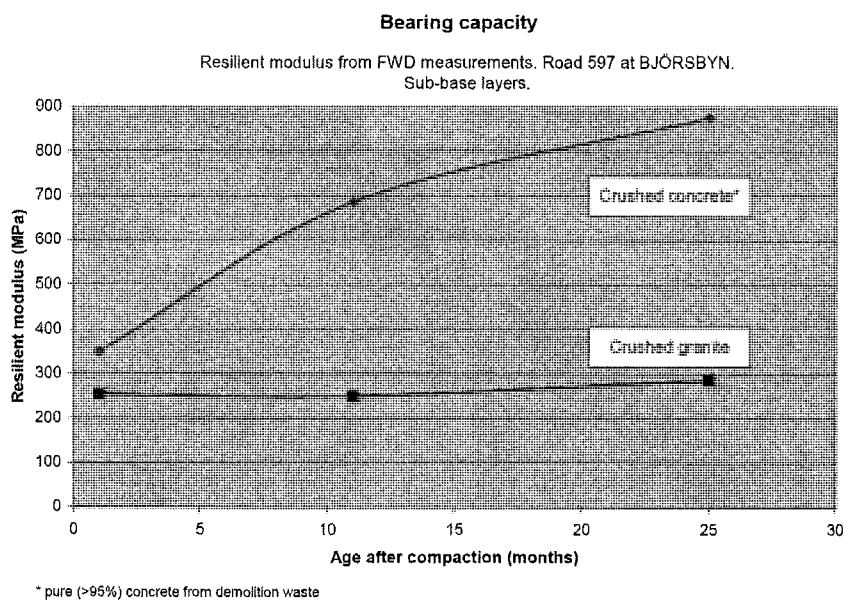
6.2 Svenske undersøkelser (Arm (2002))

Bruk av resirkulert materialer er ikke bare interessant i Norge, men også mange andre land har utført forskningsarbeider innenfor dette området.

Figur 14 og 15 viser på samme måte som for norske forsøksfelt at materialet får økt stivhet over tid. Også her er falloddsmålinger grunnlaget for bestemmelse av elastisitetsmodul og vi ser at denne har økt med en faktor på 3-5. Etter 22-25 måneder er stivheten ca 850-880 MPa og dette tilsvarer en lastfordelingskoeffisient på ca 2. Dette er omtrent samme verdi som vi har registrert på Melhusprosjektet for fraksjonen 0-100 mm.



Figur 14 Stivhetsøkning for knust betong. Sverige, Veg nr 109, Ekeby.



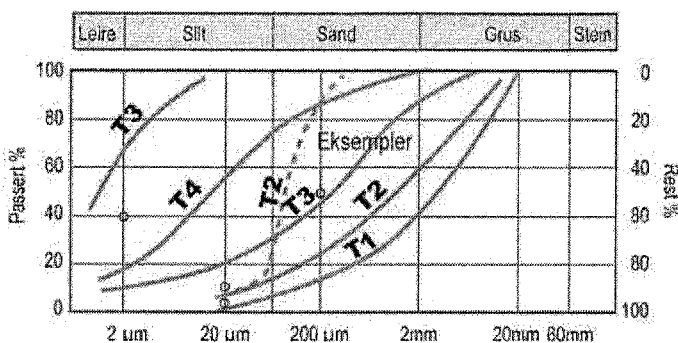
Figur 15 Stivhetsøkning for knust betong. Sverige, Veg nr 509, Bjørsbyn.

I Danmark har de også registrert at etterbindingseffekten i enkelte tilfeller kan utebli (eller være ubetydelig). Dette har vært for materialer som har ligget på lager i knust tilstand i lengre tid.

7 FROSTTEKNISKE EGENSKAPER

Finstoffets virkning på et materiales egenskaper som vegbyggingsmaterialer kan være stor. Mengden vann i et materiale er bl.a. avhengig av spesifikk overflate og denne øker betydelig når finstoffinnholdet øker. Materialet vil miste sin bæreevne og dette vises ved at skjærdeformasjoner i materialet gir spor og ujevnheter i vegoverflate.

Telefarligheten for et materiale er avhengig av kornfordelingskurven og særlig viktig er innholdet av finstoff. Telefarligheten er gradert i 4 grupper fra ikke telefarlig (angitt som T1) til meget telefarlig (T4). Figur 16 angir hvilke kriterier som benyttes her i landet. (Nordals telekriterium). (Vegnormalene HB-018 (2005))



Figur 16 Nordals telekriterium

Telefarligheten beskriver materialets evne til å suge opp vann til frysefronten for så å danne islinser. Tilførselen av vann medfører et telehiv og økningen i telehivet pr. tidsenhet under bestemte forsøksbetingelser gir et uttrykk for telefarligheten.

Alle kjenner til at telehiv kan gi store problemer for en veg. Det er særlig når telehivene er ujevne at vi merker dem. Et annet problem får vi når dette overskuddsvannet som danner telehivet, tiner om våren og skal dreneres ut av materialet. Materialene er ofte relativt tette pga. finstoffinnholdet og belastningstiden for en hjullast svært kort og medfører at det bygges opp et poretrykk i materialet som reduserer skjærkapasiteten. Redusert bæreevne i teleløsningen er et kjent fenomen selv om det er slutt med aksellastrestriksjoner i teleløsningen her i landet.

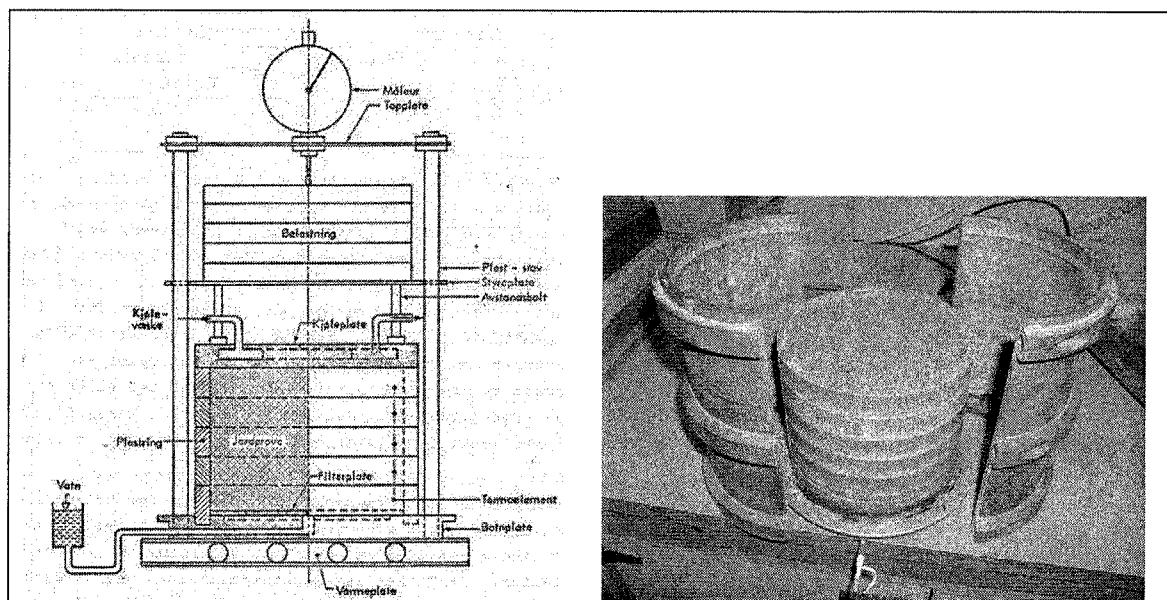
I Gjenbruksprosjektet har vi antatt at det sannsynligvis er en sammenheng mellom mengden finstoff og graden av etterbinding, og feltforsøket på Melhus kan tyde på at dette er tilfellet. Av denne grunn kan det være ønskelig med finstoff, men finstoff kan medføre at materialet blir telefarlig. Derfor ble fryseforsøk utført på materialene angitt i tabell 5. To referansematerialer ble benyttet hvor det ene var meget telefarlig og det andre ikke telefarlig.

Tabell 5 Materialer benyttet i frysetest. Klassifisert i hht. Nordals telekriterium.

Material	Andel material < 0,2 mm	Andel material < 0,02 mm	Andel material < 0,002 mm	Klassifisering
Melhus 0-20 mm	11 %	2-4 %	1 %	Ikke/litt telefarlig T1/T2
Melhus 0-10 mm	14 %	3-5 %	1 %	Litt telefarlig T2
BA Gjenv 0-11 mm	9 %	2 %	0 %	Ikke telefarlig T1
Silt Klæbu (ref)	95 %	40 %	3 %	Mye telefarlig T4
Sand Ramlo (ref)	22 %	0 %	0 %	Ikke telefarlig T1

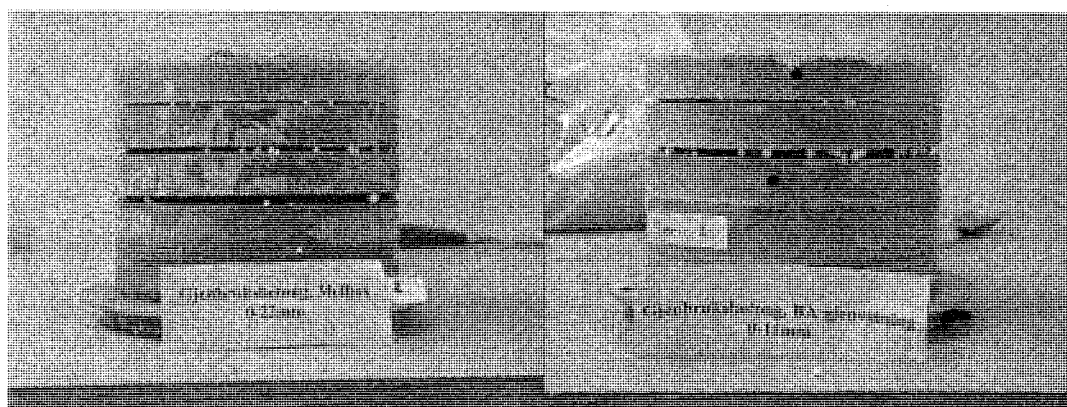
Figur 17 viser utstyret benyttet i telehivsforsøket. Materialet blir stampet inn i en sylinder som er kledd med plastringer. Plastringene gjør at prøven kan ekspandere i lengderetning; dvs. få telehiv.

Temperaturen på overflaten reduseres til under 0°C og temperaturen i bunnen holdes konstant over 0°C . Vann har muligheter for å strømme inn i prøven fra undersiden. Overflaten gis en belastning som tilsvarer den lasten som vil være i felt.



Figur 17 Utstyr for telehivsforsøk

Resultatene her er noe overraskende. Figur 18 viser 2 prøver av knust betong og det er tydelig at telehivene er store. Dette ser vi på avstanden mellom ringene på de frosne prøvene.



Figur 18 Telehiv i knust betong

Tabell 6 viser en oppsummering av samtlige resultater.

Tabell 6 Resultat av telehivsforsøk på knust betong og referansematerialer

	Material	Akkumulerte telehiv (mm)				Pr døgn	
		1 døgn	2 døgn	3 døgn	4 døgn	Maks	Snitt
Serie I	Gjb Melhus 0-20 mm	11	14	16	17	11	4,3
	Gjb BA Gjenv 0-11 mm	5	8	9	9	5	2,3
	Silt (ref)	4	7	9	10	4	2,5
	Sand (ref)	2	2	1	1	2	0,3
Serie II	Gjb Melhus 0-20 mm	5	8	9	10	5	2,5
	Gjb BA Gjenv 0-11 mm	3	7	8	9	3,5	2,3
	Silt (ref)	2	5	6	7	2,5	1,8
	Sand (ref)	2	3	3	2	2	0,5
Serie III	Gjb Melhus 0-10 mm (a)	4	6	8	9	4	2,3
	Gjb Melhus 0-10 mm (b)	5	7	8	9	5	2,3
	Gjb BA Gjenv 0-11 mm	3	5	6	7	3	1,8
	Silt (ref)	2	5	6	7	2,5	1,8

Tabellen viser med klar tydelighet at knust betong gir store telehiv og i de fleste tilfellene større enn silt som er klassifisert som meget telefarlig. Årsaken til dette vet vi ikke, men det kan kanskje være porestrukturen i materialet som medfører oppsuging av vann til frysefronten. Det er i hvert fall behov for å undersøke dette nærmere.

Vi skal også utføre telehivsforsøk på knust betong som har stått og herdet. Det er mulig at binding av finstoff vil redusere telehivoppbyggingen, men det gjenstår å se.

At materialet har stor teleskytende evne behøver nødvendigvis ikke ha store konsekvenser. Materialet skal uansett ikke benyttes under grunnvannsnivået da det vil bli nedbrutt ved frysing. Dermed vil tilgangen på vann som kan suges opp bli begrenset.

Dersom materialet er relativt åpent (dvs. lite finstoff) vil overskuddsvann dreneres raskt ut i teleløsningen og vi vil heller ikke få samme poretrykksoppbygging som for tette materialer. Dermed vil ikke materialet få nedsatt sin skjærstyrke i samme grad som f.eks. en silt.

8 KRAV TIL KNUST BETONG I VEGNORMALENE

Krav til ulike materialer som skal benyttes i en vegkonstruksjon, er gitt i Vegnormalene, håndbok 018, Vegbygging, utgitt av Statens vegvesen i 2005.

For at knust betong skal egne seg vegbygging må innslag av andre materialer være begrenset. Det er derfor angitt krav til renhet for to kategorier. Disse er kalt Gjb I og Gjb II hvor den første er den reneste og kan benyttes til flere formål enn den andre.

Tabell 7 viser vegnormalens krav til massesammensetning for knust betong. I tillegg er det satt krav mht. mekaniske egenskaper.

Tabell 7 Krav til massesammensetning i vegnormalen, hb-018, for knust betong til ubunden bruk (Ref. 9 er Kontrollrådet for betongprodukter, Tekniske bestemmelser, klasse V Resirkulert tilslag)

Materialer	Gjb I Knust betong Type 1B ¹⁾	Gjb II Blandet masse Type 2B ¹⁾
Hoveddelmateriale Knust betong og naturtilslag Knust betong, knust murverk og naturtilslag	>94 %	> 90 % ²⁾
Andre granulære delmaterialer Knust murverk Knust gjenbruksasfalt	< 5 % < 5 %	< 5 %
Ikke-mineralsk innhold Treverk, papir, metall, isolasjonsmaterialer*, planterester**, plast, glass, gummi, annet	< 1 %	< 2,5 %
* Isolasjonsmaterialer	< 0,1 volum-%	< 0,5 volum-%
** Planterester	< 0,1 volum-%	< 0,5 volum-%
Densitet ³⁾ Ovnstør Vannmettet overflatetør	> 2000 kg/m ³ > 2100 kg/m ³	> 1500 kg/m ³ > 1800 kg/m ³
Vannabsorpsjon	< 10 %	< 20 %

¹⁾ Gjb I og Gjb II tilsvarer henholdsvis type 1B og 2B etter Ref. 9.
²⁾ For bruksområder der det stilles andre krav til resirkulert tilslag enn renhetskrav anbefales det å holde andelen av ren betong på minimum 80 %.
³⁾ Utføres i henhold til NS-EN 1097-6 (Ref. 2), som angir flere målemetoder (densitet i ovnstør evt. vannmettet/overflatetør tilstand). Kravet skal oppfylles for minst en av metodene.

9 OPPSUMMERING

Knust betong i vegoverbygninger har vist seg å fungere meget godt til nå. Målinger i felt viser at stivheten er meget god. Årlig registreres spordannelser og jevnhet på vegnettet og strekningene med gjenbruksbetong fungerer godt.

Man skal være oppmerksom på at materialet har noen negative egenskaper når vann er til stede. Skal bruk av knust betong være vellykket må materialet benyttes i lag over grunnvannsnivå.

Referanser

1. Vegnormalen håndbok 018, Vegbygging. Statens vegvesen, 2005.
2. Maria Arm (2000): "Egenskaper hos alternativa ballastmaterial." Licentiatavhandling. Kungl Tekniska Högskolan. Stockholm.
3. Øystein Myhre (Statens vegvesen), Lars Skaare (Veidekke), Jacob Mehus (NBI) (2002): "Ubunden bruk av resirkulert tilslag i veger og plasser." RESIBA prosjektrapport 05/2002.
4. Joralf Aurstad (2002): "Gjenbruksmaterialer til vegbygging på Fornebu." SINTEF, Trondheim.
5. Joralf Aurstad (2005): "Knust betong som forsterkningslag på E6 Melhus. Resultater fra felt- og laboratorieundersøkelser." SINTEF, Trondheim.
6. Joralf Aurstad (2005): "Gjenbruksmaterialer fra E6 Klemetsrud – Laboratorieundersøkelser." SINTEF, Trondheim.
7. Joralf Aurstad (2005): Foreløpig rapport. "Gjenbruk av knust betong (Gjb) i vegbygging. Mekaniske egenskaper og testmetoder." Statens vegvesen VOTT.
8. RESIBA-prosjektet (2002): "Veileder for bruk av resirkulert tilslag."

**BISLETT STADION. GEOTEKNIKERES BIDRAG TIL NYE
VERDENSREKORDER PÅ EN 150 ÅR GAMMEL SØPPELFYLLING**

**The Bislett Stadion. How the geotechnicians are involved in future world records on a
150 year old “town” filling**

Rådgivende ingeniør Lars Mørk, Multiconsult AS

SAMMENDRAG

Bislett stadion er internasjonalt Norges mest kjente idrettsanlegg og åsted for 14 verdensrekorder på skøyter og mer enn 50 i friidrett. Stadionanlegget ble nedlagt som skøytebane 1988. Det ble revet forsommeren 2004 etter at Bystyret hadde vedtatt at ny stadion med internasjonale mål for friidrett og fotball skulle bygges og delvis ferdigstilles til Bislett games 29. juli 2005 - dvs 1 års prosjektering og byggetid! Grunnforholdene karakteriseres ved varierende mektighet av byfyllmasser fra 1 til 11 m dybde med underliggende original grunn av siltig tørrskorpeleire over svært bløt, siltig og til dels kvikk leire. Fjellldybden varierer fra under 10 m og opp til mer enn 35 m i borpunktene. Bystyret vedtok et stramt kostnadstak for nyanlegget, og dette fikk konsekvenser for utforming av stadionanlegget. Byggeropa ble sikret med en permanent, stagavstivet spunt. Geoteknisk rådgiver for totalentreprise nybygg vurderte direktefundamentering av hele eller deler av tribuneanlegget basert på en kost/nytte/risiko-betraktning. Ut fra dette valgte byggherren å bestille et nytt stadion i totalentreprise i sin helhet fundamentert direkte på stedlige løsmasser. Og den første verdensrekorden er allerede satt på Bislett stadion: Byggetid 12 måneder inkl. all prosjektering!

SUMARY

Bislett Stadium is Norway's best known sports arena. It was here that 14 world records in speed skating and over 50 in other athletics disciplines were set up. Due the resolution of the city council to build a new stadium in accordance with international gauge for athletic competitions and football, the skating ring was closed down in 1988 and demolished in the early summer of 2004. The new stadium was to be partially ready for the Bislett games taking place on the 29th of July 2005.

The ground conditions consist of a “town” filling with a depth varying from 1 to 11m on top of the original ground of a silty clay dry crust followed by very soft, partially quick, silty clay. The depth to the rock varies from 10 to over 35 m.

The tight budget approved by the city council did have consequences for the design and the construction of the new sports center. The excavation was secured by permanent anchored sheet pile walls. Based on a price/utility/safety -analysis the geotechnical consuler of the property developer co. considered direct foundations for both the whole or only for parts of the stands. Based on this evaluations the building owner chose to build a new sport center completely founded on the existing filling material.

Stadionanlegget var Norges hovedarena for friidrett og skøyter fra ca. 1940, da Frode Rinnans funksjonalistiske tribuneanlegg sto ferdig med en tribunekapasitet på ca. 20.000 tilskuere. Største enkeltarrangementer har siden vært EM i friidrett 1946 og vinter-OL 1952. Fra 1925 til 1986 ble det arrangert 13 VM og 10 EM på skøyter. I sommerhalvåret har det årlig siden 1950-årene vært arrangert internasjonale friidrettsstevner og toppseriekamper i fotball. Og Bislett har vært finalearena for verdens største fotballcup, Norway Cup.



Fig. 2. Bislett stadion medio 1980-tallet

Fra slutten på 1980-tallet bar idrettsanlegget anlegget klare tegn på elde og manglende vedlikehold.



Fig. 3. Bislett stadion anno 2004

Idrettsanlegget ble nedlagt som skøytebane 1988 til tross for at banen ikke oppfylte internasjonale mål for andre idretter.

Etter lengre tid med bygningsmessig forfall ble stadion revet forsommeren 2004. Bystyret hadde da vedtatt at ny stadion med internasjonale mål for friidrett og fotball skulle bygges og ferdigstilles innen utløpet av 2005. Og ikke minst: Banen med nødvendige tribuneanlegg for publikum og presse skulle stå ferdig til å arrangere Bislett games 29. juli 2005!

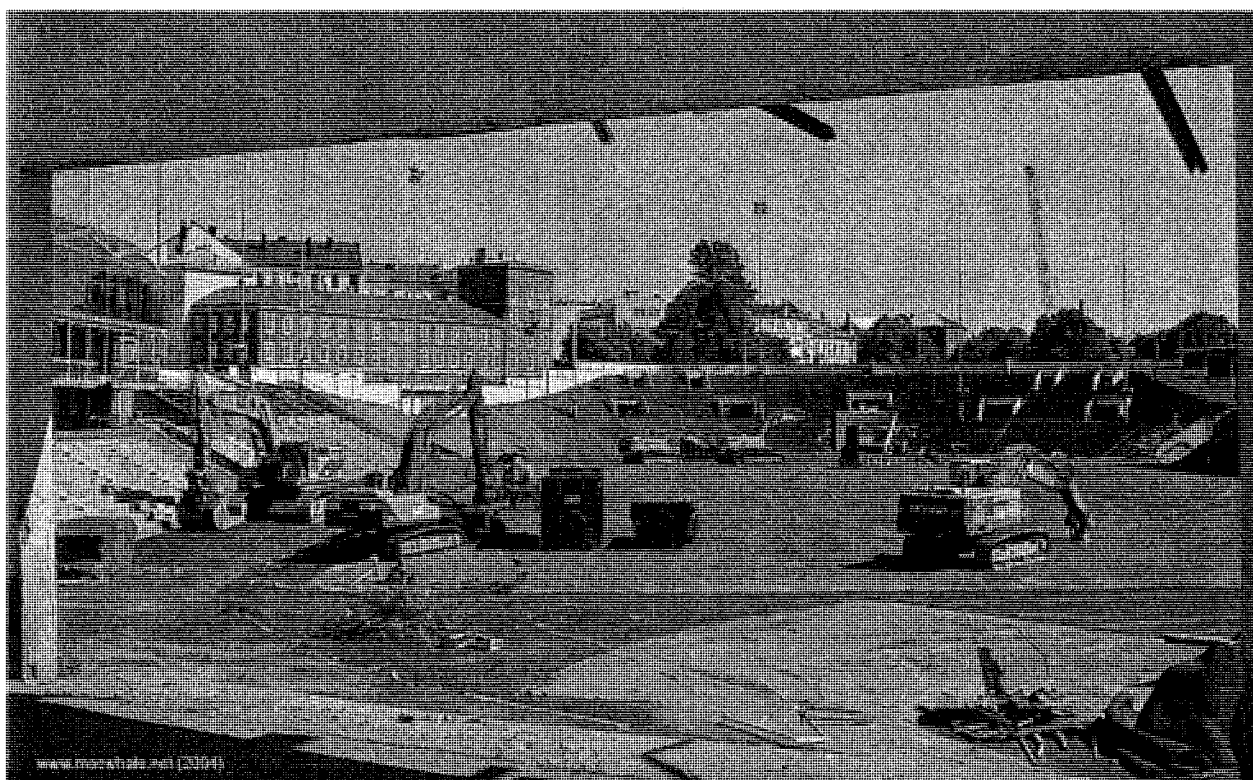


Fig. 4. Mai 2004: Gravemaskiner og tungt anleggsutstyr inntar Bislett

3. GRUNNFORHOLD

Bislett stadion er anlagt i et gammelt teglverksområde etter Bislet Tæglverk grunnlagt i 1846. Det gikk flere ras i graveskråninger ved uttak av leire til teglsteinsproduksjon. I dalbunnen gikk Bislettbekken med bunn på nivå ca C+26 mellom dagens Thereses gate og Sofies gate. Bekken ble lukket og lagt i en oval teglsteinskulvert og hele området ble etter hvert fylt opp med byfyllmasser. Terrenget i dag varierer mellom ca C+ 35 i sør ved Lille Bislett til C+ 44 i nordøst ved Martinus Lørdaahls Plass. Eksisterende bane lå på ca C+37.

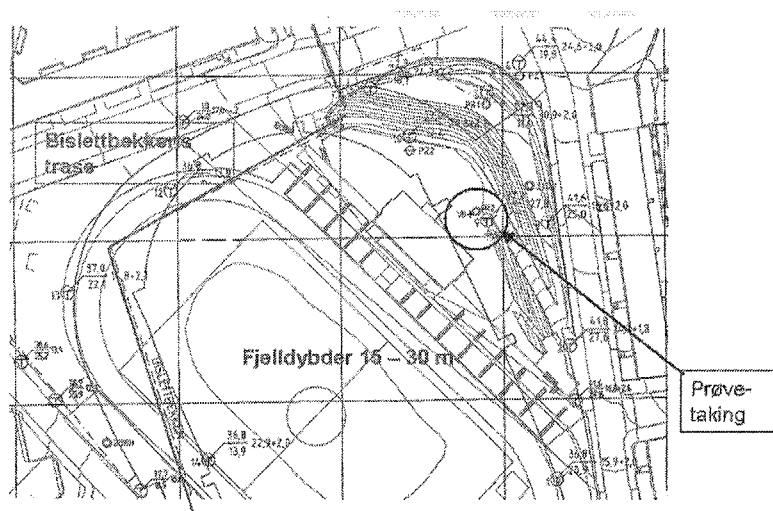


Fig. 5. Planutsnitt viser Bislettbekkens trase og plassering av grunnboringer

Grunnforholdene karakteriseres ved varierende mektighet av byfyllmasser fra 1 til 11 m dybde, stedvis med innhold av stein. Under denne er det original grunn med siltig tørrskorpeleire over svært bløt, siltig leire til dels kvikkleire. Fjelldybden varierer fra under 10 m og opp til mer enn 35 m i borpunktene. Grunnvannsanstanden følger generelt den opprinnelige terrengoverflata og faller ned mot rørraseen for Bislettbekken.

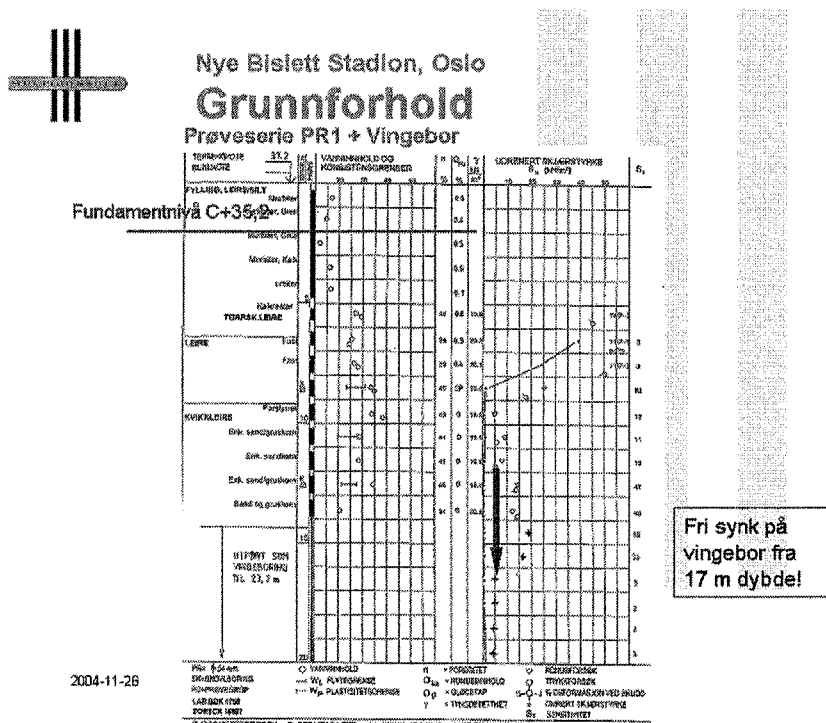


Fig. 6. Karakteristiske jordpartparametere

4. ENTREPRISE RIVING OG ETABLERING AV SIKRET BYGGEGRUP

Rivingen av den gamle stadion og etablering av byggegropa var utformet som en felles totalentreprise. Entreprisen ble tildelt Rivningsspesialisten med Entreprenørservice som underentreprenør for grunnarbeidene. Geovita utførte den geotekniske prosjekteringen.

Totalentrepriseforespørselen definerte flere krav til etableringen av byggegropa:

- Byggegruppen skulle sikres med permanent spuntvegg
- Dimensjonerende levetid lik 100 år
- Minimum avstand ytterkant kjellervegg og innerkant spunt på 1,2 m
- Ingen overførsel av horisontallaster fra spunt til kjellerkonstruksjon
- Grunnvannstanden skulle ikke senkes
- Selve stadion skulle være drenert på nivå underkant banedekke

Hovedarbeidene startet i begynnelsen av juni 2004.

Den gamle stadion skulle rives, byggegropa sikres med 8.000 m² spunt og 200 stk permanente stag og 70.000 m³ med gravemasser skulle graves og borttransporteres innen midten av september. I utgangspunktet syntes det å være en nesten umulig oppgave.

4.1 Tekniske løsninger

Permanent spunt

Spunten er dimensjonert med korrosjonsmonn. Frigravet spuntoverflate er ikke korrosjonsbeskyttet og det er forutsatt at overflaten holdes tørr. Det er mulig å inspisere spunten i mellomrommet mellom stadionvegg og spunt. Det ble utarbeidet en FDV-dokumentasjon som definerte kontrollomfanget.

Stagene er utført som ordinære permanente stag med dobbel korrosjonsbeskyttelse.

I nord, mot Louisesgate

I nord, mot Louisesgate er bebyggelsen fundamentert på peler til fjell. Det var ikke mulig å få fastslått plassering av pelene og det ble besluttet å sette stagene med 65 graders helning samt å variere orienteringen i horisontalplanet, for å unngå å komme inn under bebyggelsen.

Spunten er utformet som en styltespunt til fjell. På dette strekket krysser Bislettbekken spunten. Oslo kommune Vann- og Avløpsverk (VAV) hadde gitt krav til sikkerhetsavstand mellom spunt/stag og kulverten som Bislettbekken går i. Spunten ble derfor dimensjonert for å skrive over kulverten med en forsterket stagforankring på begge sider.

I nordøst, mot Martinus Lørdahls plass

Her går spunten i en innoverbue og det ble nødvendig å spre stagene spesielt for at de ikke skulle havne samlet i midten av buen.

Mot øst, mot Sofiesgate

Her er bebyggelsen for en stor del direktefundamentert og dermed utsatt for mulige setningsskader fra endringer i grunnvann og poretrykk, samt deformasjoner av spunten. På dette partiet ble all spunt rammet til fjell selv om spuntberegningene viste at det hadde vært tilstrekkelig med styltespunt på deler av strekningen også her.

I tillegg til ordinære klassiske spuntberegninger ble det for de kritiske snittene også utført beregninger med Spunt-A3 og Plaxis.



Fig.7. Spuntvegg mot Sofiesgate i begynnelsen av september 2005

I sør mot Lille Bislett

Her var utgravingsdybden mindre og det ble innledningsvis vurdert en forankring med løsmassestag. Fordi utformingen og disponeringen av området utenfor var uavklart, ble spunten avstivet med stag til fjell også her.

Mot Vest, Bislettgata

Her viste de innledende beregningene at det ikke var behov spunt som opprinnelig forutsatt i totalentrepriseforespørselen og det ble gravet ut åpent.

4.2 Gjennomføring

Arbeidene ble gjennomført under høyt tidspress. Grunnarbeidene ble utført av Entreprenørservice med assistanse av Kynningsrud Fundamentering. Forberedende arbeider i form av omlegging av kabler og ledninger var ikke gjennomført så det ble en del tilpasninger etter hvert som disse ble avdekket.

Selve spunt- og stagarbeidene gikk rimelig greit og ble gjennomført innenfor de stramme tidsfristene som var satt. Det har imidlertid vært et relativt omfattende tettearbeide i spuntlåser og staggjennomføringer etter selve spuntarbeidene.

Oslo VAV gjennomførte måleprogrammer for setninger og poretrykk i området rundt stadion. Så langt har det vært meget små setninger av nabobebyggelsen og poretrykk og grunnvannstand er opprettholdt som forutsatt.

Oslo VAV fikk også utført inklinometermålinger på spunten mot Sofiesgate i det mest kritiske snittet. Resultatene viste maksimale utbøyninger på kun noen få centimeter og helt i tråd med beregningsresultatene. Utbøyningene har ikke medført setninger på nabobebyggelsen.

Etter at gater og fortau inntil spunten er satt i stand har vannlekkasjer og overflatekorrosjon på spunten vært minimal.

5. ENTREPRISE NYTT STADION

5.1 Prosjektomfang

- Innhold Bislett stadion:
 - Friidrettsarena (kunststoffdekke) tilsvarende internasjonale krav (IAAF kl. 1) med 8 løpebaner
 - Fotballbane 68 x 105 m naturgress tilsvarende nasjonale krav til toppfotball i eliteserien
 - 3 hovedinnganger
 - Ca. 15.400 tribunestoler
 - U.etg.: garderober, oppvarmingsbane, sekretariat, mixed sone, pressekonferanseområde, div. legekontorer, driftsgård og uinnredet areal
 - 1. etg.: Vrimleområder publikum m/boder og toaletter, teknisk rom
 - 2. etg.: Inngang Lørdahls plass m/vrimleareal, VIP/presse, ærestribune
 - 3. etg.: Media/presse, speaker, kommentatorer, resultatproduksjon
- Kontraktssum NCC Construction AS: Totalentreprise ca. 220 mill. eks. mva + div. opsjoner
- Sitteplasser tribune: Ca. 15.400 sitteplasser, hvorav ca. 3.500 plasser under permanent tak og ca. 700 plasser under provisorisk tak.
- Forhistorie, beslutninger:
 - Anbudsfase: Vår 2004
 - Riving igangsatt: 02. juni 2004
 - Byggekontrakt NCC: 02. juli 2004
 - Fysisk byggestart: Aug./sept. 2004
 - Åpning til Bislett Games: 29. juli 2005
 - Kontrakt ferdigstilles: 20. desember 2005
- Materialvalg og arkitektoniske valg:
 - Prefab. betongelementer i bæresystem og tribunekonstruksjoner
 - Plaststøpt betong som glidestøp i stadionmur
 - Åpent kunststoffdekke i løpebane med løs lettklinker som isolasjon.
 - Fotballbane med naturgress over bærelag med undervarme

5.2 Byggherre, entreprenører og rådgivere

- Byggherre:
Oslo kommune ved Enhet for idrett og bad
- Totalentreprenør (prosjektering, innkjøp, bygging):
NCC Construction

- Arkitekt:
Arkitektfirmaet C. F. Møller Norge
- Tekniske rådgivere:

Plasstøpt betong:	Dr. techn. Olav Olsen
Prefab betong:	Midtconsult
Geoteknikk/idrettsteknikk:	Multiconsult
Vann/avløp:	Sweco Grøner
Brann og rømning:	Multiconsult
- Underentreprenører/leverandører:

Grunnarbeider:	Gunvald Lauvstad
Betongelementer:	Spæncom
Glideforskaling:	Interform
Elektroteknikk:	Siemens
Varme/sanitær:	Eriksen og Jensen
Ventilasjon:	Kolberg
Stålkonstruksjoner:	Fiskum plate- og sveiseverksted
Tribuneseter:	Stadium Seating
Sportsdekke:	Polytan sportstattenbau
Asfalt for sportsdekke:	NCC Roads

5.3 Fundamentering av tribuner og øvrige konstruksjoner

I forprosjektfasen anbefalte geoteknisk rådgiver Multiconsult byggherren å fundamenterer alle konstruksjoner på rammede og borede peler til fjell. Registreringer viste at det gamle stadionet hadde blitt påført skjevsetninger med oppsprekking og skjevheter som resultat og fundamentering til fjell kunne på den måten forhindre denne type skader for det nye anlegget.

Bystyret vedtok et stramt kostnadstak for nyanlegget. Dette fikk konsekvenser for utforming av stadionanlegget og innhold/ kontraktsum for totalentreprisen. Direktefundamentering av hele eller deler av tribuneanlegget ble etter oppdrag fra totalentreprenør vurdert av geoteknisk rådgiver. En kost/nytte/risiko-vurdering viste at løsningen ville innebære økt risiko for framtidige setningsskader, men samtidig en ikke ubetydelig reduksjon i fundamenteringskostnadene. Valg av materialparametere for byfyllmasser under fundamenter var et av usikkerhetsmomentene i analysen. RIG foretok en gjennomgang av fundamenteringsløsninger og detaljberegning av setninger i juli 2004.

Målet var å dimensjonere fundamenter slik at beregnede skjevsetninger fra bygningslaster kunne holdes innefor helning 1:300 mellom nabofundamenter. Ut fra resultatet med de angitte usikkerheter, valgte byggherren å bestille et nytt stadion i totalentreprise fra NCC i sin helhet fundamentert direkte påstedlige løsmasser.

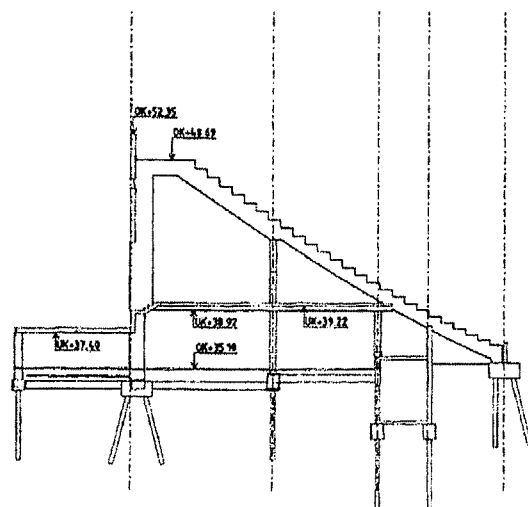


Fig.8. Typisk snitt tribune

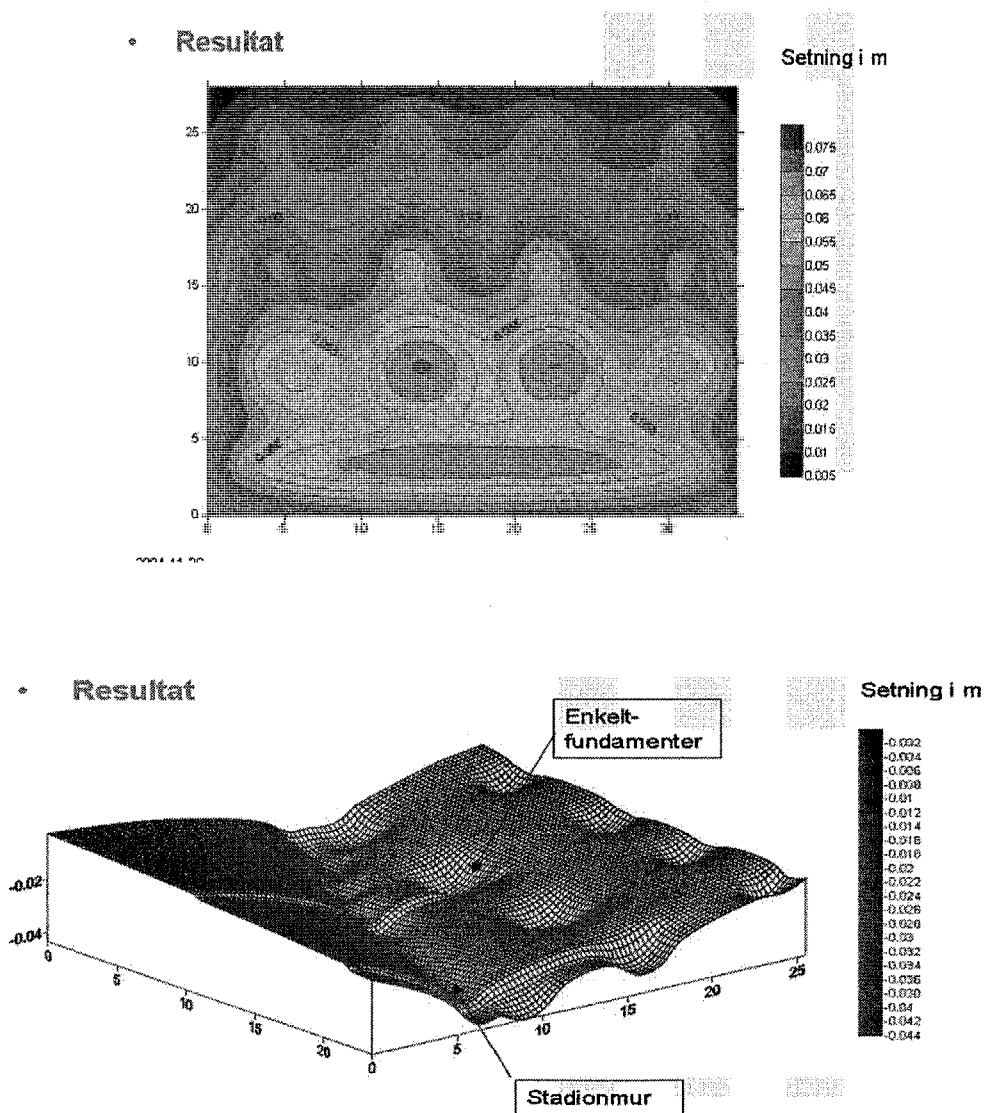


Fig.9. Typisk resultat setningsberegninger

**Fundamenter
fra 1,8 x 2,2 til 4,6 x 4,6 m for å utjevne setninger**

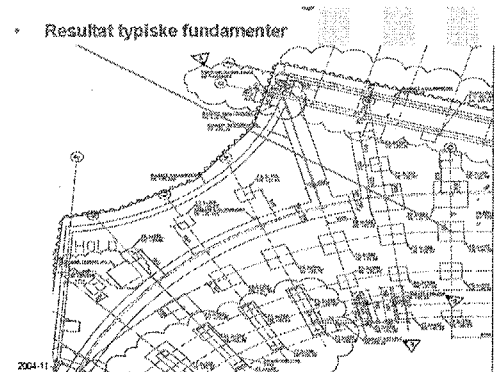
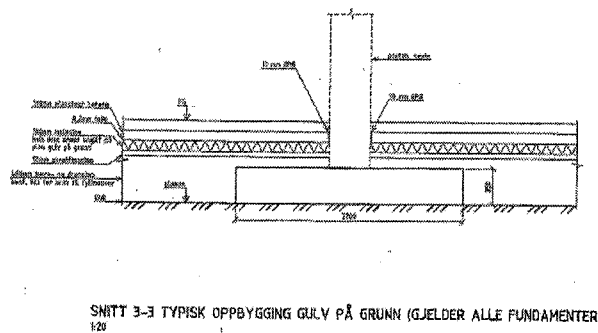


Fig.10. Typisk fundament



Fig 11. Prefab.-montasje på plassstøpte fundamenter

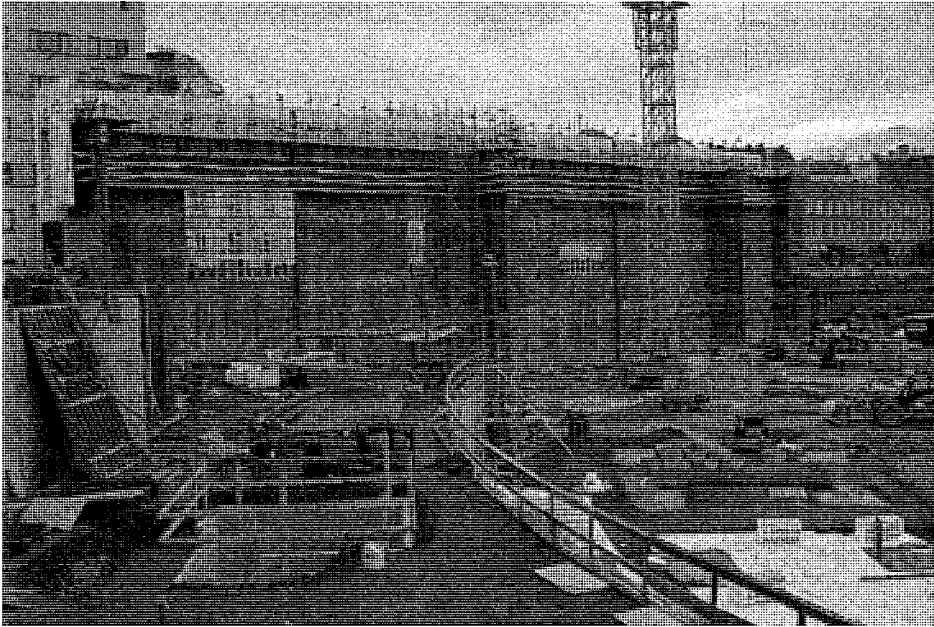


Fig.12. Glidestøp av stadionmuren

5.4 Oppbygging av fotballbanen og friidrettsbanen

Lagoppbygging gressmatte

Fra traubunn (gravebunn på eksisterende fyllmasser) og oppover:

- Fiberduk
- 100 mm spesialkomponert natursingel
- 300 mm vekstmedium
- Naturgress (ferdigress)

Lagoppbygging løpebane (sportsdekke)

Fra traubunn (gravebunn på eksisterende fyllmasser) og oppover:

- Fiberduk
- 240 mm løs lettklinker som isolasjon og drensmasse
- Fiberduk
- 350 mm bærelag av spesialkomponert pukk
- 30 mm finavretting med tilpasset pukk
- 40 mm drensasfalt, 1. lag
- 30 mm drensasfalt, 2. lag
- 15 mm kunststoffdekke (utlagt i 2 lag)

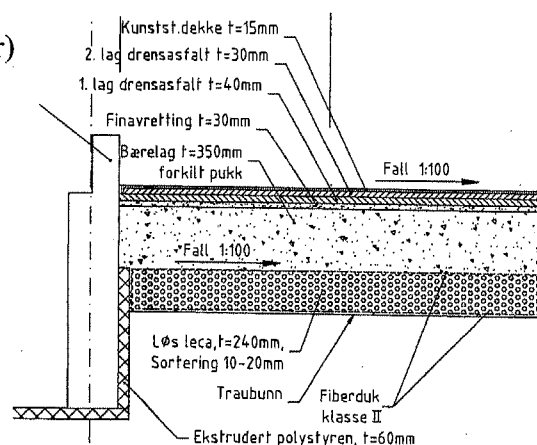


Fig.13. Oppbygging av løpebanen

6. NYE VERDENSREKORDER - KOMMER DE?

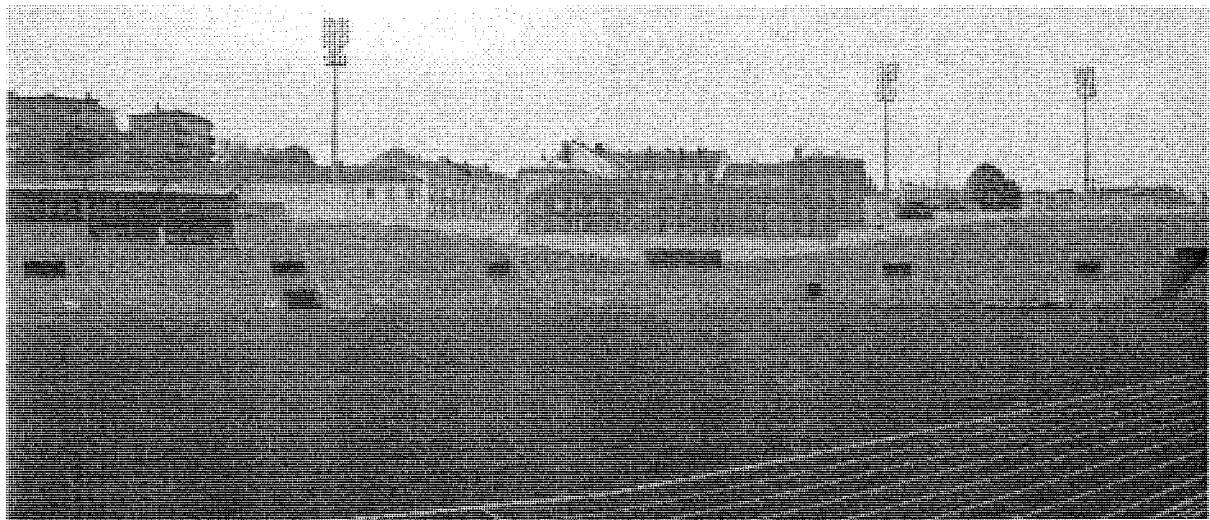
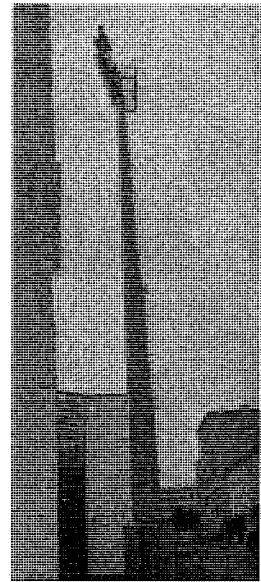
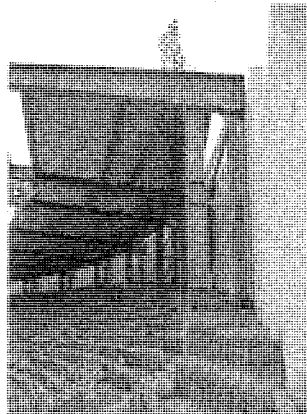
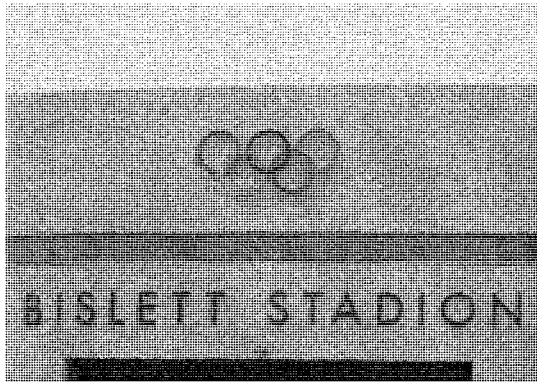


Fig.14. Bislett stadion okt. 2005

Den første verdensrekorden er allerede satt på Bislett stadion:
Byggetid 12 måneder inkl. all prosjektering!

Vi som har hatt gleden av å få være med på å bygge Norges nye hovedarena for friidrett på internasjonalt toppnivå, er sikre på at flere verdensrekorder vil komme i årene framover - slik banen ble rost av toppidrettsutøvere på den historiske åpningsdatoen den 29. juli 2005.

7. REFERANSER

- [1] Johansen, Torbjørn. GeoVita AS (2005):
Etablering og sikring av byggegrop. Notat
- [2] Moen, Dag. Movold, Sven. Ståland, Asle. NCC Construction AS (2005):
Tekniske fakta for Nye Bislett Stadion. Notat.