

STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING OCH
SVENSKA BERGMEKANIKGRUPPEN
Swedish Rock Engineering Research and
National Group ISRM (International Society for Rock Mechanics)

**Föredrag vid
BERGMEKANIKDAG
I STOCKHOLM 10 MARS 1999**

**Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm March 10, 1999**

INLEDNINGSANFÖRANDE

Tomas Franzén, SveBeFo

SveBeFos forskning baseras till största delen på treåriga ramprogram, som tas fram i nära samråd med industrins intressenter och som är grunden för våra avtal med Nutek och Bygghälsorådet om gemensam finansiering. Den statliga andelen har som regel varit fyrtio procent medan industrin svarat för sextio procent. Vi har just påbörjat planeringen för en ny treårsperiod med början år 2000. Underlaget för planeringen är förstås allmänna marknadsbedömningar och andra trender som kan vara av betydelse för forskningens inriktning.

Branschens rykte - vi hör ju till de främsta i världen, i varje fall när det gäller brytning och byggande i hårt berg - har fått sig en rejäl törn sedan vi förra gången planerade ett nytt forskningsprogram. Idag kan vi fråga oss hur det egentligen är med vår kompetens? Finns det stora brister i vårt specialkunnande eller är det överblicken och helhetssynen som felar? Många hävdar det senare, och det är också det genomgående intryck man får i slutrapporten från tunnelkommisionen om Hallandsåsen, att styrning och ansvarsfördelning, kvalitets- och miljöledning är det som har brustit och lett till de ödesdigra besluten i projektet (SOU 1998:137, Miljö i grund och botten). "Ökad kunskap och bredare kompetens... efterlyses." "...när problem uppstår måste beställare och entreprenör föra en dialog..." är ett par citat ur slutsatskapitlet. Man föreslår också att "trafikverken får i uppdrag att sätta igång, leda och finansiera utvecklingsprogram för att höja miljökompetensen inom anläggningssektorn".

Vi har naturligtvis inom SveBeFo återkommande diskuterat de här frågorna det senaste året för att komma fram till hur vi kan bidra till en sådan kompetenshöjning. Vi tror inte att det primärt är vår uppgift att arbeta med kvalitets- och miljöledningssystemen som sådana, det sker bäst genom andra organ och inom företagen; vår roll handlar mer om en fortsatt utveckling av den tekniska ingenjörskompetensen men att då se till att vår "projektmix" och vårt sätt att driva forskningsarbetet befrämjar helhetssynen hos dagens och framtida specialister. Vår roll som samlande branschorgan med referensgrupper, seminarier och kontakter mellan unga forskare och seniorer ser vi som central och vi vill gärna utveckla den ytterligare. Och vi ska också försöka vidga våra referensramar

genom att gå över gränserna mot andra discipliner i mer tvärvetenskapliga projekt. Det finns en del tänkvärt att läsa om andras syn på vår verksamhet i rapportens bilagor. Där ställs frågor om kulturen inom branschen, om behovet eller nyttan av att spara några minuter på en resa, hur man ska kunna väga in miljön på ett rimligt sätt vid sidan av kalkylerbara "ekonomiska realiteter" mm. Vem äger egentligen miljön?

Det har också presenterats en annan offentlig utredning under hösten, om den statliga forskningspolitiken, "Forskning 2000" (SOU 1998:128). Dess genomgående tes - förutom en allmänt uttalad, positiv inställning till teknik och naturvetenskap - är att forskningens inriktning bäst styrs av forskarsamhället självt! Vi läser det med stor förvåning och oro. Inte för att vi misstror forskarnas kunnande och idérikedom, inte för att vi vill hämma "nyfikenhetsforskningen", men därför att vi tror på en ständigt pågående dialog mellan forskarsamhället och avnämarna som en förutsättning för den helhetssyn som krävs även av specialisten, när hon eller han kommer ut i den praktiska verkligheten - vilket de flesta forskare så småningom gör och skall göra. Och jag vill tro att SveBeFos roll som en sådan länk mellan industrin och högskolan är viktig - vi har nämligen inte bara att förmedla industrins prioriteringar till forskarna utan också - märk väl - att förmedla och sälja in forskarnas idéer om nya projekt till företagen. Vår programplanering handlar faktiskt till stor del om detta, att hos våra uppdragsgivare och finansiärer förankra idéer som först har lanserats från forskarhåll! Många av våra projekt har sin upprinnelse i idéer som presenterats av professorerna vid de berginriktade högskoleinstitutionerna!

Det har förts mycken debatt om forskningsutredningen och det har skrivits remisser. Min förhoppning är att näringsdepartementet ska få ett sådant inflytande över forskningspolitiken att det samarbete som har byggts upp på många håll mellan industri och högskola ska kunna bestå och vidareutvecklas. Från vårt perspektiv är det i första hand Nutek och Byggforskningsrådet som har viktiga roller i det samspelet.

Kompetenshöjning och kompetensförsörjning! Brist på specialister? Vad finns det för mått att gå efter? Är återväxten otillräcklig och i så fall varför?

Vi har länge sett ett svagt intresse för vår bransch hos dagens studerande; sedan flera år tillbaka har det varit svårt att rekrytera de riktigt lovande till vårt område. Även om konjunkturerna varit usla för byggandet i allmänhet och kanske halvdana även för anläggningssidan en tid, så tror jag fortfarande att "det alltid kommer att byggas" och att det finns en stimulerande framtid för den som vill satsa på det fortsatta samhällsbygget!

Och faktum är att om vi idag ser på det gångna ska vi finna en hel rad nya licentiater och doktorer som har försvarat sina avhandlingar och nu står med den ena eller båda fötterna ute i produktionen! Och man frågar sig - skulle de inte ha arbetsuppgifter, spännande och kvalificerade i högsta grad!

"Vi" bygger Södra länken för några miljarder, ett underjordiskt gaslager i Halland av ny typ, ett CLAB II på fyrtio meters avstånd från bassängen som hyser merparten av landets hittills producerade utbrända kärnbränsle, vi bygger ett antal järnvägstunnlar korta och långa, med liten bergtäckning eller andra svårigheter, vi bygger en "lining" i Hallandsås som kommer att visa vad som sker med grundvattnet när det får chansen att återhämta sig efter ett stort experiment... Så kommer Götatunneln och rimligen Citytunneln i Malmö. Och det öppnas nya gruvor samtidigt som det är kärt för andra med vikande marknader och metallpriser. Det senare är trots allt en del av de smärtsamma, men faktiskt normala fluktuationerna som luttrade gruvföretag har att leva med.

I alperna har man beslutat sätta igång med det stora Alp Transit-projektet, Gotthard- och Lötschbergtunnlarna. Där har kanske inte svenska ingenjörer stora möjligheter att vara med, men vi ska hålla ett öga på vad som händer där. Det finns ett och annat att lära och vi hoppas kunna arrangera en särskild seminariedag om detta! Och om en stund börjar vi med glimtar från mellan-europa och andra håll i världen genom föredraget av professor Spaun.

Vilka är då de nyblivna bergspecialisterna med akademisk titel:

Från Chalmers:

Roger Olsson	Doktor	Hydromekanik hos bergsprickor
Helen Andersson	Doktor	Injektering med polyuretaner

Från KTH:

Therese Isaksson	Licentiat	Tunneldrivning i dåligt berg - metodval
Nils Otters	Licentiat	Hydromekaniska processer i sprickigt berg
Thomas Jansson	Doktor	Cementinjektering
Johan Brantmark	Doktor	Förstärkning i svagt berg
Robert Sturk	Doktor	Ingenjörsgelogisk information
Maria Ask	Doktor	Bergspänningsmätningar i Nordatlanten

Från Luleå Tekniska Universitet:

Peter Lundman	Licentiat	Stabilitet hos brytningsorter
Qiuhua Rao	Licentiat	Seghetsprovning av berg
Peter Gustafsson	Doktor	Rasflöde i malmgruvor
Stefan Wänstedt	Doktor	Geofysisk loggning
Jonny Sjöberg	Doktor	Stabilitet hos höga bergslänter

Vem säger att vi har problem med återväxten! Vi gratulerar och hälsar dessa kolleger välkomna att fostras i praktisk verksamhet och tillägna sig den helhetssyn som kanske bara delvis har kunnat förmedlas under studietiden, men som branschen eller samhället är så beroende av.

Dagens program talar för sig självt. Vi känner igen rubrikerna, ständigt aktuella, men kanske finns en del i innehållet som pekar framåt. Hur ställer vi till exempel kraven på täthet hos tunnlar och hur vi använder vi bäst vårt ingenjörsgelogiska kunnande i planerings- och genomförandeskedena. Och hur gör man i Norge - är man mer pragmatisk när man bygger tunnlar i ett bergigare land än vårt och har den oslagbara tätpositionen när det gäller byggda tunnelmeter per invånare!

Vi ser fram emot ännu en givande Bergmekanikdag, den trettiofemte sedan begynnelsen 1965!

INNEHÅLL

sid.

Förord

Tomas Franzén, SveBeFo

Invited lecture:

The influence of primary stresses on tunnelling in sedimentary and schistose rock

*

Georg Spaun, Technische Universität, München

FÖRUNDERSÖKNINGAR

PRE-INVESTIGATIONS

Introduktion: Lars Söderberg, SKB

The concept of engineering geological information requirements.....

1

Ingenjörsgelogisk information för undermarksbyggande

Robert Sturk, Skanska Sverige, Håkan Stille, KTH

Resistivitetmätning som förundersökningsmetod vid tunnelbygget genom Hallandsås.....

15

Resistivity surveying as pre-investigation method for the Hallandsås tunnel project

Torleif Dahlin, LTH, Robert Gass, Banverket, Hans Jeppson, VBB VIAK

Ett koncept för effektivare förundersökningar från borrhål

25

A concept for more efficient site investigations from boreholes

Stefan Wänstedt, Sven Tirén, Per Askling, Lennart Ekman, Kent Hansson, Geosigma

Bildanalys av borrhålsbilder för bestämning av bergsprickors orientering och apertur

43

Digital image processing of borehole images for determination of fracture orientation and fracture apertures

Maria C Johansson, KTH

*Det skriftliga föredraget ej tillgängligt vid tryckningen.
Paper not available at the time of printing.

INJEKTERING

GROUTING

Introduktion: Ulf Bäckström, NCC Anläggning

Krav på injektering vid tunnelbyggande 59

Demands on rock grouting in tunnelling

Ulf Lindblom, CTH

Styrande faktorer för tätheten kring en förinjekterad tunnel 67

Factors influencing the sealing effect around a pre-grouted tunnel

Martin Brantberger, Thomas Dalmalm, Magnus Eriksson, Håkan Stille, KTH

Ortdrivning genom en vattenförande förkastning i Laisvallgruvan 91

Tunneling through a ground water leaking fault at the Laisvall mine

Gunnar Rådberg, Per Ivar Marklund, Gunnar Nyström, Boliden Mineral

FÖRSTÄRKNING OCH DESIGN

REINFORCEMENT AND DESIGN

Introduktion: Bengt Ludvig, Petro Bloc och Gunnar Nord, Atlas Copco Rock Drills

Drag- och skjuvförsök på deformationstålig bergbult 105

Full scale pull and shear laboratory test of yielding rock bolts

Patrik Gillerstedt, LTU / Boliden Mineral

Storskaliga bergslänters stabilitet 121

Stability of large scale rock slopes

Jonny Sjöberg, LTU / Boliden Mineral

Experiences from excavation under high rock stress in the 24,5 km long Laerdal Tunnel 149

Erfaringer fra drift under høye bergtrykk i den 24,5 km lange Lærdalstunnelen

Eystein Grimstad, Norges Geotekniske Institutt

Metodik vid tunneldrivning och förstärkning i svagt berg 167

Support and excavation of weak rock

Johan Brantmark, Skanska Teknik

Lägesrapport från Stäkettunneln	179
State report from the Stäket Tunnel	
<i>Anders Fredriksson, Golder Grundteknik, Örjan Wolff, PEAB Berg</i>	

THE CONCEPT OF ENGINEERING GEOLOGICAL INFORMATION REQUIREMENTS

Ingenjörsgelogisk information för undermarksbyggande

Robert Sturk, Skanska Sverige AB

Håkan Stille, KTH

INTRODUCTION - QUALITY AND RISK

According to ISO 8402:1994 quality is defined as: "*totality of characteristics of an entity that bear on its ability to satisfy stated and implied needs*". The stated and implied needs are related to a certain acceptance for malfunction with a certain probability. The level of acceptance may vary from one project to another as long as it fulfils the demands set by society in the building codes. Looking at the definition of quality it is interesting to note that not only stated but implied needs shall be satisfied. This is easily forgotten and today not fully done in the underground construction industry where a lot of focus is put on technical specifications and less on organisational and communicational issues. Given these basic principles it is obvious that quality and management of risk are related, see also Stille et al. (1998). The fundamental objective for most owners, clients and contractors involved in an underground project is to execute and complete the work, fulfilling customer demands, within the scheduled time and cost frames without loss of goodwill, i.e. supply a high quality product. The opposite is to be considered as severe damage and insufficient quality (often expressed as economic loss). Damage is an outcome of a process caused by a damage event. The damage event is initiated by an event that triggers a hazard contained in a risk object, see Figure 1.

Within an underground project several types of hazards may usually be identified. Geological, contractual and organisational hazards, and hazards associated with construction methods are the ones considered most important. History has shown that large civil engineering projects tend to take a longer time and cost more than initially predicted, see for example, Whyte & Tonks (1994), Nylén (1996). There are several reasons for this and it is not easy to point out single examples. However, the fact that such projects are characterised by a high degree of complexity and often include many different hazards most certainly contribute to this situation. There are many cases described in the literature where geological hazards are the major reason for cost and

time overruns, see for example Whyte (1994), Wallis (1993). Another reason that may influence the outcome of a project is the mechanisms behind the tendering and procurement, which sometimes lead to that the low bidder must be engaged even if technical uncertainties obviously exist.

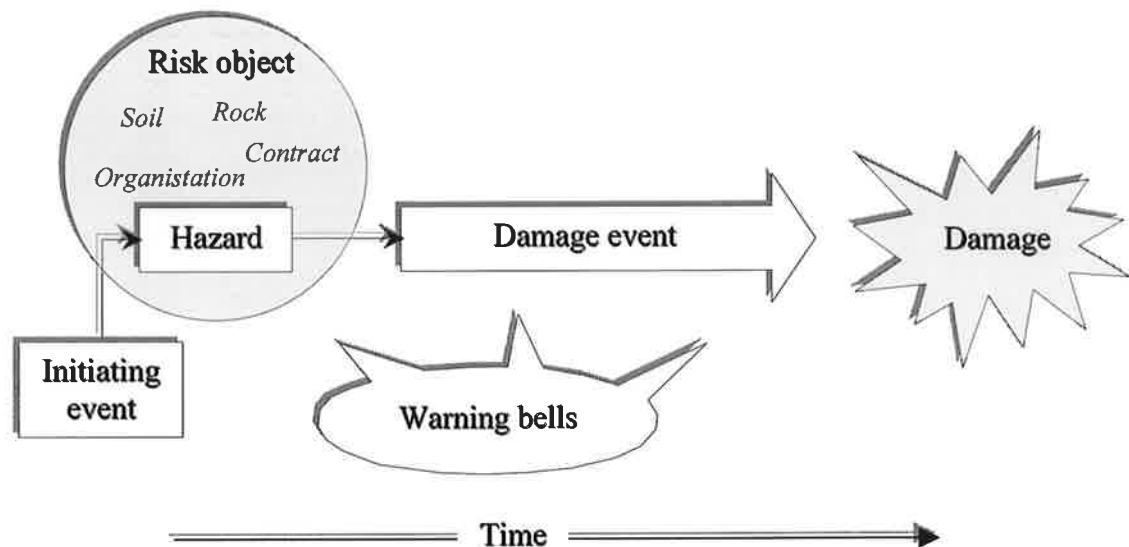


Figure 1 Time sequence and the events between a hazard and damage.

Processen från fara till skada.

By applying a decision and risk analysis approach the fundamental objective of avoiding damage may easier be fulfilled. Risk analysis work within a project and to some extent also quality work should focus upon:

- o identifying and eliminating/reducing hazards,
- o reducing the probability of getting initiating events,
- o finding barriers to stop damage events and
- o reducing the consequences of possible damage events.

All events included in the process where a hazard evolves into a damage are associated with uncertainty. The uncertainties are not only related to the soil and rock mass but also with people involved in a project and the relation between those people. Consequently, one key issue is what requirements, both from a general viewpoint and from the viewpoint of the decision and risk analysis approach, should be put on engineering geological information generally and how information should be carried and transferred throughout a project.

ENGINEERING GEOLOGICAL INFORMATION IN UNDEGROUND PROJECTS

The main objective with all engineering geological information is to be used as basis for decisions. A top-down philosophy, starting with the decision, is important within the decision and risk analysis approach and also implies that certain requirements must be put on the engineering geological information used. The engineering geological information is gathered from different sources, such as geo-data (derived from pre-investigations), general engineering geological knowledge and other type of data. All data relevant for the decision is summarized as an engineering geological prognosis, which is then the actual basis for the decision. In order to describe and quantify uncertainties in the information a stochastic geo-model constitutes a vital part of the engineering geological prognosis, Figure 2. Hence, an engineering geological prognosis is in this paper defined as a way of summarizing information for describing geological conditions and the uncertainty associated with them in order to create a basis for different decisions related to the tunnelling process.

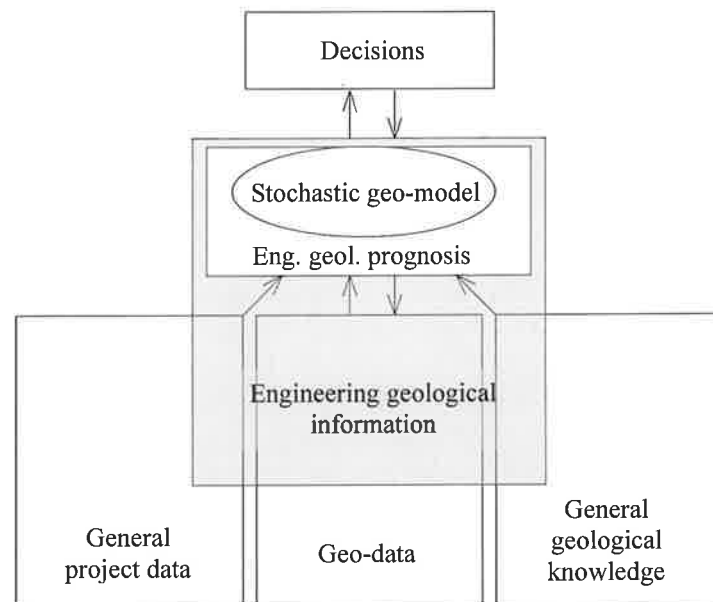


Figure 2 Relation between different elements within the decision and risk analysis approach.

Flöde för en top-down filosofi.

It is important to note that the requirements on engineering geological information vary during the course of an underground project, due to the fact that the character of the decisions vary, and consequently the need for data also varies. The scope of geological investigations as well as the required amount of other data should therefore always be based on what decisions should be taken, i.e. by adopting a top-down philosophy. This is very important and should be one of the basic principles within decision and risk

analysis work. However, this is not always the case and from the author's viewpoint there is too often a tendency within the underground industry to investigate for the sake of investigation, i.e. starting at the bottom going upwards. When making engineering geological prognoses and evaluating the value of getting further information the actual decisions should always be the prime concern. One should always ask questions like: - How should the engineering geological information and prognosis be outlined in order to provide a good basis for the specific decisions? - Will the decision change given further information? As a general conclusion it is stressed that irrespective of what method is used to evaluate the need for additional information, decisions on further pre-investigations should always be put in the perspective of how the additional information will be used and what actions will be taken given different scenarios. By making this analysis prior to an investment in an expensive pre-investigation, it is envisaged that money can be saved in a lot of situations.

Information flows both horizontally, between the participants within a specific project stage, and vertically, i.e. between different project stages. Examples of some important information paths between participants within a conventional underground project are illustrated in Figure 3. As described earlier the use and purpose of engineering geological information change during the course of a project and thereby the demands on the information also change. Information exchanged during the construction stage must, for example, be more detailed than information exchanged during the feasibility stage. The information must also be adapted to the person who will receive it, i.e. the receiver must understand the information. It is obvious that information exchanged between engineers themselves and information exchanged between an engineer and a project manager, who may lack a specialist engineering geological background, cannot be exactly similar.

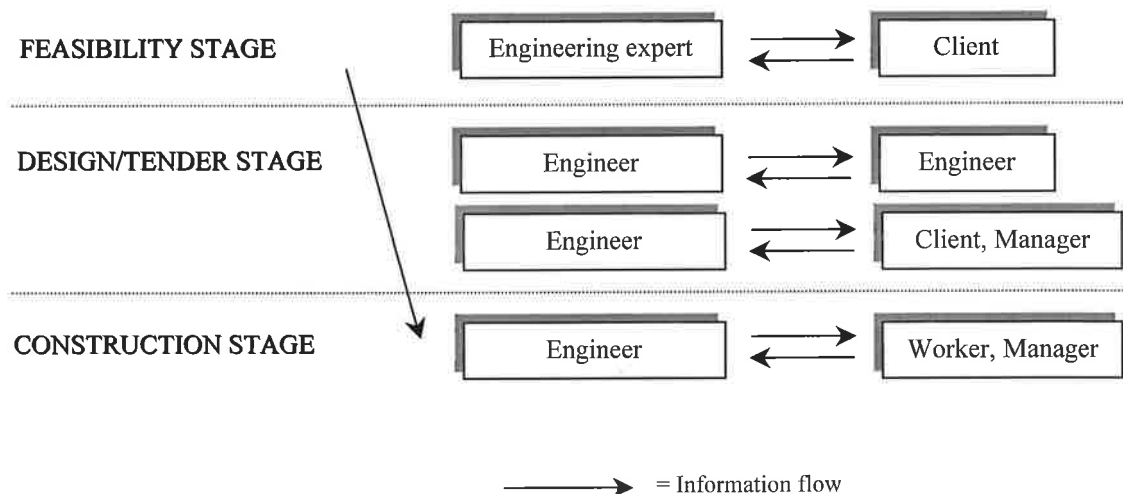


Figure 3 Examples of important information paths within an underground project.

Exempel på informationsflöden i ett undermarksprojekt.

In a feasibility stage the engineering geological information should describe for example geological regimes, features and hazards. In a design stage where mostly engineers themselves exchange information rock classification numbers (RMR- or Q-values) may suffice, if used properly. Whereas during the construction stage higher demands on plainness and details are needed. The information contained in for example a Q-value is usable but not enough, and geological information should preferably be expressed in words (not numbers) understandable by rock workers and it should also be related to warning bells and initiating events.

Today, engineering geological prognoses, even though they may have different content and level of complexity, play an important role both for time and cost estimates, design and execution of excavation and rock support, and as a base for economical settlements within underground projects (Andersson & Gustafson 1997). However, the traditional way of making prognoses and the way they are implemented in the project work do not always fulfil the requirements that are put on them. The following limitations have been identified by the authors:

- o Prognoses are not always related to the decision situation. When preparing engineering geological prognoses there is a tendency of starting at the bottom, i.e. by collecting data without having established what decisions really should be made, and then going upwards towards the decision. This approach increases the possibility of missing information relevant for the decision and may also imply unnecessary costs.
- o Prognoses are often outlined using information difficult for all parties involved in a decision process to understand. As an example we may consider the rock classification systems, for example RMR and Q. The RMR- and Q-values include a great amount of exformation, as a lot of information has been deliberately truncated. If two engineering geologists want to discuss the quality and condition of a rock mass they may communicate by using a Q-value. Based on their experience and association, solely the exchange of a Q-value will help the receiver in creating a picture of how this particular rock mass looks like and what conditions it exhibits. The engineering geologist may consequently use the exformation properly, given similar experience. However, if another person not familiar with the Q-system, for example a rock worker or a project manager, receives the same information those associations will not arise. He cannot use the exformation and a lot of information will be lost. This may eventually lead to geologically induced damage.
- o Prognoses based on rock classification do not give information on the underlying geological problem/hazard and might for this reason be insufficient for making decisions, especially for construction and construction planning. The same rock classification value (RMR=17 or Q=0.05) may derive from completely different geological hazards and geological mechanisms, say squeezing ground and spalling rock. However, in order to cope with these hazards completely different support and excavation actions are required. Consequently, decisions on these actions may not be taken on the basis of a single rock classification value.

From the authors' viewpoint there is consequently a need for different handling of engineering geological information as a whole within the underground industry, as a means of avoiding damage and making better decisions. In order to overcome this problem a suggestion on information requirements is given in the next section. As a conclusion the concept of engineering geological information requirements EGIR is introduced and described.

ENGINEERING GEOLOGICAL INFORMATION REQUIREMENTS - EGIR

When looking at purposes of engineering geological information, traditional systems for prognoses and theories for information transferring it is obvious that the use of geological information within underground projects is a complex and vast subject. Also, based on experience we may conclude that geological information is often used in an incorrect or insufficient way, hence, often leading to realization of geological hazards. In order to overcome this problem and be able to utilize geological information in a proper way the following four general requirements must be considered:

1. The information must be related to the current decision situation. This implies that a top-down philosophy should be applied, c.f. Figure 2, and information used should be relevant for the decision to be made.
2. The uncertainty in the information should be quantified. From a practical viewpoint this implies that the information must be described in statistical terms.
3. The information must be understood, possible to communicate, unambiguous and adapted to the receiver. Consequently, not only explicit information but also exformation (truncated implicit information contained in a message, giving rise to associations) should be considered.
4. The information must be possible to expose to quality assurance.

By fulfilling EGIR for a specific project one will automatically get a system or a working procedure for forming, carrying and transferring engineering geological information which is tailor made for:

- o the specific project stage,
- o the specific site and construction method,
- o the purpose,
- o the receiver and
- o therefore includes the geological and/or technical information relevant for the current decisions or problems.

As a general conclusion the following checklist for the EGIR approach is proposed, Table 1.

Table 1 EGIR-check list

Checklista för EGIR.

Top-down questions	Activities
What is the important decision?	Identification of decision maker and his preferences Identification of involved parties Performance of integrated decision and risk analysis
What stochastic geo-model should be used?	Evaluation of geological regime Evaluation of features and hazards with impact on decision Evaluation of geological logics Fulfilment of specific statistical demands
What engineering geological information is relevant for the decision?	Gathering of relevant basic data Possible transformation of basic data Evaluation of need for basic data
How should engineering geological information be expressed?	Evaluation of sender-receiver Evaluation of information and exformation Definition of classes or states
How should the quality assurance be carried out?	Self-inspection Technical audits

APPLICATION OF THE EGIR APPROACH - KVARNHOLMSVÄGEN STOCKHOLM RING ROAD PROJECT

Introduction

A proper description of geological boundaries, for example the boundary between rock and soil or between weathered and fresh rock, are often of interest within underground construction. Often tunnel projects in Scandinavia, especially in urban areas, experience challenges when soil filled depressions shall be passed. In such cases issues related to the variation of the rock surface is discussed intensely and often comprehensive investigations must be carried out in order to determine the "exact" location of the rock surface and still uncertainties remain. Decisions and questions related to vertical

location of tunnels and excavation methods in areas with low rock cover are common. One major problem in these cases is that the uncertainties are not quantified. However, in order to overcome this problem a stochastic geo-model could be used for describing a sub-horizontal geological boundary. The employment of such model may facilitate decisions of the type mentioned mainly due to the explicit treatment of uncertainty. One possible model for describing spatial correlation is geostatistics, which in this case has been used to model the variation of the rock surface at Kvarnholmsvägen, Johansson et al. (1996), Sturk (1998).

The bedrock in the area consists of granitic rock covered with glacial deposits, mainly till. The rock surface had been subjected to abrasion during the latest glaciation and the spatial variation of the surface was not known in detail. There is obviously a probability for depressions which might make tunnelling difficult. The rock mechanical problem was in this case related to instability of the tunnel roof in the soil/rock interface. It was deemed possible to handle local variations within an area of 2x2 m².

Engineering Geological Information Requirements

In order to fulfil EGIR the first priority should be to focus upon the decisions. Once the important decisions and questions have been identified the necessary engineering geological information should be gathered and formed. The important decisions are in this case study related to the location of the rock surface and its spatial variation. For rock tunnelling, large areas with no or very low rock cover must be avoided or else other construction methods, for example open cut excavation, must be employed. In this case the client faced the following questions during the feasibility and design stages:

- o What is the best vertical location (level) of the facility with respect to the variation of rock surface?
- o Which is the proper tunnelling method with respect to the variation of rock cover (especially with respect to soil filled depressions)?
- o Which and how much pre-investigations shall be carried out in order to properly describe the variation of the rock surface? Was the rock surface sufficiently investigated (vertical probing by means of percussion drilling had been carried out) or would further drilling be economical from a decision viewpoint?

It was deemed that the client could accept that parts of the tunnels were carried out as soil tunnels or cut-and-cover, especially the ramp tunnels. However, he wanted to be relatively certain about the total cost. Furthermore, he wanted to be relatively certain that the areas of low rock cover, both in the ramp tunnels and the main tunnels, were not to become larger than anticipated. In this case a 5 % probability of exceeding the anticipated surface was accepted.

In order to create a basis for answering those questions and be able to make decisions, a description of the spatial variability of the rock surface in the area is necessary. Given the nature of the site and the decisions it would be appropriate to make a continuous stochastic description of the rock surface, i.e. create a stochastic geo-model based on

geostatistics (kriging). Such model will give a measure of uncertainty and thereby fulfil the demand on calculating the probability of falling below the design level.

An important part of the work with defining the frames of the engineering geological prognosis is to consider how much data (engineering geological information) is required, on one hand for the stochastic geo-model on the other hand to make the decision. In this case observations on the depth to rock surface at locations within the area of interest were important, furthermore observations on the spatial variability of the rock surface within the area would be of help. At Kvarnholmsvägen such geo-data was available in the form of over 120 percussion drill points within the area (approximately 160x130 m).

Calculation results

The most likely level of the rock surface, given all available input data, was calculated, Figure 4. An important feature of kriging is that one can calculate the standard deviation of all estimated points (surfaces). This was utilized in this case to calculate a rock surface level at a certain number of standard deviations from the estimated mean surface. The number of standard deviations was chosen such that the probability of exceeding the surface was 5 %, i.e. representing a case in which the real rock surface with 95 % probability will not fall below. This level is determined by the standard deviation of the kriged (predicted) surface. The result from this calculation is strongly affected by the amount of input data, as a small amount of data implies larger uncertainty. This uncertainty influences in turn how much lower the 95 % level lies below the most likely level. Consequently, if the uncertainty is large additional information might be economical from a decision point of view. The results from these calculations are also presented in Figure 4. The centre lines of the tunnels and the level of the tunnel roof are also shown. The scale in the figures show level in metres.

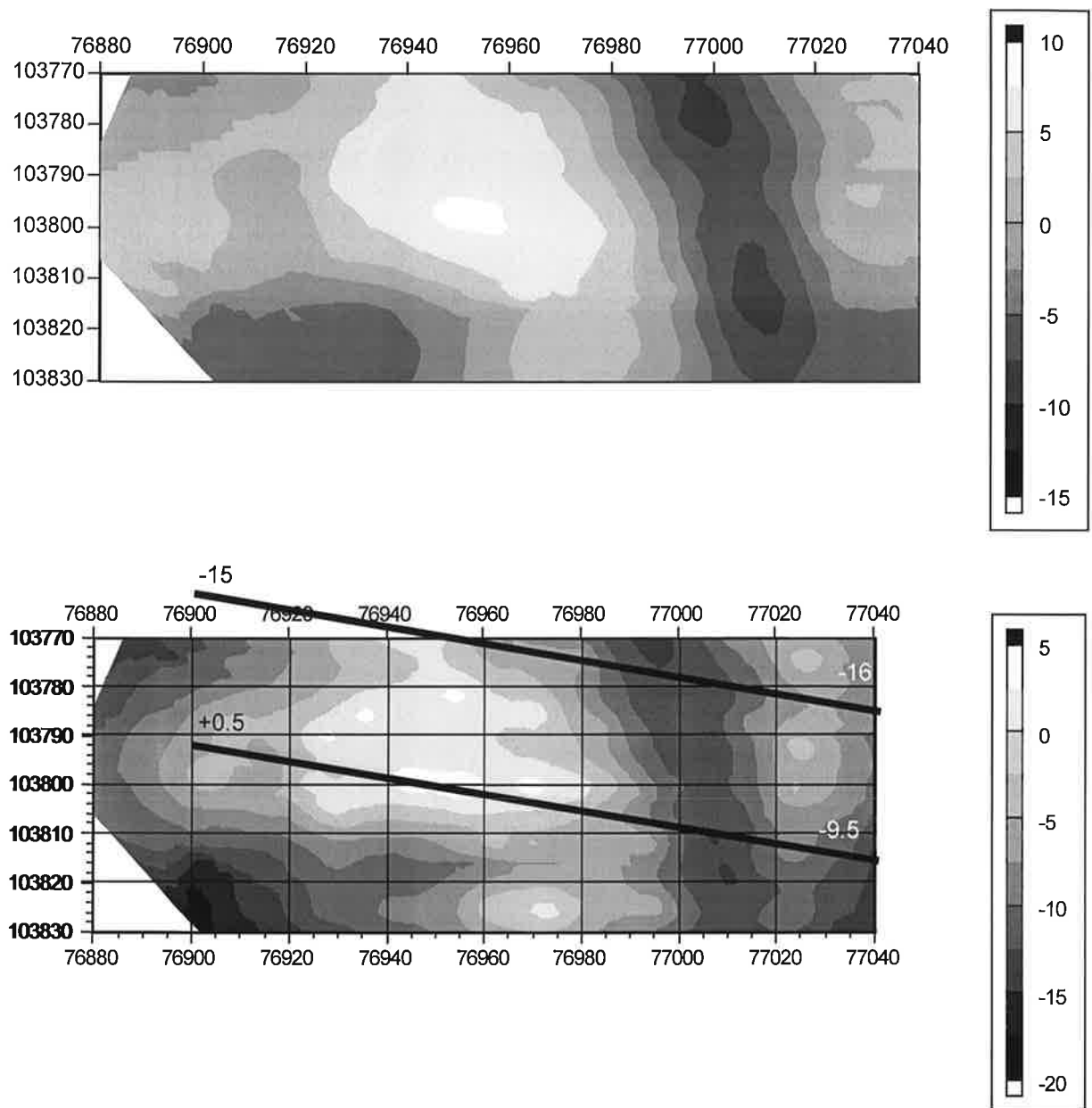


Figure 4 Most likely level of rock surface (above) and with 95 % probability the lowest level. The eastern main tunnel (above) and ramp tunnel (below) are illustrated in the figure.

Krigingresultat från Kvarnholmsvägen. Troligaste bergyta (överst) och med 95% sannolikhet lägsta bergyta (underst).

The results from the kriging analysis indicate low rock cover (dark areas in the figures) at some locations. Obviously the 95 % level implies larger areas with no or low rock

cover. If this level is used as basis for decisions, the suggested eastern ramp tunnel may lack rock cover for 30 m. For the main tunnel the rock cover will be sufficient.

Another feature of kriging is that it is possible to estimate the standard deviation without having performed the actual drillings. Testing was done with kriging with additional, not yet drilled points. However, the effect on the standard deviation was negligible. Thus, the conclusion was drawn that further investigations were not motivated. One might, on the contrary, argue that the number of drill holes is more than enough. An analysis to evaluate this question was made. The 95 % level for a case with only 20 % of the total available data (59 drill points) is presented in Figure 5. The drill points included are evenly spread out in the studied area.

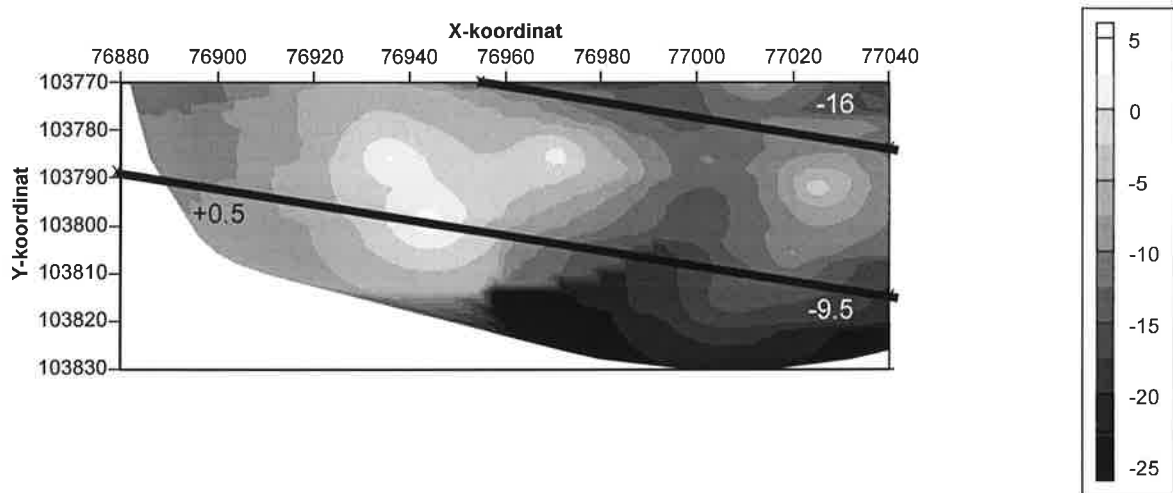


Figure 5 With 95 % probability the lowest level of the rock surface. 20 % of the drilling data utilized

Med 95 % sannolikhet lägsta bergyta med 20 % av borrhdata.

It might be concluded that the difference between the results is not that large. For the main tunnel the rock cover will be sufficient. The difference between the two kriging results is therefore from a decision viewpoint negligible in this case. The ramp tunnel will lack rock cover for approximately 60 m, which is twice as much as for the kriging with 100 % drilling data. However, even if the kriged surface including all drilling data seem to give a more detailed picture for the ramp tunnel, it is questionable whether this difference has any major impact on the actual decisions.

Summary and conclusions

As mentioned above, the decisions related to this particular problem were:

- o what construction method to choose, i.e. cut and cover or rock tunnels,
- o where to locate the ramp tunnel adits and

- o how long potential concrete tunnels should be.

The use of EGIR and the stochastic geo-model has in this case provided information relevant for these decisions. When working with the design of Kvarnholmsvägen the client had a strategy in a broad sense pointing towards the relevant decisions. However, he had difficulties formulating the details in them. If EGIR and the top-down philosophy would have been employed in the beginning of the design work (in this case the kriging analysis was for example carried out after the pre-investigations had been carried out) it is envisaged that the design work would have been facilitated and maybe cost less. For example it would have helped if the client had an accepted level of cost defined from the beginning. EGIR would have helped in formulating and further focusing on the important decisions.

The major advantage with the employed stochastic geo-model is that the uncertainty in the estimations may be quantified. In this case this has been used by presenting the most likely level of rock surface and with 95 % probability the lowest level. It should though be noted that any other probability may have been chosen making a comparison between different outcomes possible. By having this possibility the engineer may provide the decision maker with a stringent information, in which the uncertainty is quantified and therefore the decisions are facilitated.

During the design work, the project reference group (Review Team) had different opinions on how much drillings should be carried out within the area. However, no one could, using hard facts, argue what was right or wrong. It was a very subjective discussion. The kriging analysis indicates that given only 20 % of the drilling data the result is not significantly different from the result based on all drilling data. We may conclude that from a decision viewpoint a lesser amount of data would have been sufficient. If the kriging results (using 20 % of drilling data) would have been available during an early stage of the project, additional drillings could have been performed locally, for example in connection to the ramp tunnel. In this case it is evident that there was a tendency of going bottom-up, i.e. investigate for the sake of investigation and then figure out what the information should be used for.

As a final conclusion the authors would like to state that the EGIR and top-down approach employed in this case study has produced a result with higher quality than a traditional presentation of the drilling data, using for example deterministically interpreted drawn sections, would have done. Furthermore, a further focus on the important decision is evident.

SAMMANFATTNING

Ingenjörsgelogisk information och prognoser spelar en viktig roll i beslutsprocessen för undermarksprojekt. Geologiska farors komplexa natur nödvändiggör också en stringent hantering av denna information och en ny form av kvalitetssäkring. Som en följd av detta bör man då man hanterar geologiska problem inom undermarksbyggandet

dels ställa krav på ingenjörsgelogisk information, dels tillämpa en top-down filosofi där beslutet är utgångspunkten. I denna artikel presenteras ett angreppssätt som utgår från dessa grunder. De fyra hörnstenarna i detta angreppssätt är beslutet, kvantifieringen av osäkerhet, kommunikation/språk samt kvalitetssäkring.

REFERENCES

- Andersson, J., Gustafson, G., 1997. Optimalt utnyttjande av prediktioner av berget inom ingenjörsgelogisk riskanalys. Chalmers University of Technology, Department of Geology, Publ. B451, Gothenburg. (In Swedish).
- Johansson, H., Olsson, L., Sturk, R., 1996. Besluts- och riskanalys för Kvarnholmsvägen. Vägverket rapport RAP 0152, R/YT, Stockholm. (In Swedish).
- Sturk, R., 1998. Engineering Geological Information - Its Value and Impact on Tunnelling. Dr. Thesis, Division of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- Nylén, K-O., 1996. Cost of failure in quality in a major civil engineering project. Lic. Thesis, Department of Real Estate and Construction Management, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- Stille, H., Sturk, R., Olsson, L., 1998. Quality systems and risk analysis – new philosophies in the underground construction industry. *Väg- och vattenbyggaren*, 3.98, pp. 43-45.
- Wallis, S., 1993. Storebaelt Review. *World Tunnelling*, April 1993.
- Whyte, I. L., 1994. Analysis and management of financial risks arising from ground conditions. Proc. of Risk assessment in the extractive industries, University of Exeter, 23-24 March 1994, Exeter, UK.
- Whyte, I. L., Tonks, D. M., 1994. Project risks and site investigation strategy. *Risk and reliability in ground engineering*. Skipp (Ed.), Thomas Telford, London

RESISTIVITETSMÄTNING SOM FÖRUNDERINGS- METOD VID TUNNELBYGGET GENOM HALLANDSÅS

Resistivity Surveying as Pre-investigation Method for the Hallandsås Tunnel Project

Torleif Dahlin, Geoteknologi, LTH, Box 118, 221 00 Lund

Robert Gass, Banverket, Petersberg, 269 90Båstad

Hans Jeppsson, VBB VIAK AB, Geijersgatan 8, 216 18 Malmö

Inledning

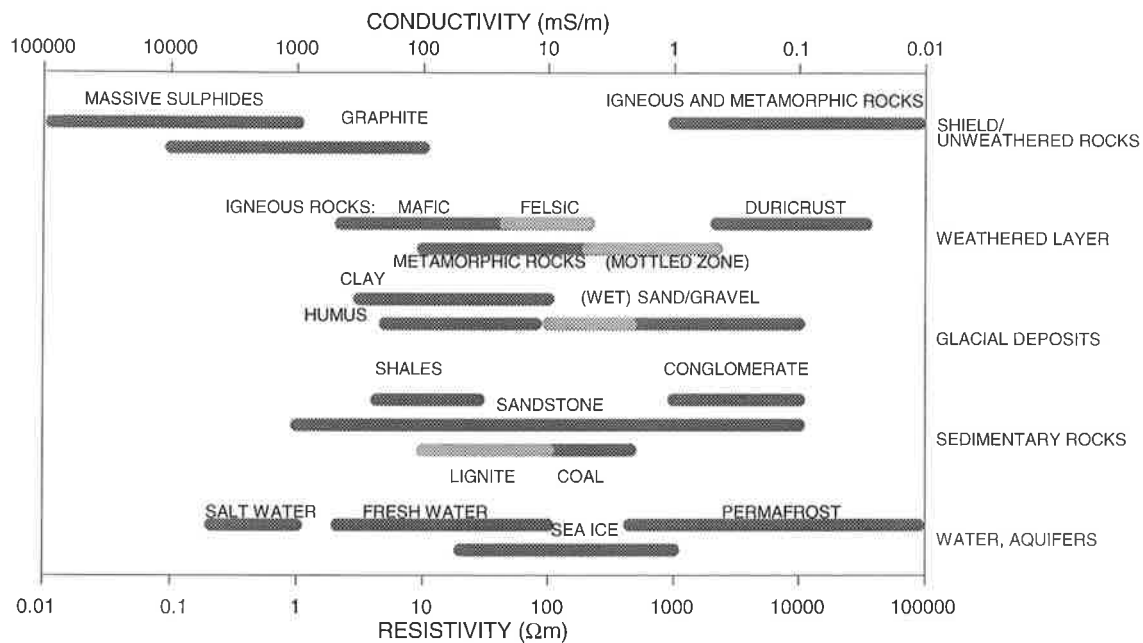
I samband med byggandet av järnvägstunnel genom Hallandsås har resistivitetsundersökningar utförts i flera omgångar. Vid förundersökningarna 1989 utfördes resistivitetsmätningar enligt den då brukliga metodiken, dvs som profilering och sondering. Under senare år har datainsamlings- och utvärderingsmetodik utvecklas snabbt i och med införandet av multielektrodeknik (CVES). 1995 utfördes därför mätningar med ett multielektrode system över Södra Randzonen som en del i kompletterande undersökningar av bergkvaliteten. Tekniken gav bra resultat och mätningar med multielektrodeknik har därefter utförts längs större delen av tunnellen. Mätningar utförda 1998 gjordes med större elektroavstånd och utökat mätprotokoll för att ge möjlighet till en bättre tolkning av de geologiska strukturerna ned till tunnelnivån.

Resistivitet

Resistivitet är liktydigt med specifikt elektriskt motstånd, som är inversen av elektrisk konduktivitet. Resistiviteten i marken varierar för olika geologiska material. Resistiviteter för olika material varierar dock över breda intervall och överlappar varandra (se Figur 1).

Genom att kartlägga variationerna i resistivitet i marken kan man bygga upp bilder av markens struktur. Eftersom resistivitetsintervallen för de olika materialen överlappar varandra, går det inte att uppnå någon entydig korrelation mellan resistivitet och material. Det är därför nödvändigt att kombinera tolkningen av resistivitetsmodellen med till exempel geologiska observationer, borrhälsdata och andra geofysiska mätdata för att kunna göra en tillförlitlig geologisk eller geoteknisk tolkning av resultaten.

I de vanligast förekommande jord- och bergarterna är mineralkornen i praktiken isolatorer, varför resistiviteten styrs av vatteninnehållet, där mängden vatten, lösta joner i vattnet och dess fördelning i materialet är viktig. Ju högre innehåll av vatten och lösta joner, desto lägre resistivitet. Eventuellt lerinnehåll ger låga resistiviteter, genom att lermineralen fungerar som elektriskt ledande partiklar, och binder till sig joner.

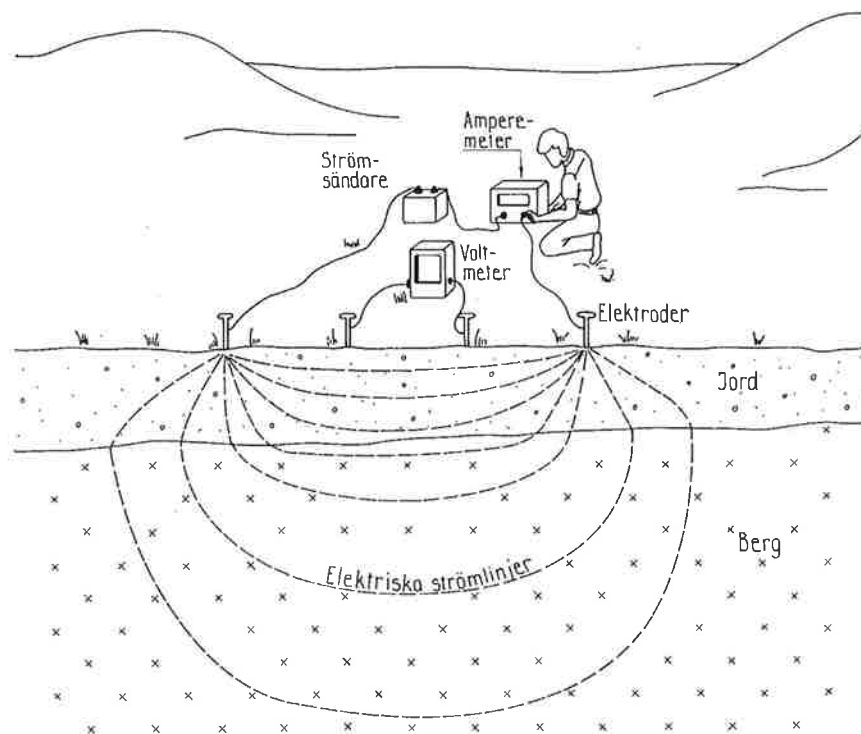


Figur 1. Typiska resistiviteter i naturliga jord- och bergmaterial (efter Palacky 1989).

Typical resistivities of natural soils and rocks (after Palacky 1989).

Leriga jordar har därför normalt låga resistiviteter medan, sand och grus med färskvatten i porutrymmena ligger högre. Grovkorniga sediment ovan grundvattenytan kan ha mycket höga resistiviteter. För morän kan resistiviteten variera inom mycket stora intervall, beroende på om det är en lermorän eller en grovkornig morän, vatteninnehåll etc. Det är endast i mycket grovkorniga jordar som man kan urskilja en grundvattenyta, då det i jordar med inslag av silt och ler inte existerar någon distinkt grundvattenyta till följd av vattenhållande förmåga och kapillärl stigning.

Fast ovittrat urberg (kristallint berg) har ett obetydligt vatteninnehåll, och därför hög resistivitet, medan vittrat urberg kan ha mycket låg resistivitet till följd av leromvandling och vatteninnehåll. Uppsprucket urberg med färskvatten i sprickorna har intermediära resistiviteter. Resistiviteten i sedimentärt berg beror på vilken typ av sediment det är, konsolideringsgrad och vatteninnehåll, varför det varierar inom mycket vida intervall.



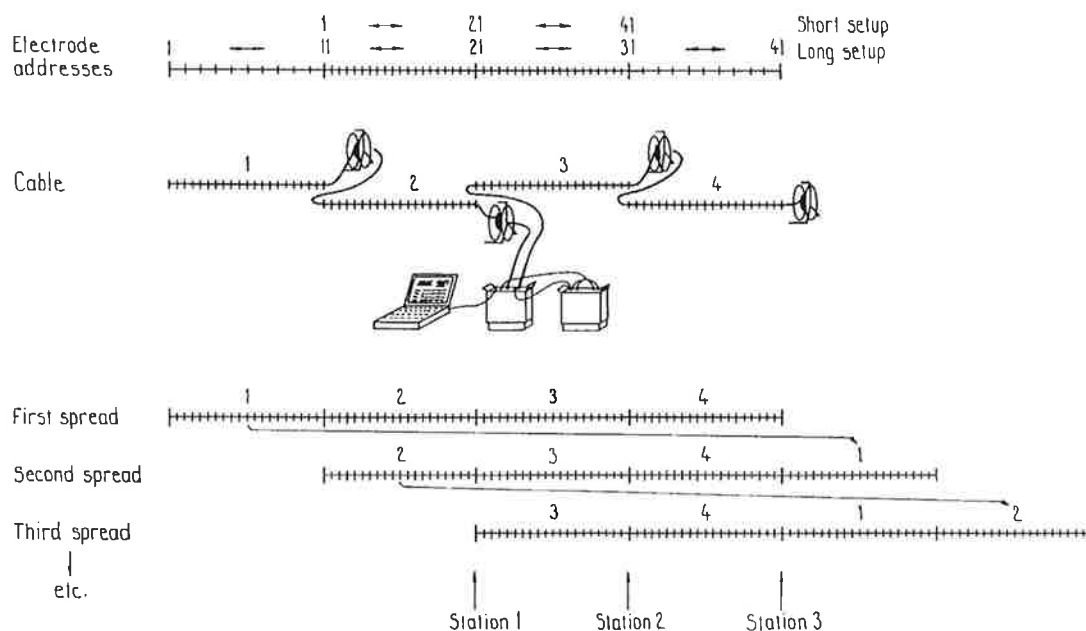
Figur 2.

Princip för resistivetsmätning: en kontrollerad ström sänds mellan två elektroder samtidigt som spänningen mäts mellan två andra elektroder. Genom att variera avståndet mellan elektroderna kan djupnedträngningen varieras. Ett modernt resistivetsinstrument innehåller bland annat precisionsvoltmeter, ingångsfilter, strömsändare och microprocessor. I vissa fall har instrumenten också inbyggd persondator och datalagring. Ett typiskt instrument för ingenjör- och miljötillämpningar kan sända ut upp till 150-400V likström. (efter Robinson och Coruh 1988)

Principle of resistivity measurement: a controlled current is passed between two electrodes while measuring the potentials between another electrode pair. By varying the separations between the electrodes the depth penetration can be varied. A modern resistivity instrument comprises a precision voltmeter, input filters, current transmitter and microprocessor among other things. Some instruments have a built-in personal computer and data storage. A typical instrument for engineering and environmental applications can transmit up to 150-400 V DC. (after Robinson och Coruh 1988)

Mätteknik

Resistivitetsmätning är en geofysisk metod som är känd sedan seklets början. Metoden har sedan 1950-talet varit en av de mest använda geofysiska metoderna internationellt sett, bland annat för grundvattenprospektering och byggnadsgeologi. Datainsamlings- och tolkningsarbetet har emellertid varit tidsödande och upplösningen ofta dålig. Vid manuell mätning sätter man ut fyra elektroder i markytan, och sänder en ström mellan två av dem samtidigt som man mäter spänningen mellan de andra två (Figur 2). Genom att systematiskt variera avståndet mellan elektroder, och mittpunkten för uppställningen kan man kartlägga variationerna i resistivitet i marken. (t.ex. Parasnis 1986; Palacky 1987; Ward 1989; Dahlin 1993)



Figur 3. Schematisk bild över datorstyrt mätsystem för resistivitetsundersökning (ABEM Lund Imaging System) där varje streck på de skisserade kablarna motsvarar en elektrodposition. Figuren visar också hur man kan mäta långa sammanhängande profiler genom successiv förflyttning av delar av kabelutlägget (efter Overmeeren och Ritsema 1989). I de mätningar som utförts på Hallandsåsen användes vid de senare tillfällena 8 stycken kablar om vardera 100 meter vilket gav en sammanlagd längd på utläggen av 800 meter.

Sketch over computer controlled data acquisition used for the resistivity surveying (ABEM Lund Imaging System), where each mark on the cables indicates one electrode position. The figure also indicates how long continuous profiles can be measured by moving part of the layout each time (after Overmeeren och Ritsema 1989). For the recent measurements carried out on Hallandsås 8 cables of 100 metres each were used, giving a total layout length of 800 metres.

Vid fältmätningarna på Hallandsåsen användes ett multielektrodsystem, ABEM Lund Imaging System, bestående av omkopplingsenhet, mätinstrument, dator, kablar och elektroder, samt programvara för datainsamling (se Figur 3). Man sätter ut ett stort antal elektroder, i detta fallet 81 elektroder vid fullt utlägg, innan mätningarna börjar varefter datainsamlingsprogrammet sköter mätningen automatiskt. Mätningen utfördes med minst 10 olika elektrodavstånd, vilket innebär att man kan uppskatta hur resistiviteten varierar mot djupet längs linjen. (Dahlin 1993) Fältmätningarna utfördes som kombinerad profilering-sondering, så kallad CVES (Continuous Vertical Electrical Sounding), vilket ger en tvådimensionell (2D) information om markens uppbyggnad. Fältmätningarna har utförts något annorlunda vid olika mättillfällen, beroende på att en metodutveckling skett som gett nya möjligheter.

För de data som mättes 1995-1996 användes Wennerkonfiguration med 10 olika strömelektrodavstånd, inom intervallet 15-360 meter. Avståndet mellan mätpunkterna är 5 meter för de kortare elektrodavstånden och 10 meter för de längre elektrodavstånden. Vid mätningar utförda 1998 användes en kombination av Wenner- och Schlumbergerkonfiguration, med 16 olika strömelektrodavstånd inom intervallet 30-720 meter. Avståndet mellan mätpunkterna är 10 meter för de kortare elektrodavstånden och 20 meter för de längre elektrodavstånden. För varje Wennerkombination utfördes upp till två Schlumbergermätningar.

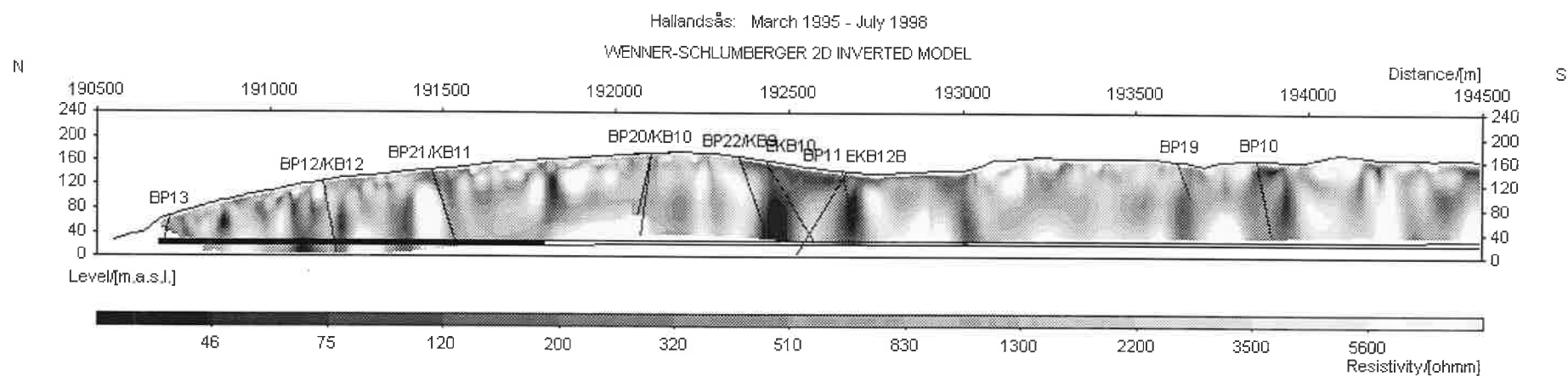
Databearbetning

Mätresultaten bearbetades med hjälp av invers numerisk modelltolkning, där en finita differensmodell anpassas till bästa möjliga överensstämmelse gentemot uppmätta data. Resultatet presenteras i form av sektioner i färg eller gråskala som ger en kontinuerlig bild av hur egenskaperna varierar i marken. Dessa resistivitetssektioner är förhållandevis lätta att tolka i t.ex. geologiska termer. Under de senaste åren har det skett en stark utveckling av metoderna för bearbetning och tolkning av mätdata, vilket gör att man kraftigt förbättrat möjligheten att tolka resultaten från områden med en komplicerad uppbyggnad av marken. (Dahlin 1996; Loke och Barker 1996)

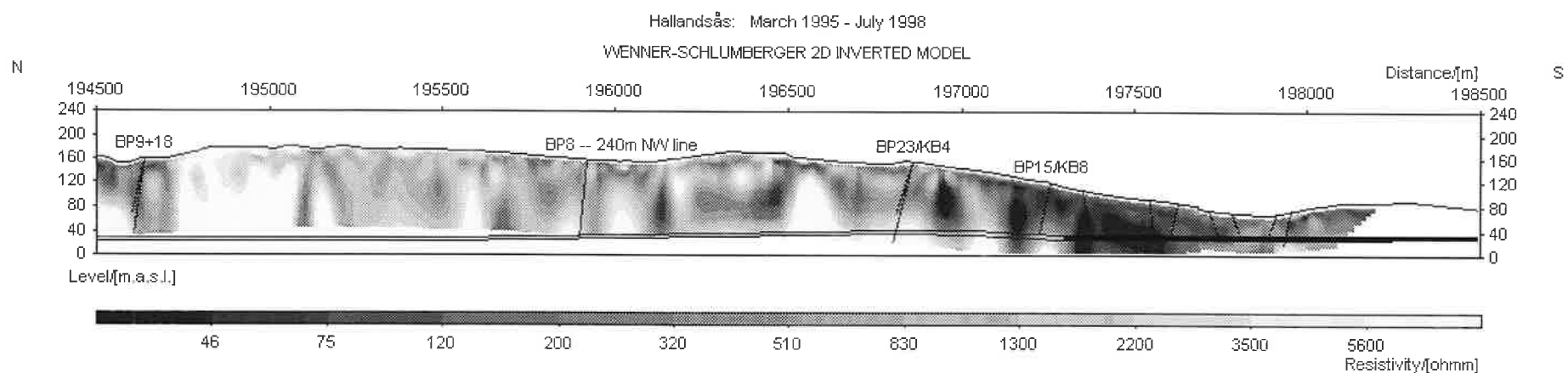
Resultat och tolkning

En sammanställning av resistivitetsundersökningarna längs tunnellinjen visas i Figur 4, vilken uppvisar en kraftig variation i tolkade resistiviteter längs linjen, där i synnerhet Södra Randzonen och Möllebäckszonen avtecknar sig som lågresistiva zoner (under 100 Ωm). Förutom dessa zoner avtecknar sig flera andra lågresistiva partier av mindre omfång. Generellt är resistiviteterna starkt varierande, och endast begränsade partier av tunnelsträckningen uppvisar så höga resistiviteter som man normalt förknippar med berg med låg sprickfrekvens under grundvattennivån (flera tusen Ωm). Stora delar av sträckningen har resistiviteter i intervallet några hundra till ett par tusen Ωm , bland annat partierna i anslutning till utförd tunnel i norra delen.

a)



b)



Figur 4. Resistivetsmodell av Hallandsåsen längs tunnellen, a) norra delen, b) södra delen.
Resistivity model of Hallandsås along the tunnel line, a) northern part, b) southern part.

Det bör noteras att den inversa modelltolkningen skett under antagande om att de geologiska strukturerna endast varierar längs mätlinjen och mot djupet, och att ingen variation förekommer tvärs profilriktningen, d.v.s. en tvådimensionell (2D) tolkningsmodell. Eventuella avvikelser vid sidan om linjen kan påverka resultatet, så att en sprickzon med god ledningsförmåga vid sidan om linjen skenbart skulle kunna ge intryck av en sprickzon på djupet. Över Möllebäckszonen och Södra Randzonen har dock mätning skett längs fem parallella linjer vilket gav samstämmiga resultat, som visar att 2D antagandet är väl motiverat längs dessa delsträckor.

Utifrån resistivitetsmodellen har några större sammanhängande partier med den för Hallandsåsen sett, kvalitetsmässigt bästa bergmassan kunnat lokaliseras. I dessa partier har kärnborrning utförts för framtagande av parametrar för en noggrannare bedömning av bergmassan. Resultatet visar på ett bergmaterial av normal kvalitet för en sydvästsvensk gnejs. Resistivitetsmodellen har i dessa partier en god storskalig överensstämmelse med borresultaten.

Från borrningar utförda i tunnelfronten har i flera fallen god samstämmighet visat sig mellan variationer i borrhälenas kvalitet och resistivitetsvariationerna. Dock har vid tydliga övergångar mellan skilda bergkvaliteter en förskjutning av resistivitetsmodellens övergång observerats. Förskjutningen jämfört med kärnborrningen på tunnelnivå har varit cirka 50 meter mot söder. Detta kan eventuellt bero på att strukturerna inte är vinkelräta mot linjen, eller på att borrhälen inte är representativa för bergets egenskaper i en större volym, men det kan också bero på osäkerhet i resistivitetsmodellen på stora djup.

Diskussion och slutsatser

I arbetet med att etablera en förbättrad strukturgeologisk modell över Hallandsåsen har resistivitssektionerna utgjort ett värdefullt underlag vid den strukturgeologiska tolkningen. Utförda kärnborrningar har använts för kalibrering och kontroll av tolkningen. Resultatet av jämförelsen med kärnborrningar visar att resistivitsresultaten ger en bra översiktlig bild av strukturella förhållanden och relativ bergkvalitet.

Det är dock för närvarande inte möjligt att korrelera t.ex. Q-värden med resistivitsdata på detaljnivå. Detta torde delvis bero på skillnaderna i skala och upplösning hos respektive datatyp, men det kan också bero på att det inte finns något entydigt samband mellan Q-värde och resistivitet, och att bättre korrelation skulle kunna erhållas med någon annan parameter som mått på bergets kvalitet. Vidare visar såväl resistivitsdata som borrhälen och dokumentation från tunneldrivningen (Dahlin och Sturk 1998) på en kraftig inhomogenitet i berget i Hallandsåsen, vilket gör att data från de enskilda borrhälen som finns tillgängliga inte behöver vara representativa ens för en måttlig volym omkring dem.

En av begränsningarna hos resistivitsmetoden är att upplösningen avtar med ökande djup under markytan, samtidigt som osäkerheten i tolkad modell ökar. Det vore önskvärt att utveckla metoder för att kvantifiera och visualisera resistivitsmodellens

Det bör noteras att den inversa modelltolkningen skett under antagande om att de geologiska strukturerna endast varierar längs mätlinjen och mot djupet, och att ingen variation förekommer tvärs profilriktningen, d.v.s. en tvådimensionell (2D) tolkningsmodell. Eventuella avvikelser vid sidan om linjen kan påverka resultatet, så att en sprickzon med god ledningsförmåga vid sidan om linjen skenbart skulle kunna ge intryck av en sprickzon på djupet. Över Möllebäckszonen och Södra Randzonen har dock mätning skett längs fem parallella linjer vilket gav samstämmiga resultat, som visar att 2D antagandet är väl motiverat längs dessa delsträckor.

Utifrån resistivitetsmodellen har några större sammanhängande partier med den för Hallandsåsen sett, kvalitetsmässigt bästa bergmassan kunnat lokaliseras. I dessa partier har kärnborrning utförts för framtagande av parametrar för en noggrannare bedömning av bergmassan. Resultatet visar på ett bergmaterial av normal kvalitet för en sydvästsvensk gnejs. Resistivitetsmodellen har i dessa partier en god storskalig överensstämmelse med borresultaten.

Från borrningar utförda i tunnelfronten har i flera fallen god samstämmighet visat sig mellan variationer i borkärnornas kvalitet och resistivitetsvariationerna. Dock har vid tydliga övergångar mellan skilda bergkvaliteter en förskjutning av resistivitetsmodellens övergång observerats. Förskjutningen jämfört med kärnborrningen på tunnelnivå har varit cirka 50 meter mot söder. Detta kan eventuellt bero på att strukturerna inte är vinkelräta mot linjen, eller på att borrardata inte är representativa för bergets egenskaper i en större volym, men det kan också bero på osäkerhet i resistivitetsmodellen på stora djup.

Diskussion och slutsatser

I arbetet med att etablera en förbättrad strukturgeologisk modell över Hallandsåsen har resistivitetssektionerna utgjort ett värdefullt underlag vid den strukturgeologiska tolkningen. Utförda kärnborrningar har använts för kalibrering och kontroll av tolkningen. Resultatet av jämförelsen med kärnborrningar visar att resistivitetsresultaten ger en bra översiktlig bild av strukturella förhållanden och relativ bergkvalitet.

Det är dock för närvarande inte möjligt att korrelera t.ex. Q-värden med resistivitetsdata på detaljnivå. Detta torde delvis bero på skillnaderna i skala och upplösning hos respektive datatyp, men det kan också bero på att det inte finns något entydigt samband mellan Q-värde och resistivitet, och att bättre korrelation skulle kunna erhållas med någon annan parameter som mått på bergets kvalitet. Vidare visar såväl resistivitetsdata som borrardata och dokumentation från tunneldrivningen (Dahlin och Sturk 1998) på en kraftig inhomogenitet i berget i Hallandsåsen, vilket gör att data från de enskilda borrhålen som finns tillgängliga inte behöver vara representativa ens för en måttlig volym omkring dem.

En av begränsningarna hos resistivitetsmetoden är att upplösningen avtar med ökande djup under markytan, samtidigt som osäkerheten i tolkad modell ökar. Det vore önskvärt att utveckla metoder för att kvantifiera och visualisera resistivitetsmodellens

tillförlitlighet, vilket t.ex. skulle kunna användas som underlag för kompletterande förundersökningar i avsnitt med större osäkerhet medan man kunde spara på resurserna i avsnitt med mindre osäkerhet. Vidare finns det ett behov av kunskap om sambanden mellan geofysiska och bergtekniska parametrar, för att på ett bättre sätt kunna tolka resultaten och kombinera insatserna med olika metoder.

Referenser

- Dahlin, T. (1993) *On the Automation of 2D Resistivity Surveying for Engineering and Environmental Applications*, Ph.D.Thesis, ISRN LUTVDG/TVDG--1007--SE, ISBN 91-628-1032-4, Lund University, 187p.
- Dahlin, T. (1996) 2D resistivity surveying for environmental and engineering applications, *First Break*, 14(7), 275-283.
- Dahlin, T. and Sturk, R. (1998) Resistivity pre-investigations for the Hallandsås railway tunnel, Sweden, *Procs. Underground'98, Stockholm 7-9 June 1998*, Balkema, Rotterdam, p 135-141.
- Loke, M.H. and Barker, R.D. (1996) Rapid least-squares inversion of apparent resistivity pseudosections by a quasi-Newton method, *Geophysical Prospecting*, vol 44, no 1, p 131-152.
- Overmeeren, R.A. van and Ritsema, I.L. (1988) Continuous vertical electrical sounding, *First Break*, 6(10), 313-324.
- Palacky, G.J. (1987) Resistivity characteristics of geologic targets, in *Electromagnetic Methods in Applied Geophysics*, ed. M.N. Nabighian, Soc. of Expl. Geoph., Tulsa, p 53-130.
- Parasnis, D.S. (1997) *Principles of Applied Geophysics*, 5:th ed, ISBN 0 412 64080 5, Chapman and Hall, London, 429p.
- Robinson, E.S. and Coruh, C. (1988) *Basic Exploration Geophysics*, Wiley, New York, 562p.
- Ward, S.H. (1989) Resistivity and Induced Polarization Methods, in *Investigations in Geophysics no. 5: Geotechnical and Environmental Geophysics, vol I*, ed. S. Ward, Society of Exploration Geophysicists, Tulsa, p 147-189.

Summary

Resistivity surveying with combined profiling and sounding, also called continuous vertical electrical sounding, has been carried out along large parts of the planned railway tunnel through Hallandsås using multi electrode data acquisition equipment. The measured data was processed by means of inverse numerical modelling.

The results display a strong variation in modelled resistivities along the line, where in particular the Southern Marginal Zone and the Möllebäcken zone stand out as low resistive zones. Apart from these, several low resistive zones of smaller extent are evident, which can be interpreted as fractured or weathered zones. Limited parts of the tunnel stretch exhibit the high resistivities that are normally expected for crystalline rock of low fracture density below the groundwater level.

The resistivity models were used, along with other available geophysical data, as a basis for creating conceptual models of the structure and variation in quality of the rock. These models were used as a basis for siting test drillings, which served for verifying and refining the conceptual models.

ETT KONCEPT FÖR EFFEKTIVARE FÖRUNDERSÖKNINGAR FRÅN BORRHÅL

A Concept for more Efficient Site Investigations from Boreholes

Stefan Wänstedt, Sven Tirén, Per Askling, Lennart Ekman och Kent Hansson,
GEOSIGMA AB, Uppsala.
("förnamn"."efternamn"@geosigma.se)

Inledning

En entreprenörs anbud på byggandet av en undermarkskonstruktion, t.ex. en tunnel driven i berg, kan kalkyleras på ett säkrare sätt om underlaghandlingarna för anbudsgivningen har god kvalitet. Detta ger även att konkurrensen för att erhålla uppdraget ökar och att den slutliga kostnaden för byggnationen kommer att ligga i nivå med den antagna offerten. Kan då ett sådant underlag tas fram till ett rimligt pris där ett minimum av störningar i byggandet beror på okända mekaniska och/eller vattenförande strukturer i berget eller att otillräcklig bergtäckning föreligger? Svaret på frågan är ja, om man t.ex. har en kombinerad geologisk-geofysisk och hydrogeologisk mätmetod som dels ger en detaljerad information utmed mätprofilen samtidigt som tredimensionell information om förhållandena på upp till flera tiotals meter, kanske upp till 100 m avstånd från mätprofilen kan erhållas. Detaljrikedomen och därmed säkerheten i data kommer dock, som vid alla geofysiska mätningar, att avtaga proportionellt mot avståndet.

Den metod som här föreslås bygger i dess fullständiga form delvis på befintlig metodik. Metodiken är även speciell eftersom kombinationen av metoder medger att strukturer kan studeras i olika skalor, från kilometer skala kontinuerligt ned till millimeter skala. Genom ytstudier lokaliseras inhomogeniteter i underliggande berg, t.ex. genom fjärranalys, geofysiska profilmätningar och fältobservationer, samt - och detta är det nya - att med en lämplig förutbestämd kombination av undersökningsmetoder undersöka bergkvaliteten i och kring borrhål utsatta utmed tunnelsträckningen och därigenom använda borrhålen bättre. I bebyggda områden och speciellt i städer kan ytundersökningar försvåras på grund av påverkan från t.ex. byggnader, vattenledningar, avlopp och kablar. Att då enbart nyttja borrhål och den här presenterade kombimetoden är då en framkomlig väg. På detta sätt kan man t.ex. se in under befintliga byggnationer.

De tre metoderna (kallas här efter BSB-metoden) som utgör ryggraden i denna undersökningsmetodik är:

BSB **Borrhålsradar**, en metod som utvecklats (av bl.a. SKB) för att studera strukturmönstret i berggrunden. Borrhålsradar ger vanligen strukturers orientering relaterat till borrhålsaxeln. Användes en speciell typ av radar

antenn kan strukturers absoluta orientering erhållas. Typen av radarutrustning som används påverkar hur långt ut i berget man kan detektera strukturer. Radar med högre upplösning i närområdet ger lägre detekteringsradie och omvänt. Högfrekventa antenner har detekteringsradie på 10-20 m, medan lågfrekventa antenner - under optimala förhållanden - kan detektera strukturer på avstånd överstigande 100 m. Radarn är den metod som kopplar ytbaserade undersökningar med de betydligt mer detaljerade borrhålsundersökningarna.

BSB Spinnerlog, ett hydrogeologiskt instrument som mäter vattenrörelser i borrhålet. Genom att avsänka grundvattennivån i borrhålet genom pumpning kommer transporten av vatten i öppna sprickor som korsar borrhålet att accentueras och därmed att detekteras av spinnern. Upplösningen längs hålet är så pass bra så att enskilda vattenförande sprickors läge kan bestämmas.

BSB BIPS eller Borehole Image Processing System, en digital TV-log som avbildar borrhålsväggen med hög upplösning så att bergarter kan bestämmas och strukturers interna mönster kan fastläggas (t.ex. spricköppning, strykning och stupning). Detta under förutsättning att strukturer/sprickor har ett spår i bergväggen med en större bredd än ca 0,1 mm (gäller hål med slät bergvägg, för hammarborrhål blir vidden på detekterbara strukturer ca. en tiopotens större). Karterar berget närmast borrhålet, dvs. läge och orienteringen på de strukturer som korsar borrhålet kan bestämmas.

En fördel med dessa borrhålsmetoder är att de fungerar lika bra i hammarborrade hål som i diamantborrhål. De olika metoderna ger information som kan utvärderas i real-tid, dvs. under mätningens utförande. Resultat från yt- respektive borrhålsundersökningarna läggs in i ett CAD-system som medger tredimensionell visualisering av resultaten. Metodik för tredimensionell strukturgeologisk/ingenjörsgelogisk modellering har tidigare beskrivits av t.ex. Tirén m.fl. (1996) och Tirén m.fl. (1999). Se t.ex. Almén (1991) för en diskussion av några av dessa tekniker utifrån SKB's erfarenheter. Mer tillämpade allmänna beskrivningar av geofysik ges av t.ex. Triumf (1992) och Sundin (1984).

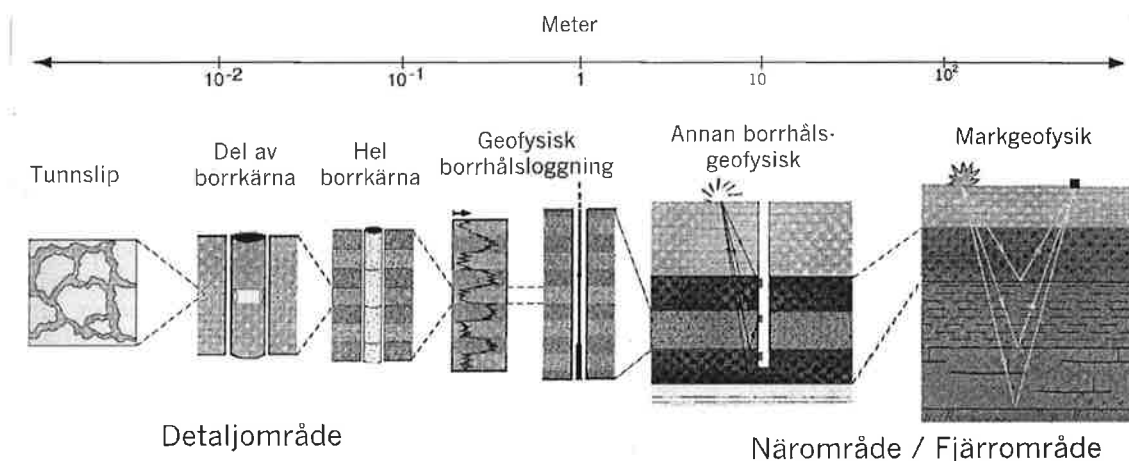
För alla förundersökningar gäller följande:

- Tolkade resultat måste presenteras så beställaren och entreprenören kan förstå och använda informationen. Resultat bör även levereras på ett format som möjliggör fortsatt arbete med data allt eftersom nya mätningar utförs.
- Modeller bör vara tredimensionella så att profiler, perspektivbilder och vyer kan framställas enligt behov.
- Information från borrhål förlorar mycket av sitt värde om inte det exakta läget av borrhålet är känt: avvikelsemätning är ett måste.
- För att korrekt kunna tolka strukturgeologiska förhållanden i bergmassan måste strukturer orienteras.

Undersökningsstrategi

Användarna av information vill ha kontroll på faktorer som kan påverka byggandet och ofta även omgivningen. Behovet av information styrs delvis av storleken på det som undersöks, t.ex. släntstabilitet i ett dagbrott eller inläckage i en dagvattentunnel. Metodiken och val av metoder bör anpassas därefter.

Ett flertal olika metoder finns för att undersöka berget inför byggandet av exempelvis en tunnel. De olika metoderna täcker skalor från kilometer ned till centimeter, Figur 1. I en minoritet av alla förundersökningar som utförs i landet används borrhålsgeofysik. Vid jämförelse med figuren motsvarar detta - avsaknad av borrhålsgeofysik - ett glapp i storleksordningen i underlagsinformationen på ca. två tiopotenser. Glappet ökar med djupet till det undersökta objektet (t.ex. den planerade tunneln) eftersom upplösning och säkerhet i markbaserade undersökningar avtar mot djupet. Det föreslagna konceptet, som till stor del baseras på borrhålsmätningar, fyller igen glappet mellan markbaserade undersökningar och borrhärnekartering.



Figur 1. Upplösning av olika metoder vid förundersökningen (modifierad från Goldberg, 1997).

Figure 1. Resolution of different investigation methods (modified from Goldberg, 1997).

Fjärrområde

Analys av fjärrområdet ger underlag för bedömning av ett specifikt områdes generella särdrag och lämplighet. Basen för såna studier är publikationer, utredningar och olika typer av kartor. Kompletterande information avseende t.ex. strukturmönster kan erhållas genom fjärranalys och analys av flyggeofysiska mätningar. Att redan i ett tidigt skede nyttja digital höjddata för att tolka och beskriva terrängformer har flera fördelar:

- Vid tolkning av strukturmönster (s.k. lineamentsstudier) baseras tolkningen på en ensartad information som till stor del filtrerar bort mänsklig påverkan på naturen såsom vägar, ledningsgator och bebyggelse.
- En tolkning utförd direkt på dator ger inga reproduktionsfel (överföringsfel – från tolkning till GIS-kopplat visualiseringssystem), men kan om det studerade området är stort ge vissa brister i möjligheten att samtidigt ha god översikt (stort utsnitt) och optimal upplösning.
- Underlag för beräkning av influensradie vid olika typer av påverkan på grundvattnet under byggnation och drift.

Om möjlighet finns kan justering av läge på objektet utgående från studier av fjärrområdet ske. Oberoende om objektets placering är låst eller kan justeras så kan informationen från studie av fjärrområdet ange metodik som bör nyttjas vid undersökningar av närområdet.

Närområde

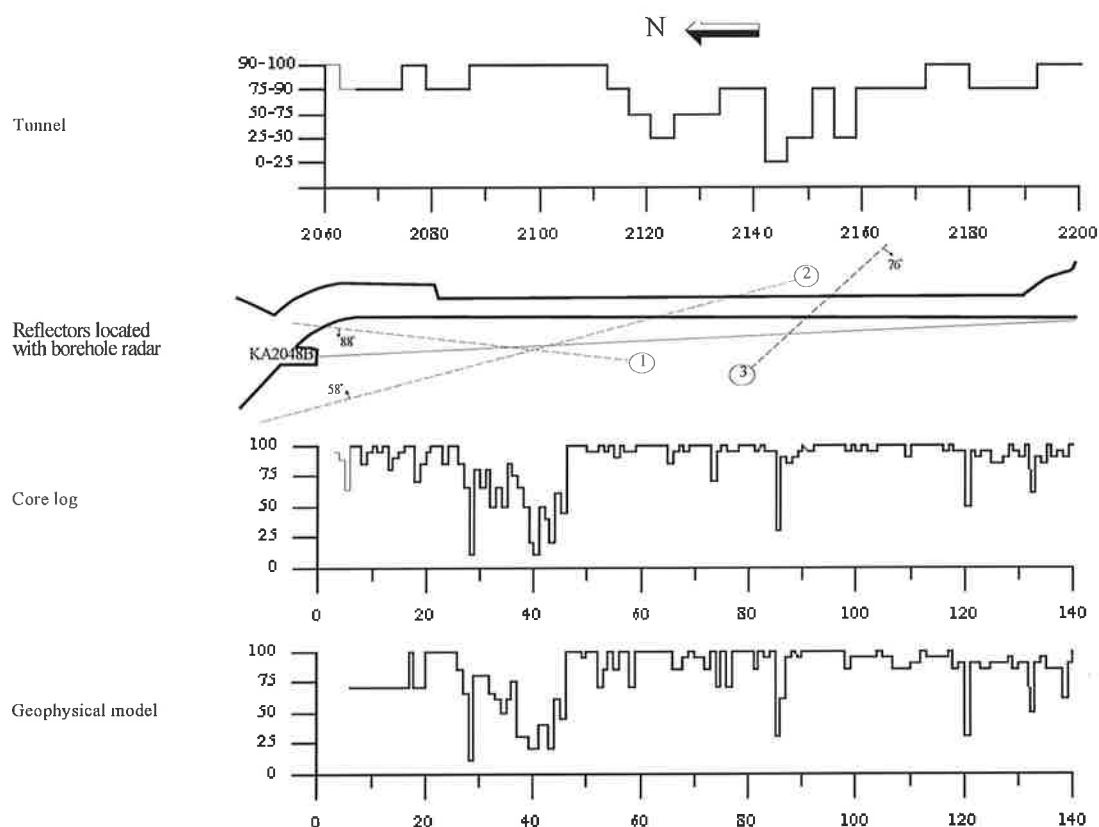
Studier av närområdet omfattar vanligen fjärranalys (en kombination av studier av flygbilder och digitala terrängmodeller förordas), konventionella markgeofysiska mätningar (enskild profil eller detaljerad kartläggning med väl anpassat profilavstånd), markradar och seismiska mätningar. I områden med häll kan bedömningar av strukturers orientering ofta göras genom strukturgeologiska bedömningar. Resultatet av studiet av närområdet lägges in i visualiseringssystemet och nyttjas för placering av undersökningsborrhål.

Detaljområde

En del undersökningsmetoder använda vid studien av närområdet ger information om bergmassan på byggobjektets djup om detta ej är för stort. Upplösningen på ytbaserade undersökningar avtar dock med djupet. Direkt information om förhållandena erhålles vanligen genom testborrhål/provborrningar. Borrhålet i sig får anses som en linjär informationskälla. För att undersöka de närmaste omgivningarna invid borrhålet användes olika typer av geofysiska eller hydrogeologiska loggar. Mätningar kan utföras dels under borring, s.k. MWD (registrering av borrarparametrar, ett mättningsförfarande som ökar alltmer) och dels, efter det att borringen utförts, med konventionell borrhålsloggning. Borrarparametrar bör alltid samlas in i samband med borring då kostnaden är oerhört liten i förhållande till den potentiella nyttan. Sortimentet av geofysiska borrhålsloggar för mätning i öppna borrhål är stort (se Howard, 1990). Oberoende vilken typ av mätningar som utförs så skall borrhålen krökningsmätas.

Konventionell geofysisk borrhålsloggning ger ingångsvärden till geofysiska ytmätningar vilket generellt leder till förbättringar av originaltolkningar, som normalt baseras på antagna värden. Exempel på värden som kan bestämmas in situ är magnetisk susceptibilitet, resistivitet, densitet och seismiska hastighet. Geofysisk loggning är dessutom ett ypperligt hjälpmedel när modeller för att tolka MWD ska utvecklas. Med

rätt kombination av sonder går det att utföra avancerade prediktioner av bergkvalitet enbart utifrån den geofysiska loggningen. I figur 2 ovan visas hur bra RQD kan uppskattas från geofysisk loggning. Eftersom dynamiska mekaniska egenskaper beror av bl.a. seismiska hastigheter och densitet (E-modul, Poisson's tal, etc.) kan dessa beräknas längs hålet. Kombinationen av dessa mätningar kan uttryckas i form av Q - klassning eller liknande, av berget strax invändigt borrhålet.



Figur 2. Jämförelse mellan RQD från borkärna och prediktion (längst ned) baserad på geofysisk loggning (Nilsson, 1995). Näst överst visas riktning på zonerna med låg RQD bestämd med borrhålsradar.

Figure 2. Comparison between core mapped RQD and prediction (bottom) based on geophysical logs (Nilsson, 1995). The second plot from the top shows directions of the zones characterized by low RQD determined with the borehole radar.

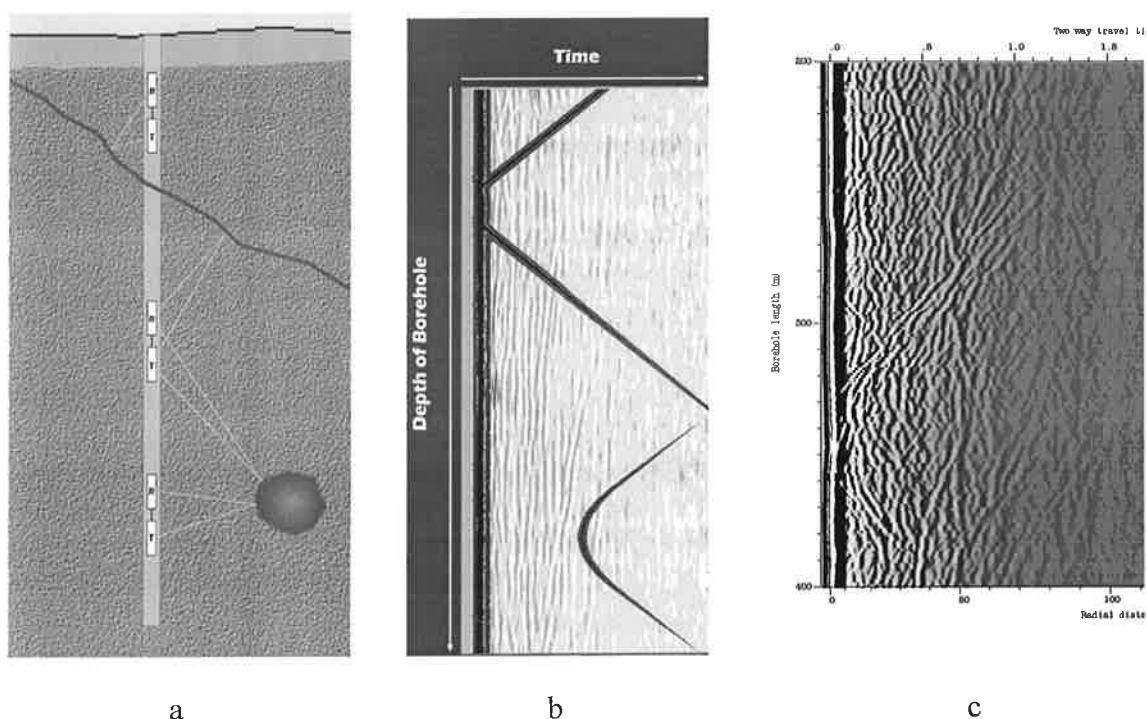
Borrhålsmätningar vid planering av och speciellt under pågående byggnationer bör vara snabba och resultat skall kunna utvärderas på platsen. Den ovan föreslagna metodiken (BSB-metoden) uppfyller dessa båda kriterier och dessutom ger den information om bergets egenskaper på avstånd mellan 15 till 100 m från borrhålet beroende på vilken

typ av borrhålsradarantenn som nyttjas och bergets egenskaper. Nedan beskrivs de olika mätmetoderna som utgör BSB-metoden.

BSB-metoden

Borrhålsradar

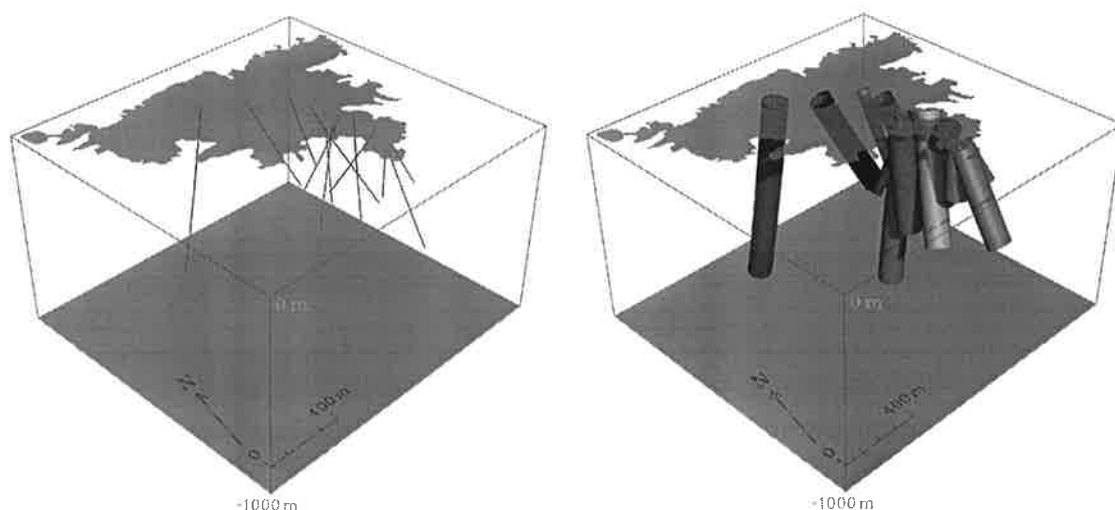
Borrhålsradar fungerar på samma sätt som en flygspaningsradar på Arlanda. En högfrekvent radarsignal skickas ut från en sändarantenn. Signalen reflekteras mot ett objekt och återvänder till en mottagarantenn. Analys av reflexen och den tid det tagit för signalen att gå fram och tillbaka, säger en del om det objekt som gett upphov till reflexen och var objektet finns. Borrhålsradarn har, som namnet antyder, antennerna i ett borrhål, dvs mätning sker från ett borrhål. Reflektionsmätningar utförs med båda antennerna i samma borrhål. En annan mätuppställning är att ha antennerna i skilda hål och undersöka vad som sker med signalen när den går från ett hål till det andra. Figur 3 visar principen för en borrhålsradarmätning.



Figur 3. Princip för radarreflexer orsakade av sprickor respektive hålrum (a), simulerat radargram (b), exempel på verklig mätning (c) längs 200 m av ett borrhål ut till drygt 100 m från borrhålsaxeln. (bild a och b från Malå Geoscience AB)

Figure 3. Principle of borehole radar reflections caused by a fracture and a cavity (a), simulated radargram (b), example of real measurement along about 200 m of borehole penetrating around 100 m into the rockmass (c). (Image a och b, Malå Geoscience AB.)

Fördelar med borrhålsradarn är att den är speciellt lämplig för att bestämma läget på vattenfyllda sprickor, volymen som undersöks av radarn är många gånger större än en borrhärna och med en riktantenn kan den absoluta orienteringen av strukturen bestämmas, figur 4. Notera att zoner inte behöver korsas borrhålet för att kunna lägesbestämmas med radarn. Resultaten av mätningarna är alltså läge och orientering av vattenförande zonerna. Radarn ger dessutom en kvalitativ mätning av bergkvalitet då partier med mer vatten, som sannolikt är mer uppsprucket, kommer att medföra kraftigare dämpning av radarvågen. Det bör påpekats att radarreflexer uppstår från andra strukturer än sprickor t.ex. bergartsgränser, gräns mellan jord och berg samt intilliggande tunnlar och borrhål. Detta innebär att det finns andra viktiga tillämpningar av radardata för tunnelbyggaren.



Figur 4. Undersökt volym kring borrhål från ytan, utan (t.v.) respektive med (t.h.) radar mätning (Tirén m.fl., 1996).

Figure 4. Volume of investigated rock without borehole radar (left) and with borehole radar (right) (Tirén m.fl., 1996).

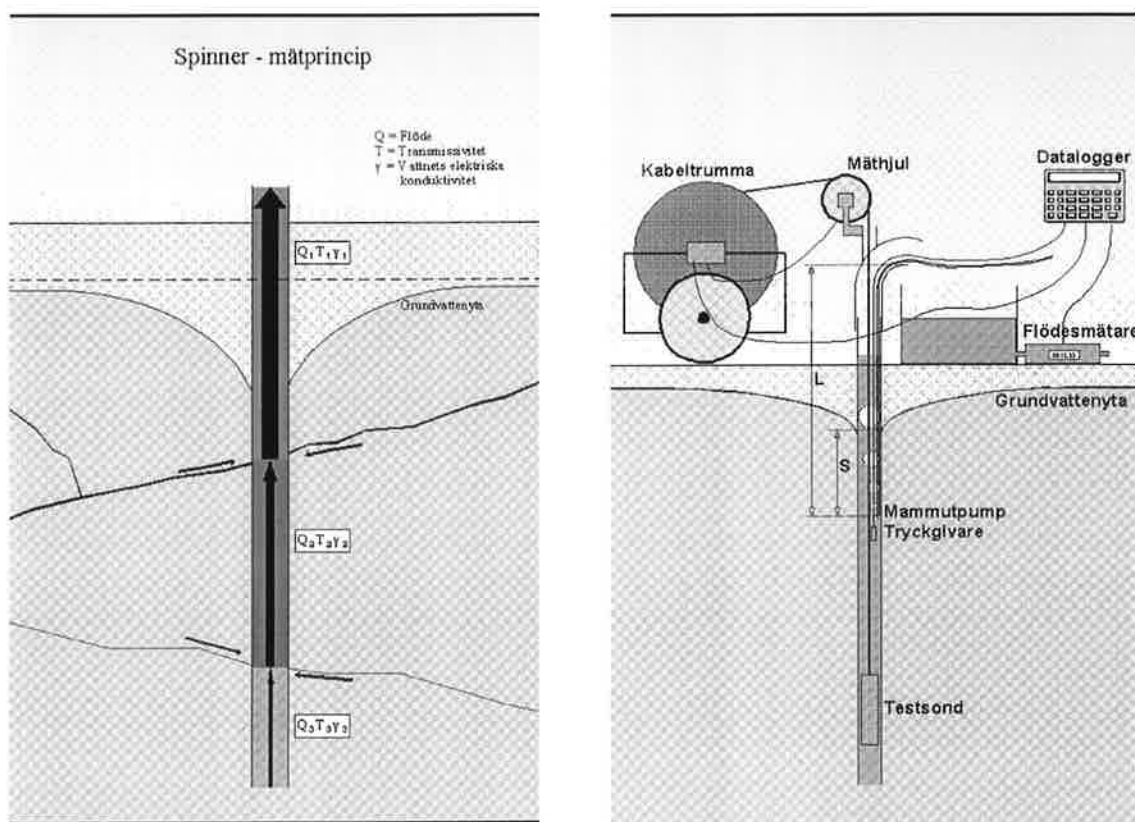
Radar och (reflektions) seismik är på många sätt lika varandra. Den viktigaste skillnaden är att radar nyttjar elektromagnetiska vågor medan seismiska metoder nyttjar mekaniska vågor. Generellt brukar sägas att om målet är vattenfyllda sprickor i berget är radar bättre medan om målet är mekaniska svagheter är seismik överlägsen. Utbredning av radarvågor i svenskt berg styrs i första hand av vatteninnehållet, vilket där är ett indirekt mått på sprickigheten i bergmassan. Internationella studier har visat att resultat från borrhålsmätningar i granit med radar respektive seismik korrelerar väl då uppkrossade delar av berget även innehåller mer vatten (Hayles m.fl., 1995).

Undersökningsdjupet varierar beroende på både antennfrekvens och det undersökta materialet. Om antenner anpassas för att uppnå stort undersökningsdjup så kan följande generella mått på metodens räckvidd anges:

- Några få meter eller mindre i lerig eller siltig jord. I sådant material kan inte metoden rekommenderas.
- 10-40 m i normalt uppsprucken berggrund.
- 40 till 150 m i tät berggrund.

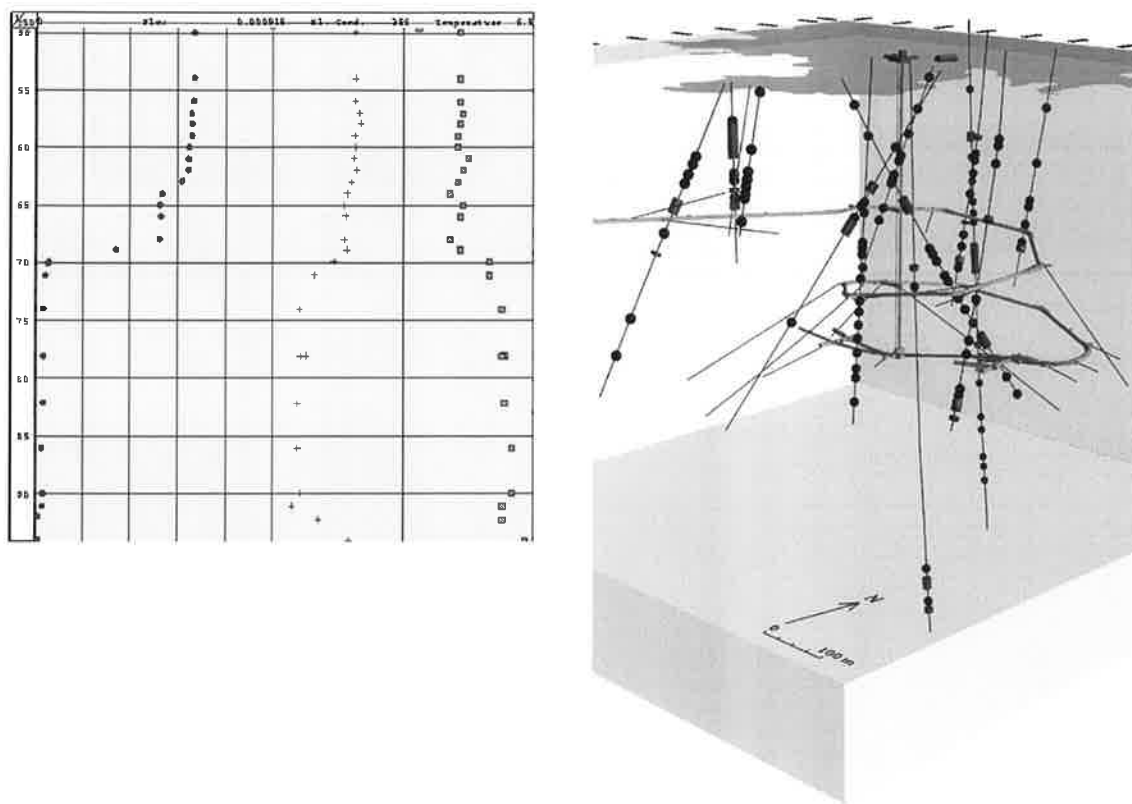
Flödesloggning

Flödesloggning används för att lägesbestämma inflödespunkter i borrhålen. Dessa flöden kan mätas med några olika typer av instrument. Ett av de vanligaste typerna är en s.k. spinner eller en "propeller" som förs ned i borrhålet. Mätningen utförs på bestämda avstånd i borrhålet medan vatten pumpas ut ur hålet. När man pumpar vatten ur borrhålet skapas ett flöde i omgivande sprickor in mot borrhålet, figur 5.



Figur 5. Principskisser över flödesloggning. Pumpning ur hålet medför ett undertryck så att vatten i sprickzoner strömmar in i borrhålet (t.v.). Utrustningen för att utföra spinnermätningar i borrhål (t.h.).

Figure 5. Principle of flow logging. When water is pumped out of the hole the pressure decreases resulting in water flow from fractures into the hole (left). Equipment used to perform flow logging (right).



Figur 6. Mätresultat från spinnermätning. Vänstra bilden visar rådata där kraftiga vattenflöden motsvaras av "hopp" i den vänstra kurvan. Den högra bilden är en 3D-visualisering av vattenflöden i Äspö (Tirén m.fl., 1999). Flöden visas som i vänstra bilden är hopp i kurvan presenteras som "bollar".

Figure 6. Results from spinner measurements. Left plot shows raw data where significant shifts in the left curve represent flow into the borehole. Right plot shows 3D visualization of flow locations in Äspö (Tirén et al., 1999).

Flödet i borrhålet är störst ovanför den högst belägna spricka som bidrar till det totala pumpflödet, och avtar sedan mot djupet varje gång en ny vattenförande spricka ansluter, figur 6. Vatten i olika sprickor/sprickzoner har ofta olika kemisk sammansättning och temperatur beroende på vattnets ursprung. Därför mäts även vattnets elektriska konduktivitet och temperatur under flödesloggningen.

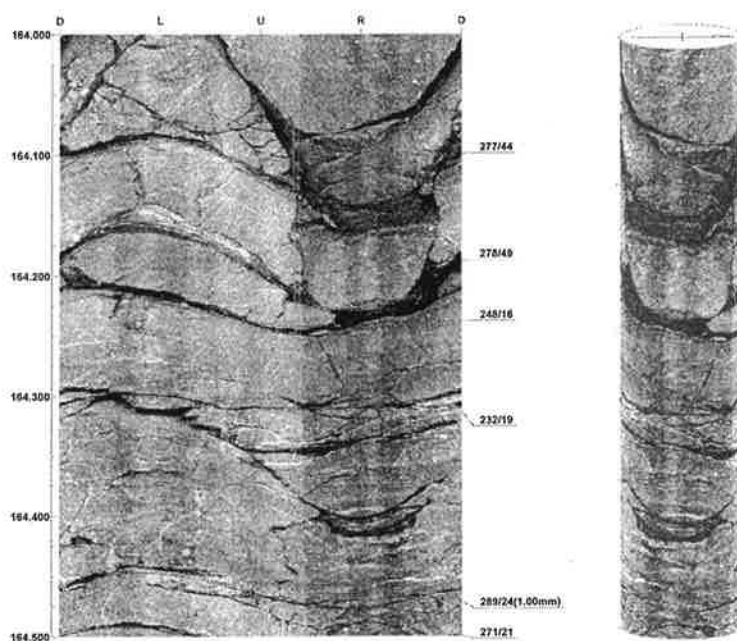
Avståndet mellan varje mätpunkt bestäms vid varje tillfälle beroende på hur långt det är mellan flödande sprickor. Några fördelar med denna typ av flödesloggning jämfört med pumptester med manschetter är att alla flödesanomalier i borrhålet bestäms, det riktiga läget på varje anomali blir känt samt att det är en billigare metod. Figur 6 (t.h.) visar hur resultatet av flödesmätningar i flera hål kan se ut. I samband med pumpningen kan även borrhålets totala transmissivitet bestämmas.

I kombination med andra metoder ökar värdet av spinnermätningen (Jönsson m.fl., 1998). Med BIPS kan utseendet på enskilda sprickor vid de olika inflödena studeras i detalj. Sprickor som inte för vatten, t.ex. lerfyllda och andra täta sprickor, syns också med BIPS samt den geofysiska loggningen. Loggningen säger dessutom lite om de fysikaliska egenskaperna hos berget. Radar visar hur sprickorna ser ut utanför borrhålet och om det finns många sprickor som inte korsar hålet men som kan tillhöra det system av sprickor som för vatten.

BIPS

Borrkärnan är oftast representativ för berget närmast borrhålet. Problem uppstår ofta i kraftigt uppsprucket berg eller i samband med lerzoner där det är vanligt med kärnförluster. Det är dessutom inte särskilt vanligt att borrkärnan är orienterad. Vid kärnkarteringen erhålls viss information om sprickor och sprickzoner, men i allmänhet orienteras ej kärnorna, varför sprickzonernas strykning och stupning förblir okända parametrar.

BIPS (Borehole Image Processing System) är en högupplösande borrhålskamera som möjliggör detaljerade studier av borrhålet utan flera av de svagheter som kärnboringen har. BIP filmar hela borrhålsväggen och det går därför att presentera resultatet som en digital borrkärna. Med metoden går det alldeles utmärkt att studera en krosszon in situ utan kärnförluster, figur 7.



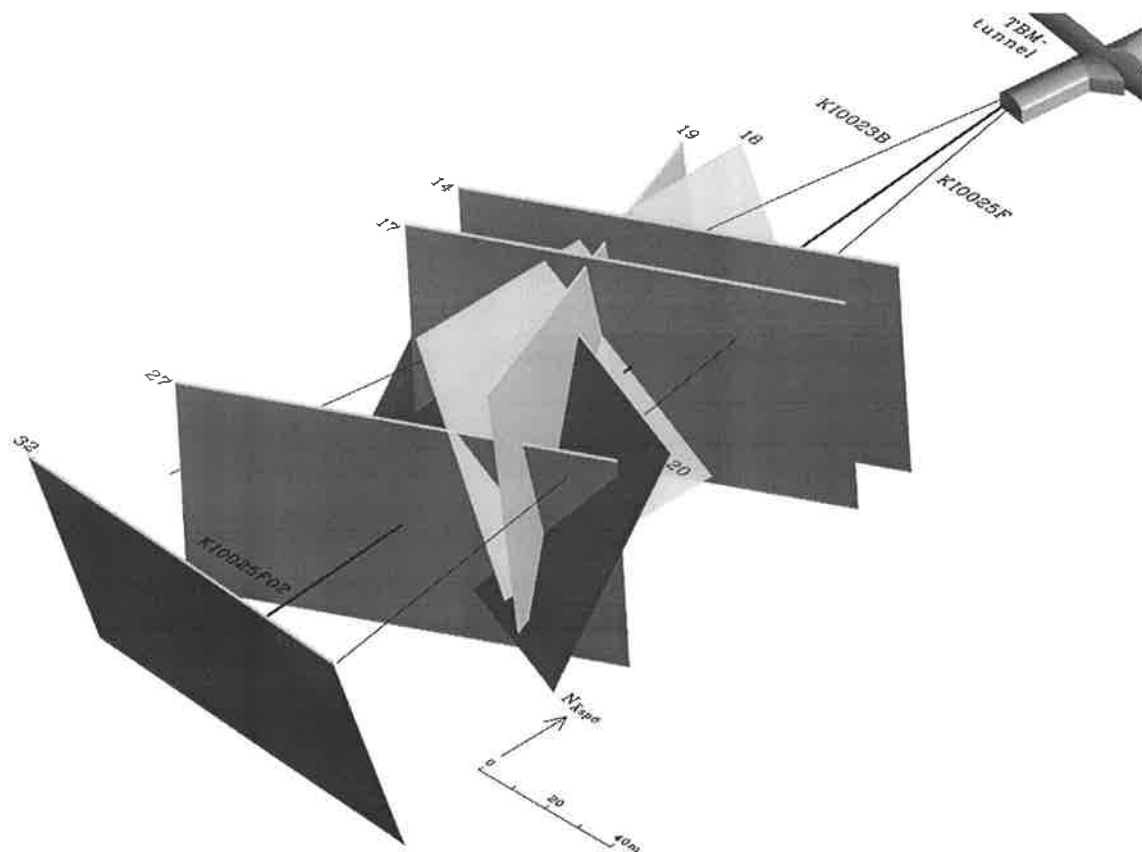
Figur 7. Resultat från BIP-mätning genom kraftigt uppkrossat berg.

Figure 7. BIPS image of borehole wall - an intensely fractured section.

Med BIPS kan strukturers och bergartsgränzers orienteringar erhållas under mätningens utförande eller senare på annan plats. Kartering av eventuella borrhålsradar kan minska i omfattning. Den höga upplösningen i BIPS möjliggör studier av enskilda sprickor, deras öppning och orientering. Metoden beskrivs bland andra av Johansson (1999).

Modellering och visualisering

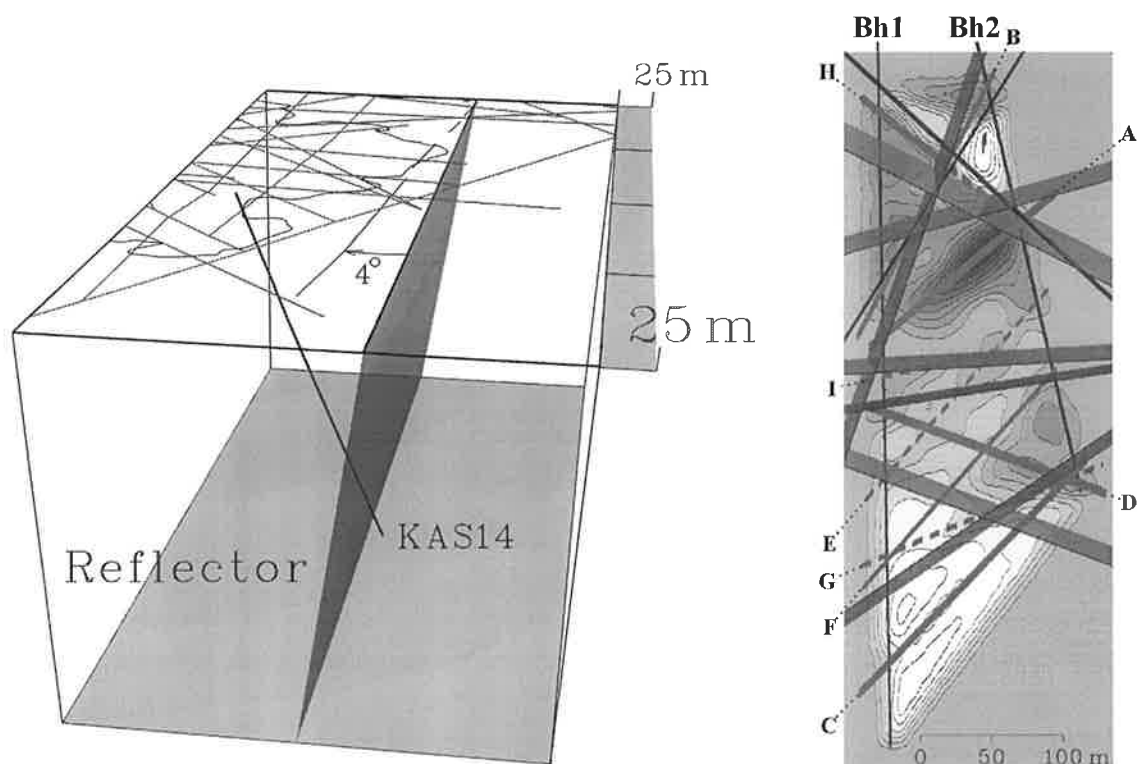
För att kunna tillgodogöra sig informationen i de olika metoderna krävs att de enskilda metoderna tolkas riktigt. Dessutom krävs en övergripande förståelse av strukturgeologi och de olika metoderna så att resultaten kan samtolkas i en modell. En korrekt samtolkning av ett material av denna komplexitet möjliggörs genom användningen av visualisering i tre dimensioner. Ett flertal exempel på detta visas i figurer i texten. Tredimensionell strukturgeologisk/ingenjörsgelogisk modelleringsmetodik baserad till stor del på borrhålsradardata har presenteras av t.ex. Tirén med fl., 1996 och 1999.



Figur 8. Visualisering av zoner lokaliserade med borrhålsradar (Carlsten, 1998).

Figure 8. Visualization of zones found with the borehole radar (Carlsten, 1998).

Radardata nyttjas för att koppla ihop strukturer i borrhål med lineament, figur 9. De är även oerhört viktiga för interpolering av zoner mellan borrhål, figur 8 och 9. Även om riktning och läge är kända kan det vara svårt att extrapolera en zon från ett hål till ett annat, figur 9, speciellt om antalet reflexer är stort. I figuren så representerar linjer med bokstäver zoner tolkade från tomografiska mätningar. Zon A t.ex. kan följas tvärs planet och därmed säkert lägesbestämmas. Övriga linjer i figuren representeras reflexer från enkelhålsmätningar i respektive borrhål. De visar att enkelhålsmätningen ofta stämmer med tomografin. Zon A, en kraftig låghastighetszon, har dock inte gett upphov till

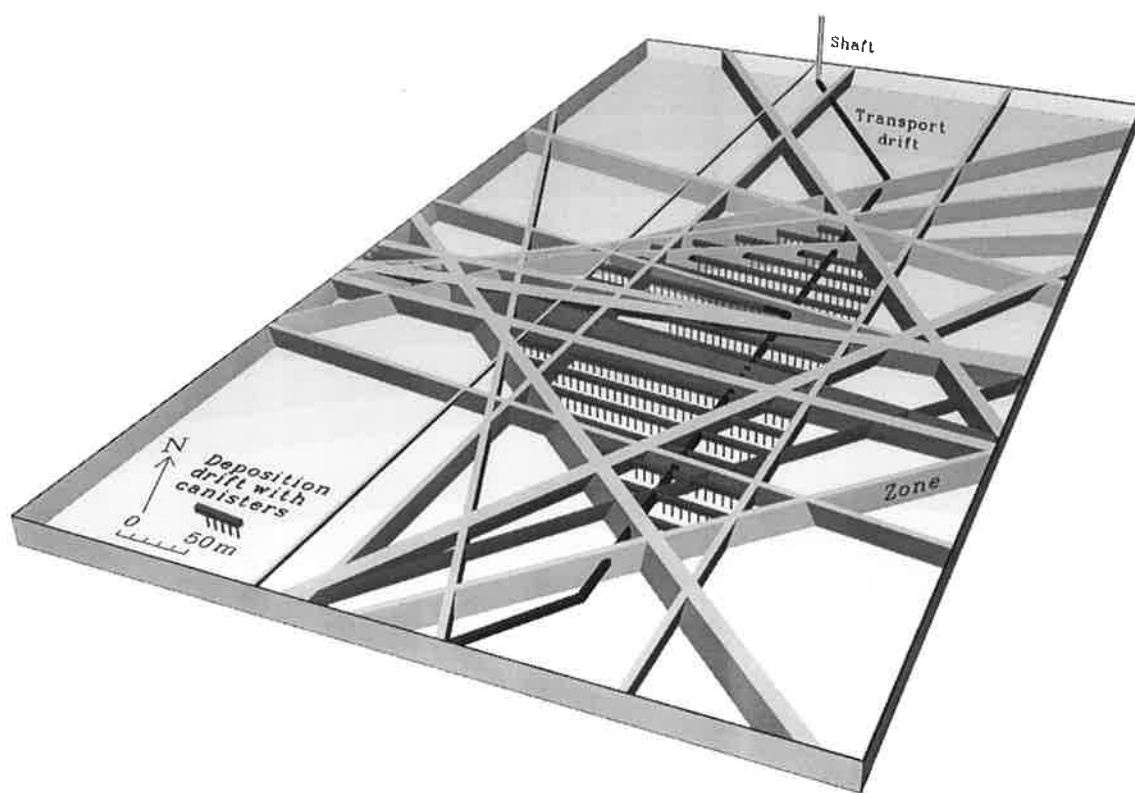


Figur 9. Exempel på hur radar används för strukturgeologisk modellering. Vänstra bilden visar hur radar kan komplettera lineamentsanalys för att bestämma läget och orientering på strukturer. Borrhålet korsar sprickplanet som ansluter till lineamentet (Tirén m.fl., 1996). Högra bilden visar en jämförelse mellan tomografi och reflektionsmätningar (Carlsten m.fl., 1998). Linjer markerade med bokstäver är strukturer tolkade från tomografimätningen.

Figure 9. Examples of how radar is used for structure geological modeling. The left image shows how radardata complement the analyses of lineaments in determining the position and orientation of structures. The borehole intersects a fracture plane that connects to the lineament on the surface. Right plot shoes a comparison between tomography and single hole reflection measurements (Carlsten et al., 1998). Lines with letters are structures interpreted from the tomography.

någon reflex i rätt riktning vilket sannolikt beror på att den "riktiga" reflexen dolts av andra då stora zoner kan ge upphov till många reflexer. Mellanhålmätningar eller s.k. tomografi ger information som minskar osäkerheten vid den strukturegeologiska tolkningen. Tomografi torde vara ett mycket kraftfullt analysverktyg vid byggen av större bergrum.

Figur 10 visar exempel på hur resultatet av en undersökning, där ovan beskrivna metoder nyttjats, kan användas. Bilden visar ett hypotetiskt förvar på 500 m djup under Äspö där läget på orterna placerats utifrån den strukturegeologiska modell som framtagits i SKI SITE-94 projektet (SKI, 1996).



Figur 10. Ett hypotetiskt förvar av utbränt kärnavfall på 500 m djup. Placering av orterna har baserats på den strukturegeologiska modellen av Äspö (Tirén m.fl., 1996) framtagen i projektet SKI SITE-94.

Figure 10. A hypothetical repository of nuclear waste at a depth of 500 m. The layout is based on SKI SITE-94 structure geological model (Tirén, et al., 1996).

Diskussion och slutsatser

Vid konventionella undersökningar med kärnborrhål erhålls i princip endast punktinformation. Eftersom borrhål anses vara dyra borras oftast relativt få borrhål. Dessutom nyttjas de utförda borrhålen vanligtvis väldigt dåligt som informationskällor.

Med de metoder vi föreslår och med den något tätare provtagning som innefattas i konceptet blir den undersökta volymen avsevärt större. Orienteringen på sprickor och sprickzoner kan bestämmas längs hela tunnelsträckningen och hydrauliska egenskaper kan kopplas till enskilda sprickor och zoner. Slutprodukten kan vara en litologisk och strukturgeologisk profil i 2D med kopplade hydrauliska parametrar längs hela den planerade tunnelsträckningen. Metodiken med avancerade borrhålsundersökningar är speciellt väl lämpad där stora krav finns på säkerhet, vatteninläkage mm. Sådan information är svår att inhämta från ytan utan tillgång till borrhål.

Sammanfattningsvis utförs den detaljerade analysen av strukturer i berget enligt följande:

- Spinner visar var vatten flödar in i borrhålet.
- BIPS visar bergarter och berggrundens spricksystem. Grundvattnets flödeskanaler och internstrukturer i sprickzoner kan därigenom studeras i detalj.
- Radarn visar hur berggrundens spricksystem är uppbyggt, dvs. man ser även strukturer som inte korsar borrhålet. Denna information är till stor hjälp och oftast nödvändig vid interpolering av zoner och sprickor, dvs. vid modellering..

Många av de ovan uppräknade borrhålsmetoderna kan anses vara sofistikerade och dyra. Orsaken till detta är att offertförfrågningen oftast görs metod för metod. Detta medför många etableringar och därmed risk för ”ståtider” i byggnationens framskridande. Dessutom är metoderna inte särskilt dyra i förhållande till vad diamantborrning kostar. En intressant, men inte helt oviktig egenskap med BSB-metoden är att den fungerar oavsett om det är diamantborrade eller hammarborrade borrhål.

Slutligen kan det vara på sin plats att påpeka att en förundersöknings användbarhet till viss del beror på bra kommunikation mellan undersökare och beställare respektive entreprenör. Med andra ord räcker det inte att identifiera problemen i berget utan kunskapen måste kunna överföras till de som ska nyttja den.

Referenser

Carlsten, S., 1998: TRUE Block Scale Project - Results from Borehole Radar Measurements in KI0025F02. 1998 (under tryckning), Äspö HRL

Carlsten, S., Wänstedt, S., Tirén, S.A., 1998: Using Borehole Radar Measurements as an Aid to Structure Geological Interpretations. In proceedings of the 7th International Conference on Ground Penetrating Radar, Lawrence, Kansas, May 27-30, 1998.

Goldberg, D., 1997: The Role of Downhole Measurements in Marine Geology and Geophysics. *Review of Geophysics* 35, sid 315-342.

Hayles, J.J., Serzu, M.H., Tomsons, D.K., Everitt, R.A., Lodha, G.S., 1995: Cross-hole Seismic and Single-hole Geophysical Surveys for Characterizing an Area of Moderately Fractured Granite. AECL Technical Report TR-696, COG-95-310.

Howard, K.W.F., 1990: Geophysical Well Logging Methods for the Detection and Characterization of Fractures in Hard Rocks. in *Geotechnical and Environmental Geophysics, Volume I; Review and Tutorial*, S.H. Ward (ed.), Society of Exploration Geophysicists, Tulsa.

Johansson, Maria, 1999: Bildanalys av borrhålsbilder för bestämning av sprickors orientering och apertur. SveBeFo, denna volym, Stockholm.

Jönsson, S., Ludvigsson, J-E., Wänstedt, S., 1998: Flödesloggning, resistivitetsloggning och pumptest i Hallandås. Geosigma Internrapport, GRAP 98071, Uppsala.

Nilsson, P., 1995: Pattern Recognition Techniques Applied to Borehole Geophysical Data in Site Investigations. Masters Thesis 1995:017 E, Div. of Applied Geophysics, Luleå University of Technology.

SKI, 1996: SKI SITE-94, Deep Repository Performance Assessment Project. Statens Kärnkraftinspektion, SKI Report 96:36, Stockholm.

Sundin, N-O., 1984: Tillämpning av geofysiska mätningar vid förundersökning för fullbörning – förstudie. Teknisk Rapport 1984:75 T, Avd för Bergteknik, Luleå Tekniska Universitet, Luleå.

Tirén, S.A., Beckholmen, M., Voss, C, Askling, P., 1996: Development of a Geological and a Structural Model of Äspö, Southeastern Sweden (SKI SITE-94 Project). Statens Kärnkraftinspektion, SKI Report 96:16, Stockholm.

Tirén, S.A., Askling, P, Wänstedt, S., 1999: Geological Site Characterization for Deep Nuclear Waste Disposal in Fractured Rock based on 3D Data Visualization. *Engineering Geology* (under tryckning, ca. 20 sidor).

Triumf, C-A., 1992: Geofysik för geotekniker – metoder och tillämpningar. Byggforskningsrådet, Stockholm.

Summary

It is never easy to predict the engineering geological conditions in the rock beyond the tunnel front. A reason for this is that the input to such predictions usually consists of surface-based investigations, comprising a couple of geophysical profiles and a few sparsely placed boreholes - through several meters of soil and rock. The extrapolation of information over large areas of the discrete samples supplied by core drilling results in uncertainty, which increases with the level of inhomogeneity of the bedrock in the area.

During recent years Swedish tunnel projects have been suffered from significant difficulties, primarily concerning cost increases and environmental issues. This will probably lead to an increased interest in the introductory phases of tunnel projects, e.g. planning and site investigations, from both orderer, building contractors, responsible authorities as well as the general public. Although, traditionally the base for construction estimates, site investigations are becoming increasingly important for the descriptions of potential impact on the environment surrounding the construction. The improvement of site investigations is, without doubt, an urgent and important task.

In this paper we describe a site investigation methodology based primarily on borehole techniques. Drilling and the subsequent borehole investigations commence after the surface has been thoroughly investigated with remote analysis, geophysical surveys and geological mapping. The methodology described here can be seen as a complement to, or in some cases, a substitute for core drilling. The use of a less expensive and faster drilling method together with suitable geophysical techniques allows for a larger number of drillhole investigations without dramatic cost increases.

Conventional rock core investigations resemble discrete points of information. During mapping of the core some information on fractures and fracture zones is recorded. However, the orientation of such features is seldom determined. The suggested methodology combined with a more dense drilling program results in a significantly larger investigated volume. Furthermore, the orientation of fractures and fractures zones can be determined. Finally, the hydraulic properties can be connected to individual structures. The final result of the combined investigations can be presented as a lithological and structural geological 2D profile along, e.g. a planned tunnel.

The **BSB**-method is an investigation methodology based on systematic investigation using a combined probe in core-drilled or percussion-drilled holes drilled down to the planned excavation. The range of the utilized geophysical methods determines the distance between the holes. The techniques are:

- **Borehole radar** is a powerful geophysical method allows the identification of fractures, fracture zones and lithological boundaries. The features can also be orientated with present tools radar waves penetrate about 30 – to 60 m into the rock surrounding the hole.

- Spinner represents a fast geohydrological investigation technique that measures the total transmissivity. By combining Borehole radar - Spinner - BIPS it is possible to identify the location and extension of water-conductive fractures.
- **BIPS** (Borehole Image Processing System) is an advanced borehole camera that produces high-resolution color images of the borehole wall. The data from the BIPS-camera enables the determinations of rock types, location and orientation of fractures as well as fractures zones. Furthermore, some information on fracture aperture, fracture fillings, fracture surfaces and wall-rock alteration are also available. RQD can be calculated.

The above **BSB**-method can be combined with other borehole techniques, such as MWD and conventional geophysical logging.

BILDANALYS AV BORRHÅLSBILDER FÖR BESTÄMNING AV BERGSPRICKORS ORIENTERING OCH APERTUR

Digital Image Processing of Borehole Images for Determination of Fracture Orientation and Fracture Apertures

Maria C. Johansson, Teknisk Geologi, KTH

1 Inledning

Inom geologisk undersökningsmetodik har det blivit allt vanligare att arbeta med digitala bilder. Många mätmetoder som genererar digitala bilder har introducerats. Exempel på sådana metoder är fotogrammetriska mätningar i bergtäkter, tunnlar och på hållar, samt borrhålsloggning med kameror eller högupplösande geofysisk mätutrustning (t ex akustisk loggning med s k Televiwer, eller resistivitetsloggning med s k Formation Micro Scanner).

Ett exempel på omfattande borrhålsloggning är SKB's verksamhet vid Äspö Hard Rock Laboratory (HRL), där man utprovar geologiska undersökningsmetoder inför framtida platsval för djupförvar av använt kärnbränsle. En relativt ny teknik som används där är en borrhålskamera kallad *Borehole Image Processing System*, BIPS-1500. (Systemet består förutom kameran av tillhörande loggningsutrustning samt bildhanterings- och analysystem). Med BIPS-tekniken vill man bland annat öka kunskapen kring analys av sprickor och deras relation till grundvattnets flöde genom bergmassan. En fördel med bilder jämfört med borrhålskärnor är i detta sammanhang att orientering och sprickaperturer (sprickvidder) avbildas *in situ*.

Bilderna från BIPS visar borrhålsväggen med en upplösning i storleksordningen 0.5 mm²/pixel. De är användbara för visuell bedömning men också för kvantitativ karakterisering av berget. BIP-systemet innefattar också ett analysprogram, där en operatör kan registrera parametrar som bergartstyp, sprickfyllnad och sprickgeometri längs borrhålet. Analysprogrammet är dock inte tillräckligt utvecklat om man t ex vill studera statistik för sprickaperturer. Analysen av orientering innebär nämligen att operatören interaktivt väljer ett antal punkter längs sprickan, till vilka ett sprickplan sedan anpassas. För aperturer gäller att operatören markerar två punkter tvärs sprickan, och på så sätt mäter sprickvidden. Detta enstaka mått får sedan representera den verkliga sprickvidden, ett mått som ju vanligen varierar längs planet.

Vill man kartlägga bergmassans geometri för att sedan kunna skapa en flödesmodell och simulera flöde genom spricksystemet, så är man vanligen intresserad av mer noggrann analys än den ovan nämnda. Det är också av intresse att arbeta med en mer objektiv, helst automatisk, analysmetod. Digital bildanalys tillämpat på liknande

problem, tex inom medicinsk bildbehandling och fjärranalys, har visat att det finns metoder som möjliggör automatisk analys. Inom geologi har bildanalys tillämpats för mätning av sprickgeometri i laboratorium (Billaux & Gentier, 1990, Hakami 1995), i bergtäkt (Reid och Harrison, 1996) och *in situ* med hjälp av borrhålsbilder (Thapa et al., 1997, Hall et al. 1996, Ariza et al. 1991).

I denna studie visar vi ett exempel på hur man med bildanalys automatiskt kan bestämma en sprickprofil i en BIPS- bild. Till profilen anpassas ett plan som får representera sprickplanet, och detta plan analyseras m a p strykning och stupning. Sedan kan man tex mäta hur mycket sprickan avviker från detta plan eller använda profilen som utgångspunkt för sprickaperturmätningar. Att automatisera analysen innebär att opertörens inverkan på mätningarna elimineras. Dessutom ökar möjligheten att hantera stora datamängder. Därmed erhålls mer tillförlitliga data, och även ökat antal mätningar, vilket förbättrar underlaget för den statistiska analysen. Mål för studien har varit:

- 1) att utveckla bildanalysmetod för automatisk mätning av sprickgeometri i borrhålsbilder
- 2) att applicera metoden på en större datamängd från Äspö HRL och utifrån dessa resultat bestämma statistiska mått för spricksystemets geometri

Här presenterar vi en bildanalysmetod som vi har funnit tillämplig för automatisk analys av sprickplanets orientering. Metoden ger också en stabil grund för analys av aperturer, men metodik för detta har ännu inte tagits fram. Bearbetningen av Äspö-data har påbörjats, och diskuteras i avsnitt 5.

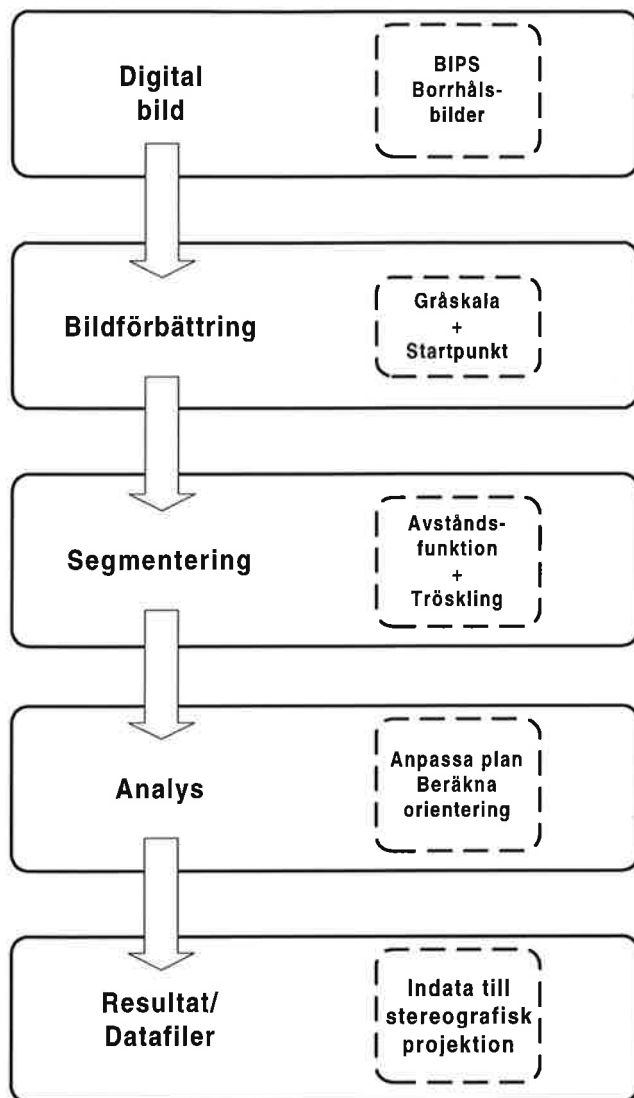
2 Digital bildanalys

Detta avsnitt är en kort introduktion till digital bildanalys. Ett flödesdiagram över bildanalysprocessen presenteras i Fig. 1

Digital bildanalys är ett samlingsnamn för olika metoder för karakterisering av och mätning i digitala bilder. Ofta handlar det tex om att bestämma storlek eller form av de objekt som syns i bilden, men det är också vanligt att man tar fram statistiska mått för klassificering av objekten eller bestämmer någon relation mellan objekten. De olika stegen är 1) bildfångst, 2) förberedande processering, 3) segmentering, 4) analys, och slutligen någon form av 5) resultat- / datafiler (se Fig. 1). I följande stycken förklaras de olika stegen.

2.1 Digitala bilder

Bildanalysen utgår från en digital bild, som fångats med en digital kamera, eller omvandlats till en digital bild (tex scanning av ett vanligt foto) eller som registrerats med annan mätutrustning, men lagras och visas som en bild. Digitala kameror finns både för bilder i gråskala eller färg. En gråskalebild består av en matris som representerar de ljusintensiteter som kameran har registrerat vid avbildningen av ett objekt. För färgbilder registreras istället intensiteterna i tre skilda våglängdsområden: rött, grönt och blått. (Färgbilder kallas också för RGB-bilder, för Red, Green och Blue.)



Figur 1. Bildanalysens olika steg. Till vänster visas den allmänna indelningen av bildanalysprocessen: bildfångst/ digital bild, bildförbättring, segmentering och slutlig analys. Resultatet är ofta datamängder som används för karakterisering och parameterisering av objekten i bilden.

Till höger ses de motsvarande stegen för *geodesisk spricksegmentering* (Avsnitt 3): från bildfångst med BIP-systemet, konvertering till gråskala, val av start- och slutpunkt för sökning, tröskling för att ta fram vägen, och slutligen framtagning av data för att kunna analysera planets orientering.

Fundamental parts of the image processing procedure (left) together with the corresponding steps for the geodesic fracture segmentation method (right). The digital image is captured, and then pre-processed to increase the chance of successful segmentation. Finally, the segmented objects are analysed for characterisation and parameterisation.

Varje position i matrisen representerar ett bildelement, en pixel. För gråskalebilden så antar pixeln heltalsvärden mellan 0 och 255 (0 motsvarar svart och 255 vitt). Däremellan delas bilden in i olika grånivåer, och totalt har bilden alltså 256 nyanser av grått. En färgbild är sammansatt av tre lagren R, G och B, där varje pixel antar värden mellan 0 och 255 i vart och ett av de tre lagren. (När bilden visas sätts de tre lagren samman, varpå verklighetsnära färgåtergivning erhålls.)

Typiskt för digitala bilder är att de kräver datorer med stor minneskapacitet för lagring, särskilt då man arbetar med hög bild- och färgupplösning. Färgbilder är med sina tre lager särskilt krävande, både för lagring och annan bildhantering. Bild- och färgupplösning är ofta begränsade på grund av detta, men också på grund av kamerans konstruktion. Pågående utveckling av datorer och kameror innebär dock sannolikt att tillgänglig upplösning snabbt kommer att öka.

2.2 Bildanalysens olika steg

Att arbeta med bildanalys innebär ofta att tillämpa ett antal välkända operationer på bilden. Först genomförs viss *förbearbetning* (eng. *preprocessing*), som ökar möjligheterna till lyckad analysprocess. Sedan tillämpas *segmentering*, vilket omfattar olika procedurer som skiljer mätobjekten från bakgrunden. Slutligen genomförs analys och resultatsammanställning. Detta innebär t ex mätning och numrering av objekt, för att kunna sammanställa en mätdatabas. Dessa mätdata används senare för t ex statistisk analys.

2.2.1 Förbearbetning

Exempel på förberedande åtgärder är att sträcka en gråskalebild så att hela intervallet 0-255 används. Olika kontrastförstärkande operationer (som förstärkning av ljussvaga partier) och filtrering (t ex för att reducera brus) förekommer också ofta.

2.2.2 Segmentering

Det viktigaste momentet i analyskedjan är att särskilja mätobjektet från bakgrunden, den s k segmenteringen. Detta omfattar ofta ett antal steg, såsom *kantdetektion* och *tröskling*. Segmenteringen kan göras antingen med hjälp av lokala egenskaper i bilden (t ex för kantdetektion, se nedan) eller mer globala egenskaper, där hela bilden beaktas (t ex tröskling baserat på ett histogram över intensiteten i bildens samtliga pixlar).

Kantdetektion innebär att man försöker lokalisera snabba övergångar mellan ljusa och mörka områden i originalbilden. En sådan övergång representerar med stor sannolikhet en kant för ett objekt. Lokaliseringen görs genom att bilden deriveras, vilket leder till att en kantbild skapas, där kanterna kommer fram som ljusstarka pixlar. Tyvärr erhålls nästan alltid en mängd *falska kanter*, som är svåra att sortera bort.

Tröskling är en enkel och användbar operation om man t ex letar efter mörka områden i en ljusare bild. Det innebär helt enkelt att pixlar med ljusintensiteter inom ett utvalt intervall, t ex 0-50, sätts till 0, och resten av bilden sätts till 1. (Alternativt, så kan t ex de mörkaste 5% av bildens pixlar sättas till 0 och övriga till 1). Resultatbild är i detta fall

en sk *binär* bild. Ofta är detta ett slutresultat, färdigt för mätning, men den binära bilden kan också används som en mask för att utesluta delar av bilden som inte är av intresse. Ett problem med tröskling är att kontraster mellan objekt och bakgrund måste vara skarpa. Vaga övergångar gör att gränsen för den trösklade regionen kan flyttas avsevärt även om man endast gör en liten ändring av tröskelvärdet.

Båda dessa metoder uppvisar något som är karakteristiskt för bildanalys: metoderna är kraftfulla, men ger inte alltid ett precist och unikt svar. Detta innebär att det är svårt att automatisera segmenteringen, och vanligen sköts detta därför interaktivt, av en operatör. Automatisering av segmentering nämns också som en av de svåraste uppgifterna inom bildanalys (Gonzalez och Woods, 1993).

2.2.3 Analys

Vilka mätningar som görs bestäms helt av vilken tillämpning man arbetar med. Resultaten från analysen kan enkelt sammanställas i datafiler, som sedan kan exporteras till andra analysprogram. Mätnoggrannheten påverkas av hur väl segmenteringen lyckats, och till viss grad också av bildupplösningen.

3 Bildanalysmetod för segmentering av spricka i BIPS-bild

Att utveckla en bildanalysmetod innebär en del experimenterande för att bygga upp en lämplig följd av operationer. I vår studie har vi arbetat med ett par olika tekniker:

Först prövades en kantdetektion kombinerad med en tröskling och en upprepad, *iterativ*, sökning av den bästa anpassningen av en sinuskurva till det erhållna sprickspåret. Denna metod klarade ej korsande sprickor. Metoden innebar också interaktivt arbete för operatören, som till viss grad påverkade slutresultatet.

Som andra försök gjordes en iterativ tröskling, som för varje iteration inkluderade en viss procent av de mörka pixlarna i bilden, med restriktionen att de måste vara granne till en redan inkluderad pixel (*region growing*). Detta fungerade relativt bra (Johansson, 1998), men tunna sprickor detekterades inte om de låg i närheten av en kraftig spricka. Dessutom krävdes att operatören specificerade antalet upprepningar.

Det tredje, mest lyckade försöket, var applicering av en algoritm som hittar den mörkaste vägen mellan två punkter i bilden. I vår version kallas metoden *geodesisk spricksegmentering*. Namnet följer av att ursprungsmetoden kallas *geodesic path detection* (P. Soille, 1994), där *geodesic* definieras som den kortaste av en viss mängd vägar mellan två punkter. Denna metod har visat sig stabil och innebär att segmenteringen görs automatiskt, varför vi valt att tillämpa denna metod på borrhålsbilderna. Nedan följer en beskrivning av tillämpningen.

3.1 Geodesisk spricksegmentering

Precis som den schematiska beskrivningen av bildanalysmetodik som gjordes i Avsnitt 2, så kan vår metod delas in i ett antal steg: bildfångst, förprocessering, segmentering samt analys. En översikt av metoden ges i höger del av Fig. 1.

3.1.1 Bildfångst och bildens egenskaper

Vi har arbetat med delbilder (360x360 pixlar) av de kontinuerliga bilder som erhålls med BIP-systemet. För BIPS gäller att hela borrhålsväggen (360°) återges i färg (*true colour*), med en bildupplösning längs borrhålsaxeln som kan varieras: 1, 0.5 eller 0.25 mm/ pixel. I sidled är upplösningen fix: 1 pixel/grad (t ex för Ø 56 => ~0.5 mm/pixel). Då bilden av borrhålsväggen visas plant utrullad, så syns de sprickplan som skär borrhålet som mörka (för plana sprickor sinusformade) spår.

3.1.2 Förberedning av BIPS-bilden

Förberedningen av bilden består i vårt fall av att 1) omvandla färgbilden till gråskala, samt 2) välja start/ slutpunkt för sökningen.

1: Omvandlingen till gråskala görs för att underlätta hantering (ett lager i stället för tre för RGB) och minska beräkningstider. Att arbeta med gråskala är i vårt fall möjligt, eftersom vi främst är intresserade av skillnader i ljusintensitet, och dessa framträder även i gråskalebilden.

2: Som grund för algoritmen gäller att start- och slutpunkt måste definieras. Detta görs genom att *en* pixel som ligger i sprickspåret väljs ut interaktivt. Eftersom bilden är cylindrisk, gäller att start och slutpunkten ligger bredvid varandra, varför slutpunkten väljs automatiskt. Cylindern snittas sedan mellan start- och slutpunkt, så att dessa ligger i varsin kant av bilden under själva beräkningen.

När dessa förberedande steg är utförda, går processen vidare till segmenteringen:

3.1.3 Segmentering med hjälp av geodesisk vägdetektion

Detta steg är själva kärnan i processen. Genom att tillämpa en metod som letar efter den mörkaste vägen, erhålls en tunn kurva som följer den mörka sprickan genom bilden. Metoden vi tillämpat är en algoritm kallad *geodesisk vägdetektion* (eng. *geodesic path detection*) som presenterats av Soille (1994). Den bygger på följande:

För varje pixel, p_i , i bilden bestäms minsta viktade avståndet till en utvald startpunkt, p , där avståndet är viktat med grånivån på de pixlar som passerar på väg till p_i . För varje enskild pixel blir avståndsfunktionen:

$$t_f(P) = \sum_{i=1}^l \frac{f(p_{i-1}) + f(p_i)}{2} = \frac{f(p_0)}{2} + \frac{f(p_l)}{2} + \sum_{i=1}^{l-1} f(p_i) \quad (1)$$

Där P betecknar den väg (eng. *path*) som genomlöps mellan startpunkten $p=p_0$ och den avslutande pixeln p_l . Detta innebär alltså att pixeln p_l får ett värde som är summan av alla tidigare passerade pixlar p_i 's intensiteter, $f(p_i)$, plus halva sitt eget intensitetsvärde, $f(p_l)$, och halva värdet av utgångspixeln p_0 's intensitet. Ett lågt värde på $t_f(P)$ innebär alltså att vägen till p_l gått via relativt mörka pixlar (med låga intensitetsvärden).

Eftersom det inte finns en unik väg mellan startpunkten och den pixel som betraktas, utan ett stort antal vägar, så måste man dessutom försäkra sig om att hitta det minsta värdet för funktionen (1). Det är detta minsta värde som Soille benämner *geodesisk tid* (eng. *geodesic time*) $t_f(p, q)$:

$$t_f(p, q) = \min\{t_f(P) \mid P \text{ länkar } p \text{ till } q\} \quad (2)$$

När dessa beräkningar genomförts med utgångspunkt från startpunkten p , utgör resultatet en bild, som betecknas T_p (Fig. 2 a). På samma sätt bildas T_q (Fig. 2 b), som avståndsfunktion mellan alla p_i och en utvald slutpunkt, q . Dessa två bilder, T_p och T_q , adderas sedan till varandra, varpå en ny bild, $T_{pq} = T_p + T_q$, bildas (Fig. 2 c). Denna används sedan för att ta fram den mörkaste vägen mellan p och q :

Att hitta den mörkaste vägen, görs genom att tröskla T_{pq} med värdet av T_{pq} i punkten p (eller q):

$$\begin{aligned} T_{pq} > T_{pq}(p) &\Rightarrow T_{pq} = 0 \\ T_{pq} = T_{pq}(p) &\Rightarrow T_{pq} = 1 \end{aligned}$$

(Notera: Det finns inga punkter p_i där $T_{pq}(p_i) < T_{pq}(p)$). Resultatbilden efter denna tröskling visar den sökta vägen (Fig. 2 d). Förklaringen till att detta sista steg endast innebär en enkel tröskling, är att längs en bestämd väg, i detta fall den kortaste mellan p och q , så är summan av [*sträckan man passerat*] och [*sträckan man har kvar*], alltid densamma. Står man i p har man "hela vägen kvar", och avståndet till q finns lagrat i $T_{pq}(p)$, eftersom denna innehåller $T_p(p) + T_q(p) = 0 + [\text{avståndet längs kortaste vägen mellan } p \text{ och } q]$. För vidare detaljer hänvisas till Soille (1994). Implementeringen av ekvation (1) och (2) görs med hjälp av en datalogisk standardmetod för sökning i en viktad graf, kallad *priority-first search* (Sedgewick, 1988).

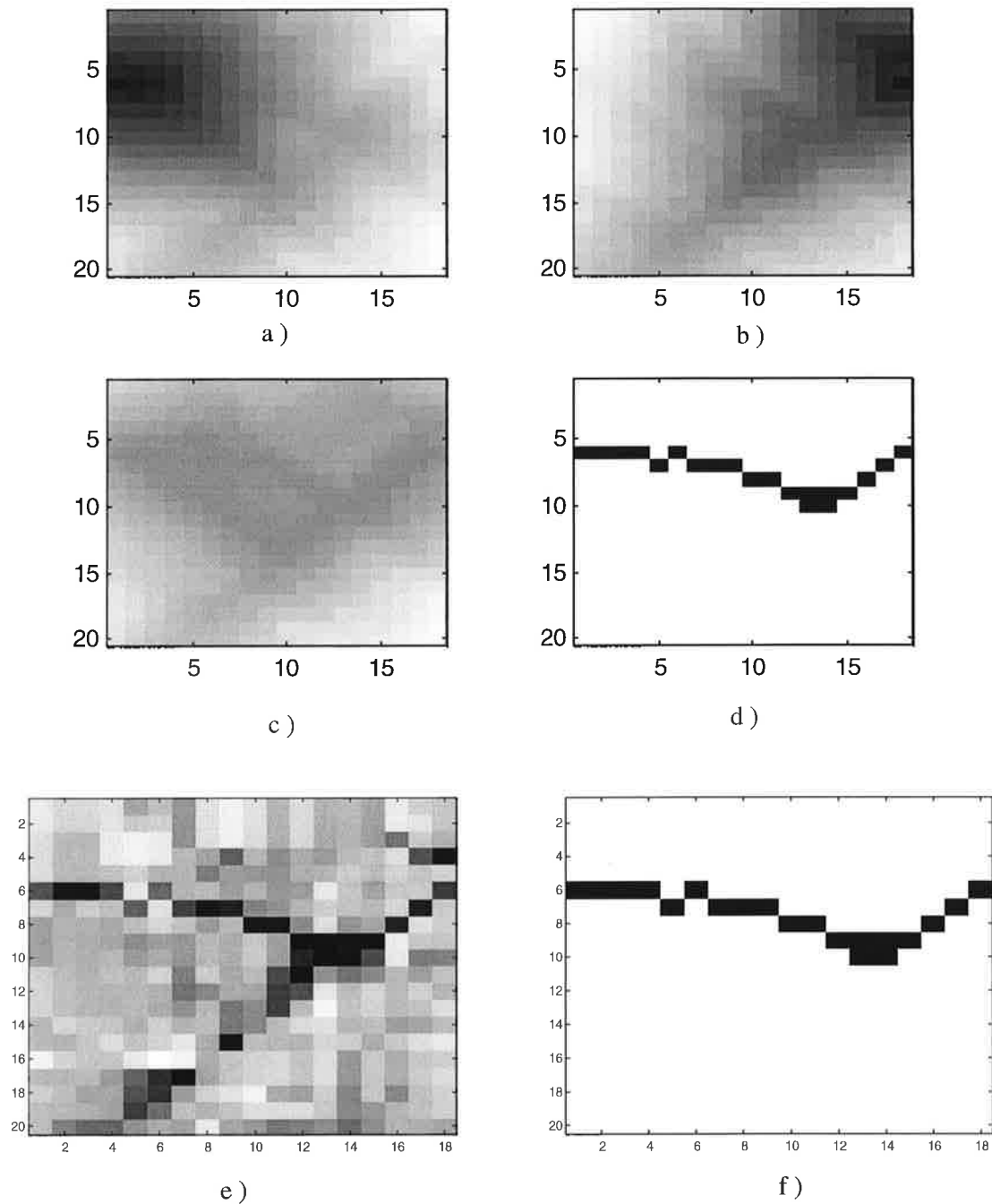
3.1.4 Analys av planets orientering

I detta skede så består analysen endast av att utifrån sprickspåret, som tagits fram med spricksegmenteringsmetoden, analysera strykning och stupning för ett plan som anpassats till sprickpixlarna, m h a *minsta kvadrat*-metoden. Framtida analys kan tänkas vara olika mått för att karakterisera hur sprickan avviker från detta plan, och olika slags jämförelser mellan data från olika sprickgrupper. Vi avser också att vidareutveckla analysen till att omfatta sprickvidder.

4 Datormiljö och programvaror

Metoden har implementerats i programspråket C och i det numeriska programspråket MATLAB (det senare kompletterat med MATLAB Image Processing Toolbox, men denna är ej nödvändig för metoden i sig).

Programmering i C har gjorts för att spara exekveringstid för kärnalgorithmerna, som är beräkningsmässigt tung. Programmet är i nuvarande skick inte optimerat med avseende på tidskomplexitet. Bearbetningen av varje bild (360x360 pixlar) tar ca 20 minuter på en 333 MHz Pentium II PC.



Figur 2. Översikt av resultatbilder för geodesisk segmentering. a) visar den viktade avståndsfunktionen T_p , som beräknats med utgångspunkt från punkten p: rad 6, kolumn 1. b) visar motsvarande funktion, T_q , som beräknats med utgångspunkt från q: rad 6, kolumn 18. c) är den sammanlagda kostnaden, $T_{pq} = T_p + T_q$, och d) visar resulterande spår efter tröskling av T_{pq} . e) visar originalbilden och f) visar spåret i samma skala som originalbilden.

Overview of the segmentation procedure. a) and b) are the two calculations of cost functions T_p and T_q , c) is the sum $T_{pq} = T_p + T_q$, d) is the extracted fracture trace. e) shows the original image and f) is the fracture trace using the scale of the image in e).

BIP-systemets inbyggda programvara har använts för att jämföra mätningar av sprickorientering, samt för att snabbt kunna gå igenom långa datafiler. Paint Shop Pro har använts i viss utsträckning, eftersom man med detta program kan få bra översikt av stora bildmängder.

Programkörningen innebär att ett MATLAB-skript körs. Detta anropar C-funktionen, som exekveras och returnerar data tillbaka till MATLAB-miljön, där sedan skriptet fortsätter att köras. Denna kombination är möjlig genom att själva C-funktionen anpassats (s k MEX-funktion) till MATLABs API (Application Program Interface), som hanterar länkning mellan olika programspråk.

5 Resultat från tillämpning på borrhålsbilder från Äspö HRL

Bildanalysmetoden har tillämpats på ca 100 m av borrhål KAS02 vid Äspö HRL. Bilddata har levererats som 100-m långa sammanhängande bilder, lagrade på CD-ROM. Upplösningen är 1mm/ pixel längs borrhålsaxeln. De olika bergarterna som finns på Äspö syns i bilderna. Ett exempel på en borrhålsbild visas i Fig. 3 a, tillsammans med resultatet av geodesisk spricksegmentering för samma bild, Fig. 3 b. Fig. 4 visar en översikt av olika typfall av sprickspår, som observerats i studien. Hur väl dessa olika fall kan analyseras med geodesisk spricksegmentering kommenteras i följande stycken:

5.1 Enstaka sinusformade sprickor

Metoden är anpassad att fungera för sprickor som korsar borrhålet, och alltså ger ett sammanhängande sprickspår från ena kanten av bilden till den andra (Fig. 4, ①). För denna typ av bilder visade sig metoden fungera bra.

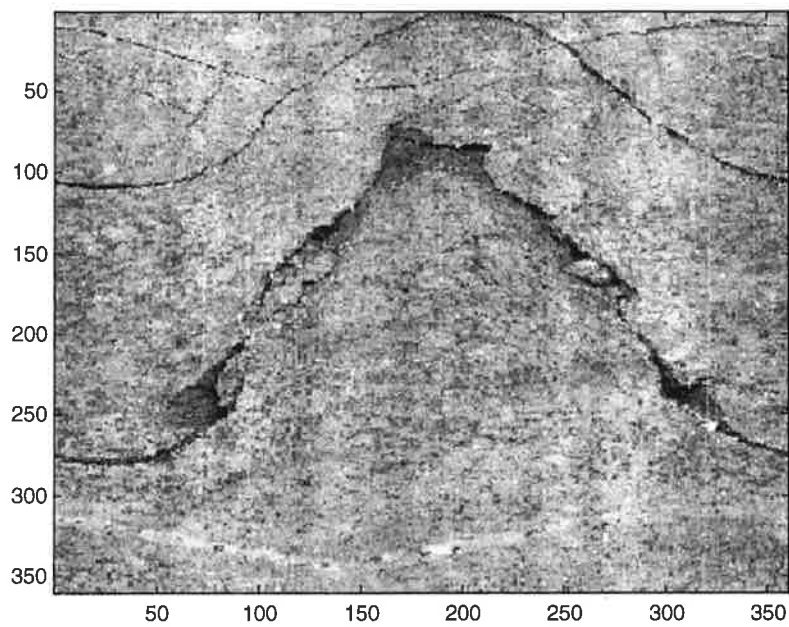
5.2 Bilder med flera sprickor

Många bilder uppvisar mer än en spricka (Fig. 4, ① och ②). Ligger dessa väldigt nära varandra finns det risk för att sökningen spårar över från en spricka till en annan. Detta kan lösas med att man segmenterar den tydligaste sprickan först, och sedan "släcker" den, genom att maskera den med höga pixelvärden (t ex 255). Är båda sprickorna lika tydliga, måste eventuellt en styrpunkt läggas in. Sökningen går då från startpunkt till styrpunkt och vidare från styrpunkt till slutpunkt. På samma sätt kan också korsande sprickor hanteras. Ibland räcker det dock att välja startpunkterna långt ifrån varandra (längs borrhålets axel).

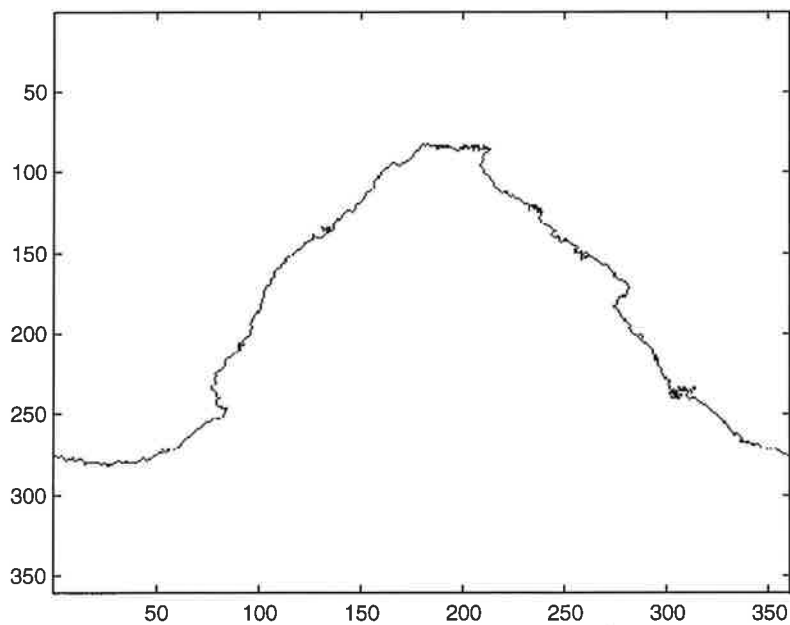
5.3 Brant skärande sprickor

Om sprickan skär borrhålet brant (Fig. 4, ③), dvs vinkeln mellan planet och borrhålets axel är liten, uppstår flera problem:

1. För att kunna täcka in sprickan blir bilderna blir väldigt långa, vilket innebär lång beräkningstid.
2. Den mest kostnadseffektiva vägen följer inte alltid sprickan hela vägen.
3. Det uppstår ofta utfall av bergfragment i över- och underkant av skärningen med borrhålsväggen. Dessa utgör ofta en mörk, kortare väg, och påverkar därför slutresultatet.



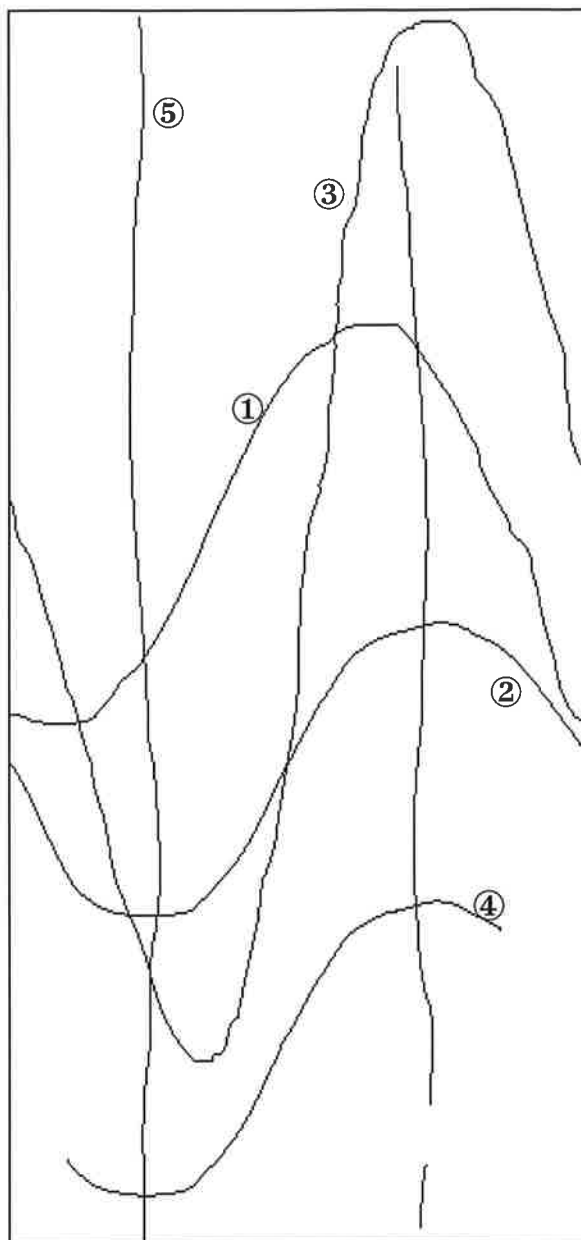
a)



b)

Figur 3. a) Exempel på borrhålsbild som visas plant utrullad. b) Sprickspåret som extraherats med geodesisk spricksegmentering. Notera: spåret är en pixel brett utom på de ställen där flera vägar innebär samma geodesiska avstånd, i detta fall där spricköppningarna är större och flera pixlar är helt mörka.

a) An example of a unrolled borehole image. b) Corresponding fracture trace, extracted using the geodesic segmentation method. Note: the trace is only one pixel wide, except where more than one path gives the same geodesic distance.



Figur 4. De spår som sprickorna uppvisar i borrhålsbilden kan inte alla behandlas på exakt samma sätt med geodesisk spricksegmentering. Implementeringen har anpassats för enstaka sinusformade sprickor, ①. Om flera sådana sprickor ligger nära varandra, t ex ① och ②, så kan sökningen spåra över till den mest dominanta sprickan. Skär sprickorna borrhålet i en liten vinkel, ③, så blir spåret så långt att sökningen kan välja en väg utanför sprickan. De sprickor som endast skär hålet delvis, ④, ger inget samman-hängande spår och kan inte spåras från kant till kant. Sprickor som skär parallellt med borrhålsaxeln, ⑤, ger längre spår än de som skär i vinkel (① - ④).

The various fracture traces observed, can not be treated similarly, since the implementation of the algorithm is adjusted to find sinusoidal fracture traces like ① and ②. If they occur closely, the search for shortest path might follow the most dominant trace. When the trace intersects with a small angle, ③, the trace is long and the search might take a path outside the fracture. For ④, the search can not start at the sides, but must be started at end points of the trace. Fractures parallel to the borehole axis leave quite long traces on the borehole wall.

Punkt 1 åtgärdas bäst genom att förbättra programmets tidskomplexitet genom att optimera sökalgoritmen.

Punkt 2 kan åtgärdas med samma "styrpunktsmetod" som nämndes under avsnittet "*Bilder med flera sprickor*".

Punkt 3 slutligen, kan inte hanteras på något bra sätt för närvarande, utan manuell uteslutning av dessa (ofta korta) sträckor rekommenderas.

I denna första tillämpning har vi inte gjort analys på dessa brant skärande sprickor, eftersom de går utanför bildformatet (som valts till 360x360).

5.4 Sprickor som endast delvis korsar borrhålet

Denna grupp av sprickor lämnar mörka spår som inte är sammanhängande från kant till kant (Fig. 4, ④). Vill man analysera dessa, så får man istället markera start- och slutpunkt på respektive spår. Samma sak gäller för grenande sprickor. Grenen kan behöva analyseras med två valda punkter.

5.5 Sprickor som skär parallellt med borrhålsaxeln

Ibland dyker det upp sprickor som skär borrhålet parallellt (Fig. 4, ⑤). Dessa följer ofta borrhålet en längre sträcka (~1 m). För att analysera dem får man välja startpunkt och slutpunkt i över och underkant av bilden. Dessa sprickor förekommer endast i litet antal, eftersom sannolikheten att träffa parallella sprickor är liten (Priest, 1993), men när de dyker upp, kan det vara av intresse att studera dem närmare, eftersom de representerar längre sammanhängande profiler av sprickan, än vad sinussprickorna erbjuder. Detta kan användas för råhets- och eventuellt för aperturstudier

6 Diskussion

6.1 Automatisk metod

Att ytterligare automatisera sprickkarteringen innebär att överföra operatörens sätt att välja startpunkt och eventuell styrpunkt, till datorn. Att helt automatisera metoden skulle underlätta analysen, och spara mycket tid, eftersom den då endast tar datorkraft i anspråk, och inte nödvändigtvis en operatör. En automatisk metod för att välja startpunkter borde vara möjlig att utveckla, t ex genom lokalisering av mörka områden med långdragen struktur. Det är förmodligen svårt att hantera styrpunkter på samma sätt, eftersom dessa så ska matchas mot vilken startpunkt som de passar med. I vidare studier kanske man kan dra nytta av Hough-transformen (Gonzalez och Woods, 1993), som kan modifieras att söka efter sinuskurvor (Thapa 1997). En kombination av denna metod med geodesisk spricksegmentering är en möjlig väg till en helautomatisk metod.

6.2 Vidareutveckling av metoden för bestämning av aperturer

Metoden har visat sig automatiskt kunna följa ett sprickspår så som det uppfattas i bilden. Detta lägger grund för tillförlitlig analys. Utgående från detta spår, kan också sprickaperturer bestämmas, t ex genom tröskling, eller expanderings av spåret. Hur detta lämpligen görs är däremot inte fastlagt. Hänsyn måste tas till borrhålets geometri, samt den för aperturer betraktat låga bildupplösningen i BIPS. Ett exempel på liknande tillämpning har gjorts av Thapa (1994), där man bestämt ytråheten längs en spricka.

Denna metod bygger dock inte på någon automatisk segmentering. Även den iterativa trösklingen som gjordes som andra metodtillämpning i detta projekt kan här komma till användning.

6.3 Behovet av kontrast i bilden

Lyckad analys bygger också på kontraster i bilden. Detta innebär att det är generellt svårt att hantera mörka sprickor i en mörk bergart. Exempel på detta har observerats i KAS02, men algoritmen har inte testats på något sådant fall. Ett annat exempel på svag kontrast är bildmaterialet från loggning in KLX02 (Laxemar, strax invid Äspö), där man fått en utfällning som färgat borrhålsväggen svart. Dessa bilder har en kvalitet som inte går att analysera endast med hjälp av intensitetskontraster.

6.4 Tidsåtgång för bildanalysen

Programmet är i sin nuvarande form inte optimalt m a p tidskomplexitet för beräkningen. Om detta åtgärdas, samt om man beaktar utvecklingen av datorkapacitet, så är det troligt att analysmetoden, eller liknande metoder, så småningom kan användas redan under loggningen (realtid).

7 Slutsatser

Efter genomförandet av detta första steg av projektet har vi dragit följande slutsatser:

- att automatiserad bildanalys av borrhålsbilder är möjlig
- att metoden geodesisk spricksegmentering ger objektiv extrahering av sprickspår i borrhålsbilder
- att orientering av sprickplan m h a sprickspåret kan göras på ett mer tillförlitligt sätt då bildanalys används
- att högre bildupplösning är önskvärt för bestämning av aperturer
- att metoden geodesisk spricksegmentering behöver kombineras med ytterligare någon metod för att helt kunna automatisera analysen

ABSTRACT

Imaging logging methods applied to borehole investigations have become common for mapping and characterisation of the rock mass. Many of these methods result in digital images, and the data files are often quite large. The analysis is often carried out interactively by a human analyst. In some cases this will introduce bias, which is of importance to minimise. In order to do this, we have studied some image processing techniques for detection of thin structures in a digital image. We hope to develop an automatic method for the analysis of borehole images.

We here present a method developed to extract and measure fractures as they appear in borehole images captured with the Borehole Image Processing System (BIPS). The

method is based on a segmentation technique, called geodesic path detection (Soille, 1994), and we call our application geodesic fracture segmentation.

The method only requires the operator to mark a starting point and a final point, both belonging to the fracture. The algorithm will then give the shortest (grey-level weighted distance) path between the two points.

The method has been applied to borehole data recorded at Äspö HRL, where SKB have used the BIP-system for the development of site characterisation techniques for a deep repository of nuclear waste.

About 100 m of the KAS02 borehole was studied in this first step. The method shows good results for the sinusoidal traces, except when they cross each other, or are very closely spaced. Also steeply intersecting fractures is somewhat problematic, since the shortest path will not follow the fracture, unless a guiding point is added. This might be problematic for the development of a fully automatic method.

However, the results are promising, and following conclusions have been drawn during the study:

- automatic analysis of borehole images is possible
- geodesic fracture segmentation give objective fracture trace extraction, which can be used for analysis of fracture plane orientation
- in order to determine fracture apertures, a higher image resolution is of interest
- the method geodesic fracture segmentation needs to be combined with at least one method in order to fully automate the analysis. A method suggested for future study is the Hough-transform, modified for finding sinusoidal traces (Thapa, 1997).

8 Referenser

- Ariza, M., et al., 1991, *Automatic fracture detection from high resolution wellbore images using artificial neural networks*, Conference on artificial intelligence in petroleum exploration and production, proceedings: Texas A&M University, Department of Petroleum Engineering, College, Station, Texas, p. 185-192.
- Billaux, D., Gentier, S., 1990. *Numerical and laboratory studies of flow in a fracture*. Rock Joints, Barton & Stephansson (eds), 1990 Balkema, Rotterdam.
- Gonzalez, R.C., Woods, R.E., 1992. *Digital image processing*, Addison-Wesley Publ. Company, Inc. 1992 (reprinted 1993). ISBN 0-201-60078-1

- Hakami, E., 1995. *Aperture distribution of rock fractures*. PhD Thesis, Div. of Eng. Geology, Royal Inst. of Tech. (KTH), Stockholm. ISBN 91 7170 835 9.
- Hall, J. et al. 1996. *Automatic extraction and characterisation of geological features and textures from borehole images and core photographs*. SPWLA Annual Logging Symposium, 1996 (paper CCC).
- Johansson, M. C. 1998. *Determination of in-situ fracture apertures from digital borehole images*. 3rd Äspö International Seminar. Poster/ Proceedings (in press) Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. (SKB).
- Priest, S.D., 1993. *Discontinuity analysis for rock engineering*. Chapman & Hall, London, 1993. ISBN 0-412-47600-2
- Reid, T.R., Harrison, J. P. 1996. *Development of a system for the automatic construction of discontinuity trace maps and discontinuity measurements from digital images*. Eurock '96, Barla (ed.), 1996 Balkema, Rotterdam. ISBN 90 5410 843 6.
- Sedgewick, R., 1988. *Algorithms*. Addison-Wesley Publ. Company, Inc. 1988 (reprinted in 1989). ISBN 0-201-06673-4
- Soille, P., 1994. *Generalized geodesy via geodesic time*. Pattern Recognition Letters 15 (1994) 1235-1240. Elsevier.
- Thapa, B. B. et al. 1997. *Semi-Automatic analysis of rock fracture orientations from borehole wall images*, Geophysics, vol 62 (jan-feb 1997), pp 129-137.
- Thapa, B. B., 1994. *Analysis of in situ rock joint strength using digital borehole scanner images*. PhD Thesis. University of California at Berkeley. UMI Dissertation Services, Ann Arbor/ Michigan, UMI No. 9529525.

KRAV PÅ INJEKTERING VID TUNNELBYGGANDE

Demands on rock grouting in tunnelling

Ulf Lindblom, Chalmers tekniska högskola

BAKGRUND

Senare tids tunnelprojekt karaktäriseras av allt högre krav på täthet hos tunnlar. Trots utomordentliga ansträngningar vid injekteringsarbetet är det dock tyvärr vanligt att fullständig torrhet inte uppnås. Detta skulle leda till ej önskade problem med frostpåverkan, isbildning, korrosion m.m., varför dräner eller innertak ändå måste installeras. Man kan mot denna bakgrund ställa frågan: Är de krav vi ställer på injekteringsresultaten realistiska?

De alltmer ökande kraven på injekteringsinsatser leder ofta till svårigheter för entreprenören att driva bergarbetena rationellt. De leder också till ökade materialkostnader för beställare. Det är därför av intresse för den berginriktade byggbranschen att kartlägga realismen i de ställda kraven för att långsiktigt påverka kravstrukturen i en produktionsgynnande riktning.

Dessa frågor studeras för närvarande i ett forskningsprojekt, som drivs av Chalmers med stöd av SBUF. Projektet avser att kartlägga den motivbild som kan finnas bakom dagens injekteringskrav samt att söka tekniska och andra skäl att eventuellt ändra kraven. Delar av undersökningen, bland annat intervju- och kartläggningsarbete, har utförts som ett examensarbete vid CTH¹. En referensgrupp med deltagare från trafikverken och de större entreprenörerna har också deltagit i arbetet². I ett antal större tunnelprojekt i landet har kravbilden studerats särskilt.

En slutrapport beräknas vara klar i april 1999.

OLIKA TYPER AV KRAV

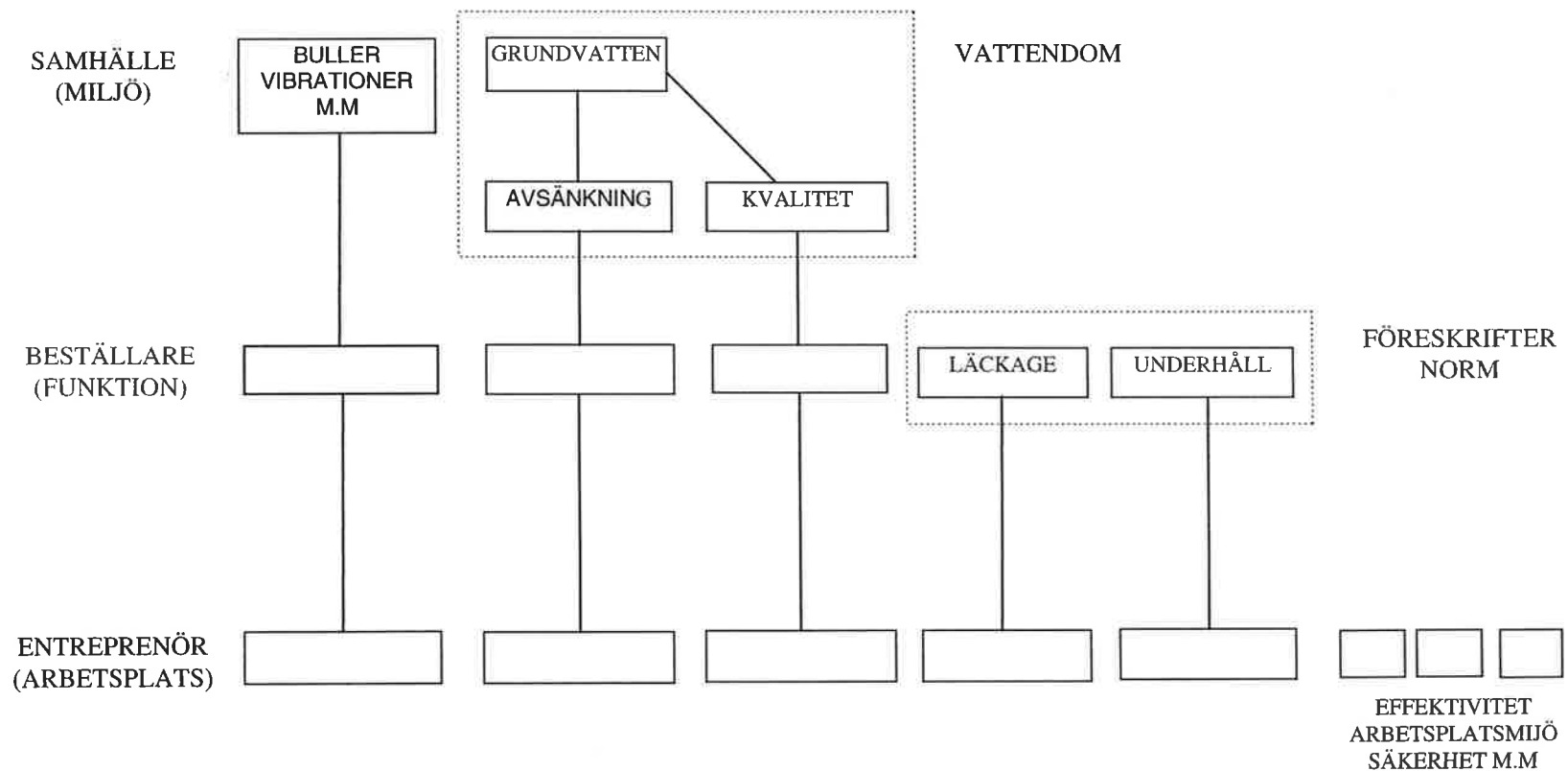
Först skall konstateras, att höga krav på täthet inte automatiskt är liktydigt med höga krav på injektering. I redan torr eller helt tät berggrund kan kraven på insatser vara små; medan i andra bergmassor redan blygsamma täthetskrav kan leda till mycket stora injekteringsproblem. Vidare kan som nämnts ett högt funktionskrav vad avser täthet klaras av genom andra åtgärder än injektering, t.ex. med tätningsmembran, dräner eller innertak i tunneln. I fortsättningen av artikeln är det dock injekteringskrav som avses.

Kravstrukturen illustreras i princip av diagrammet i Figur 1. I princip kan man härleda tre kategorier av orsaker till att man utför injektering i tunnlar:

¹ "Krav på täthet hos Väg- och Järnvägstunnlar" av Annelie Albertsson & Ann Sjöholm. CTH bergbyggnad, januari 1999.

² Per Andersson, Vägverket; Janne Malmtorp, Banverket; Per Hogård, Skanska; Lennart Skogsberg, NCC.

KRAV PÅ INJEKTERING



Figur 1. Kravstrukturen för tunnelinjektering
Structure of demands for tunnelgrouting

- Skydda omgivningen - miljökrav
- Skydda installationer och användare - funktionskrav
- Minska störningar för tunneldriften - arbetsplatskrav

De tre kravkategorierna utövas av tre intressenter: *samhället* vad avser *miljön*, *beställarna* när det gäller *funktionen* samt *entreprenörerna* beträffande *arbetsplatsen*. Som figuren visar, överförs vid normala kontraktsförhållanden (generalentreprenad) samtliga dessa krav så småningom på entreprenören.

Miljöpåverkan i tunnelsammanhang kan vara buller, vibrationer samt effekter på grundvattensituationen. Den senare, som ligger till grund för injekteringsinsatserna, innebär att skadlig grundvattensänkning och förgiftning eller annan nedsmutsning av grundvattnet inte får förekomma. Avsänkning kan leda till skador på husgrunder i stadsmiljö och till vegetationsförändringar och torrläggningar av brunnar m.m. i det öppna landskapet. Förgiftning eller annan förändring av grundvattnet påverkar dricksvattentäkter och vattendrag och kan därmed skada människor och påverka växt- och djurliv.

När beställaren ställer krav på tätheten hos färdig tunnel, gör han detta för att skydda fordon och trafikanter samt för att säkerställa funktionen hos installationerna i tunneln. Han vill också kunna påverka underhållsbehovet i positiv riktning.

De arbetsplatskrav en entreprenör kan ha, är relaterade till arbetsmiljö för personalen och säkerhet vid stoff. De ekonomiska målen ställer också krav på en effektiv drivning av bergarbetena. Entreprenören kan därmed inte tolerera så höga vattenläckage att produktionstakten störs. Detta kan vara ett problem vid tunnlar, där inga särskilda miljökrav ställs, exempelvis vissa kraftverkstunnlar. För trafiktunnlar är emellertid dagens krav på miljö och funktion så höga, att de vanligen blir styrande.

De olika aktörerna i ett tunnelprojekt upplever således innebörden i begreppet "höga krav" olika. För samhället är begreppet liktydigt med "små miljöingrepp". Beställaren sätter det i samband med "god tunnelmiljö", t.ex. inga dropp på vägbanan. Entreprenören, slutligen, sätter ofta likhetstecken mellan höga krav och störning av drivningscykeln.

LAGAR OCH REGELVERK

Byggande av trafiktunnlar berörs av tillstånd enligt Plan- och bygglagen, Vattenlagen samt Väglagen, alternativt Lagen om byggande av järnväg. Av särskild vikt för injekteringskraven är här Vattenlagen, som tillvaratar det allmännas intressen vad avser tunnelns bortledning av vatten ur mark och berggrund. De dominerande beställarna av trafiktunnlar i landet, Vägverket och Banverket, har utvecklat regelverk för projektering och byggande av tunnlar som skall möta de funktionskrav man har. Arbetsplatsens miljö och säkerhet regleras av Arbetsmiljölagen, vars krav entreprenören har att uppfylla.

En mycket kort resumé av dessa handlingar kan endast ges här. Läsaren hänvisas till slutrapporten för en fylligare redogörelse.

Från och med 1999 finns miljödomstolar i Umeå, Östersund, Stockholm, Växjö och Vänersborg. Till dessa ställs ansökningar om vattendom av beställaren av en tunnel, innehållande

- juridiskt avsnitt
- teknisk beskrivning
- miljökonsekvensbeskrivning (MKB)

Den tekniska beskrivningen visar den färdiga tunneln och effekter på omgivningen av bortledandet av vatten (hydrogeologisk utredning), samt hur arbetet kommer att bedrivas, särskilt vad avser skyddsåtgärder och kontrollprogram för grundvattnet. Vanligen utförs såväl teknisk beskrivning som MKB av en konsult, som också biträder sökanden vid huvudförhandlingen i rätten. Vattendomen bekräftar som regel de vattenkvantiteter m.m. som anges i ansökan och bygger således på sökandens (konsultens) egna beräkningar.

Tunnlar för Vägverket skall projekteras, konstrueras och utföras enligt anvisningar och krav angivna i Tunnel 95. Viss kravjustering kommer att ske i den kommande Tunnel 98. För Ringen och Yttre Tvärleden har Vägverket gjort en projektspecifik bergteknisk anvisning, som bland annat omfattar grundvatten, tätning och infiltration, inklusive kontrollåtgärder.

Banverket grundar sin styrning på MarkAMA 83 (ersätts 1999 av AnläggningsAMA 97), som har ett komplement, JärnvägsAMA, vilket bland annat behandlar bergförstärkning och tätning. Speciellt vad avser grundvatten och injektering, kompletteras kraven med samma anvisningar som finns utarbetade av Vägverket gällande Ringen och Yttre tvärleden. Banverket har dock gjort vissa kompletteringar och anpassningar till järnvägstunnlar.

Beträffande arbetsmiljön, finns grundläggande regler i Arbetsmiljölagen. Grundtankarna är att förebygga ohälsa och olycksfall i arbetet. Tillsynen att lagen följs utövas av Arbetskyddsstyrelsen genom Yrkesinspektionen. Krav och anvisningar utformas av Arbetskyddsstyrelsen, och kan vad beträffar injekteringsarbeten gälla fara vid stort vattenläckage, exponering för farliga injekteringsmedel, m.m.

Som en slutkommentar kan man säga att beställarna styr det mesta i kravstrukturen (Figur 1). De samhälleliga kraven baseras på en ansökan som bygger på sökandens egen projektering av tunneln samt på hans beräkningar av hur mycket miljön påverkas. Funktionskraven styrs helt av beställaren och läggs till de miljöbetingade kraven, varefter hela kravlistan överförs på entreprenören genom kontraktet. Vidare kontrollerar beställaren löpande att kraven uppfylls.

KRAVUTFORMNING I NÅGRA TUNNELPROJEKT

För att belysa frågan om kravens ursprung, utseende i dag och kravutvecklingen, utfördes en fallstudie inom examensarbetets ram. Fem tunnlar ingick i denna:

- Tunnlarna på Grödingebanan (BV)
- Götatunneln (VV)
- Hallandsåstunneln (BV)
- Lundbytunneln (VV)
- Strängnästunneln (BV)

De handlingar som studerades var tekniska beskrivningar (i arbetsplan), vattendomsansökningar, MKB, förfrågningsunderlag samt utvärderingar. Efter genomgång av material genomfördes intervjuer med projektledare, ansvariga konsulter och entreprenörer. En översikt över de studerade tunnlarna visas i Figur 2.

Undersökningen visade, att det fanns en relativt stor skillnad mellan detaljeringsgrad och omfattning i de beräkningar och bedömningar som gjorts av inrinning och avsänkning av grundvatten. Såväl analytiska som numeriska beräkningar har tillämpats. I vissa fall har man dock nöjt sig med att bedöma(!) inrinningen, utan stödjande beräkningar.

Grödingebanans (1989-95) tunnlarna har överhuvud taget ingen vattendom, då de ansetts oproblematiske visavi miljön. Tunnlarna ligger i stort sett i bergplintar med ringa jordtäckning, utan risk för skador på brunnar, bebyggelse och mark. Tidsperspektivet torde dock ha betydelse, då det framkom att Banverket troligen sökt vattendom för dessa tunnlarna om de byggts i dag.

Ansökan om vattendom har varit mycket olika formulerade. Vid Strängnästunneln lämnades..”*upplysningen att totalt inläckande grundvatten kommer att bli i storleksordningen 10 -20 m³/dygn*”. Denna formulering av ansökan kan jämföras med motsvarande, betydligt mer modesta, för Lundbytunneln, där Vägverket ansökte om att ..”*få bortleda max 5l/min, 100 m inom sektion 0/600 - 1/200, samt max 2.5/min, 100 m för sektion 1/200 - 2/700*”. Noterbart är, att denna specificering av inläckaget gjordes på begäran av vattendomstolen i Vänersborg, som inte godtog ett bruttovärde för hela tunneln.

Också noterbart i Figur 2 är, att Götatunneln har en ”0-vision” avseende inrinning, vilket kan komma att innebära extraordinära injekterings- och kontrollåtgärder. Att kraven i tunnelprojekten ökat genom åren är ovedersägligt.

Som nämnts tidigare, upprättas ett kontrollprogram som bifogas vattendomsansökan. Detta program varierar starkt till omfattning och innehåll. Kontrollprogrammet för Lundbytunneln innehåller detaljerade beskrivningar av kontrollpunkter och intervaller mellan provtagning, medan motsvarande beskrivning för Strängnästunneln är mycket generell och kortfattad.

De vanligast förekommande kontrollerna är

- Grundvattennivåer i kontrollhål
- Sättningar
- Inläckande vattenmängder

Tunnel	Lundby	Göta	Grödinge	Hallandsås	Strängnäs
Typ	Väg	Väg	Järnväg	Järnväg	Järnväg
Byggtid	94-98	99 ?-	89-95	92-	94-97
Miljö	Stad	Stad	Landsbygd	Landsbygd	Stad/Naturomr.
Vattendom	Ja	Ja	Nej	Ja, 3 st	Ja, 2 st
Tingsrätt	Vänersborg	Vänersborg		Växjö	Stockholm
Behandlingstid	9303-9405	9707-		9110-9211 9409-9505 9606-	9401-9403 9410-9412
MKB Innehåll och omfattning	Trafik och omgivningsprob- lem	Omfattande. Geohydrologi, geoteknik mm. Bedömning av sammhälls- ekonomisknytta	Nej	Särskild MKB upprättad för 3:e VD-ansökan. De två tidigare mycket begränsade.	Gw-sänkningar, vattenföroreningar , Buller, Oljespill mm.
Grund för tätetskrav	Sättningsrisk. Undvika dyr infiltration	Sättningsrisk	Funktionskrav	Miljöpåverkan, Påverkan på brunnar	Sättningsrisk, Miljöpåverkan, Risk för lakvatten- transport
Beräknings- bakgrund	Analytisk + Datamodellerin- g	Analytisk + Datamodellering		Analytisk + Datamodellering	Båda delarna: Datamodell-ering
Inläckage krav	Ja	Ja	Nej	Ja	Ja
Beräknat	Dalgångar: 1.5-3.5, resp 1.2-2.5 l/ min 100 m	1 mvp avsänkning = tot 20 l/min = 2 l/ min 100 m		Huvudtunnel: 3.5 l/s 1000 m (=21 l/min 100 m) samt totalt 33 l/s Arbetstunnel : totalt 15 l/s, 90 l/min 100 m	Västra delen: 2100-7200 m ³ / år, övre gränsen motsvarar 2 l/ min 100 m. Östra delen: saknas
Vattendom	2.5 och 5 l/min 100 m	1 mvp avsänkning = tot 20 l/min = 2 l/ min 100 m		se ovan	Västra delen: ca 10-20 m ³ /dygn (= 0.8-1.5 l/ min 100 m) Östra delen: saknas
Entreprenörs- värden	för olika sektioner; 0.5, 1, 2, 2.5 l/min 100 m	"0- vision"		se ovan	Hela tunneln: Inga tydliga krav, Styrning med metod. Troligen mellan 5-7 l/min 100 m för svåra passager.
Tättningsmetod	För- och efter injektering + dräner	För- och efter injektering, lining	För- och efter injektering, (selektiv) + dräner	För- och efter injektering, lining	För- och efter injektering + dräner
Resultat	Understiger vattendomen, problem med funktionskrav	Ej färdigställd	Inga kända problem av funktions eller miljökaraktär	Vattendomen har överskridits.	Problem med funktionskrav (?)

Figure 2. Detaljstuderade tunnlar.
Tunnels investigated in detail.

Härtill kan förekomma kontroll av vattenkvalitet samt av infiltrerade vattenmängder i de fall sådan utförs.

I vissa fall har det visat sig, att beställaren skärper vattendomens krav innan har överfört dem på entreprenören. Orsaken till detta verkar ha varit, att man önskat skaffa sig en "säkerhetsmarginal" för miljön, snarare än att förbättra funktionen hos tunneln.

Den nivå på täthet, som anges i förfrågningsunderlagets inrinningssiffror, överensstämmer sällan med den täthet som krävs i slutändan, och som beror på att efterinjektering av läckande partier krävs av funktionsskäl, trots att vattendomen är uppfylld.

SYNPUNKTER OCH REKOMMENDATIONER

I detta skede av utredningen kan vissa preliminära slutsatser dras. Dessa beskrivs i korthet nedan.

Stora skillnader föreligger i vattendomarna, såväl vad gäller utformning av ansökan som handlägningsmetoden. Det borde skapas en mall som alla miljödomstolar använder sig av. Domstolarna borde vidare engagera egen, oberoende expertis vid bedömningarna.

Storlek på *inrinning* till tunnlar utgör inget krav på miljön och bör ej ingå i vattendom. Endast *grundvattennivåer* och *vattenkvalitet* är av intresse för miljön och bör stipuleras i vattendomen.. Därmed undviks också att domen baseras på osäkra beräkningar.

Då det gäller de studerade tunnlar, har den slutliga täthetsnivån styrts av funktionen. Detta medför, att funktionskraven spelar en avgörande roll för byggmetoder, kostnader m.m. Beställarna får därmed en central roll och bör dokumentera och ta fram föreskrifter angående hur stora läckage som kan tolereras utan att äventyra funktionen. Total torrhet är ett exempel på ett orimligt krav som ej bör ställas.

Funktionskraven bör beaktas i ett så tidigt skede som möjligt i ett projekt och bör differentieras med hänsyn till tunnelns trafikbelstning och andra faktorer, såsom köldmängd på orten.

Den hårda styrningen av projekten som beställarna utövar på entreprenören via kravsstrukturen, bör ifrågasättas. Man bör se över upphandlingsform och ansvarsfördelning för att tillvarata byggarens erfarenhet och uppnå en effektivare produktion. Funktionsentreprenader kan vara en lösning vid större projekt.

Erfarenhetsåterföring till konsulter bör underlättas, så att projekteringen av nya tunnlar bygger på principer som är "uppnåbara" vad avser täthet

Befintliga tätningsmetoder och material måste utvecklas så att tunnlar inte blir "stående" på grund av vattenproblem och överträdd vattendom

STYRANDE FAKTORER FÖR TÄTHETEN RUNT EN FÖRINJEKTERAD TUNNEL

Factors influencing the sealing effect around a pre-grouted tunnel

Martin Brantberger, Stabilator / doktorand*

Thomas Dalmalm, NCC /doktorand*

Magnus Eriksson, doktorand*

Håkan Stille, professor*

* *Avdelningen för Jord - och Bergmekanik, Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm, Sverige*

Sammanfattning

Vid tunnelbyggande med dagens höga krav på tillåtet inläckage ställs det i vissa fall höga krav på tätningseffektiviteten. Kravet på täthet, vilket normalt uttrycks som en maximalt tillåten mängd vatten till tunneln, varierar idag i Sverige normalt mellan 1-10 liter/minut och 100 m tunnel. Enligt teorier, presenterade i artikeln, för beräkning av vatteninflödet till en tunnel, framgår att den mest styrande egenskapen hos den injekterade zonen är den hydrauliska konduktiviteten. Den hydrauliska konduktiviteten kan antas bero på flera faktorer varav speciellt sprick- och bruksegenskaper studerats närmare. Resultat från beräkningsexempel visade att höga krav på täthet kan innebära att en hydraulisk konduktivitet hos den injekterade zonen på ned till $1 \cdot 10^{-8}$ m/s måste erhållas och att sprickor med en vidd mindre än 0,1 mm helt eller delvis måste tätas i en finsprickig bergmassa. Vidare visades att vid en och samma konduktivitet borde det vara svårare att uppnå täthetskravet i en finsprickig bergmassa med ett stort antal sprickor än i en bergmassa med ett fåtal större sprickor. Bruksegenskaperna har stor betydelse för bruket att tränga in i och fylla ut sprickor i bergmassan, och därigenom erhålla en god täthet. Baserat på beräkningsexempel, konstaterades t ex att den maximala sprickvidden, vid höga krav på tätningseffektiviteten, måste reduceras med 90 procent. Under vissa antaganden kunde i Kapitel 4 visas att för att erhålla en motsvarande flödesreduktion i en sprickkanal krävs att den utfyllda delen av kanalen är ca 5 % och att sprickvidden är upp till 15 gånger större än kornstorleken. Detta kan jämföras med den vanligt använda tumregeln, som anger att sprickvidder på 3-5 ggr maximal kornstorlek kan penetreras.

1 Inledning

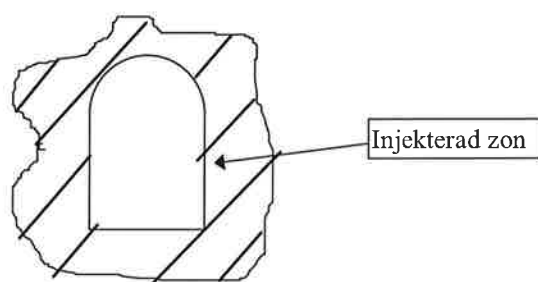
Mot bakgrund av dagens höga krav på täthet och erfarenheter från svåra injekteringsprojekt har behovet av att belysa faktorer som har betydelse för tätheten kring en injekterad tunnel aktualiserats. Syftet med artikeln är att beskriva några av de faktorer som påverkar tätheten runt en förinjekterad tunnel. En avgränsning har gjorts så

att endast egenskaper relaterade till geologi, geohydrologi och injekteringsmedel har studerats. Övriga faktorer relaterade till teknikval har utelämnats och berörs endast kort i den avslutande diskussionen. Artikeln har genomförts främst som en litteraturstudie men har även med beräkningsexempel för att åskådliggöra olika fenomen. Det ska nämnas att artikeln utgör en komprimerad version av en längre rapport, vilken utgör en gemensam del av tre stycken forskningsprojekt, som för närvarande bedrivs på KTH.

2 Täthet kring en förinjekterad tunnel

2.1 Teori för beräkning av vatteninläckage till en tunnel

För att åstadkomma en tätning av berget runt tunneln och därmed en minskning av vatteninläckaget krävs att injekteringsmedlet tränger in i samt fyller ut sprickorna i bergmassan. Målet är att en tillräckligt tjock, tät zon erhålls runt tunnelperiferin (Figur 2.1). Med hänsyn till risken för sprängskador samt perforering av tätzonen vid bultsättning, ställs normalt krav på att zonen ska vara 3 - 5 m tjock.



Figur 2.1 *Injekterad zon kring en tunnel (sektion)*
Grouted zone around a tunnel (section view)

Den följande beskrivningen av teorin refererar till en bilaga till Vägverket (1993), som baseras på arbeten av Wiberg (1961), Reinius (1977), Stille (1981), Bergman & Nord (1982) och Gustafson & Alberts (1983).

I dessa teorier beror det förväntade vatteninläckaget till en tunnel på tunnelgeometrin, vattentrycket, bergets genomsläpplighet och egenskaper hos den injekterade zonen. I det följande avsnittet redovisas teorier för beräkning av vatteninläckaget till djupt förlagda tunnlar. Vatteninläckaget till ytligt förlagda tunnlar beräknas på liknande sätt.

Tunnlar utan injekterad zon - djupt förlagda tunnlar

För djupt förlagda tunnlar, dvs där djupet under grundvattenytan är större än ca 3-4 gånger tunneldiametern, kan vatteninflödet beräknas enligt Ekvation 2.1.

$$q = \frac{2 \cdot \pi \cdot K \cdot H}{\ln\left(\frac{2 \cdot H}{R}\right) + \xi} \quad (2.1)$$

Tunnlar med injekterad zon - djupt förlagda tunnlar

Vatteninläckaget till en tunnel med en injekterad zon kan beräknas enligt Ekvation 2.2.

$$q = \frac{2 \cdot \pi \cdot K_i \cdot H}{\ln\left(\frac{R+t}{R}\right) + \frac{K_i}{K} \cdot \ln\left(\frac{2 \cdot H}{R+t}\right) + \xi} \quad (2.2)$$

I Ekvation 2.1-2.2 är

q = vatteninflödet

K = bergmassans hydrauliska konduktivitet

K_i = den injekterade zonens hydrauliska konduktivitet

H = vattentrycket

R = tunnelradien

t = tjocklek på injekterad zon

ξ = skinfaktor

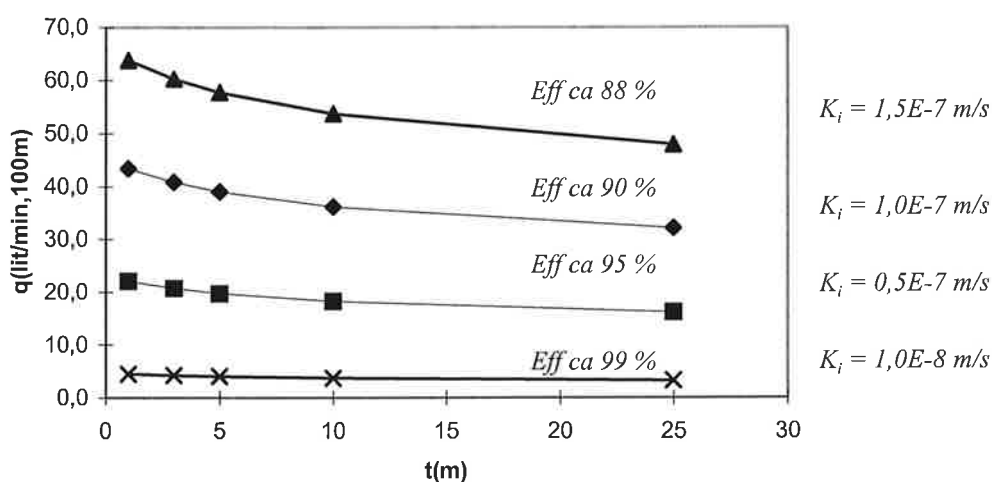
Skinfaktorn beaktar att det sker ett tryckfall vid tunnelperiferin. Denna faktor beror på flera faktorer, såsom spänningsomlagringar och därmed minskad permeabilitet i närområdet, förekomst av en delvis vattenmättad zon, som försvårar vattentillrinning till tunneln genom kapillära krafter och andra fenomen. Värdet på denna faktor har vid undersökningar på Äspö Hard Rock Laboratory bestämts till 3-7. Vid projektförhållanden, avvikande från Äspö, skulle andra värden på skinfaktorn kunna vara möjliga. Skinfaktorn kan antas vara av samma storleksordning i det otätade och som i det tätade fallet.

2.2 Täthetskrav/beräkningsexempel

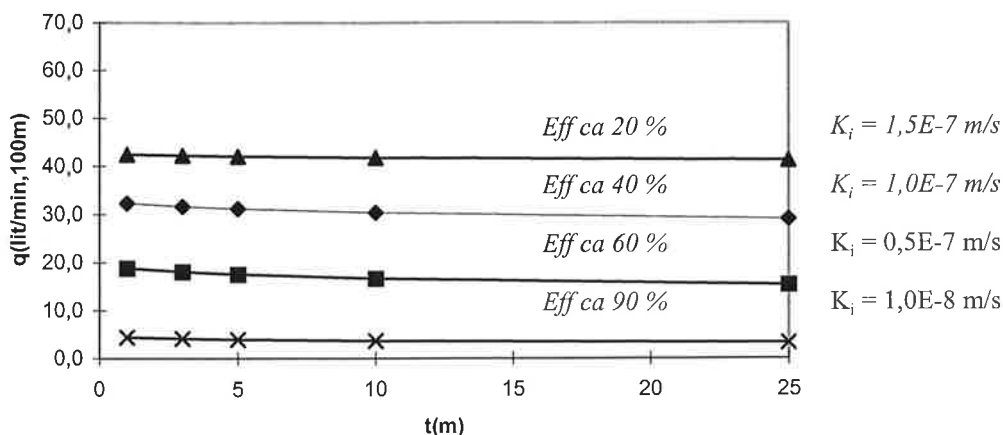
Normala täthetskrav, mätt som vatteninläckage till tunneln, vid svenska projekt är idag är 1-10 liter/minut och 100 m tunnel. Detta ställer ibland stora krav på de utförda injekteringarna. Beroende på bergmassans hydrauliska konduktivitet före injektering, tunnelgeometrin och grundvattentrycket kan dessa krav innebära en tätningseffektivitet på 90 - nästan 100 %, dvs 90 - nästan 100 % av vatteninläckaget till tunneln måste elimineras. Kravet på tätningseffektiviteten beräknas enligt Ekvation 2.3.

$$\text{Krav på tätningseffektivitet (\%)} = 1 - \frac{\text{Krav på täthet efter injektering}}{\text{Inläckning utan injektering}} \quad (2.3)$$

För att uppnå kravet på tätningseffektivitet och därmed också täthetskravet krävs att en tillräckligt tät zon erhålls runt tunnelperiferin. Enligt teorin, som presenterades i det föregående avsnittet, är det två egenskaper hos den injekterade zonen, som påverkar vatteninläckaget till en injekterad tunnel. Dels tjockleken på den injekterade zonen och dels den hydrauliska konduktiviteten på zonen. Storleken på den uppnådda konduktiviteten kan bero på hur injekteringsmedlet tränger in i samt fyller ut sprickorna i en bergmassa, vilket i sin tur beror på bergmassans egenskaper samt den använda injekteringsmetodiken. Övriga faktorer som påverkar vatteninläckaget efter injektering är grundvattentrycket och tunnelgeometrin. Vid djupt förlagda tunnlar kan även bergmassans ursprungliga konduktivitet ha betydelse. I de följande beräkningsexemplen, vilka redovisas i Figur 2.2-2.3, åskådliggörs hur vatteninläckaget i två injekterade djupt förlagda tunnlar påverkas av tjockleken på den injekterade zonen samt den hydrauliska konduktiviteten på zonen. Skillnaden mellan de två exemplen är att den hydrauliska konduktiviteten i den oinjekterade bergmassan är olika. I samtliga beräkningar har en skinfaktor på 4 använts. I figuren redovisas även vilken tätningseffekt (eff) som uppnåtts.



Figur 2.2. Vatteninläckage i djupt förlagd injekterad tunnel, $H=50$, $R=5$, $K=1,7 \cdot 10^{-6}$, inläckningen efter injektering beräknad med Ekvation 2.2. Wateringress to a deep located tunnel, $H=50$, $R=5$, $K=1,7 \cdot 10^{-6}$, water ingress after grouting is calculated with Equation 2.2



Figur 2.3. Vatteninläckage i djupt förlagd injekterad tunnel, $H=50$, $R=5$, $K=1,7 \cdot 10^{-7}$ inläckningen efter injektering beräknad med Ekvation 2.2.
Wateringress to a deep located tunnel, $H=50$, $R=5$, $K=1,7 \cdot 10^{-7}$, water ingress after grouting is calculated with Equation 2.2

Egenskaperna hos den injekterade zonen som påverkar storleken på vatteninläckaget är som nämnts tidigare, dels tjockleken på zonen och dels dess hydrauliska konduktivitet. Beräkningarna visar att den dominerande egenskapen är den hydrauliska konduktiviteten hos den injekterade zonen och att tjockleken på zonen har en mindre betydelse. Vid höga krav på täthet kan konduktiviteter ned till $1 \cdot 10^{-8}$ m/s, i vissa fall ännu lägre, erfordras hos den injekterade zonen. På samma sätt som i det otätade fallet har grundvattentrycket stor inverkan på vatteninläckaget efter injektering. Bergmassans ursprungliga konduktivitet visar sig ha en viss inverkan, men vid en minskande konduktivitet hos den injekterade zonen avtar den ursprungliga konduktivitetens betydelse. Däremot påverkar den ursprungliga konduktiviteten kravet på tätningseffektivitet, på grund av att vatteninläckaget innan injektering förändras. Andra värden på skinfaktorn påverkar storleken på vatteninläckaget men inte det tidigare faktum att konduktiviteten hos zonen är den mest dominerande faktorn, när det gäller att minska vattenflödet.

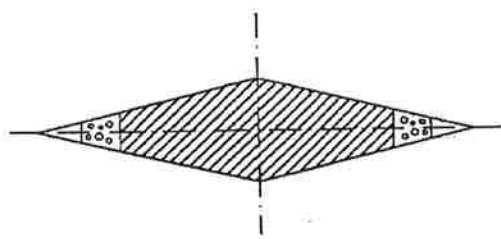
3 Geologi och Geohydrologiska förhållanden som påverkar tätheten

3.1 Bergmassan och dess spricksystem

Ur många ingenjörsmässiga aspekter är sprickorna, deras vidd, frekvens och riktning, den viktigaste parametern att beakta. Detta gäller även för vattentransport i berg och möjligheterna att täta berget med injektering. Sprickorna kan ur täthetssynpunkt indelas i vattenförande och täta. Av de vattenförande kan en del anses vara åtkomliga för injekteringsbruk. En spricka är vattenförande om den är öppen och står i förbindelse med andra sprickor. Vattenförande sprickor kan i sin tur vara olika mycket konduktiva beroende på sprickvidd och eventuellt fyllnadsmaterial. Det faktum att man i en

bergmassa kan uppnå ett resultat med en injektering, utförd med en viss teknik och ett visst bruksval, betyder inte att man får det i en annan bergmassa även om teknikval och bruksval är desamma.

Flödet av vatten i bergmassan och i det enskilda sprickplanet har studerats i flera undersökningar. Populärt är att beskriva flödet i sprickplanet som kanaliserat (Hakami, 1995; Piggott & Elsworth; Nordqvist, 1995; m fl). I bergmassan kan dessutom i vissa fall stora flöden uppträda i skärningslinjen mellan två sprickplan (Hakami, 1995; Nordqvist, 1995). Det intressanta med kanalteorin är ur täthetssynpunkt dock inte huruvida vattenflödet sker i kanaler eller ej utan vilken täthet som kan uppnås i utrymmet mellan två kontaktytor. Då cementkornen ej kan tränga in i lika små vidder som vattnet förblir en viss yta otätad med ett resulterande flöde som följd. Figur 3.1 nedan illustrerar detta.



Figur 3.1 Tätad del av kanal mellan kontaktytor i ett sprickplan (Pusch et al, 1991)
Sealed part of channel between contact areas in a fracture plane

I planet kan dessutom delar av sprickplanet, även då det har tillräcklig vidd, förbli otätad på grund av att bruket ej når den delen. Den yta av sprickplanet som förblir otätad är tillgänglig för vattenflöde.

De vattenförande sprickorna utgör vägar för vatten och avgörande för mängden vatten är sprickvidden. Den välkända "cubic law" illustrerar sprickviddens betydelse för vattenflödet i en enskild spricka, se Ekvation 3.1. "Cubic law" är giltig för flöde mellan två parallella plattor.

$$Q = -\frac{\rho g}{\mu} \frac{Wb^3}{12} i \quad (3.1)$$

där

Q = flödet

ρ = densiteten

W = bredd

b = sprickvidden

μ = viskositet

i = hydraulisk gradient

Gustafson (1986) redovisar transmissiviteten för en vattenförande spricka i borrhålet som:

$$T = \frac{b^3 \rho_w g}{12 \mu_w f} \quad (3.2)$$

f = råheten, satt till 1

Införandet av transmissiviteten förenklar "Cubic law" till:

$$Q = -WT_i \quad (3.3)$$

3.2 Vattenflöde och täthet

Att täta bergmassans alla konduktiva delar och därmed helt förhindra vatteninflöde till exempelvis en tunnel kan påvisas vara mycket svårt. Det kan dessutom i en praktisk injekteringssituation vara svårt att överhuvudtaget komma åt partier av bergmassan vilket ytterligare försvårar arbetet.

Flödet av vatten och möjligheten att täta med injekteringsbruk bestäms båda till stor del av flödesvidden. Det är av denna anledning intressant att studera vilka sprickvidder som finns och deras fördelning. Det enskilda sprickplanets sprickvidd beskrivs bland annat av Hakami (1995) som lognormalfördelat.

Fördelningen av samtliga sprickors medelsprickvidder i bergmassan är inte lika utredd men sannolikt är att de varierar, likt det enskilda sprickplanet, med en lognormal fördelning samt en stor andel icke konduktiva eller täta sprickor (Nordqvist, 1995). Om "cubic law" modellen som beskrevs ovan anses vara representativ för flödet av vatten i ett sprickplan är sprickviddsfördelningen runt en tunnel av avgörande betydelse för inflödet.

Flödet till en tunnel, som beroende av sprickvidden, antas vara möjligt att beräkna med Ekvation 3.2, som är "cubic law" kompletterad med antalet sprickor (γ).

$$Q = \sum (-WT_i \cdot \gamma_i) \quad (3.4)$$

där

Q = flöde

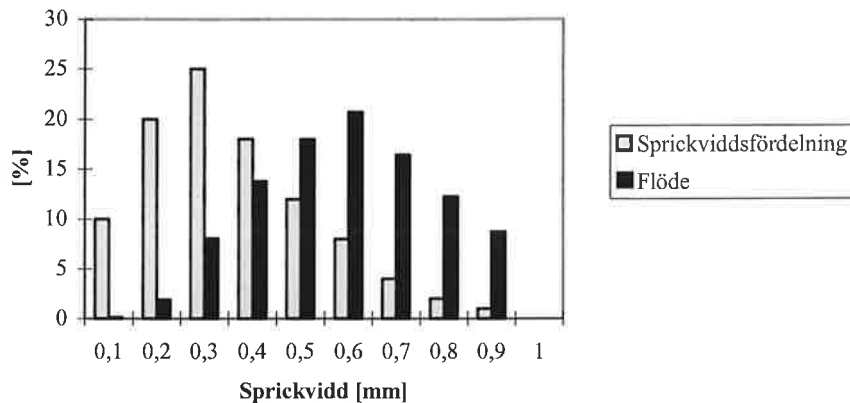
W = bredd (satt till 1)

T_i = transmissiviteten (enligt Ekv. 3.2)

i = hydraulisk gradient

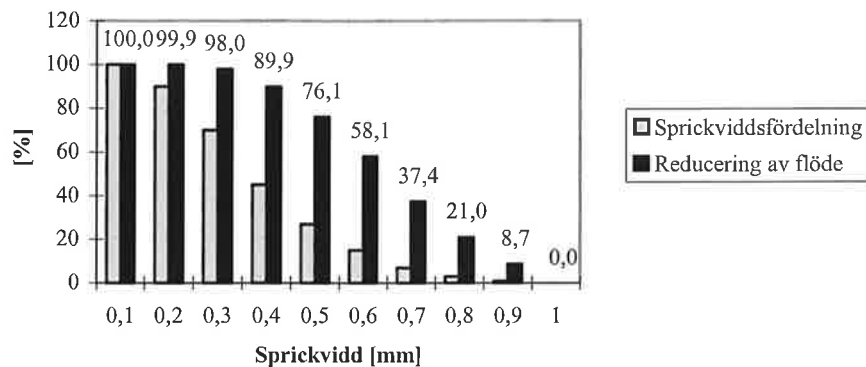
γ_i = antal sprickor

I Figur 3.2 visas hur stor del av flödet till en tunnel som kommer från olika sprickvidder vid en antagen sprickviddsfördelning. Fördelningen skall primärt likna fördelningen av konduktiva sprickor i bergmassan. I det exempel som illustreras av figuren sker den största delen av flödet i sprickor med ca 2 ggr medelsprickvidden. Detta beror på den sammanlagda effekten av antal sprickor i intervallet och sprickvidden.



Figur 3.2 Illustrering av flöde som funktion av sprickvidd för ett hypotetiskt exempel av viddfördelning
Illustration of flow as a function of fracture aperture for a hypothetical example

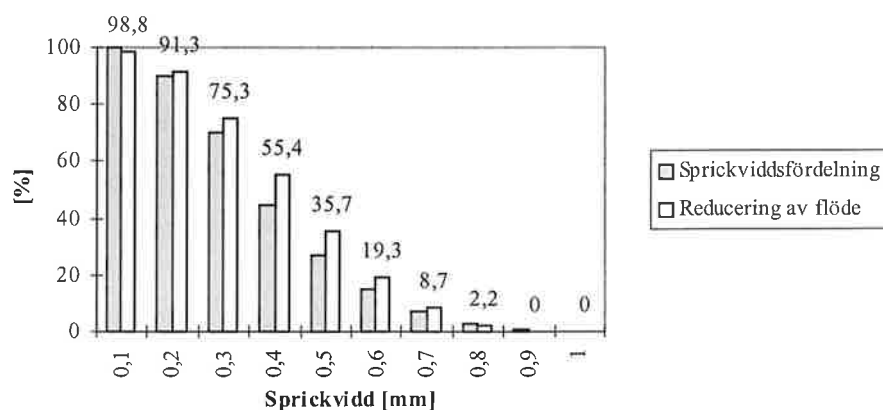
Vilken betydelse får då en tätning av de större konduktiva delarna av en bergmassa ? Om vi förutsätter att en spricka som är åtkomlig för bruk tätas helt, kan tätningseffekten av en injektering beräknas genom att sätta sprickvidden till noll. Figur 3.3 nedan visar i kumulativa värden hur stor reduktion av flödet som erhålls då sprickor ner till en viss vidd tätas helt. För att t ex uppnå en ca 60% reduktion av inflödet (se Figur 3.3) måste därmed sprickor med vidd ner till 0,6 mm tätas och det förutsätts då att sprickor med en vidd på 0,6 mm och överstigande tätas av injekteringen och att övriga sprickor förblir otätade.



Figur 3.3 Reducering av flödet genom tätning av vissa sprickor
Flow reduction by sealing of some fractures

Det framgår av figuren att med den sprickviddsfördelning som antagits är det relativt "lätt" att uppnå en reduktion av inflödet med ca 90%. Att ytterligare reducera flödet kräver att även sprickor med den minsta sprickvidden men med den största frekvensen måste tätas. Även om sprickvidderna är fingerade och dess fördelning varierar från ett studerat fall till ett annat är illustrationen tydlig över vilka problem som kan uppkomma om bergmassan har vattenförande sprickor med vidder under vad bruket kan penetrera.

Enligt den tidigare diskussionen kan det antas att sprickplanet endast tätas partiellt. Detta dels beroende av kanalernas geometri och att vissa ytor på sprickplanet ej kan nå av bruket. I Figur 3.4 är sprickvidden i det tidigare exemplet reducerad med avseende detta. Det har alltså förutsatts att de delar av sprickplanet med en vidd överstigande ett visst värde tätats men att resten är öppet för flöde. Om exempelvis bruket kan penetrera ner till 0,4 mm vidd, reduceras samtliga sprickvidder överstigande detta till 0,4 mm. I figuren framgår att för att reducera flödet med ca 90% krävs att alla sprickvidder reduceras till 0,2 mm.



Figur 3.4 Reducering av flödet genom tätning av sprickorna ner till en viss vidd
Flow reduction by sealing fractures down to a certain aperture

Det visar sig med denna illustration att om hänsyn tas till att bruket ej tätar sprickplanet helt krävs att ytterligare finare sprickor tätas för att uppnå samma tätningseffekt.

För att på något sätt kunna uppskatta den konduktivitet som representerar bergmassans spricksystem utförs olika hydrauliska mätningar, exempelvis vattenförlustmätningar i borrhål. Den grundläggande principen är att flödet av vatten mäts vid ett visst tryck. Flödet enligt "cubic law", Ekvation 3.2, är proportionellt mot transmissiviteten. Jansson (1998) redovisar att transmissiviteten är en summa av samtliga vattenförande sprickors transmissivitet, som i hans fall alla är lika. Därigenom blir det klart att flödet är proportionellt mot summan av de enskilda sprickornas konduktivitet. Det exempel som redovisats förut kan nu kompletteras med en beräkning av den hydrauliska konduktiviteten. Konduktiviteten i ett borrhål med samma sprickfrekvens som i det tidigare exemplet beräknas under förutsättning att transmissiviteten divideras med borrhåls längden, L.

$$K = \frac{1}{L} \sum \gamma_i T_i \quad (3.5)$$

där

L = Borrhåls längden

γ_i = antal sprickor med i

T_i = transmissiviteten (enligt Ekv. 3.2)

Resultatet för det otätade fallet är $5,3 \cdot 10^{-6}$ m/s vilket innebär att bergmassan är mycket genomsläpplig så som fallet är stipulerat. I Tabellerna 3.1 och 3.2 redovisas vilka konduktiviteter som erhålls vid en fullständig eller partiell tätning av sprickor till en viss vidd.

*Tabell 3.1 Illustrering av konduktiviteten efter tätning av vissa sprickor
Illustration of conductivity after sealing of some fractures*

Sprickvidd [mm]	0,2	0,4	0,6	0,8
Reducering av flödet	99,9%	90%	60%	20%
Konduktivitet [m/s]	$6,3 \cdot 10^{-9}$	$5,3 \cdot 10^{-7}$	$2,2 \cdot 10^{-6}$	$4,2 \cdot 10^{-6}$

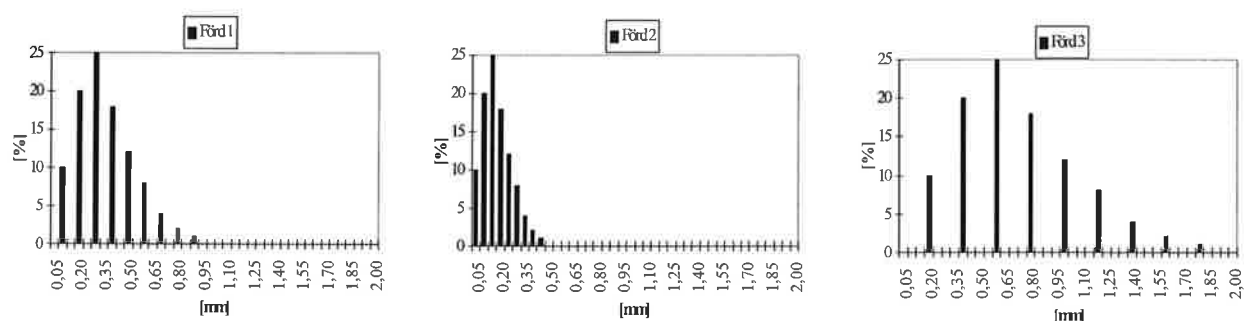
Vi ser att den 90% reducering av flödet kräver en reducering av konduktiviteten från $5,3 \cdot 10^{-6}$ m/s till $5,3 \cdot 10^{-7}$ m/s. Siffrorna i tabellen kan jämföras med beräkningarna i Kapitel 2 som gav att höga täthetskrav kan kräva konduktiviteter på ner till $1 \cdot 10^{-8}$ m/s. Samma jämförelse görs med en partiell tätning av sprickplanen.

Tabell 3.2 *Illustrering av konduktiviteten efter partiell tätning ner till viss sprickvidd*
Illustration of conductivity after sealing of fractures down to a certain aperture

Sprickvidder [mm]	0,2	0,4	0,6	0,8
Reducering av flödet	91%	55%	20%	3%
Konduktivitet [m/s]	$4,6 \cdot 10^{-7}$	$2,3 \cdot 10^{-6}$	$4,2 \cdot 10^{-6}$	$5,1 \cdot 10^{-6}$

För fallet med partiell tätning erhålls, om sprickvidder reduceras till 0,2 mm, en 91% reducering av flödet och en konduktivitet på $4,6 \cdot 10^{-7}$ m/s.

Bergmassans egenskaper skiftar kraftigt och därmed också konduktiviteten och möjligheterna att täta effektivt. Figur 3.5 illustrerar tre olika antagna bergmassor där det förutsätts att "Förd 2" är finsprickig med många sprickor och "Förd 3" är grovsprickig med ett färre antal sprickor. Kurvan "Förd 1" är samma som i de tidigare exemplen. Fördelningarna är konstruerade så att samma konduktiviteter erhålls genom att anpassa antalet sprickor.



Figur 3.5 *Illustrering av antagna sprickviddsfördelningar*
Illustration of assumed aperture distributions

I Tabell 3.3 redovisas de olika sprickfördelningen, sprickfrekvens och bergmassans porositet för de olika fallen.

Tabell 3.3 Redovisning av sprickviddsfördelningarna
Presentation of three assumed aperture distributions

Fördelning	Max sprickvidd [mm]	Min sprickvidd [mm]	Antal sprickor/m [st/m]	Teoretisk Porositet [%]
1	1	0,1	0,1	0,036
2	0,5	0,05	0,8	0,143
3	2	0,2	0,0125	0,009

Porositeterna i Tabell 3.3 kan jämföras med sekundärporositeten, där det huvudsakliga vattenflödet äger rum, som enligt Gustafsson (1986) vanligtvis är mellan 10^{-5} och 10^{-3} , dvs 0,01-1 ‰. Brotzen (1990) fann i studier av spårämnesförsök att porositeten för en uppmätt konduktivitet var högre än den teoretiska. Från spårämnesförsöken fann man ett samband enligt Ekvation 3.6.

$$\log p = 0.17 \cdot \log K - 1,7 \pm 0,3 \quad (3.6)$$

där

p = porositet

K = konduktivitet

I Tabell 3.4 och 3.5 redovisas konduktiviteterna efter tätning av samtliga sprickor med en viss vidd respektive tätning till vissa sprickvidder för de olika sprickfördelningarna. Med hjälp av tabellerna framgår det att för att reducera flödet med 90% resp 99% krävs tätning av sprickorna till olika vidder.

Tabell 3.4 Reducering av flödet för de olika sprickfrekvenserna under förutsättning av tätning av vissa sprickor
Flow reduction for three different aperture distributions by sealing some fractures

Sprickfördelning	K före [m/s]	b för att nå 90% reducering [mm]	K (90%) [m/s]	b för att nå 99% reducering [mm]	K (99%) [m/s]
Förd 1	$5,3 \cdot 10^{-6}$	0,40	$5,3 \cdot 10^{-7}$	~0,14	$5,3 \cdot 10^{-8}$
Förd 2	$5,3 \cdot 10^{-6}$	0,20	$5,3 \cdot 10^{-7}$	~0,07	$5,3 \cdot 10^{-8}$
Förd 3	$5,3 \cdot 10^{-6}$	0,8	$5,3 \cdot 10^{-7}$	~0,29	$5,3 \cdot 10^{-8}$

Tabell 3.5 Reducering av flödet för de olika sprickfrekvenserna under förutsättning av partiell tätning ner till vissa sprickvidder
Flow reduction for three different aperture distributions by sealing fractures down to a certain aperture

Sprickfördelning	K före [m/s]	b för att nå 90% reducering [mm]	K (90%) [m/s]	b för att nå 99% reducering [mm]	K (99%) [m/s]
Förd 1	$5,3 \cdot 10^{-6}$	0,22	$5,8 \cdot 10^{-7}$	0,10	$6,3 \cdot 10^{-8}$
Förd 2	$5,3 \cdot 10^{-6}$	0,11	$5,8 \cdot 10^{-7}$	0,05	$6,3 \cdot 10^{-8}$
Förd 3	$5,3 \cdot 10^{-6}$	0,44	$5,8 \cdot 10^{-7}$	0,20	$6,3 \cdot 10^{-8}$

Att reducera flödet i olika bergmassor kan alltså vara olika svårt beroende på sprickviddsfördelningen och antal vattenförande sprickor. "Förd 2" och "Förd 3" har samma ursprungliga och samma resulterande konduktivitet men möjligheterna att tätta "Förd 3" torde vara mycket större. Liknande resultat visas också i (Pusch, 1993), där det teoretiskt visas att vid en och samma konduktivitet hos en spricka, med kanaler enligt Figur 3.1, kan en större täthet erhållas vid få kanaler med stora vidder än vid många kanaler med små vidder.

Volymsåtgången följer med nödvändighet porositeten och av de tre fördelningarna är volymsåtgången minst i fallet med ett fåtal vida sprickor, dvs fördelning 3. Beräknade volymer skulle emellertid med bakgrund av Brotzen (1990) enligt Ekvation 3.6 bli betydligt högre.

4 Egenskaper hos ett cementbaserat bruk som påverkar tätheten

4.1 Egenskaper hos cementbaserade injekteringsmedel

För att få ett så bra injekteringsresultat som möjligt är det önskvärt med vissa specifika egenskaper hos injekteringsmedlet. Dessa egenskaper är oberoende av om injekteringsmedlet är cementbaserat eller kembaserat. För att erhålla en god inträngning och utfyllnad i sprickorna kan ett bra injekteringsmedel antas karaktäriseras av:

God inträngningsförmåga

God sprickutfyllnad

Härdar snabbt och utan krympning

Inträngningsförmågan för ett cementbaserat injekteringsmedel och därav injekteringsresultatet påverkas främst av strömningsegenskaperna (viskositet och flytgräns), stabilitet (mot vattenseparation) och cementpartiklarnas storlek (Håkansson,

1993). Filtrering vid trånga passager antas också ha stor inverkan på inträngningen. Sprickutfyllnaden kan förväntas bero på stabiliteten (mot separation) och cementpartiklarnas storlek.

4.2 Inträngning och utfyllnad i sprickor

Vilka sprickor kan penetreras?

Enligt (Kutzner 1996), är det möjligt att med ett stabilt cementbaserat bruk penetrera bergsprickor med en öppning ned till 0,1 mm. I (Pusch, 1993) har studier visat att cementbruk även kan tränga in i sprickor ned till 0,05 mm med bibehållen god sprickutfyllnad. Vanligt är att cementtillverkarens produktblad anger en minsta sprickvidd som kan penetreras med respektive cement. Detta värde har oftast framtagits genom tumregeln som säger att sprickor kan injekteras om de är 3 gånger bredare än det material som skall injekteras. Dock kvarstår frågan om en penetrerad spricka är tätad eller ej.

Vilken hydraulisk konduktivitet kan uppnås ?

Enligt (Vägverket, 1993) finns erfarenheter från tunnelprojekt, som pekar på att man med normal cementinjektering med injekteringscement utan speciella tillsatser kan erhålla en täthet på den injekterade zonen på ca $0,5-1,5 \cdot 10^{-7}$ m/s. Vilken konduktivitet bergmassan hade innan injektering på dessa projekt framkom emellertid inte. För ytterligare täthet anses att speciell cementinjektering eller kemisk injektering krävs. Liknande erfarenheter visas i (Kutzner 1996) där det anges att en reducering av den initiella konduktiviteten med en faktor tio kan uppnås vid injektering med cement. Den lägsta konduktiviteten, som kan uppnås, är emellertid $5 \cdot 10^{-8} - 5 \cdot 10^{-7}$ m/s, vilket är i överensstämmelse med erfarenheter redovisade i (Vägverket 1993). Undersökningar vid Stripa-projektet (Pusch et al, 1991) visade att det, med finmalt cement och dynamisk injektering var möjligt att reducera den hydrauliska konduktiviteten ytterligare, från ca 10^{-8} till 10^{-9} .

Vilken utbredning kan erhållas på den injekterade zonen ?

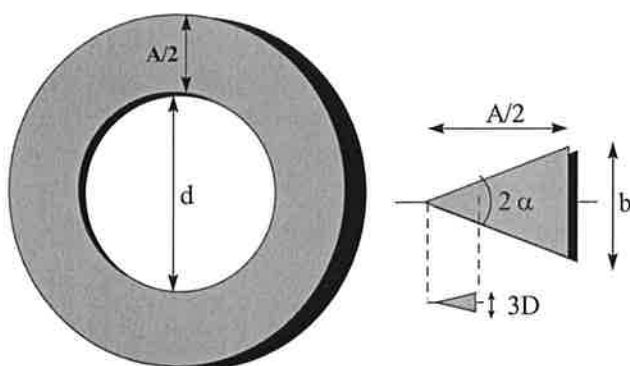
Normalt krävs att tjockleken på den injekterade zonen ska vara större än 3-5 m. Denna gräns är satt för att minimera skador på den injekterade zonen till följd av bergbultning och sprängning. Vilken tjocklek, som erhållits i praktiken är dåligt undersökt. På Äspö-projektet gjordes en del studier, vilka genom borrhningar visade på en spridning av injekteringsmedel mellan 5-30 meter mätt från tunnelperiferin (Rhen, Stanfors, 1993).

Hur fylls en spricka med bruk ?

Sprickkanalen där bruksströmning sker kan i en generaliserad modell (Pusch et al 1991) beskrivas som en romboid (se Figur 3.1 och 4.2). De tunnare kanalerna kan fyllas ut med bruk i de områden som överstiger 30 μ m, i områden med en tjocklek på 10-30 μ m

kommer utfyllningen att bli inhomogen och porös. De trängsta sektionerna kommer dock att förbli ofyllda.

Den del av sprickan som är öppen för flöde är enligt Moreno (1988), så liten som 10 % eller mindre av det totala sprickplanet. Enligt Abelin et al (1985) är endast 5-20 % av sprickplanet öppen för flöde. Det fria avståndet som finns mellan områden där flöde ej kan antas ske, här kallade täta öar, i ett sprickplan kan beräknas med hjälp av antagandet om sprickplanets totala öppenhet för flöde och antagandet att öarna fördelar sig jämt i hela sprickplanet. Kring varje ö kan den utfyllda volymen beräknas genom att betrakta volymen som en avfasad "ananasskiva" se Figur 4.1.



Figur 4.1 Volymen runt en kontaktyta betraktad som en "avfasad ananasskiva"
The volume around a contact area modelled as a "pineapple slice"

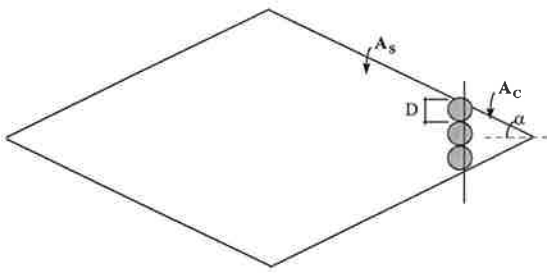
Parametrar	Beskrivning
A	Fritt avstånd mellan öar
d	Diametern på en ö
b	Sprickvidden
D	Cementkornets diameter
N	Antalet öar
α	Sprickvinkeln, $\tan(\alpha) = b/A$
V_s	Hela volymen
V_c	Den ofyllda volymen

Volymerna, V_s (Hela volymen) och V_c (Den ofyllda delen) kan då beräknas enligt formler:

$$V_s = \frac{\pi \cdot N \cdot b}{2} \left(\left(\frac{d}{2} + \frac{A}{2} \right)^2 - \left(\frac{d}{2} \right)^2 \right) \quad (4.1)$$

$$V_c = \frac{\pi \cdot N \cdot (3 \cdot D)}{2} \left(\left(\frac{d}{2} + \frac{3}{2} \cdot D \cdot \frac{1}{\tan(\alpha)} \right)^2 - \left(\frac{d}{2} \right)^2 \right) \quad (4.2)$$

Den andelen av sprickan som efter injektering är ofylld kan beräknas om vissa antaganden beträffande geometri och bruksspridning görs. Om man antar andelen av sprickplanet som är öppet till 12,5 % och tumregeln att sprickor behöver vara 3 gånger bredare än det material som skall injekteras för att inträngning i sprickan skall vara möjlig, kan de outfyllda sektionerna, A_c , beräknas för olika bruk och sprickvidd se Figur 4.2. En begränsning med beräkningarna är att cementen betraktas som ensgraderat, vilket avviker från de verkliga förhållandena. Som randvillkor gäller också att $b \geq 3 \cdot D$.



Figur 4.2 Area beräkning av randområdet
Calculation of non sealed section area in a channel

Den totala arean som är öppen och arean av randområdet kan beräknas med ekvation 4.3 och 4.4. Ekvationerna beaktar även arean av cementkornen.

$$A_s = b \cdot \frac{A}{2} \quad (4.3)$$

$$A_c = \frac{3}{8} D^2 \left(\frac{6}{\tan(\alpha)} - \pi \right) \quad (4.4)$$

Tabell 4.1 Volymen och arean av randområdet i förhållande till hela området, beräknad på en sprickvidd på 1,00 mm
Volume and area of non sealed parts of the channel in relation to the whole channel calculated with an aperture of 1 mm

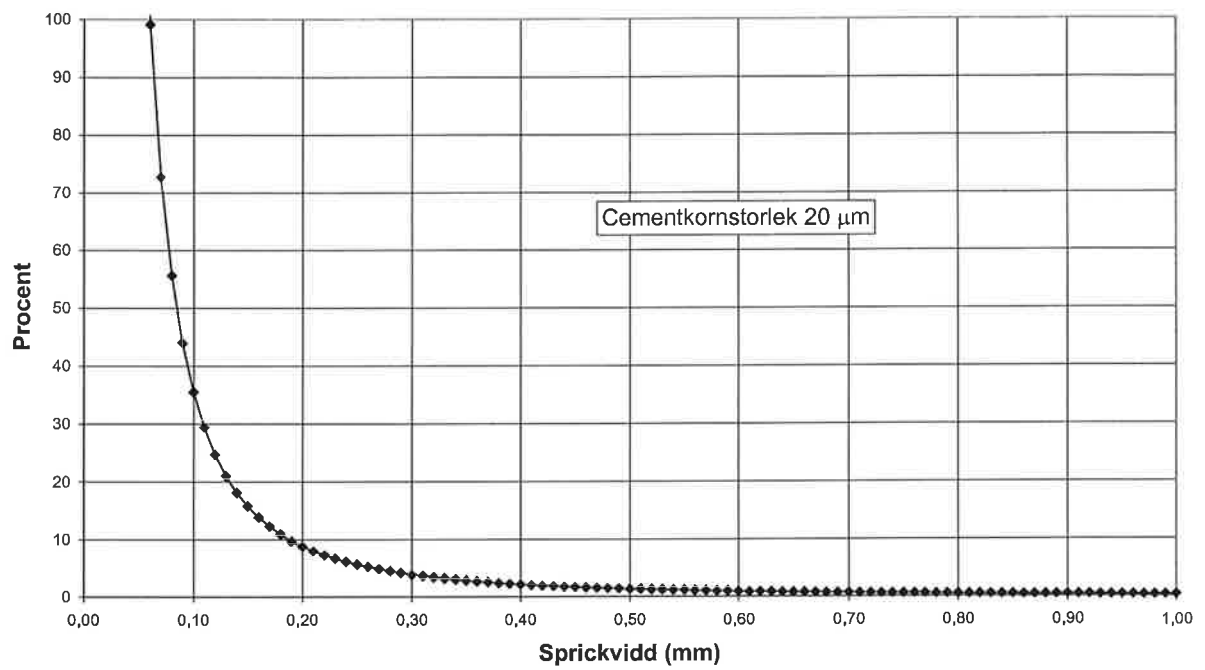
Cement korn diameter mikrometer	10	15	20	50	100
Sprickvidd (mm)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Procentuell del utfylld Volym	0,09	0,19	0,35	2,17	8,73
Procentuell del utfylld Area	0,08	0,17	0,31	1,92	7,70

Som framgår av Tabell 4.1, är den del som ej kan fyllas ut med bruk, vid större sprickvidder, väldigt liten i förhållande till den totala arean, när vi använder oss av kornstorlekar i samma storleksordning som normala injekteringscement. För ett cement med kornstorlek på t ex 50 µm kommer endast ca 2 % av volymen att bli utfylld på grund av randeffekten. Således är randeffekten ingen anledning till att injektera med finare malda cement om sprickvidden är en millimeter eller större. Om däremot små sprickvidder, mindre än 0,05 mm (Pusch 1991) används, kommer randeffekten att bli påtaglig. För cement med en kornstorlek på 10 µm och vid en sprickvidd på 0,05 mm, kommer ca 35 procent av sprickan att förbli utfylld efter injektering, se Tabell 4.2. Det kan konstateras att andel utfylld volym och area är i det närmaste lika. Skillnaden beror sannolikt på att cementkornets area endast beaktades i areaberäkningarna.

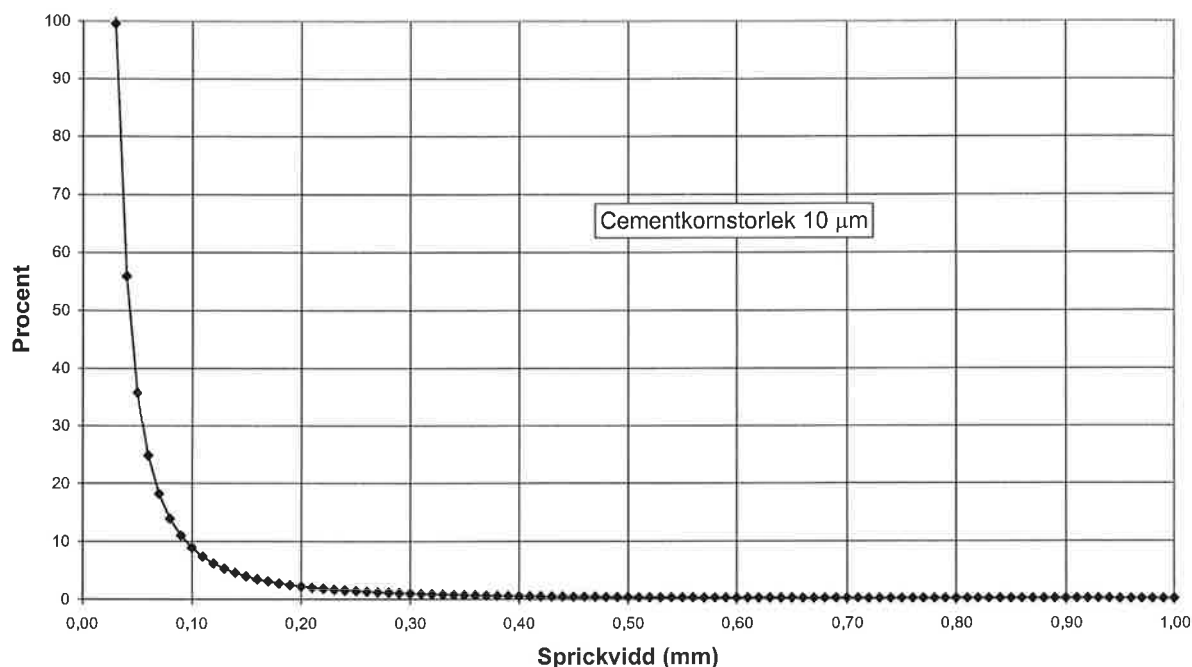
Tabell 4.2 Volymen och arean av randområdet i förhållande till hela området, beräknad med en sprickvidd på 0,05 mm
Volume and area of non sealed parts of the channel in relation to the whole channel calculated with an aperture of 0,05 mm

Cement korn diameter mikrometer	5	10	15	20
Sprickvidd (mm)	0,05	0,05	0,05	0,05
Procentuell del utfylld Volym	8,73	35,38	80,65	>100
Procentuell del utfylld Area	8,93	35,74	80,41	>100

Möjligheten att täta en spricka varierar således med sprickvidden. I Figur 4.3 visas möjligheten att med samma kornstorlek 20 µm täta en spricka av varierande vidd och i Figur 4.4 visas arean av randområdet i förhållande till hela området, beräknad med varierad sprickvidd och konstant kornstorlek 10 µm.



*Figur 4.3 Andel av sprickkanalens area som förblir otätad på grund av randeffekten vid olika sprickvidder och konstant kornstorlek 20 μm .
Part of channel area that remains unsealed at different apertures and a constant grain size of 20 μm .*

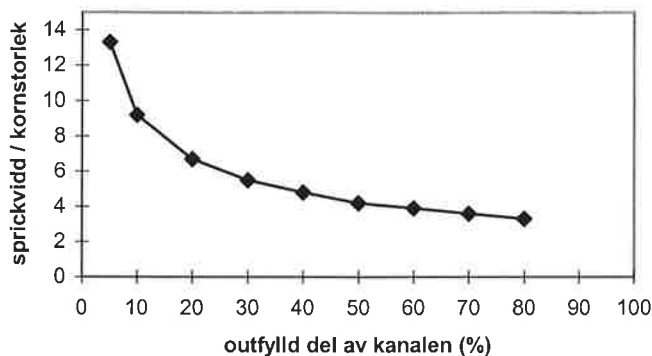


*Figur 4.4 Andel av sprickkanalens area som förblir otätad på grund av randeffekten vid varierad sprickvidd och konstant kornstorlek 10 µm.
Part of channel area that remains unsealed at different apertures and a constant grain size of 10 µm.*

I Figur 4.3 och 4.4 visas att man för att erhålla en utfylld del av kanalen på maximalt ca 10 procent, krävs att sprickvidden är ca 10 gånger större än kornstorleken. Vid mindre sprickvidder ökar andelen utfylld area snabbt.

För att kunna göra en bedömning av hur stor andel utfylld del av kanalen som bör eftersträvas, görs en jämförelse med resultaten i Kapitel 3. Från dessa resultat kan konstateras att vid antagande om att sprickan är planparallell, täthetskrav höga och tätningen sker partiellt ned till en viss sprickvidd, kan vidden behöva reduceras med upp till 90 %. Vid en sprickviddsreducering med 90 % i den planparallella sprickan erhålls en reducering av flödet med en faktor 1000. Vid antagande om att sprickkanalen har ett kvadratisk tvärsnitt, kan flödet i kanalen också beräknas med "Cubic law". För att erhålla en reducering av flödet i kanalen motsvarande den i den planparallella sprickan får den utfyllda delen av kanalen vara högst ca 5 %. Vid partiell tätning av mindre sprickvidder sker en lägre flödesreduktion på grund av en lägre sprickviddsreducering, vilket också innebär att den utfyllda delen av kanalen kan vara större, upp till ca 35 %.

Kvoten mellan sprickvidden och kornstorleken beräknas för olika andel utfylld kanal, Figur 4.15. Dessa kvoter kan jämföras med den vanliga tumregeln, vilken anger att sprickvidden bör vara tre till fem gånger större än maxkornstorleken för att inträngning i en spricka ska vara möjlig.



Figur 4.15 Kvot sprickvidd / kornstorlek vid olika delar utfylld kanal.
Aperture / grain size ratio at different unsealed parts of the channel

Då kravet på den utfyllda delen av kanalen varierar beroende på sprickvidden fås olika kvoter mellan sprickvidd och kornstorlek. Vid större sprickvidder krävs en mindre utfylld del av kanalen, vilket ger högre värden på kvoten.

5 Diskussion och slutsatser

Med dagens höga krav på tillåtet vatteninläckage till en tunnel erhålls i vissa fall höga krav på tätningseffektiviteten vid injekteringen. I vissa fall krävs en reducering av vattenflödet av mer än 99%, t ex vid höga hydrauliska konduktiviteter på den oinjekterade bergmassan och vid höga vattentryck. För att kunna bedöma svårigheten att injektera en bergmassa är en uppfattning om de styrande parametrarna för tätheten av stor betydelse.

Enligt de presenterade teorierna i Kapitel 2 är egenskaperna, hos den injekterade zonen, som påverkar storleken på vatteninläckaget dels tjockleken på zonen dels dess hydrauliska konduktivitet. Beräkningsexempel visade emellertid att den dominerande faktorn är den hydrauliska konduktiviteten. Vid höga krav på täthet kan konduktiviteter på ned till $1 \cdot 10^{-8}$ m/s, ibland lägre, krävas. Den hydrauliska konduktivitet som kan uppnås kan antas bero på hur bruket tränger in i, samt fyller ut sprickorna runt tunnelperiferin. Inträngningen och utfyllnaden kan i sin tur förväntas bero på flera faktorer t ex sprick- och bruksegenskaper, injekteringstryck, skärmgeometri mm. I rapporten har en avgränsning mot sprick- och bruksegenskaper gjorts.

Sprickornas egenskaper och sprickfrekvensen hos bergmassan visades i Kapitel 3 ha betydelse för möjligheterna att effektivt täta. Vid dagens höga krav på reducering av vattenflödet krävs att även de minsta vattenförande sprickorna tätas. Detta kan innebära att sprickor med en vidd mindre än 0,1 mm helt eller delvis måste tätas i en finsprickig bergmassa. Resultaten från beräkningsexemplen visade att vid en och samma

konduktivitet borde det vara svårare att uppnå täthetskravet i en finsprickig bergmassa med ett stort antal sprickor än i en bergmassa med ett fåtal större sprickor

Bruksegenskaperna har stor påverkan på möjligheterna för bruket att tränga in i och fylla ut sprickor i bergmassan, och därigenom erhålla en god täthet. Baserat på de utförda litteraturstudierna verkar en generell uppfattning vara att sprickvidder understigande 0,1 mm svårigen kan injekteras med normal cementinjektering och att lägsta möjliga kvarvarande hydraulisk konduktivitet, som kan uppnås är ca $5,0 \cdot 10^{-8}$ m/s, vilket i vissa fall ej är tillräckligt enligt resultaten i Kapitel 2. Nya cement på marknaden som är mer finmalda kan emellertid möjliggöra inträngning i finare sprickvidder. Baserat på beräkningar i Kapitel 3, konstateras att den maximala sprickvidden, vid höga krav på tätningseffektivitet, måste reduceras med 90 procent. Under vissa antaganden kunde i Kapitel 4 visas att för att erhålla en motsvarande flödesreduktion i en sprickkanal krävs att den utfyllda delen av kanalen är ca 5 % och att sprickvidden är upp till 15 gånger större än kornstorleken. Detta kan jämföras med den vanligt använda tumregeln, som anger att sprickvidder på 3-5 ggr maximal kornstorlek kan penetreras. En del förenklingar har gjorts i beräkningarna, men en slutsats skulle kunna vara att för att erhålla en tillräcklig utfyllnad av sprickan ställs högre krav på finmaldheten hos cementen än det som krävs för att möjliggöra inträngning i sprickan. Det ska emellertid påpekas att samtliga beräkningar är baserade på att cementen i injekteringsmedlet är ensgraderat, vilket inte överensstämmer med verkligheten. Kornstorleksfördelningen kan antas ha stor betydelse både för möjligheten att tränga in i samt fylla ut en spricka. Vidare visar laborationsförsök (Eriksson, 1998) att vid filtrering av cementbruk förändras brukets sammansättning efter förträngningen men med en bibehållen inträngning. Inträngningen och utfyllnaden i en spricka kan således förväntas bero på ett antal faktorer, inte enbart maxkornstorleken.

I de illustrerade beräkningsexemplen visades svårigheten att med normal cementinjektering uppnå dagens höga krav på täthet. En slutsats av rapporten är att i vissa fall kan alternativa tätningmetoder krävas då cementinjektering, dagens teknik och material, har sina begränsningar.

Summary

Today when a tunnel is constructed, it is common to have demands for a low ingress of water, which in some cases results in high requirements on the efficiency of the sealing measures. The demand for impenetrability is often expressed as a maximum allowed amount of water ingress to the tunnel. The demand in Sweden today is frequently set between 1 and 10 litres/minutes and 100 meters of tunnel.

In the light of today's high demands on low water ingress, and experiences from difficult grouting projects, the need to elucidate different important aspects for the sealing effect have arisen.

This article describes some of the aspects influencing the sealing effect around a pre-grouted tunnel. A demarcation has been made by just describing the aspects relating to

geology, hydrogeology and grouting material. Other aspects, relating to the grouting technique, has been left out and are only mentioned briefly in the discussion.

According to the theories, presented in the report, for calculation of water ingress to a tunnel the most important property of the grouted zone around a tunnel is the permeability. Calculation examples show that demands for low water ingress can require permeability values as low as $1 \cdot 10^{-8}$ m/s, sometimes even lower. The permeability of the grouted zone can be assumed to depend on several aspects where of especially the geological and grout properties have been studied.

When having demands for low water ingress and a rock mass with several but narrow fractures, apertures down to 0.05 mm could be necessary to seal. It is shown that for the same permeability, a fine fractured rock mass needs sealing of finer fractures than a rock mass fractured by a few larger ones. When assuming a average penetration length of ten meters in the rock mass, different theoretical volumes of grout are calculated for different aperture distributions. Based on the assumption of aperture distribution and fracture frequency, the maximum grout hole volume could be estimated.

The grout properties have a great influence on the possibilities for the grout to penetrate and fill the fractures and thereby obtain a good sealing effect. The rheological properties are mainly determined by the water cement ratio. A general opinion seems to be that with normal cement grouting, fractures with apertures smaller than 0.1 mm scarcely can be grouted and that a lowest possible permeability of $5.0 \cdot 10^{-8}$ m/s is achievable. A calculation example shows the amount of unfilled fracture parts when grouting with cement. Another example concludes that the maximum aperture, with high demands on the sealing effect, must be reduced with 90 percent. Further more calculations shows that to achieve a fracture filling corresponding this value, a cement grain size of up to 1/15 of the aperture is needed. This results can be compared with the thumb rule which stipulates that apertures 3 to 5 times the maximum grain size can be penetrated.

A conclusion is that, to be able to achieve the demands for low ingress of water with cement grouting, an optimal choice of grout as well as technical performance concerning fan and pressure, is necessary. In some situations alternative methods for sealing may be necessary since cement grouting, with the technique and material available today, has its limitations.

Referenser

- 1 Abelin H., Neretnieks, I., Tunbrant S., and Moreno, L., (1985) Final report of migration in a single fracture: Experimental results and evaluation, Svensk Kärnbränsleförsörjning Technical Report 85-03, Swedish Nuclear Fuel safety Project, Stockholm.
- 2 Brantberger, M., Dalmalm, T., Eriksson, M., Stille, H., (1998), Styrande faktorer för tätheten kring en förinjekterad tunnel, Rapport 3049, Avdelningen för Jord – och Bergmekanik, Institutionen för Anläggning och Miljö, KTH, Stockholm.

- 3 Brotzen. O., (1990), The study of relevant and essential flowpaths, Symposium on Validation of Geosphere Flow and Transport Models, Stockholm.
- 4 Eriksson, M. (1998). Grouting in realistic apertures, Ej färdigställd, Avd. För Jord och Bergmeknik, KTH, Stockholm
- 5 Gustafson, G., (1986). Geohydrologiska Förundersökningar i Berg, BeFo 84:1/86, Stockholm, Sweden
- 6 Hakami, E., (1995). Aperture Distribution of Rock Fractures. Ph D Thesis, Division of Engineering Geology, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- 7 Håkansson, U., (1993), Rheology of fresh cement based grouts, Doctoral Thesis, Stockholm 1993, Royal Institute of Technology
- 8 Janson, T., (1998). Calculation Models for Estimation of Grout Take in Hard Jointed Rock, Doctoral Thesis 1018, Div. Of Soil and Rock Mechanics, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- 9 Kutzner, C., (1996), Grouting of rock and soil, Balkema, Rotterdam/Brookfield, ISBN 90 5410 634 4
- 10 Moreno, L., Tsang Y. W., Tsang C. F., Hale F. V., & Neretnieks, I. (1988), Flow and tracer transport in a single fracture: A stochastic model and its relation to some field observations, Water Resour. Res., 24(12), 2033-2048.
- 11 Nordqvist, A. W., (1995). Discrete Modeling of Solute Transport in Rocks with Variable Aperture Fractures. Doctoral Thesis, Div. of Hydraulic Engineering, Dept. Of Civil and Environmental Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- 12 Pusch, R., Börgesson, L., Karnland, O., Hökmark, H., (1991). Final Report on Test 4 - Sealing of Natural Fine-Fracture Zone, Technical Report 91-26, SKB-Stripa Project, Stockholm, Sweden
- 13 Pusch, R., (1993), Rock Sealing - Strategies. SKB, AR 44-93-002
- 14 Rehn, I, Stanfors, R., (1993), Passage through water-bearing fracture zones-evaluation of investigations in fracture zones NE-1, EW-7 and NE-3, Progress report 25-92-18, SKB
- 15 Vägverket, (1993), Grundvatten, tätning och infiltration-bergtekniska anvisningar för projektering av ringen och yttre tvärleden, ANV 0004, Vägverket

ORTDRIVNING GENOM EN VATTENFÖRANDE FÖRKASTNING I LAISVALLGRUVAN

Tunneling through a ground water leaking fault at the Laisvall mine

Gunnar Rådberg, Boliden Mineral AB
Per Ivar Marklund, Boliden Mineral AB
Gunnar Nyström, Boliden Mineral AB

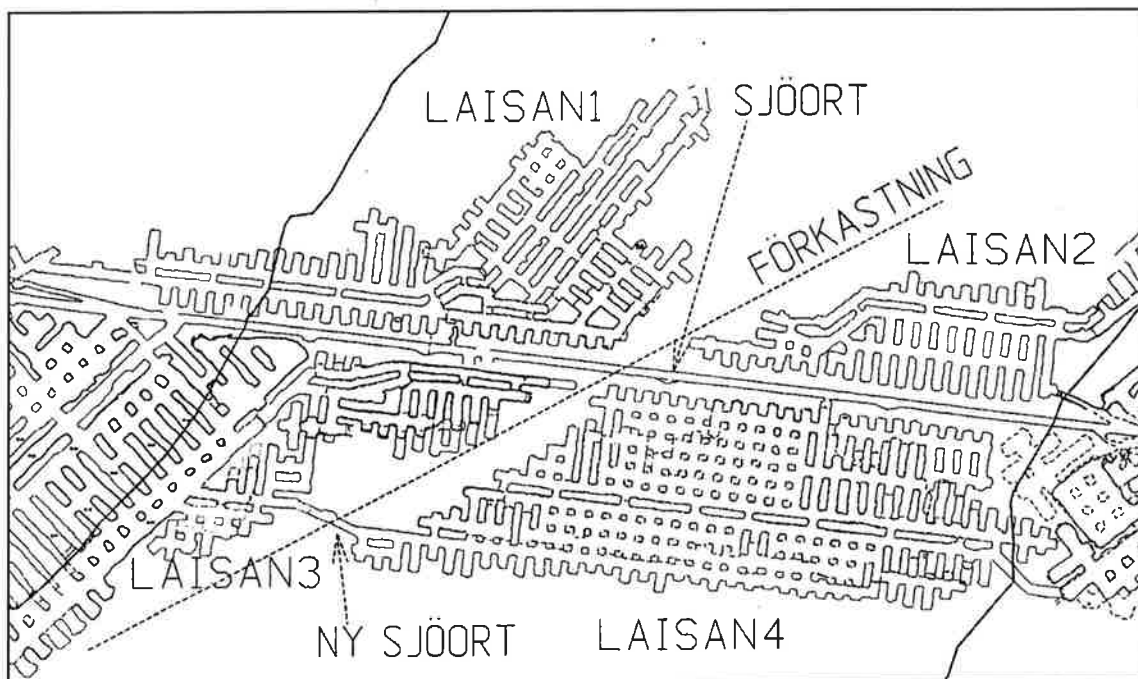
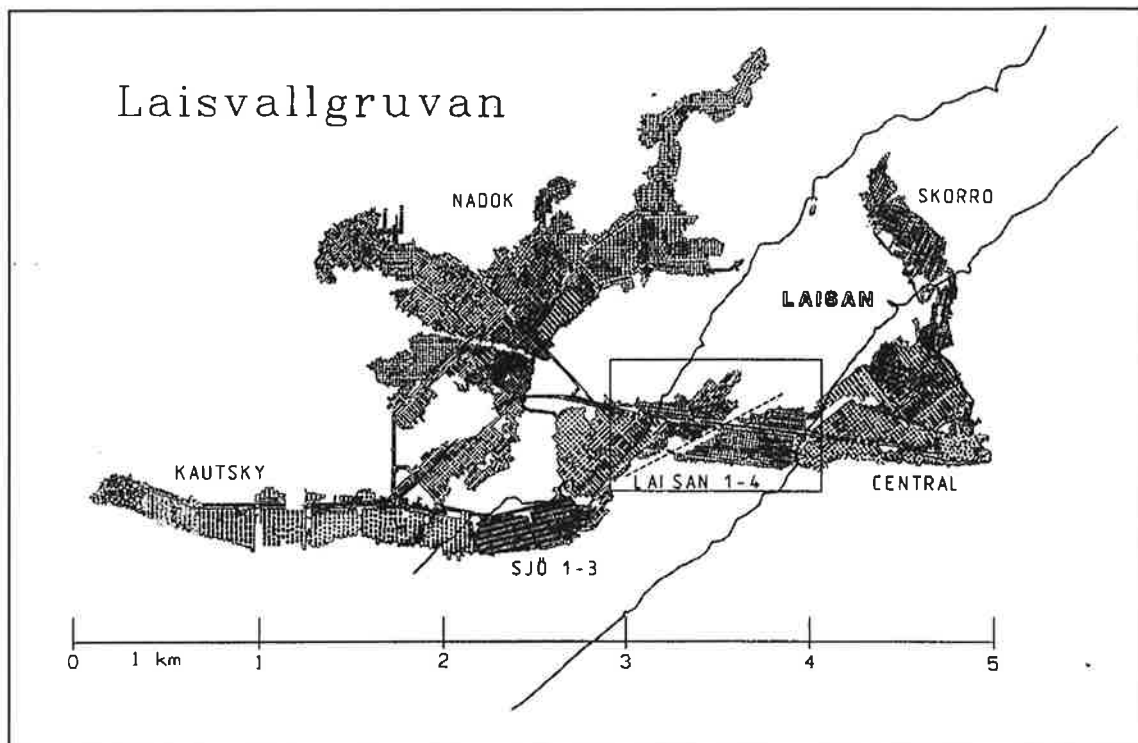
INLEDNING

Laisvallgruvan är en av Europas största bly- och zinkgruvor med en malmproduktion på 1,95 Mton per år. Utöver bly och zink utvinns även silver. Från starten 1943 har cirka 60 Mton malm brutits och nuvarande malmbas medger brytning till och med år 2001.

En stor del av malmproduktionen sker sedan 1993 under sjön Laisan. Fram till 1998 har större delen av malmen under Laisan brutits ut sånär som på ett område runt en kraftigt vattenförande förkastning. Förkastningen delar upp gruvan i en östlig och en västlig del med "Sjöorten" som enda förbindelse (figur 1). När sjöorten drevs 1957 kände man inte till denna förkastning och trots både sondering och injektering gick man på ett vattenflöde på cirka 1350 l/min som helt vattenfyllde orten en tid. Man lyckades aldrig tätta detta utan en pumpstation byggdes och vattnet kom sedan att utgöra vattentäkt för Laisvall samhälle fram till 1996.

En stor del av den återstående malmbasen utgör restbrytning av stora barriärpelare utefter gruvans transportvägar. Runt sjöorten under Laisan finns totalt 700 kton malm som inte kan brytas på grund av transporter och den infrastruktur som är installerad. För att kunna bryta denna malm har därför en ny ort drivits genom förkastningen under Laisan, och all infrastruktur har flyttats.

Vid brytningen under Laisan, och då speciellt i området omkring den vattenförande förkastningen, har flera relativt stora vattenflöden påträffats. Man har därför en god uppfattning om hur vattenflödena uppträder i berget. För att begränsa vattenflödena enligt de krav som gruvbrytningen ställer, har injektering med främst cement tillämpats och tekniken har under åren kontinuerligt utvecklats. Dessa erfarenheter utgjorde en viktig bakgrund vid planeringen av den nya orten, och speciellt för valet av tillvägagångssätt med förinjekterad skärm. I denna artikel beskrivs erfarenheter av vattenflöden, utvecklingen av injekteringstekniken samt planering och genomförande av ortdrivningen.



Figur 1. Laisvallgruvan, horisontalkarta.

Top view of the Laisvall mine.

LAISVALLGRUVAN

Geologi

Malmen uppträder i en kambrisk, kvartsitisk sandsten som indelas i undre och en övre sandsten (figur 2). Dessutom finns också en mellersta sandsten som normalt inte är malmförande. Sandstenarna ligger i ett nästan horisontalt läge med en svag stupning på cirka 3° mot väster. Huvuddelen av malmen förekommer i den undre sandstenen med en största mäktighet av 26 meter. Den övre sandstenen har en största malmmäktighet på 8 meter. Den undre sandstenen innehåller främst blyglans medan den övre sandstenen även innehåller betydande mängder zinkblände.

	Lagerföljd	Mäktighet (m)
~~~~~	Fjällskiffer	20-225
	Svartskiffer	0-50
	Lerskiffer	6-40
oooooooo	Skifferkonglomerat	0,5
	Övre sandsten	6-10
	Mellersta sandsten	6-8
oooooooo	Kvartskonglomerat	0,1
	Undre sandsten	26
	Lerskiffer	6-12
	Arkos	5-9

Figur 2. Laisvallgruvans geologi.

Laisvall mine geology.

### Brytningsmetod

Eftersom malmen har en horisontell utbredning bryts malmen med rum- och pelarbrytning. Detta innebär att malmen bryts med ortdrivning varvid pelare lämnas som stöd för taket. Brytningen sker i två steg, primärbrytning där långa pelarbalkar lämnas mellan orterna, samt restbrytning då genomslag i pelarbalkarna ger slutlig pelardimension. Ortbredden är normalt 10 meter men upp till 15 meter breda orter har brutits. Slutlig pelardimension varierar från 6x6 meter upp till 10x10 meter. Utbrytningsgraden varierar mellan 75-85 %.

## **Strategi vid brytning under Laisan**

En betydande del av malmen i undre sandsten ligger under sjön Laisan. Brytningen startades 1943 på östra sidan av Laisan och kompletterades sedan med brytning från västra sidan sedan sjöorten drivits under sjön 1957.

Fram till 1991 hade endast en mindre, strandnära del av malmen under Laisan brutits. I och med att malmbasen under början av 1990-talet minskade snabbt blev det nödvändigt att även påbörja brytning av resterande del av malmen under sjön. En mindre del av malmen har sitt utgående i botten på sjön men det största tonnaget har en bergtäckning på minst 20 meter.

Efter geohydrologiska, och bergmekaniska utredningar 1991-1993 beslöts det att brytningen kunde utföras under sjön med en minsta bergtäckning av 20 meter. Malmen under sjön indelades i olika områden beroende på risken för vattenflöden och stabilitetsproblem. De största problemen förväntades i området utefter den vattenförande förkastningen som påträffats i sjöorten (figur 3). De största vattenläckagen identifierades i flackt liggande skölar, eller förkastningar som är relaterade till fjällkedjans överskjutningstektonik (figur 4). Vattenflöden i horisontellt liggande lerlager i sandstenen är också vanliga. Det konstaterades också att stora vattenflöden leds ner i malmhorisonten från äldre diamantborrhål som borrats vintertid från sjöisen med ett inbördes avstånd på 100 meter.

## **Utveckling av injekteringsteknik**

När brytningen under sjön först påbörjades sonderades gavlarna i samband med produktionsborrningen. Sonderingen utgjordes av upp till 5 skarvstångsborrade hål med minst en salvlängds framförhållning framför salvan. I och med att det blev oundvikligt med inläckage av vatten vid brytningen införskaffades den första injekteringsutrustningen 1992. När en speciell borrhög för sonderingsborrning började att användas 1993 intensifierades injekteringsarbetena. Sedan dess har det skett ett kontinuerligt utvecklingsarbete som omfattar både utrustning, organisation samt kompetensutveckling. Idag är målet med injekteringen att dels minska det totala inflödet av vatten till gruvan, dels att minska vattenflödena i gavlarna så att salvorna kan laddas med ANFO. Utvecklingen av injekteringstekniken kan sammanfattas i följande punkter:

- 1992: En injekteringsutrustning införskaffas som monteras på en ram. Diamantborrhål injekteras men det är svårt att täta vattenförande sprickor.
- 1993: En Atlas Copco 134 med skarvborrningsutrustning börjar att användas för systematisk sonderingsborrning av gavlarna.
- 1994: Kraftigt vattenförande sprickor tätas med en blandning av stallströ och cement.
- 1995: En ny injekteringsutrustning bestående av pump, blandare, omrörare samt monopump monteras på en bärare (Kockum 425).

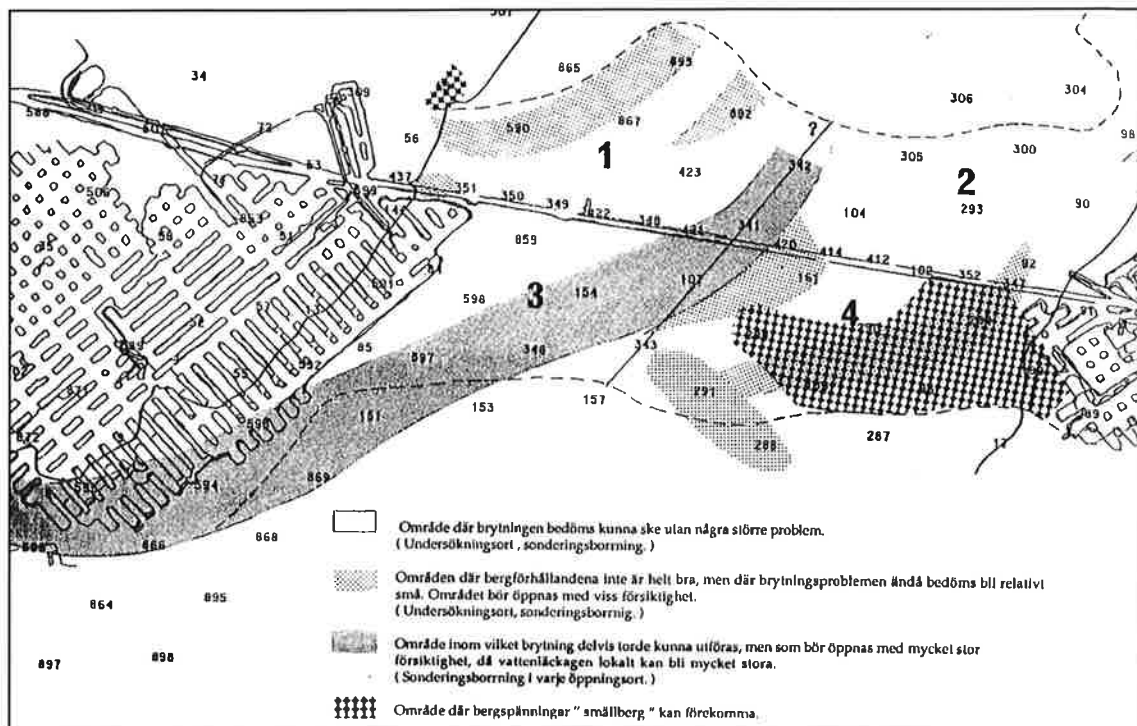
- 1995: Skiftgång med två man på injektering införs.
- 1997 Bulkhantering av cement införs. En 60 m³ silo installeras i gruvan och en cementbärare byggs på en lastbil med utrymme för 7 ton cement.
- 1997: En teknikerbefattning tillsätts med ansvar för samordning av sondering och injektering av gavlar.
- 1997: En tvådagars kurs ges i injektering för samtliga injekterare och sonderingsborrare.
- 1997: Olika grovmaterial testas. Cellulosa (papperskross) blandat i cement visar sig vara bäst vid tätning av större läckage.
- 1997: Tre försök med polyuretan för att tätta stora läckage (>1000 l/Min) utförs. Ett lyckas medan två misslyckas.
- 1998: Grovrör (10 cm) används som avlastning vid två stora läckage. Läckorna kunde relativt enkelt drevas igen.
- Prov utförs med injekteringsbult.
- 1998: Betongsprutning för att försegla fuktande lerslag provas med lyckat resultat.

Utvecklingen av injekteringstekniken och den ökade erfarenheten av vattenflöden har inneburit att strategin vid brytningen också förändrats. Den nuvarande strategin för att minska risken för inläckage av vatten från gavlarna kan sammanfattas i följande punkter:

- Normal sondering: Samtliga gavlar vid primärbrytning under Laisan sonderingsborras med 2-4 st, 15 meter långa hål. Sedan bryts två långa salvor (salvlängd 5,5 meter) eller tre korta salvor (salvlängd 3,5 meter) innan gaveln omsonderas.
- Svår sondering: Varje salva sonderingsborras med 2-4 st, 15 meter långa hål, i gavlar som förväntas vara vattenförande. Brytning sker endast med korta salvor (3,5 meter).
- Produktionsborrning: Utgör en sista "sonderingsborrning". Påträffas vatten vid borrning avbryts borringen och gaveln omsonderas och injekteras.
- Injektering med cement i vattenförande sonderingshål vid "normal sondering".
- Injektering av alla sonderingshål (även torra) vid "svår sondering".
- Omsondering av gavlar där stora mängder cement injekterats.

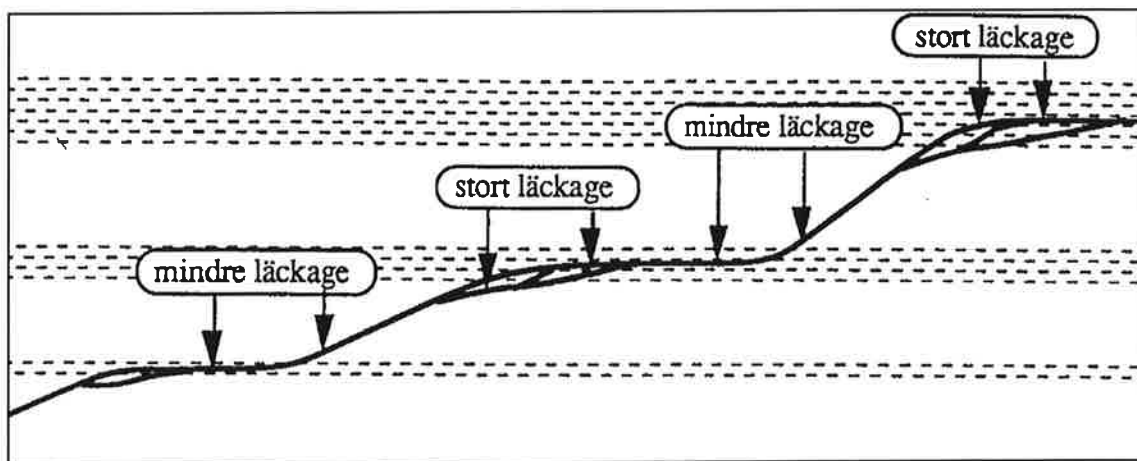
Organisationen för sonderingsborrning och injektering består av:

- En tekniker som planerar och följer upp sonderingsborrning och injektering i samråd med gruvplaneringschefen.
- En sonderingsborrare på dagtid.
- Två injekterare på varje skift.
- Två gruvmätare som kontinuerligt följer upp rikt på orter samt bergtäckning.



Figur 3. Prognos av brytningsförhållanden under Laisan (Tjärnlund och Olsson 1993).

Prediction of mining conditions under lake Laisan.



Figur 4. Vattenläckage från en förkastning eller överskjutning (Hansen et al., 1991).

Water leakage at a fault.

## **Erfarenheter av vattenflöden**

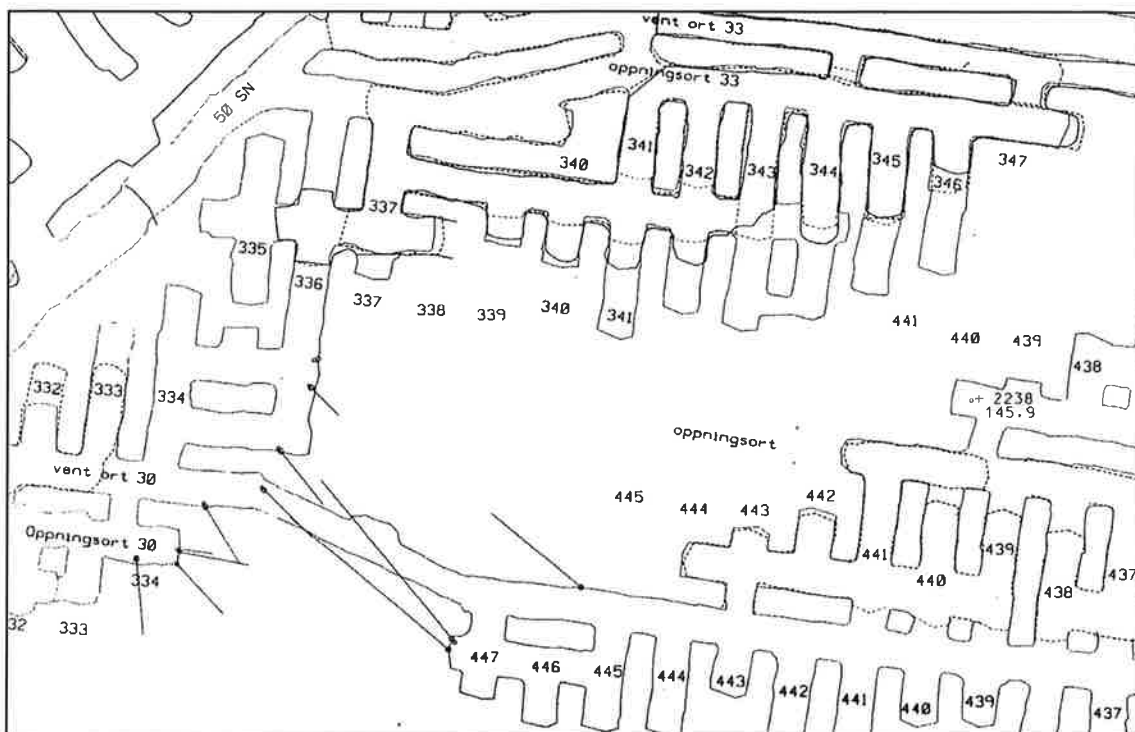
Den använda strategin vid brytningen under sjön har inte varit hundra procentigt säker. Några större vattenflöden med upp till 2000 l/min har förekommit. Dessa flöden har alltid varit relaterade till överskjutningsskölarna enligt figur 3 eller från samma förkastning som först påträffades i sjöorten. I Skorro har även vattenflöden upp till cirka 500 l/min förekommit från bergartskontakten mellan sandsten och arkos i ett område där bottenskiffern saknats. Dessa stora vattenflöden har visat sig vara mycket svåra att täta och har hela tiden krävt en utveckling av injekteringstekniken.

De första målinriktade injekteringsinsatserna utfördes 1992-1993 i Sjö 2. Vattenflödena var i storleksordningen 500 l/min och uppträdde i flackt liggande skölarna enligt figur 4. Dessa vattenflöden tätades med en blandning av cement och stallströ samt genom drevning direkt i sprickan med tjärdrev.

Brytningen i Laisan 2 nådde 1993 området vid den vattenförande förkastningen. Efter kraftiga vattenflöden från sonderingshål stoppades brytningen innan förkastningen blottades. Fram till 1995 pågick en omfattande brytning i Laisan 3 och Laisan 4 utan några större problem med vattenflöden.

I slutet av 1996 närmade sig flera gavlarna läget för den vattenförande förkastningen och i december sköts ett vattenflöde fram i Laisan 3, vent 30 (figur 5). Flödet var cirka 1000 l/min och var koncentrerat till ett krossat parti av förkastningen med en mäktighet på ett par decimeter. I januari-97 sköts ytterligare ett större vattenflöde fram i Laisan 3, nu i vent 345 (figur 5). Vattnet uppträdde i en lerfylld, flackt liggande del av förkastningen. När utlastningen påbörjades på morgonen noterades först inget vatten. Under förmiddagen började lera att spolade ut och flödet ökade successivt till cirka 2000 l/min. Injektering med stallströ och cement samt tjärdrev var verkningslöst.

Tre injekteringsförsök med polyuretan genomfördes i samarbete med en entreprenör. Det andra försöket i vent 30 lyckades och flödet blev helt stoppat. I vent 345 provades polyuretan en gång utan att vattenflödet minskade. Det största problemet var att polyuretanet spolades ut för snabbt innan det började att härda. Flödet i vent 345 stoppades först när ett grovhål på 10 centimeter borrats in till flödet, cirka 3 meter in i gaveln, varvid flödet i gaveln avlastades. I grovhålet sattes ett rör med en avstängningskran. Under tiden grovhålet avlastade flödet i gaveln, drevades vattenflödet igen med tjärdrev och cement. Under flera omgångar i två dygn, gjöts mera cement på förkastningen i gaveln innan flödet i grovhålet stängdes av. Slutligen utfördes en injektering med cement och cellulosor genom grovhålet.



Figur 5. Horisontalkarta över Laisan 3 och Laisan 4 med diamantborrhål.

Top view of mining area Laisan 3 and Laisan 4 with drill holes.

## NY SJÖORT

Sträckningen av den nya sjöorten var beslutad mellan Laisan 3 och Laisan 4 längs södra malmgränsen, en sträcka på 70 meter som går rakt genom förkastningen. Med erfarenheterna från de två vattenflödena i Laisan 3 stod det klart att ortdrivningen måste ske med en metod som är säkrare än den sonderingsborrning och injektering som tidigare använts. Vi förstod att det måste ske med någon typ av förinjekterad skärm framför salvorna. Kravet på orten var att den skulle klara enkelriktad trafik av gruvans alla fordon samt rymma fyll- och pumpledningar och el-kablar. Dimensionen på orten valdes därför till 8x6 meter (bredd x höjd). Arbetet med nya sjöorten har utförts i följande steg:

- Förstudie
- Framtagning av koncept för injekteringsskärm
- Förundersökningar
- Riskanalys
- Komplettering av förundersökning
- Genomförande

## Förstudie

Förstudien omfattade en genomgång av geologiskt, geohydrologiskt och bergmekaniskt material samt en sammanställning av erfarenheter från de vattenflöden som inträffat i gruvan.

## Koncept för injekteringsskärm

I februari-98 samlades en projektgrupp i Laisvall som bestod av personal från gruvan samt inlånad expertis. Efter genomgång av förstudien och platsbesök arbetades ett koncept med en förinjekterad skärm fram (figur 6). Konceptet omfattade följande punkter:

### *Borr och injekteringsdata:*

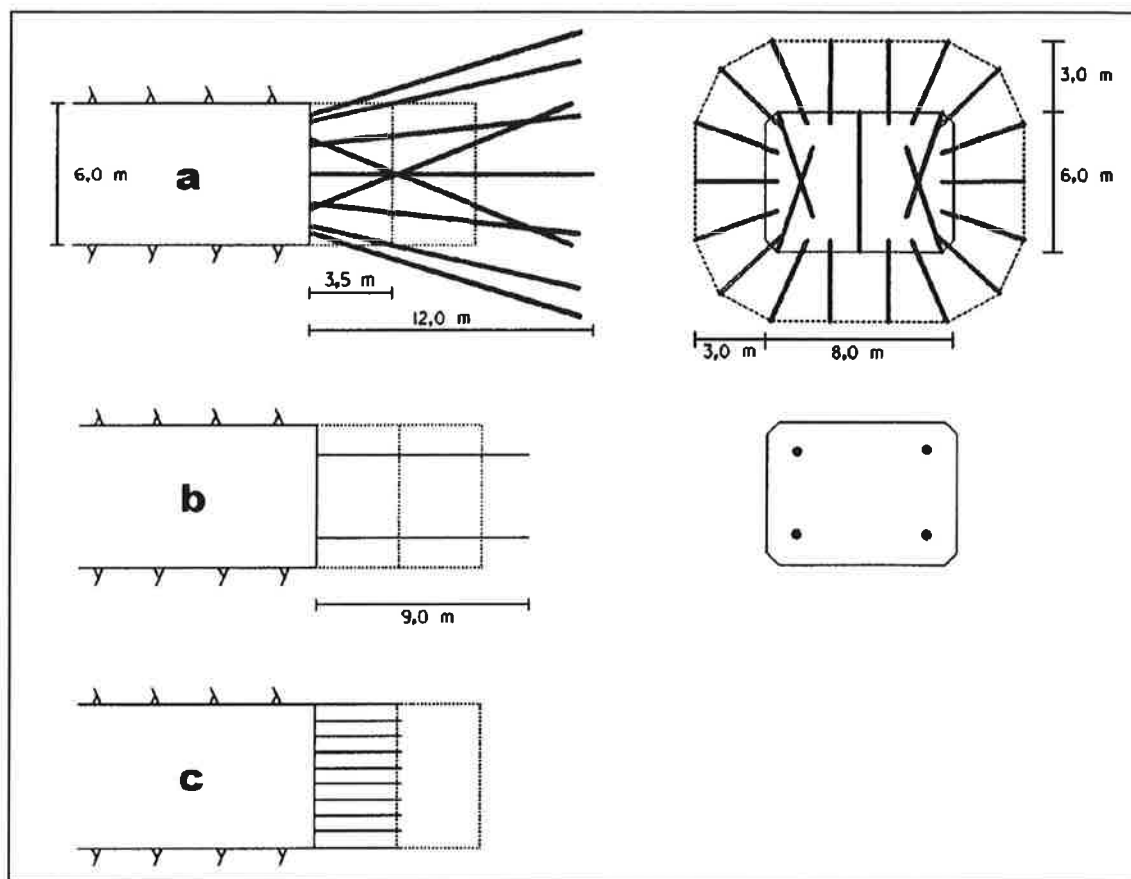
- Borrhålslängd: 12 m.
- Antal hål: 18 hål i konturen samt 7 hål korsvis inne i skärmen.
- Största avstånd mellan hålspetsar i konturen: 3 m.
- Avstånd från hålspetsar i konturen till ortkonturen: 3 m.
- Samtliga hål injekteras med snabbcement, vct mellan 1,0-0,5 där man börjar med det tunna bruket.
- Injekteringen i ett hål avslutas vid mottrycket 20 bar eller när 5 ton cement injekterats.
- Antal salvor per skärm: 2 korta salvor (salvlängd 3,5 m).
- Överlappning av skärmar: 5 m.

### *Kontrollborrning*

- Utförs tidigast ett dygn efter avslutad injektering.
- Antal hål i kontrollborrning: 4 st.
- Längd på kontrollhål: 9 meter.
- Största tillåtna vattenmängd från kontrollhål: 2l/min.
- Salvborrning utgör en sista "kontrollborrning", samma krav som ovan.

Det var viktigt med kvalitetssäkring av alla moment. Krav ställdes på användande av riktsystem vid borrning av skärmarna. Borrning och injektering av alla hål, inklusive kontrollhål, skulle dokumenteras. Salvorna skulle besiktas innan de fick skjutas.

För att minska risken för sprängskador beslutades att orten skulle drivas med skonsam skjutning av konturen med rundade orthörn. Eftersom tak och sula i Laisvallgruvan är horisontella utan rundade hörn togs en speciellt anpassad borr- och laddplan fram. Beredskap för betongsprutning skulle finnas vid ortdrivningen för att kunna försegla fuktande lerskikt innan de började att spolats ut.



Figur 6. Koncept för ortdrivning med injekteringsskärm. a) Borrning och injektering av skärm. b) Kontrollborrning. c) Salvborrning.

Concept of tunnelling by using pre-grouting. a) Drilling and grouting. b) Proabing. c) Drilling of blast holes.

### Risikanalyt

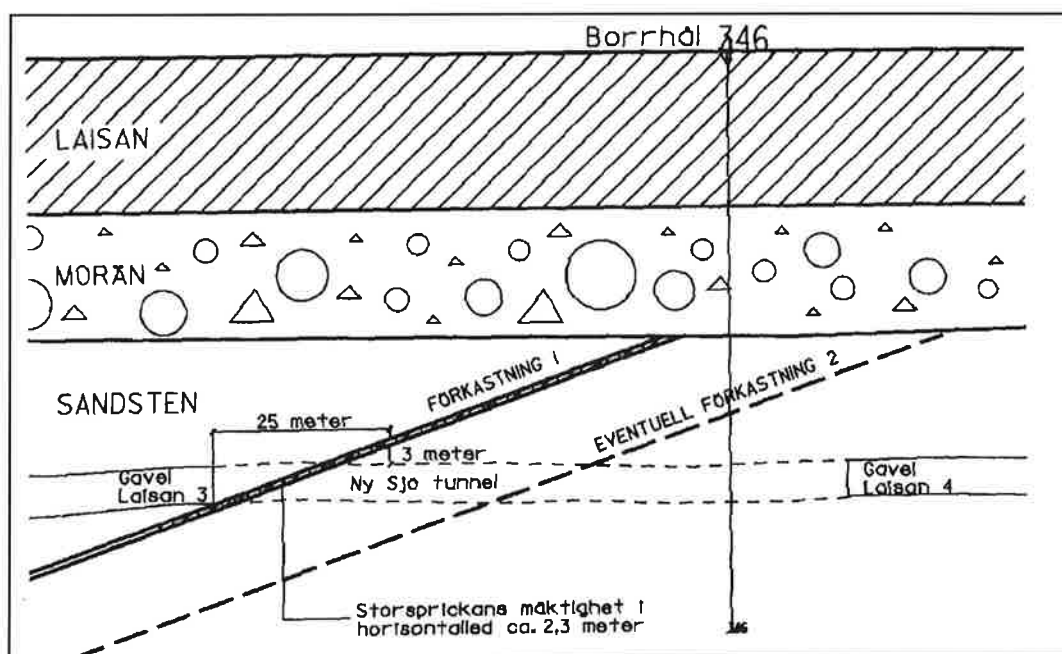
Efter att konceptet presenterats genomfördes en riskanalys av projektet. En av de risker som bedömdes ha största prioritet, och därmed skulle elimineras, var eventuella brister i det geologiska och geohydrologiska underlaget. Den planerade kärnborrningen utökades därför. Vidare gavs rekommendationen att använda en erfaren och kompetent entreprenör för borrning och injektering av skärmen. Anledningen till detta var den hårda tidspress som låg på projektet vilket troligen skulle innebära resursbrist på både personal och utrustning i gruvan.

### Förundersökningar

Förundersökningarna omfattade kärnborrning genom förkastningen, gavelkarteringar, samt genomgång av äldre diamantborrhål. Totalt borrades 11 hål omfattande 270 meter

(figur 5). Kärnkarteringarna visade att förkastningen innehåller krossat berg med upp till 2 dm tjocka lerskikt. Kärnförluster på upp till 0,5 meter var redovisade. Den horisontella mäktigheten i borrhålen var som mest 2,3 meter och stupningen mellan 15-20°. Den flacka stupningen medför att orten blottar zonen längs en sträcka av minst 25 meter (figur 7). Ett lerskikt i ett borrhål indikerade även en möjlig parallell förkastning vilket innebar att nästan hela ortsträckan skulle kunna få problem med vattenflöden. Enligt RMR-systemet håller förkastningen klass 4-5 vilket motsvarar dåligt till mycket dåligt berg. Utanför förkastningen klassades bergkvaliteten till 1 eller 2 vilket motsvarar mycket bra till bra berg enligt RMR.

Utifrån förundersökningen bestämdes slutligt läge för orten. En riktning nästan vinkelrätt mot förkastningen valdes för att minimera sträckan som förkastningen blottas.



Figur 7. Prognos av förkastningen efter diamantborrning och gavelkarteringar (modifierad efter Nyström 1998).

Prediction of the fault based on drillcores and mapping of mining faces.

## GENOMFÖRANDE

En projektledare anställdes i september-98 och drivningen startade i oktober och slutfördes i december. Entreprenör var Stabilator AB. Utrustningen som Stabilator använde bestod av en Atlas Copco Robot Boomer 185 utrustad med tre bormaskiner och en arbetskorg. Riggen var utrustad med ett datoriserat riktsystem vilket medgav borrning med hög precision. För injekteringen användes Stabilators rigg för

flerhålsinjektering. Riggen är komplett för injektering och kan injektera upp till 8 hål samtidigt. Cementen hämtades direkt med riggen från silo i gruvan. Vid cementsprutning användes en lätt betongspruta för torrsprutning.

Ortdrivningen utfördes från två påhugg på vardera sida om förkastningen, ett från Laisan 3 och ett från Laisan 4.

Kontrollborrningen av den första skärmen i Laisan 3 gav ett vattenflöde på cirka 20 l/min från höger sida av gaveln, varför den ominjekterades i kontrollhålen. Den följande kontrollborrningen visade på inga vattenläckage varvid salvan sköts. Salvan var torr. Som väntat blottades förkastningen redan i första salvan.

Förkastningen sköts i sin helhet fram från Laisan 3 sidan under de 6 första salvorna. Samtliga salvor var i princip torra med endast fuktande sprickor eller dropp från bulthål i tak. När förkastningen nådde taket i gaveln delades salvan upp i två delar för att minska risken för takras. Innan andra halvan sköts förseglades förkastningen med ett lager sprutbetong. Resterande salvor gick genom mycket bra berg och inläckaget av vatten var under de ställda kraven. Någon ytterligare förkastning, parallell med den första återfanns inte utan det leriga partiet som karterats i borrhärnan kom från ett horisontellt lerskikt.

Hela ortdrivningen tog mindre än 7 veckor. Totalt borrades och injekterades 8 skärmar omfattande 2600 bormeter. 28 ton cement (torrvikt) injekterades. Borrning och injektering utfördes på tvåskift, måndag till fredag. Losstagning, utlastning, skrotning och förstärkning utfördes av gruvans personal.

### **Jämförelse med prognos**

Utseendet på förkastningen stämde väl med prognosen från förundersökningen. Förkastningsbeloppet är cirka 3 meter och den stupar i medeltal 20° men med relativt stora variationer i både stupning och i mäktighet. Den utgörs av krossade partier med bergfragment och lera med en mäktighet på 1 meter. Som tunnast är den en enkel spricka, fylld med 5 till 10 cm lera.

Resultaten av injekteringsarbetena syns tydligt i förkastningen. Visuellt är bedömningen att den mesta cementen finns i de rena lerskikten medan en mindre del finns i de krossade partierna. I tjockare lerskikt syns cementfyllda kanaler på ett par decimeters bredd. Som regel finns ett tunt cementskikt på några millimeter upp till en centimeter utefter hela lerskiktet. I de krossade partierna är förekomsten av cement mera oregelbunden i mindre kanaler eller i tunna skikt.

## **SLUTSATSER**

Genom väl tillvaratagna erfarenheter och en grundligt genomförd planering, där noggranna förundersökningar och en riskanalys ingick, genomfördes en ortdrivning i tidigare dokumenterat svårhanterade förhållanden på kort tid utan störningar.

## **REFERENSER**

Hansen, L., Holmberg, M., Olsson, T., Rydbäck, K., Stille, H. 1991: Hydrogeologiska förutsättningar för malmuttag under sjön Laisan. Golder Geosystem AB.

Nyström, G. 1998: Prognos av bergförhållanden inför brytning av ny sjötunnel från Laisan 3 till Laisan 4. Bergmekanikrapport. Boliden Mineral AB.

Tjärnlund, R., Olsson, P. 1993: Laisvall/Sjömalmen - Sammanfattning av bergmekaniska undersökning. Bergmekanikrapport B4/93. Boliden Mineral AB.

## **TILLKÄNNAGIVANDE**

Författarna vill tacka Cressie Nyström som har hjälpt oss med översättningen till engelska samt Katarina Vikman och Bertil Holmqvist som har ritat figurer.

## **SUMMARY**

Laisvall is one of the largest lead and zinc mines in Europe. Annual production of this room and pillar mine is 1.95 Mton of ore. Based on the present ore reserve, the production will continue to the end of year 2001. Since 1993, a major part of production is carried out under lake Laisan. Because of the risk of a major water intake, a significant development of a grouting technique has been done. Today most of the ore underneath Laisan has been mined out except of a narrow zone around a water leaking fault. A drift through the fault called "Sjöorten" is the only connection between the eastern and the western part of the mine.

Because of the limited ore reserve, barrier pillars must be mined. The barrier pillars along "Sjöorten" contain 700 kton of ore and is not possible to mine due to installed infrastructure. However a new drift through the fault has been mined in order to continue production.

This article contains experiences of water inflow and the development of a grouting technique during the mining process. Seeking a development technique for tunneling through the fault was based on previous mining experiences under lake Laisan. Planning, prestudy and the mining procedure of the drift is described in the article.



## DRAG- OCH SKJUVFÖRSÖK PÅ DEFORMATIONSTÅLIG BERGBULT

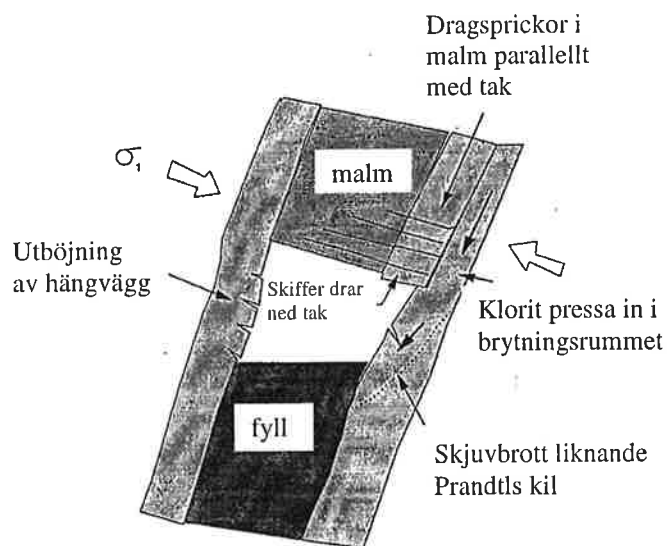
Full scale pull and shear laboratory test of yielding rock bolts

Patrik Gillerstedt, Luleå Tekniska Universitet / Boliden Mineral AB

### Inledning

Boliden Mineral AB har för närvarande 9 gruvor i drift i Sverige. I 6 av dessa används igensättningsbrytning. Karaktäristiskt för malmkropparna i dessa gruvor är att de är brantstående, 4-20 m breda och med en geologi som ofta innebär förekomst av bergarter med låg hållfasthet.

Brytningen går allt djupare vilket innebär ökande bergspänningar, idag har Kristineberg, Renström och Garpenberg passerat 1000 m djup. I många fall innebär det att brytningen sker i berg där spänningarna överstiger bergets hållfasthet; berget överbelastas och bryts sönder med stora deformationer som följd. Figur 1 visar typisk brottformer kring ett brytningsrum.



Figur 1 Generella brottformer kring ett brytningsrum  
*General mechanism of failure in stope (Board et al., 1992)*

Hittills har all bergbultning utförts med cement eller plastingjuten kamjärnsbult. Dessa är mycket effektiva och ekonomiska i de flesta bergförhållanden där måttliga

deformationer uppstår. Deras begränsade förmåga att klara stora deformationer innebär dock att bultbrott ofta uppstår vid brytning i svåra bergförhållanden på stort djup. Det är heller inte ekonomiskt att utöka mängden bergförstärkning till sådana mängder att rörelserna förhindras.

De förhållanden som beskrivits ovan, samt det faktum att brytningen kommer att ske på allt större djup, gör det nödvändigt att hitta ett förstärkningssystem som klarar stora deformationer utan att förlora sin lastupptagande förmåga. Det är också önskvärt att förstärkningen börjar ta upp last redan vid relativt små deformationer.

COMRO påbörjade utveckling av en deformationstålig bergbult 1986 och hade kraven specificerade 1987 (Wojno et al. 1987). Efter några år utvecklingsarbete introducerades konbulten (eng. Cone bolt) av Jager 1992. Konbulten är främst utvecklad för att användas i områden med svåra smällbergsproblem av den typ som förekommer i de djupa guldgruvorna i Sydafrika. Efter 1992 har konbultens egenskaper undersökts vid ett flertal tillfällen i hårt berg, vid höga belastningshastigheter och stora deformationer. Ortlepp använde sprängmedel för att erhålla de höga belastningshastigheter som är typiska för svåra smällbergsproblem (Ortlepp, 1994). Det har även utförts fälttest i Kanadensiska gruvor med varierande resultat. (Tannant et al., 1994; Langille et al., 1995)

Det finns dock begränsad information när det gäller konbultens beteende när den är utsatt för skjuvning i mjukt berg och vilken inverkan ingjutningsmassan har på konbultens prestanda vid ren dragning. Som ett led i försöken att hitta deformationståliga bergförstärkningssystem har egenskaperna för konbulten undersökts dels i utdragsförsök med olika hållfasthet på ingjutningsmassan dels i skjuvning i mjukt berg.

Nyligen utförda försök visade att när en 22 mm:s konbult installerades i ett hål med diameter på 38 mm blev resultatet mycket varierande. Slutsatsen drogs att skillnaden mellan konstorleken och håldiametern, endast 3-4 mm, var för liten (Gillerstedt, 1999). Det var detta och en misstanke om att det skulle bli svårt att montera bultarna i fält, på grund av igensättning av borrhålen, som låg till grund för beslutet att utföra försök där konbultarna monterades i hål med en diameter på 45 mm.

### Bultar som användes vid försöken

Konbulten består av en slät stålstång som i förankringsändan har en smidd tillplattad kon. Hela bulten är belagd med vax som har till uppgift att förhindra vidhäftning mellan bultskaftet och ingjutningsmedlet. Det huvudsakliga utdragsmotståndet genereras av en kombination av friktion mellan kon och ingjutningsmassa och den kraft som krävs för

att deformera ingjutningsmassan (Jager, 1992). Denna erforderliga utdragskraft kommer i fortsättningen att benämnas konens bärförmåga.

Konbultarna i dessa försök var 2.1 meter långa och hade en diameter på 22-mm. Kamjärnesbulten som användes i skjuvförsöket hade en diameter på 20 mm och en längd på 2.1 meter. De mekaniska egenskaperna av stålet i bultarna presenteras i Tabell 1.

Tabell 1      Mekaniska egenskaper för stålet i bultarna  
*Mechanical properties for the steel in the tested bolt types*

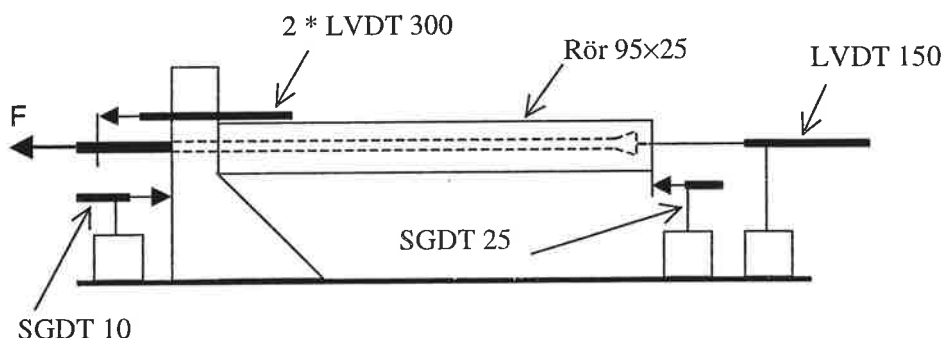
	22 mm Konbult	20 mm Kamjörn Resultat av kvalitets tester vid Fundia för KS500ST
Brottöjning	20 %	17,5 %
Flytgräns	360 MPa	577 MPa
Brottgräns	600 MPa	671 MPa
Elasticitetsmodul	200 GPa	210 GPa

## Utdragsförsök

### Försöksuppställning

Försöken utfördes vid Testlab på Luleå Tekniska Universitet. Konbultarna monterades i 1,1 meter långa stålrör med dimensionen 95×25, dvs en yttre diameter på 95 mm och en inre diameter på 45 mm. För att kunna mäta konens rörelse monterades en gängstång med en mätplatta på änden av konen. Figur 2 visar en principskiss på försöksuppställningen.

Dragcylindern hade en maximal slaglängd på 250 mm och en lastkapacitet på 1000 kN. För att mäta bultens förskjutning i försöket användes tre st lägesgivare. Två av dessa monterades på stödet för att mäta förskjutningarna på bulthuvudet och en monterades för att mäta konens förskjutning. För att kontrollera rörelsen av stödet och deformationen av stålröret användes ytterligare två lägesgivare som placerades enligt Figur 2. Den servokontrollerade förskjutningshastigheten var 0,20 mm/s och alla förskjutningar och laster lagrades automatiskt.



Figur 2 Principskiss på försöksuppställningen  
*Schematic of pullout-test setup*

Ingjutningsmassan som användes vid försöken var en blandning av Myanit, en finmald dolomitfiller, och SH-cement. Myanitens uppgift var att sänka hållfastheten på ingjutningsmassan utan att förändra konsistensen. Den enaxiella tryckhållfastheten för ingjutningsmassan som användes vid försöken presenteras i Tabell 2. För jämförelse ges även tryckhållfastheten för ett rent SH-cement.

Tabell 2 Enaxiella tryckhållfastheten vid de olika försöken  
*Compressive strength of grout used in the tests*

Försök #	Enaxiell tryckhållfasthet efter 7 dygn. [MPa]
1	28
2	35
3	47
SH cement vct = 0,35	70

#### Resultat från utdragsförsök

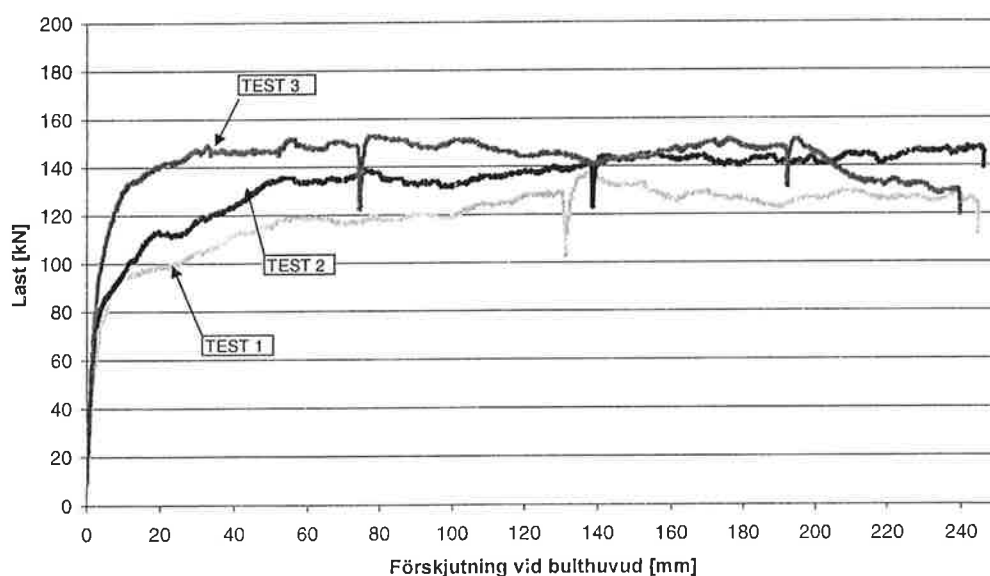
Resultaten från utdragsförsöken är sammanställda i Tabell 3. I försök 1 användes ett bruk med en enaxiell tryckhållfasthet på 28 MPa. I detta försök försköts bulthuvudet 245 mm, varav töjningen av bultskaftet utgjorde 4 mm. Konens bärförmåga för detta bruk, dvs den last vid vilken konen dras genom bruket, var 100-130 kN. En bärförmåga på 100 kN uppnås efter en förskjutning av ca 25 mm och det är först efter ca 50 mm förskjutning av konen, dvs en konlängd, som konens bärförmåga stabiliseras på ca 125 kN.

I försök 2 användes ett bruk som hade en enaxiell tryckhållfasthet på 35 MPa. I detta försök försköts bulthuvudet 246 mm, varav töjningen av bultskaftet utgjorde 20 mm. Konens bärförmåga för detta bruk, efter 10 mm förskjutning, var 100-145 kN. Här stabiliserades konens bärförmåga på ca 140 kN efter 50 mm förskjutning av konen.

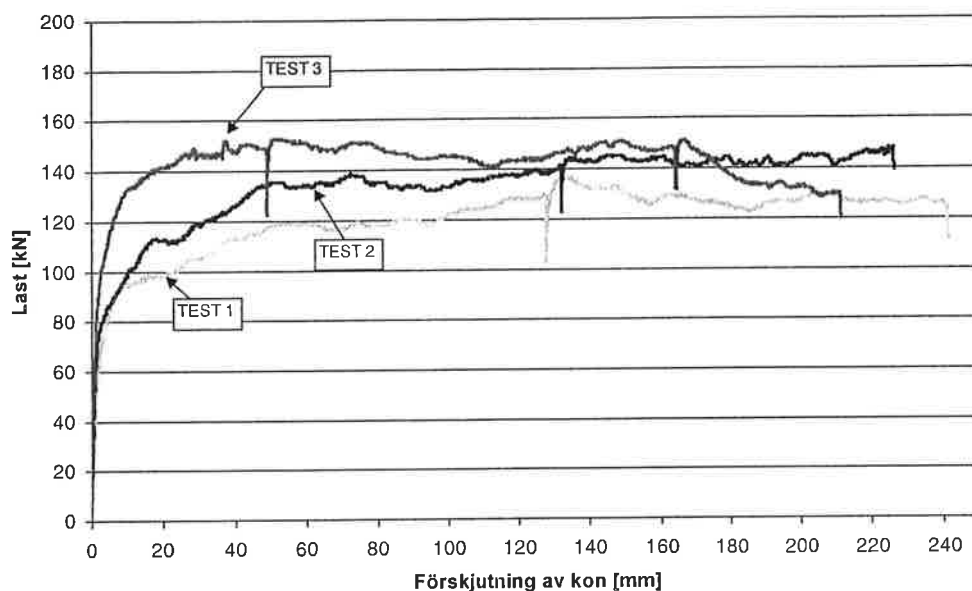
I försök 3 användes ett bruk med en enaxiell tryckhållfasthet på 47 MPa. I detta försök försköts bulthuvudet 240 mm. Av denna förskjutning utgjorde töjning av bultskaftet 29 mm. Konens bärförmåga för detta bruk, efter 10 mm förskjutning, var 130-150 kN och en stabilisering av konens bärförmåga på 144 kN uppstod redan efter ca 20 mm.

Tabell 3 Resultat från utdragsförsök  
*Pullout test result*

Försök nr. och hållfasthet på ingjutning [MPa]	Konens bärförmåga efter 10 mm förskjut- ning [kN]	Medel av konens bärförmåga från 50 mm till max. förskjut- ning av kon. [kN]	Tot. För- skjutning av bulthuvud. [mm]	Tot. För- skjutning av kon [mm]	Förlängning av bult.	
					[mm]	[%]
1 / 28	100-130	125	245	241	4	0,3
2 / 35	125-145	140	246	226	20	1,5
3 / 47	130-150	144	240	211	29	2,1



Figur 3 Last – Förskjutnings samband för bulthuvud vid utdragsförsök  
*Load – Displacement of bolt head for pull-out tests*



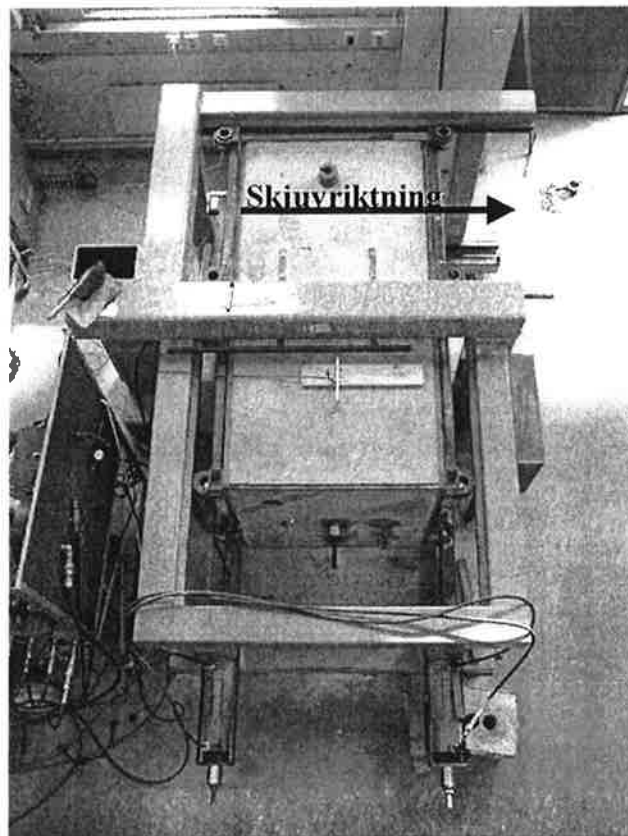
Figur 4 Last – Förskjutnings samband för kon vid utdragsförsök  
*Load – Displacement of cone for pull-out tests*

I alla 3 försöken var förskjutningen mycket liten upp till en last på 80 kN. 5, 4 och 2,5 mm respektive för försök 1 till 3. Vidare så drogs inte någon bult av trots stora förskjutningar av bulthuvudet. Förhållandet mellan last och förskjutning för bulthuvudet och kon presenteras i Figur 3 och Figur 4 för respektive försök.

## Skjuvförsök

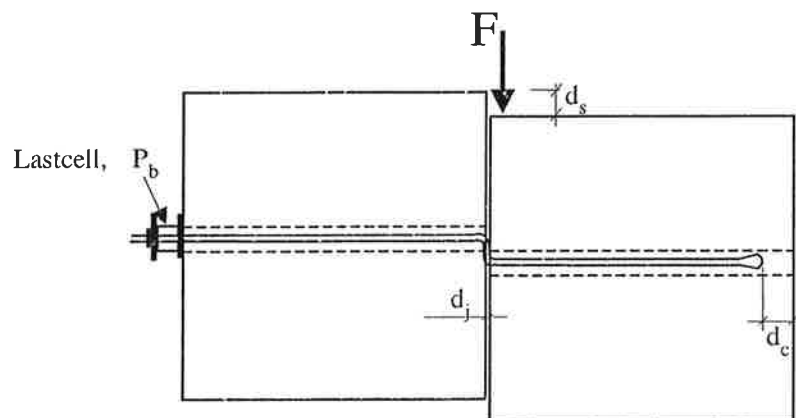
### Försöksuppställning

Skjuvförsöken utfördes vid Norges Tekniska och Naturvetenskapliga Universitet i Trondheim. Försöksuppställningen var ursprungligen utvecklad för fullskaliga försök av bergbultar i skjuvning och i drag (Stjern, 1995). Testriggen består av två stora betongblock med dimensionerna  $0,95 \times 0,95 \times 0,95 \text{ m}^3$  som monteras i en stålrigg, se Figur 5. Det hydrauliska lastsystemet består av två stycken håldomkrafter, som i detta försök användes för att erhålla ett konstant normaltryck på sprickan, och en vanlig domkraft som användes för att förskjuta det ena blocket för att åstadkomma en skjuvrörelse. Lastkapaciteten i skjuvning var 500 kN med en maximal förskjutning på ca 350 mm. Grunduppsättningen av instrumenten lagrade hydrauliskt tryck, last och förskjutningar. Linjära lägesgivare användes för att kontrollera konens rörelse, spricköppning och skjuvrörelsen. Förskjutningshastigheten var ca 0.1 mm/sek under försöken.



Figur 5 Foto av testrigg som användes för skjuvning  
*Photo of the test rig used for shear tests*

Betongblocken gjöts i speciella former 28 dygn innan försöket. Den enaxiella tryckhållfastheten för betongen vid försöket uppmättes till 40 MPa. Efter det att blocken monterats i testriggen borrades 45 mm:s hål. Bultarna installerades på samma sätt som i fält, först fylldes hålet med bruk och sedan fördes bulten in i borrhålet. Figur 6 visar en skiss av försöksuppställningen.



Figur 6 Principskiss av försöksuppställning  
*Schematic of shear-test setup*

## Resultat från skjuvförsök

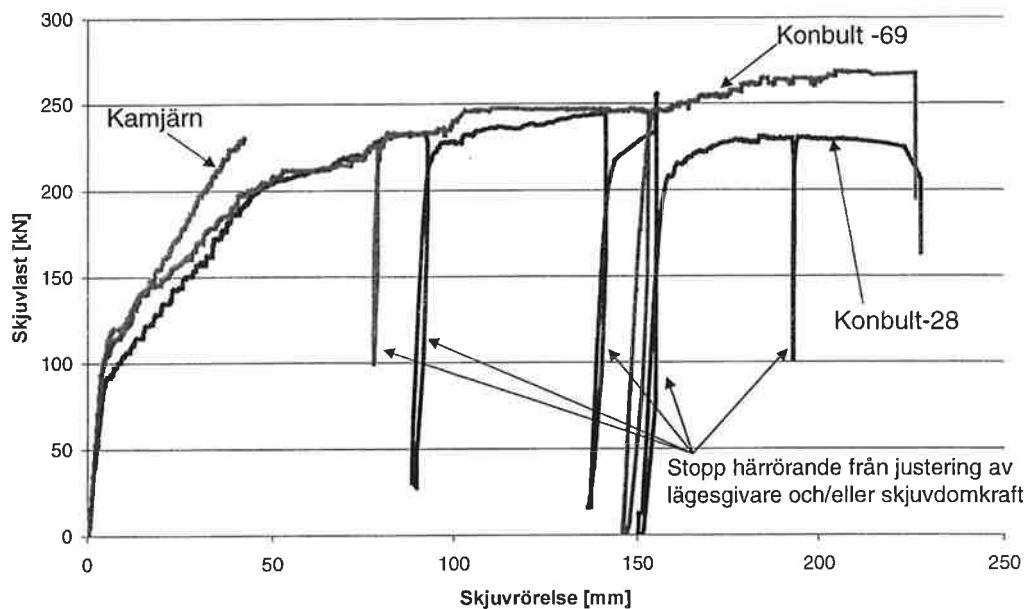
Resultaten från skjuvtesterna sammanfattas i Tabell 4. För två av bultarna, kamjärnesbulten och konbult-69, användes en ingjutningsmassa som bestod av SH-cement med ett vct = 0,35. Ingjutningsmassan som användes i försöket med konbult-28 bestod av 1 del SH-cement och 2 delar Myanit, med vst = 0,3.

Under försöken var det nödvändigt att göra tillfälliga stopp för att justera lägesgivaren som registrerade rörelsen av konen/änden och flera omtag krävdes p g a för kort slaglängd på skjuvdomkraften. Ovan nämnda stopp registreras som lastminskningar i diagrammen. Under försöket med konbult-28 uppstod det problem med hydraulpumpen vilket också ledde till att trycket försvann. Dessa stopp inverkar inte på resultatet och är därför borttagna ur diagrammen. Mätningen av spricköppningen fungerade inte under försöket med konbult-28 varför den utfördes manuellt.

Tabell 4 Resultat från skjuvförsök  
*Shear tests result*

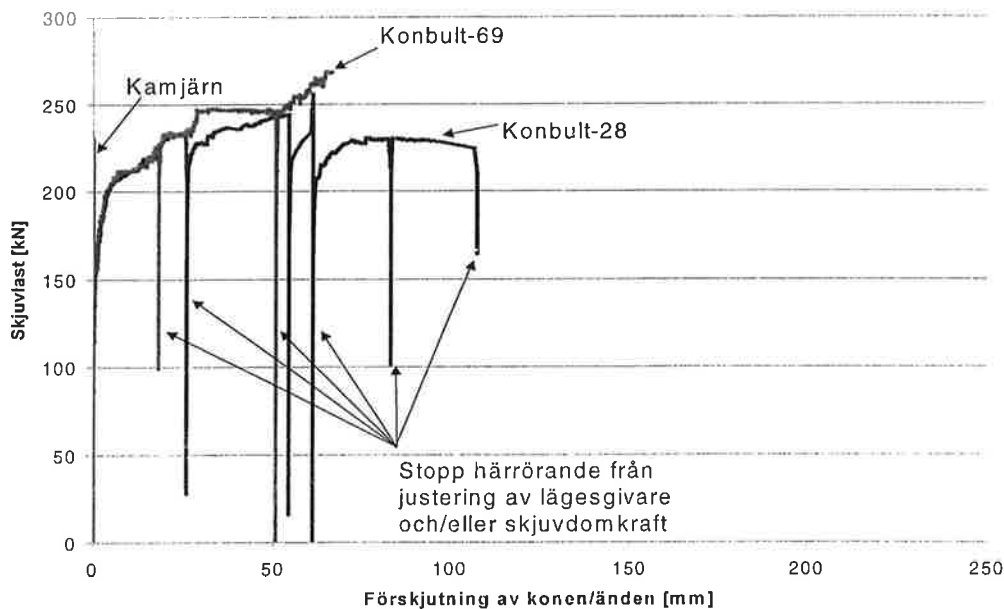
Bult	Enaxiell-tryckhållfasthet på ingjutningsmassa [MPa]	Max. Skjuvlast [kN]	Max. skjuvrörelse [mm]	Konens förskjutning [mm]	Spricköppning [mm]	Axiell last vid bult-huvud [kN]	Resultat
Konbult-69	69	268	226	69	6,5	75-84	Bultbrott
Konbult-28	28	244	225	107	~7 man.mätning	71-84	Btg-block sprack
Kamjärn	69	230	43	0	0+	1	Bultbrott

Figur 7 visar förhållandet mellan skjuvlast och skjuvrörelse. Både konbult-69 och kamjärnet utsattes för så stor skjuvrörelse att de gick i brott. Konbult-28 gick inte i brott men skulle troligtvis gjort detta efter ytterligare skjuvning om inte betongblocket gått sönder och försöket varit tvunget att avbrytas.

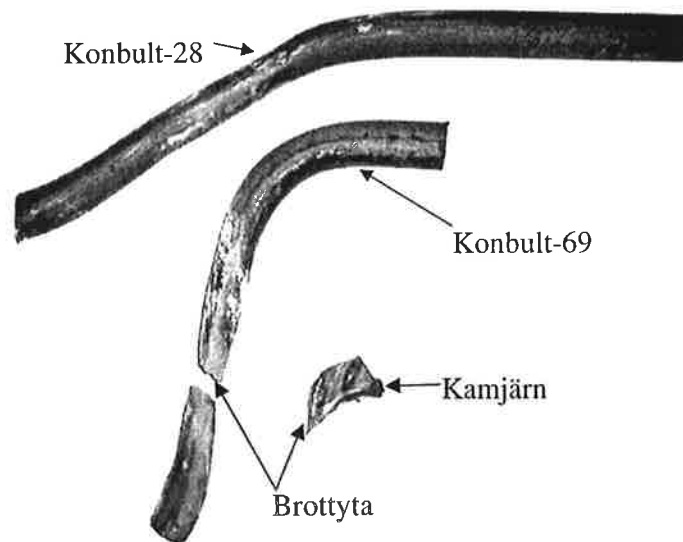


Figur 7 Last – förskjutnings samband mellan skjuvrörelse och skjuvkraft  
*Shear load versus shear displacement*

Figur 8 visar förhållandet mellan skjuvlasten och konens/ändens rörelse. För kamjärnet registrerades ingen rörelse vid änden, som väntat. Konen på konbultarna började att förskjutas vid en skjuvlast på ca 140 kN och accelererade vid en skjuvlast på ca 200 kN. Konen på konbult-28 rörde sig vid något lägre skjuvlast än konen på konbult-69. Figur 9 visar ett foto på de tre bultarna som utsattes för skjuvning.



Figur 8 Last – förskjutnings samband mellan konrörelse och skjuvkraft  
*Shear load versus cone/end displacement*



Figur 9 Foto av bultarna som utsattes för skjuvning  
*Photo of the three bolts that were sheared*

Lastcellen som registrerade den kraft som brickan belastades med visade ingen last under försöket med kamjärnsbulten. För konbultarna registrerades en största last på 85 kN efter en 50 – 100 mm stor skjuvrörelse. Denna last var sedan relativt konstant vid fortsatt skjuvning.

## Diskussion och slutsats

### Utdragsförsök

Försöken visar att högre enaxiell hållfasthet på ingjutningsmassan ger en högre styvhet, och en ökning av konens bärförmåga. De visar också att för de två mjukare bruken sker en stabilisering av konens bärförmåga efter ca 50 mm vilket motsvarar en konlängd. Detta beteende visar inte försöket där det styvaste ingjutningsmassan används utan här sker en stabilisering av konens bärförmåga efter ca 20 mm. Skillnaden i bärförmåga är dock inte stor. Det betyder att konbulten inte är känslig för variationer av ingjutningsmassans hållfasthet mellan 28 och 47 MPa i rent drag om förskjutningarna är stora, dvs mer än 50 mm.

Flytlasten för stålet i en 22-mm konbult är ca 137 kN, denna last ligger således under konens bärförmåga för de två bruken med högre hållfasthet. Detta medför att när konens bärförmåga ökar något kommer stålet i bulten att plasticeras. Ännu högre hållfasthet på ingjutningsmassan kommer troligen resultera i att konen fastnar, direkt eller efter en

viss förskjutning, och leder således till bultbrott. Om detta sker kan dock stålets brottöjning på 20 % utnyttjas vilket i rent drag innebär ca 40 cm på en 2 meter lång bult. Den lastbärande effekten kommer också att öka till ca 228 kN innan brott, för en 22 mm:s konbult. Konbultens förmåga att ta upp skjuvdeformationer minskar dock troligen med ett sådant bruk eftersom konens förskjutning inte ger något tillskott som vid användning av ett mjukare bruk.

Den 20 mm tjocka kamjärnsbulten som används i Bolidens gruvor har en flytlast på 181 kN och en brottlast på 211 kN (testade värden). För konbulten finns egentligen tre gränslaster; flytgräns som är 137 kN, en brottlast på 228 kN och konens bärförmåga som är beroende på brukets hållfasthet men som ligger runt 125 – 145 kN. För dimensionering av förstärkning utförd med konbulten bör konens bärförmåga användas.

### Skjuvförsök

Det var väntat att konbulten skulle ge ett större skjuvmotstånd än kamjärnsbulten på grund av den större arean. Frågan var om skjuvlasten kunde producera tillräckligt med axiell kraft för att konen skulle propagera genom ingjutningsmassan. Båda försöken i den här artikeln visar att i mjukt berg, ( $\sigma_c = 40$  MPa), är den axiella kraft som utvecklas från skjuvkraften tillräcklig även om starkare ingjutningsmedel, 69 MPa, används. Varför lastcellen som är monterad under brickan visar så liten last vid skjuvning är oklart. Den maximala last som lastcellen visade dvs 85 kN borde inte vara tillräcklig för att få konen att propagera genom ingjutningsmassan.

Förskjutningen av konen är mindre i det försök där ingjutningsmassan är 69 MPa men den har fortfarande stor del i den stora skjuvrörelse som uppnås innan bultbrott. Det rekommenderas inte att använda ännu lägre hållfasthet på ingjutningsmassan för att om möjligt erhålla ”obegränsad” skjuvkapacitet på grund av att konens bärförmåga vid ren dragning kommer att bli för låg. Konens rörelse har betydelse för hur stor skjuvrörelse som kan uppnås, men även om konen inte rörde sig skulle skjuvrörelsen innan bultbrott vara större för konbulten än för kamjärnsbulten på grund av att konbulten tillåts töjas över en större del av bultskaftet tack vare en lägre friktion.

Den axiella tryckhållfastheten på betongblocken på 40 MPa var inte tillräcklig för att orsaka klippning av bultarna; konbultarna böjdes in i sprickan och krossade ingjutningsmassa och betong runt borrhålet. Kamjärnet krossade också ingjutningsmassa och betong runt borrhålet men inte i lika stor utsträckning som konbultarna. Krökningsradien på kamjärnet är mycket mindre än för konbultarna.

I försöket med konbult-28 avtog lasten mot slutet av försöket. Detta beror troligtvis på dålig ingjutning eller att betongblocket började att spricka. Det är således viktigt vid

användning av konbulten att kunna försäkra sig om bra kvalitet på ingjutningen eftersom bulten kan förlora all eller del av sin bärande förmåga om det är större luftfickor i ingjutningsmassan. Det är också viktigt att försäkra sig om att inga utfall sker under brickorna eftersom även detta medför att konbulten förlorar sin bärande förmåga. Med tanke på användnings området löses detta enklast genom att applicera sprutbetong innan bultning sker.

#### Slutsatser

- Den cementingjutna konbulten kan tolerera mycket större förskjutning, både i skjuvning och i drag, än en cementingjuten kamjärnsbult. I dessa försök klarar konbulten mer än 5 gånger större förskjutning än kamjärnsbulten i skjuvning. Den axiella kraft som uppstår vid konen på grund av skjuvningen är tillräcklig för att få konen att propagera genom ingjutningen i mjukt berg ( $\sigma_c = 40 \text{ MPa}$ ).
- Lastkapaciteten i skjuvning är stort sett lika stora för kamjärnsbulten och konbulten.
- Konbulten är inte känslig för variationer i ingjutningsmassans hållfasthet och konens bärförmåga är inte linjärt beroende på ingjutningsmassans hållfasthet. För att försäkra sig om att konen propagerar genom cementbruket bör den enaxiella tryckhållfastheten på bruket vara 30 – 50 MPa.
- Utdragskraften för en konbulten är ca 125 – 145 kN vilket är mindre än för kamjärnsbulten. Förmågan att ta upp stora deformationer i bergmassan kompenserar dock mer än väl den lägre utdragskraften i användningsområden där den påförda lasten minskar med ökad deformation.

#### Summary

Some of the Boliden Cut&Fill mines, including the Kristineberg mine, operate at a depth of approximately 1000 m. Severe ground problems occur at these depths as a result of the combined effect of high stresses and poor ground conditions, especially in the alteration zones surrounding the relatively strong orebodies. These conditions result in rock failure and large deformations are pronounced in the sidewalls. Thus, a support system is needed that picks up load for small deformations and when the nominal load is reached it is able to sustain large deformations by yielding without losing its load bearing capacity.

The Cone bolt has been developed by COMRO but there is, however, a lack of information regarding the behavior of the cone bolt in soft rock and the influence of grout strength. No information was available on the deformation properties in shearing.

As a part of a support improvement program for the Kristineberg mine the properties of the cone bolt were investigated in full scale tests in tension and shear in soft rock conditions and for low loading rates. The tests and their results are the subject of this study.

The cone bolt consists of a 22-mm diameter steel bar with a wax-coated smooth shank and a flattened conical flaring forged to the “anchor” end of the bolt. The wax coating is designed to minimize the bond strength between the bolt shank and the grout to allow the cone to yield by being pulled through the grout. The main pull out force is generated by a combination of the friction between the grout and cone and the force required to deform the grout (Jager 1992).

The bolts tested were 2.1 meter long. The rebar tested in shear had a diameter of 20 mm and a length of 2.1 m. The pull-out tests were carried out at Testlab at the Luleå University of Technology. The cone bolts were grouted in 1.1-meter long steel pipes with the dimensions 95 mm outer and 45 mm inner diameter. None of the cone bolts failed.

In test 1 the displacement of the bolt head was mainly due to the cone displacement with minor elongation of the bolt. The grout used for test 1 had a compressive strength of 28 MPa. The yielding load is about 100 to 130 kN. In test 2 the compressive strength of the grout is 35 MPa and the yielding load is 125 to 145 kN. The bolt shank in test 2 had a plastic deformation of 20 mm or 1.5 %. In test 3 the grout had a compressive strength of 47 MPa and the yielding load was 130 to 150 kN. All tests show approximately the same loading characteristic for loads up to 80 kN and approximately 3 to 5-mm displacement.

The shear tests were carried out at the Norwegian University of Science and Technology in Trondheim. The test rig, originally designed for testing full-scale bolts in both tension and shear (Stjern, 1995), consists of two large concrete cubes with the dimensions  $0.95 \times 0.95 \times 0.95 \text{ m}^3$ , mounted in a steel rig. The compressive strength of the concrete at the time of testing was 40 MPa.

Two of the bolts, the rebar and cone bolt-69, were grouted with SH-cement with a water cement ratio of 0.35 which has a compressive strength of 69 MPa. The grout used for cone bolt-28 was a mixture of one part SH-cement and 2 parts Myanit with a water solid ratio of 0.3 and had a compressive strength of 28 MPa.

The Cone bolt has been developed by COMRO but there is, however, a lack of information regarding the behavior of the cone bolt in soft rock and the influence of grout strength. No information was available on the deformation properties in shearing.

As a part of a support improvement program for the Kristineberg mine the properties of the cone bolt were investigated in full scale tests in tension and shear in soft rock conditions and for low loading rates. The tests and their results are the subject of this study.

The cone bolt consists of a 22-mm diameter steel bar with a wax-coated smooth shank and a flattened conical flaring forged to the “anchor” end of the bolt. The wax coating is designed to minimize the bond strength between the bolt shank and the grout to allow the cone to yield by being pulled through the grout. The main pull out force is generated by a combination of the friction between the grout and cone and the force required to deform the grout (Jager 1992).

The bolts tested were 2.1 meter long. The rebar tested in shear had a diameter of 20 mm and a length of 2.1 m. The pull-out tests were carried out at Testlab at the Luleå University of Technology. The cone bolts were grouted in 1.1-meter long steel pipes with the dimensions 95 mm outer and 45 mm inner diameter. None of the cone bolts failed.

In test 1 the displacement of the bolt head was mainly due to the cone displacement with minor elongation of the bolt. The grout used for test 1 had a compressive strength of 28 MPa. The yielding load is about 100 to 130 kN. In test 2 the compressive strength of the grout is 35 MPa and the yielding load is 125 to 145 kN. The bolt shank in test 2 had a plastic deformation of 20 mm or 1.5 %. In test 3 the grout had a compressive strength of 47 MPa and the yielding load was 130 to 150 kN. All tests show approximately the same loading characteristic for loads up to 80 kN and approximately 3 to 5-mm displacement.

The shear tests were carried out at the Norwegian University of Science and Technology in Trondheim. The test rig, originally designed for testing full-scale bolts in both tension and shear (Stjern, 1995), consists of two large concrete cubes with the dimensions  $0.95 \times 0.95 \times 0.95 \text{ m}^3$ , mounted in a steel rig. The compressive strength of the concrete at the time of testing was 40 MPa.

Two of the bolts, the rebar and cone bolt-69, were grouted with SH-cement with a water cement ratio of 0.35 which has a compressive strength of 69 MPa. The grout used for cone bolt-28 was a mixture of one part SH-cement and 2 parts Myanit with a water solid ratio of 0.3 and had a compressive strength of 28 MPa.

Both cone bolt-69 and the rebar were sheared to failure with a maximum shear displacement of 226 and 43 mm respectively. Cone bolt-28 did not fail but would probably do so after additional shearing. The test with cone bolt-28 stopped due to failure of the concrete block after a shear displacement of 225 mm.

For the rebar no displacement was recorded, as expected, at the bolt end. The cone of the cone bolts began to yield at a shear load of approximately 140 kN and accelerated at a shear load of 200 kN. The cone of cone bolt-28 yielded at lower shear load than cone bolt-69 and it also shows a larger cone displacement than cone bolt-69.

### Conclusion

- The cement-grouted cone bolt can tolerate much larger displacement, both in shear and tension, than grouted rebar in soft rock. In this test the cone bolt tolerated more than 5 times the displacement of the rebar in shearing. The axial force at the cone generated by the shear force was sufficient for the cone to yield through the grout
- The shear load capacity is approximately equal for rebar and cone bolt.
- Cone bolt is not sensitive to reasonable variations in grout strength and the yield force is not linearly dependent of the grout strength. To ensure yielding of the cone in the grout, grout strength within the range of 30 to 50 MPa is recommended.
- The pull out strength of the cone bolt is approximately 120 to 150 kN, which is much lower than rebar. However, the high yielding capacity of the cone bolt in large deformation more than compensate the lower pull out strength in applications where the load on the support decreases with increasing displacement, which is typical for most underground applications.

### Referenser

Board, M. and Rosengren, L. 1992. Simulation of sill Pillar Mining at 600 m Depth. G 2000 92:22, Projekt 323. Itasca

Gillerstedt, P. 1999. Skjuv- och dragförsök på deformationstålig bergbult. Examensarbete vid Luleå Tekniska Universitet. *Kommer att Publiceras*

Jager, A.J. 1992. Two new support units for the control of rockburst damage. Rock Support in Mining and Underground constructions, Balkema, 621-631.

Langille, C.C., Tannant, D.D. and Galbraith, J. 1995. Investigation of One-pass Grouted Support Systems for use in a High Stress Mining Environment. 97th Annual General

Meeting of C.I.M Rock Mechanics and Strata Control Session. Halifax, Nova Scotia, May 14-18, 1995, p162-171

Ortlepp, W.D. 1994. Grouted rock-studs as rockburst support: A simple design approach and an effective test procedure. Journal of the south african institute of mining and metallurgy. Vol. 94 February 1994 No. 2

Tannant, D.D. and Buss B.W. 1994. Yielding rockbolt anchors for high convergence or rockburst conditions. Proc. 47th Canadian Geotechnical Conference, Halifax, 428-437

Stjern Gisle, 1995. Practical performance of rockbolts. Doktor ingeniøravhandling 1995:52, Institutt for geologi og bergteknikk, Universitetet i Trondheim, Norges tekniske høgskole.

Wojno, L.Z., Jager, A.J. and Roberts, M.K.C. 1987. Recommended performance requirements for yielding rock tendons. SANGORM Symposium. –Design of rock Reinforcing : Components and Systems. Johannesburg, 71-74.



## STORSKALIGA BERGSLÄNTERS STABILITET

Stability of large scale rock slopes

*Jonny Sjöberg, Avdelningen för Bergmekanik, Luleå tekniska universitet  
(numera vid Boliden Mineral AB)*

### INLEDNING

Dimensionering av släntvinklar för dagbrottsslänter har blivit allt mer viktigt i takt med ökande brytningsdjup i många dagbrott världen över. Små förändringar av släntvinkeln medför stora extrakostnader som en följd av ökad gråbergsbrytning. För närvarande finns det ett flertal gruvor som har nått, eller planerar för, brytningsdjup på 500 meter eller mer.

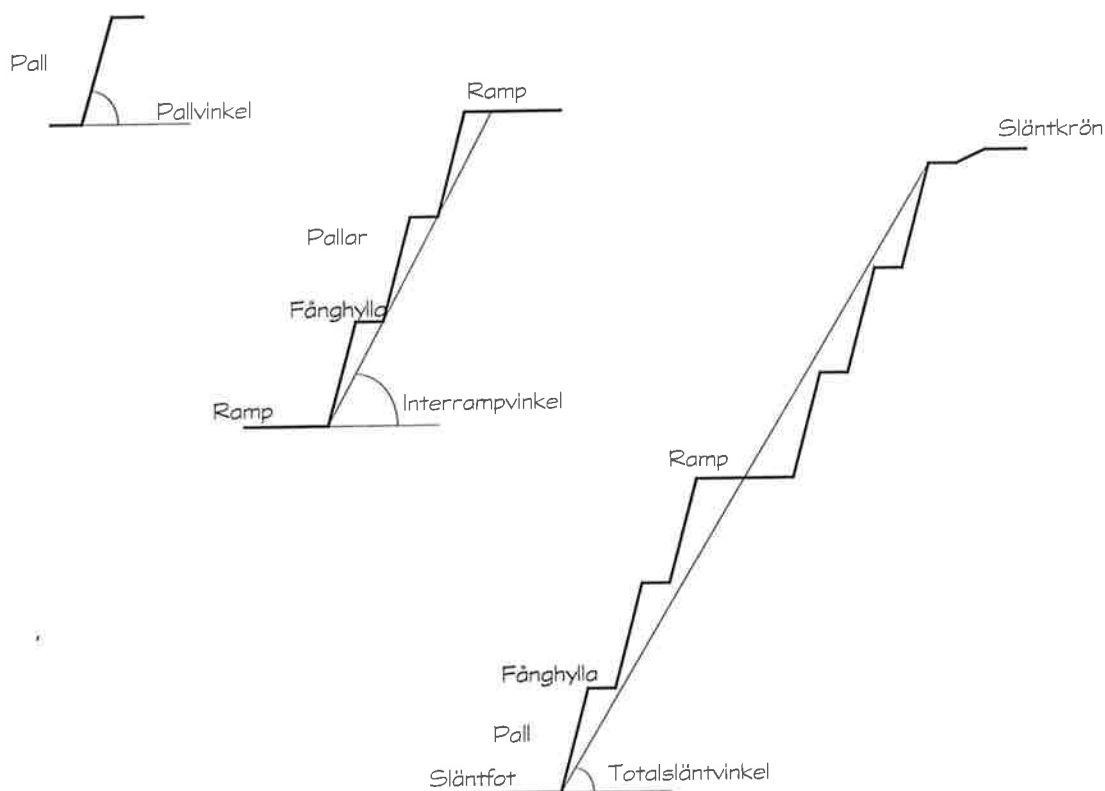
En av dessa är Aitikgruvan, belägen ca 20 km öster om Gällivare. Gruvan ägs och drivs av Boliden Mineral AB. Dagbrottsbrytning startade 1968 och man har till dags dato brutit ca 200 miljoner ton kopparmalm (och ungefär lika mycket gråberg). Nuvarande brytningsdjup är mellan 250 och 300 meter, och planerat slutligt djup är 450 meter (beroende på metallpriser och framtida brytningskostnader). Bergmassan är generellt sett av bra kvalité och med relativt hög hållfasthet. Dominerande bergarter är gnejser, med utpräglad skiffrihet. Storskaliga strukturer har dock ej kunnat påvisas. Brott har endast skett i mindre skala, företrädesvis i enskilda pallar. Det finns inga tecken på förestående storskaligt brott.

Den befintliga kunskapen om brottmekanismer i denna typ av berg och för höga slänter är relativt dålig. Avsaknaden av tidigare storskaliga brott gör det omöjligt att avgöra hur nära man befinner sig ett eventuellt brott. Man kan inte heller förlita sig på rent empiriska dimensioneringskriterier och/eller bakåträknade värden. Nuvarande slänt-vinklar har valts utifrån risken för småskaligt brott i pallarna, baserat på två omfattande slänt-stabilitetsstudier (Call m fl, 1977, West m fl, 1985). De rekommenderade interramp-vinklarna (se Figur 1) är mellan 42° och 49° för liggväggen och mellan 51° och 53° för hängväggen.

Underlaget för att dimensionera totalsläntvinkeln är således bristfälligt. Samtidigt är kravet på precision i dimensionering högt eftersom små förändringar i slutlig släntvinkel kan ha dramatiska effekter på hela brytningsekonomin. Storskaligt brott måste undvikas på alla de omfattande konsekvenser som ett sådant kan medföra. I hårt berg och branta slänter kan ett släntbrott också förväntas ske snabbt och med relativt liten förvarning. En komplicerande faktor i sammanhanget är närheten till anrikningsverket på liggväggs-sidan (Figur 2).

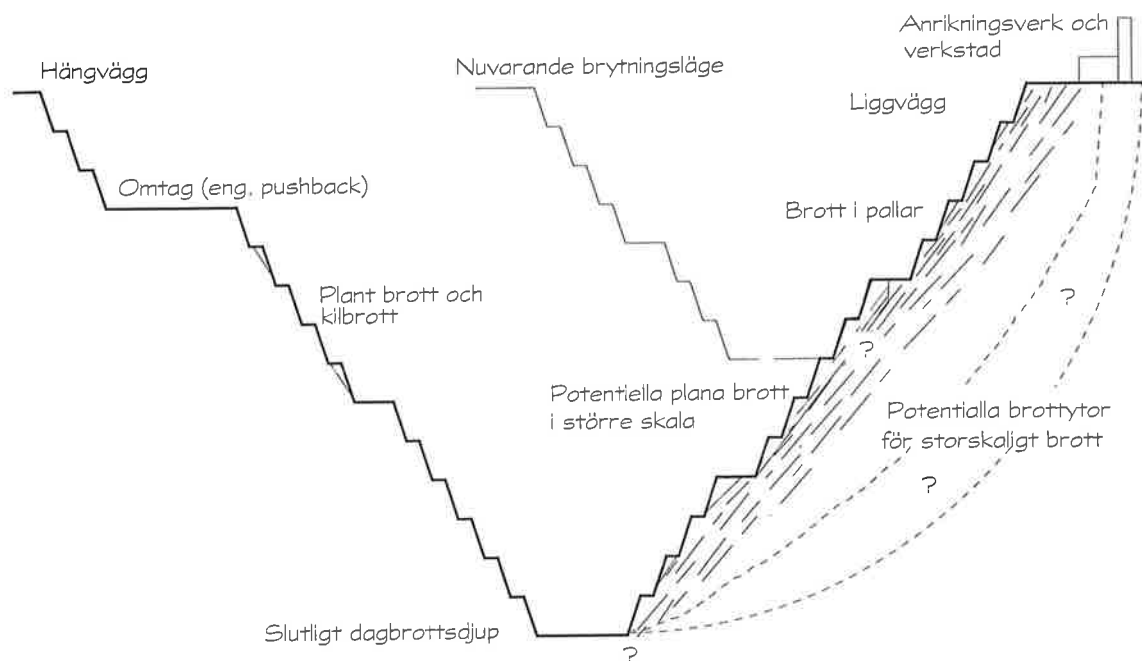
Det problem som Aitik står inför är generellt så tillvida att det inte finns någon allmänt gångbar metodik för dimensionering av storskaliga dagbrottslänter i hårt berg. Gängse angreppssätt innefattar bakåträkning från tidigare observerade brott och tillämpning av dessa värden vid analys av framtida brytningsgeometrier. Vanligen används jämviktsanalys för beräkning av säkerheten mot brott.

Detta angreppssätt fungerar ej i de fall då tidigare brottobservationer saknas. En tillförlitlig metodik för att bestämma en storskalig bergmassas hållfasthet saknas. Jämviktsanalyser är dessutom begränsade eftersom de inte kan simulera brottutveckling eller ta hänsyn till deformerbarheten i en storskalig bergmassa. Kunskapen om vilka brottmekanismer som kan uppkomma är också begränsad. Även för de brottformer som observerats finns det betydande brister i beskrivningen av villkoren för att olika brott skall ske, samt hur brott utvecklas och propagerar i en slänt. Kunskap om brott i liten skala (vilken är relativt god) kan inte heller godtyckligt extrapoleras till storskaliga slänter.



Figur 1 Definition av släntvinklar i dagbrottsbrytning.

*Definition of slope angles in open pit mining.*



Figur 2 Tänkbara stabilitetsproblem i Aitik (ej skalenlig figur).

*Potential stability problems at the Aitik open pit mine (figure not to scale).*

Sammantaget innebär detta att det finns ett stort behov av kunskapsutveckling inom området. Detta var utgångspunkten för ett forskningsprojekt som genomförts i samarbete mellan Boliden Mineral AB och Avdelningen för Bergmekanik, Luleå tekniska universitet. Målet för projektet var att utveckla en praktiskt användbar dimensioneringsmetodik för storskaliga slänter, med särskild tillämpning på Aitikgruvan.

I den första delen av projektet gjordes en omfattande litteraturstudie samt studieresor till utvalda dagbrott. Vidare arrangerades två internationella diskussionsmöten (workshops) till vilka ledande konsulter, forskare, och representanter från gruvbolag bjöds in. Litteraturstudien och diskussionsmötena bekräftade att mycket lite utveckling hade skett de senaste 25 åren inom området storskalig släntstabilitet, samtidigt som behoven av ny kunskap ökat drastiskt. Det stod klart att det krävdes ett helhetsgrepp på problemet för att nå praktiskt användbara resultat. Fokusering på ett enskilt problemområde var inte tillräckligt, eftersom andra (och kanske viktigare) områden då skulle bli eftersatta.

För fortsättningen av projektet valdes ett empiriskt-analytiskt angreppssätt. Tillgängliga empiriska data kompletterades med omfattande analyser av brottmekanismer och utveckling av dimensioneringsverktyg. De olika projektdelarna bidrog tillsammans till: (1) en bättre kunskap om slänters mekanik, (2) bättre uppskattningar av stabila släntvinklar, samt (3) bättre bestämningar av storskaliga bergmassors hållfasthet. En

komplett lösning på ovanstående problem kan dock ej erhållas inom projektets ram. Å andra sidan ger detta angreppssätt praktiskt användbara resultat, och en förbättrad (men fortfarande grov) dimensioneringsmetodik som kan tillämpas idag. Det har också antagits att brott i hårt berg sker snabbt, varför en konservativ dimensionering krävs.

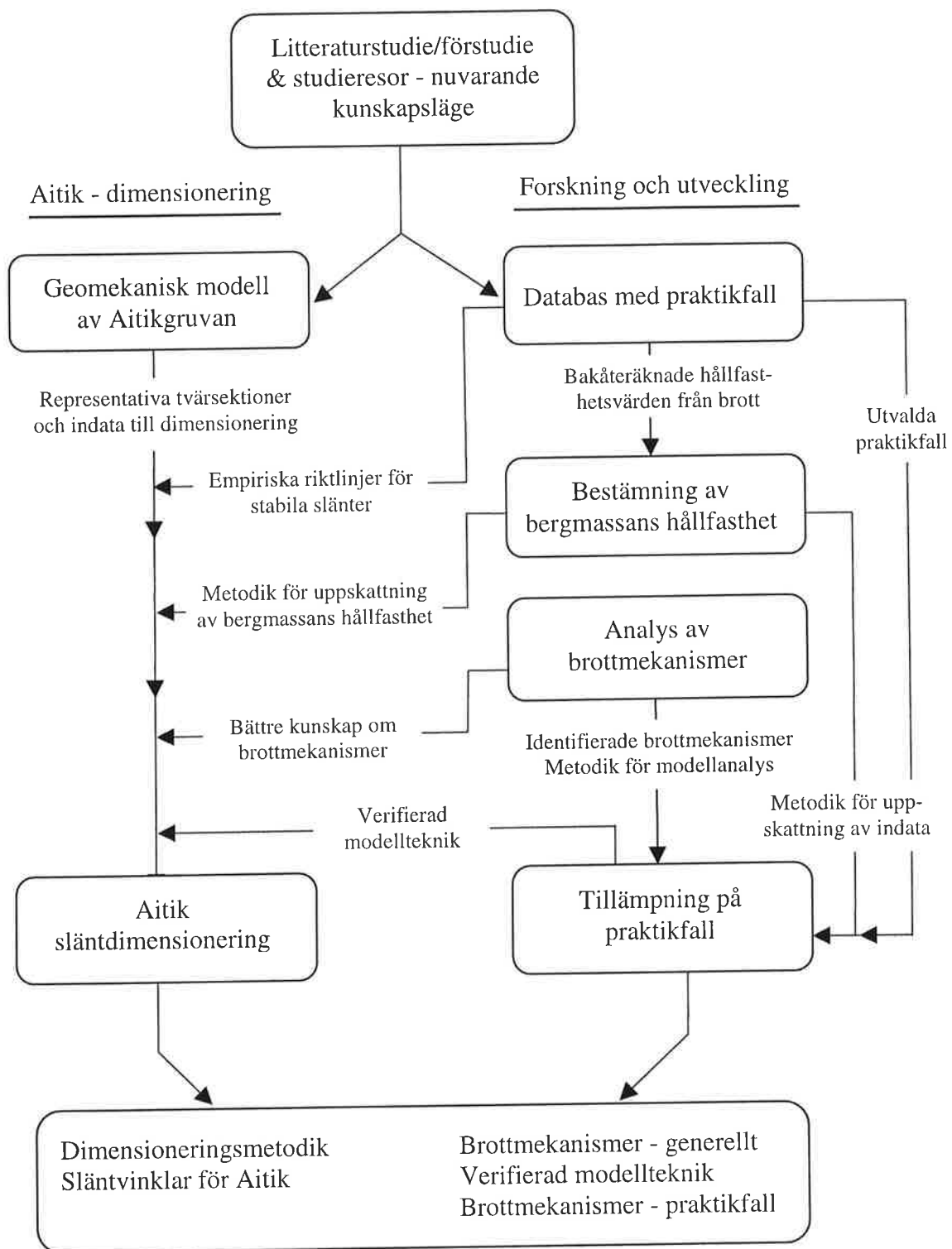
De olika delarna i projektet redovisas i Figur 3. Arbetet bedrevs i två parallella linjer. Den ena var direkt inriktad på dimensionering av släntvinklar i Aitik, medan den andra syftade till en mer allmän kunskapsuppbyggnad och tillämpning på andra praktikfall. Det senare var dock en förutsättning för det mer praktiskt inriktade arbetet med Aitik, med tillhörande överföring av projektresultaten enligt Figur 3. I det följande redovisas utvalda resultat från respektive projektdel. En fullständig redogörelse för projektresultaten ges i Sjöberg (1999).

## STUDIER AV PRAKTIKFALL

Ett stort antal praktikfall har samlats in och analyserats. Databasen över praktikfall innefattar 19 besökta dagbrott, ytterligare 26 fall från litteraturen, 117 slänter i Kina (naturliga och tillskapade vid anläggningsarbeten), 179 naturliga slänter i Norge, samt 3 slänter från skivrasgruvor i Sverige.

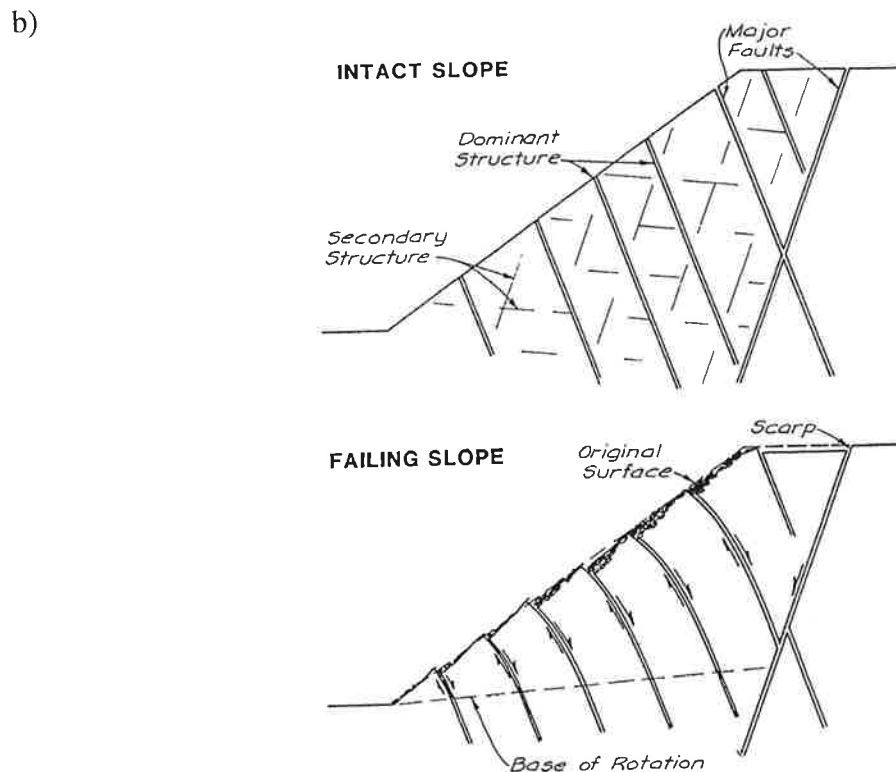
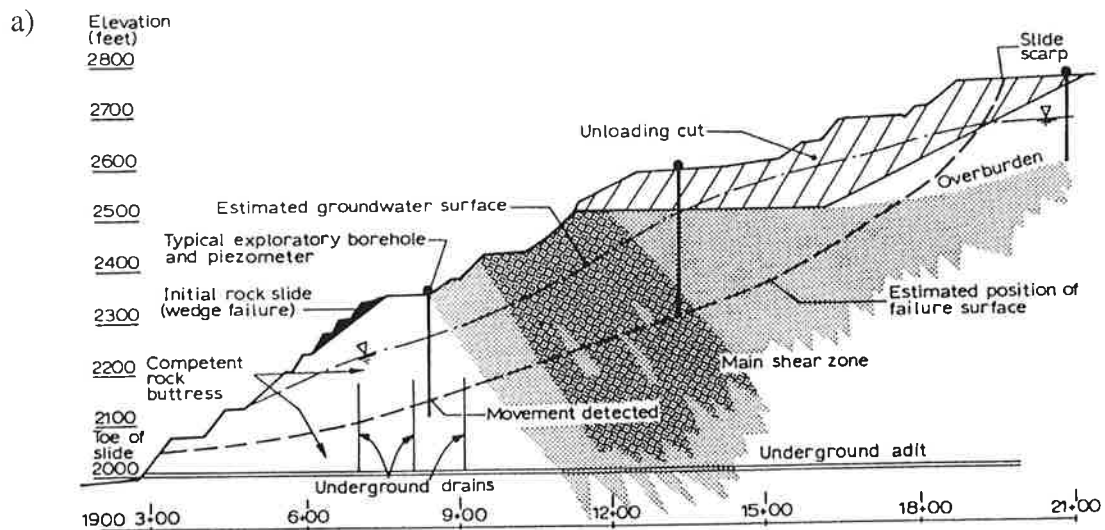
Informationsmängden från respektive praktikfall varierade relativt mycket. För de besökta gruvorna, samt för en del fall ur litteraturen, fanns generellt sett bra beskrivningar av geologi och strukturer, liksom beskrivningar av eventuella brott. Endast ett fåtal fall innefattade detaljerade mätinsatser och bakåträknade hållfasthetsvärden från storskaligt brott. Bland de bäst dokumenterade av dessa är liggväggsbrotten i Bolidens dagbrott Aznalcollar i Spanien. För praktikfallen från Kina (Chen, 1995a, 1995b) och Norge (Broch & Nilsen, 1977; Nilsen, 1979; Dahlø, 1976, 1996) var tillgänglig information mer begränsad, och inkluderade endast slänthöjd och släntvinkel för respektive fall, samt en rudimentär geologisk beskrivning. Dessa är ändå intressanta eftersom de gav ett utökat underlag för empirisk dimensionering. För de naturliga slänterna i Norge är dessutom de geomekaniska förhållanden relativt likartade de för Aitik. Praktikfallen från svenska skivrasgruvor är speciella i det avseendet att de egentligen ej är dagbrottslänter. Storskaliga brott har dock inträffat, vilka till stor del påminner om släntbrott i sin karaktär, och dessutom har skett i hårt berg. En osäkerhetsfaktor i sammanhanget är dock inverkan av kvarvarande rasberg i nedre delen av dessa "slänter".

Storskaligt släntbrott hade inträffat i ca hälften av de dagbrott som studerats. De dominerande brottformerna var storskaligt överstjälpningsbrott (eng. large scale toppling) och cirkulärt skjuvbrott (se Figur 4). Cirkulärt skjuvbrott används här som en samlad beteckning för skjuvbrott i en bergmassa som sker längs en krökt brottyta, utan inverkan av storskaliga strukturer (brottytan är dock inte alltid cirkulär, se Figur 4). Enstaka fall av storskaliga kil- och plana brott kunde också konstateras. För studerade dagbrott är det få som praktiserar brantare släntvinklar än  $55^\circ$ , ofta beroende på att det är svårt att bryta en sådan brant slänt (kräver mycket försiktigt sprängning och säkra pallar).



Figur 3 Projektuppläggning och ingående delar i projektet.

*Outline of project and major tasks.*



Figur 4

Exempel på observerade storskaliga släntbrott i dagbrott: a) cirkulärt skjuvbrott i Jeffrey Mine (Pariseau & Voight, 1979), b) storskaligt överstjälpningsbrott i Lornex dagbrott (Daly, Munro & Stacey, 1988).

*Example of observed large scale slope failures in open pits: a) circular shear failure in the Jeffrey Mine (Pariseau and Voight, 1979), and b) large scale toppling failure in the Lornex Pit (Daly, et al., 1988).*

De flesta av dessa brott har utvecklats relativt långsamt med successivt ökande förskjutningar. Det har därför varit möjligt för respektive gruva att "leva med" släntbrott, och kontinuerligt anpassa brytningen därefter. Man har medvetet provat sig fram mot successivt djupare dagbrott, med noggrann övervakning och uppföljning. Detta bygger på antagandet att brott aldrig sker utan förvarning. Två fall med plötsligt släntbrott finns dock dokumenterade. Båda dessa inträffade i relativt branta slänter och innefattade glidning längs en storskalig struktur kombinerat med brott genom bergmassan vid släntfoten. I bägge fallen var uppmätta deformationer före slutligt brott mycket små (cm-storlek), och brottförloppet mycket hastigt. Man kan därför inte alltid anta att brott sker "snällt" och långsamt, särskilt inte för branta slänter i hårt och sprött berg.

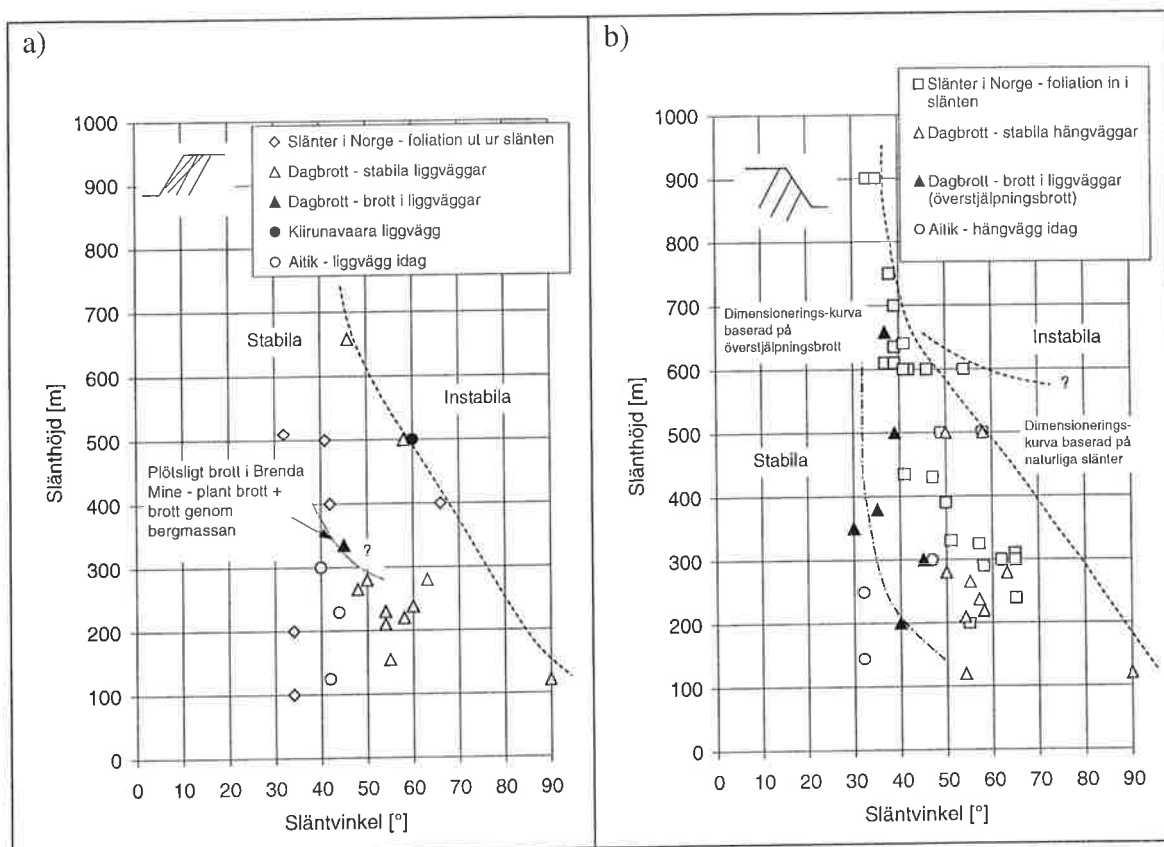
Av observerade brott i databasen kan endast ett sägas ha inträffat i hårt berg, liknande förhållandena i Aitik, nämligen det storskaliga liggväggsbrottet i LKAB:s gruva Kiirunavaara. Detta fall är, liksom tidigare nämnda brott i Aznalcollar, relativt väl dokumenterat, dock med mindre omfattande mätinsatser. Dessa två praktikfall valdes ut för mer ingående analys med numeriska modeller, vilket beskrivs längre fram.

Övriga fall användes för att etablera approximativa riktlinjer för dimensionering. För att ta fram representativa riktlinjer för tillämpning på Aitik, krävdes viss sortering av informationen. Tillgängliga data tillät ej bergmasseklassificering med *NGI* eller *RMR*-systemen för alla praktikfall. Istället sorterades praktikfallen med avseende på berghållfasthet enligt *ISRM*'s indextest i klasserna R2, R3, R4, och R5 (se också Brown, 1981) och geologiska likheter. För de naturliga slänterna i Norge kunde praktikfallen också sorteras med avseende på orienteringen av dominerande sprickgrupper eller foliation relativt slänten.

Denna grova klassificering visade på något brantare slänter för högre berghållfasthet. Släntvinklarna var lägre för fall med dominerande sprickor som strök parallellt med och stupade ut ur slänten (risk för plana brott), jämfört med de något brantare slänterna för de fall då dominerande sprickor stryker vinkelrätt slänten. Spridningen är dock stor och det finns flera fall där brott skett i slänter med flackare släntvinklar än stabila slänter (för jämförbara förhållanden). Detta indikerar att alla styrande faktorerna bakom brott ej inkluderats i denna grova sortering.

Representativa fall liknande liggvägg och hängvägg i Aitik presenteras i Figur 5. En approximativ dimensioneringskurva som separerar stabila och instabila slänter har ritats in. Viss försiktighet måste iakttas vid tolkningen av dessa riktlinjer. För det första finns det få fall av brott, både för häng- och liggväggar. Hängväggsbrotten är alla storskaliga överstjälpningsbrott av vilka de flesta inträffat i slänter som är flackare än nuvarande hängväggsslänt i Aitik. Dessa är alltså inte nödvändigtvis representativa för bergmassan i Aitik. Större vikt har lagts på de naturliga slänterna från Norge. Dessa är alla stabila och utgör något av "bästa fall", eftersom alla "farliga" strukturer förmodligen redan gett brott.

Dessa riktlinjer skall endast nyttjas i de fall då mer detaljerad information inte finns att tillgå. För att öka precisionen i dessa riktlinjer krävs en förfinad klassificering av de ingående praktikfallen. Dessutom krävs fler observationer av brott i höga slänter. Tiden får utvisa om det senare kan uppfyllas.



Figur 5 Slänthöjder och släntvinklar för utvalda praktikfall jämförbara med:  
a) liggväggen i Aitik, b) hängväggen i Aitik.

*Slope heights versus slope angles for selected cases similar to: a) the Aitik footwall, and b) the Aitik hangingwall.*

## ANALYS AV BROTTMEKANISMER I STORSKALIGA BERGSLÄNTER

### Angreppssätt och analysmetod

Kunskapen om brottmekanismer i höga bergslänter är dålig. Detta gäller speciellt för slänter i hårt berg för vilka det finns få brottobservationer. Fler brott har observerats i svagare berg, men även för dessa brott är flera fundamentala frågor fortfarande obesvarade. Detta inkluderar (1) villkor för uppkomsten av olika mekanismer, (2) villkor för initiering av brott, (3) form och läge på brottytan och (4) utveckling och propagering av ett storskaligt brott.

För att förbättra kunskapsläget och komplettera informationen från praktikfall, användes numeriska modellanalyser för att studera brottmekanismer i storskaliga bergslänter. Modellerna användes som ett "laboratorium" för omfattande parameterstudier i syfte att identifiera styrande faktorer för olika brottmekanismer. Dessa analyser var ej avsedda att simulera ett specifikt fall, utan syftade till att undersöka allmänna egenskaper hos släntbrott. Verifiering av modellerna gjordes via jämförelser med rapporterade modelltest i laboratorium, jämförelser med andra beräkningsmetoder, samt jämförelser mot allmänt observerade brottbeteenden (i de fall sådana existerade).

Denna studie koncentrerades mot simulering av: (1) cirkulärt skjuvbrott i ett kontinuum eller i mycket sprickiga och/eller svaga bergmassor, och (2) storskaligt överstjälpningsbrott i förskiffrade bergmassor eller bergmassor med dominerande, brantstupande sprickor (Figur 6). Dessa brottformer är vanligt förekommande och/eller ofta antagna brottformer för storskaliga slänter, men ingående beskrivningar av mekanismerna bakom dessa saknas. Andra strukturstyrda brott i förskiffrade bergmassor (exempelvis plant brott) studerades också, men inte i samma detaljeringsgrad.

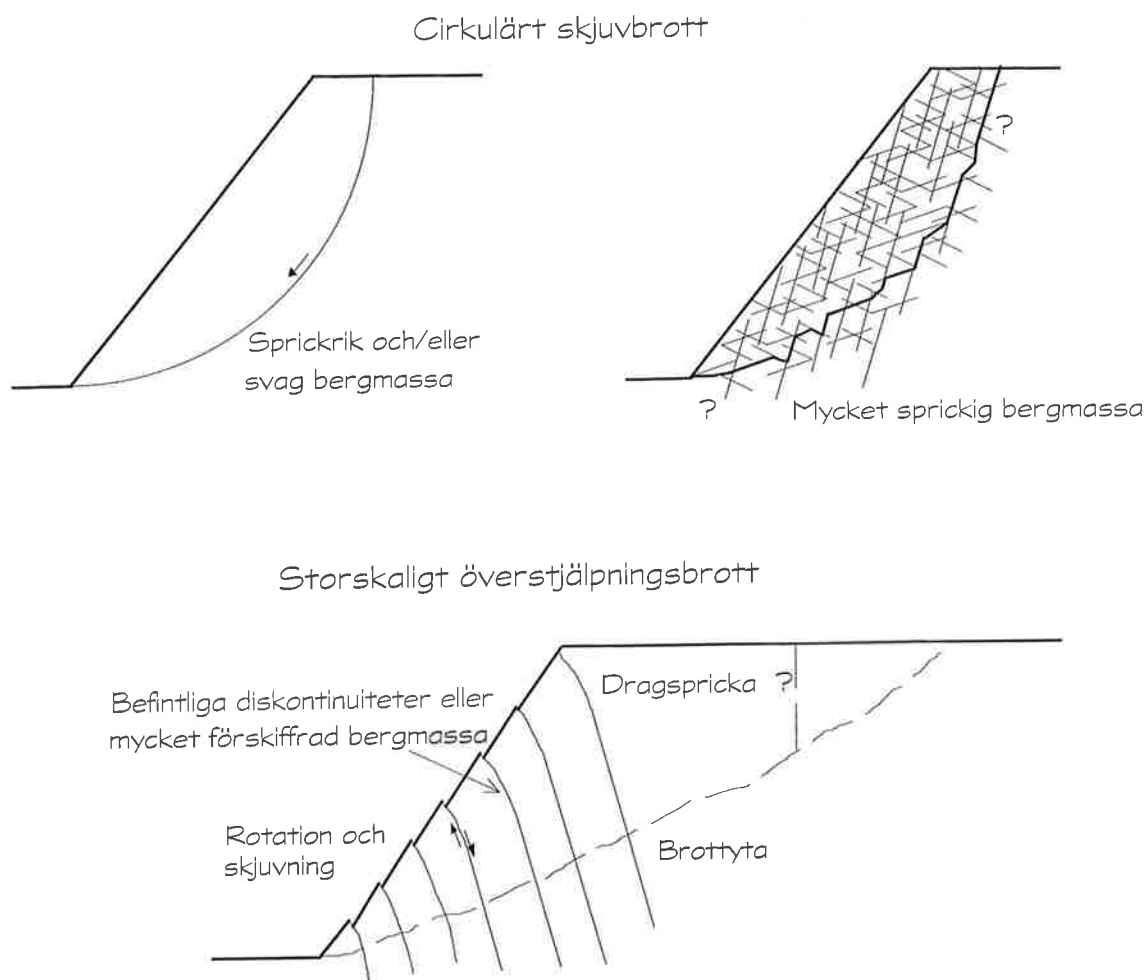
Modellanalyser utfördes med finita differensprogrammet *FLAC* (Cundall, 1976; Itasca, 1995) och distinkta elementprogrammet *UDEC* (Cundall, 1971, Itasca, 1997). *FLAC* lämpar sig i första hand för kontinuum-problem medan *UDEC* kan hantera ett stort antal block och diskontinuiteter. Båda programmen är kräver att tvådimensionella förhållanden kan antas, men många problem kan förmodligen studeras utan att ge sig in i mer komplex tredimensionell simulering. Ett stort antal modeller har analyserats, med olika dagbrottsdjup (100, 300 och 500 meter) och olika släntvinklar. Indata till modellerna (hållfasthet, sprickmönster, styvhet, bergspänningar och grundvattenförhållanden) varierades för att simulera olika geomekaniska miljöer. Värden valdes för att producera brott i modellen och för att kvantifiera villkoren för olika brottmekanismer.

### *Cirkulärt skjuvbrott*

Cirkulärt skjuvbrott kunde framgångsrikt simuleras med *FLAC*, och med användande av en idealplastisk (Mohr-Coulomb) materialmodell. För en homogen slänt skedde skjuvbrott längs en närmast cirkulär brottyta. Detta överensstämde väl med andra studier (se t ex Adhikary, 1995) och konfirmerade att *FLAC* kan användas för simulering av cirkulärt skjuvbrott.

En jämförelse med jämviktsanalyser visade att brott skedde i *FLAC* för ungefärligen samma hållfasthetsvärden som de som Bishops rutinmetod (Bishop, 1955) gav. Jämfört med Hoek & Brays (1981) förenklade diagrammetod gav dock *FLAC* brott för lägre hållfasthet. Läget på prognosticerad brottyta skiljde sig mer markant mellan dessa metoder. Den indikerade brottytan i *FLAC* gick ej genom släntfoten och sträckte sig längre bakåt i slänten, jämfört med kritisk brottcirkel i jämviktsmetoderna. Det visade sig också att den kritiska brottcirkeln från en jämviktsmetod inte nödvändigtvis är den slutliga brottytan. En ny och mer kritisk brottyta kan utvecklas bakom den första, om

bergmassan glider iväg längs den första brottytan och därmed tar bort stöd för bakomliggande berg (s k bakåtgripande brott). Detta fenomen var mer utpräglat i flackare slänter, och i de fall allt, eller nästan allt, av materialet kunde antas glida bort från slänten. Den slutliga brottytan simulerad på detta sätt med jämviktsanalys stämde också väl överens med prognosticerad brottyta i *FLAC*.

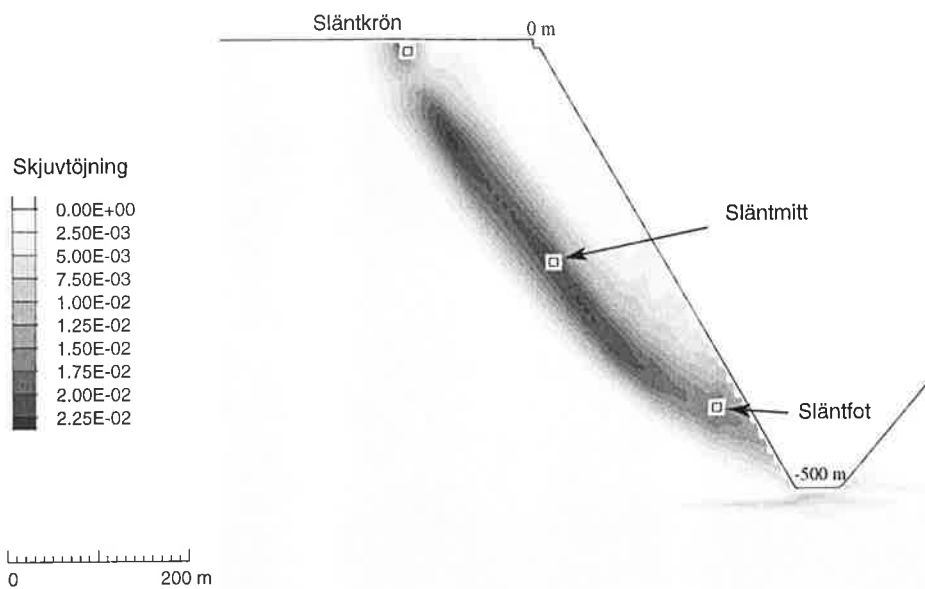


Figur 6 Analyserade brottformer.

*Analyzed failure modes.*

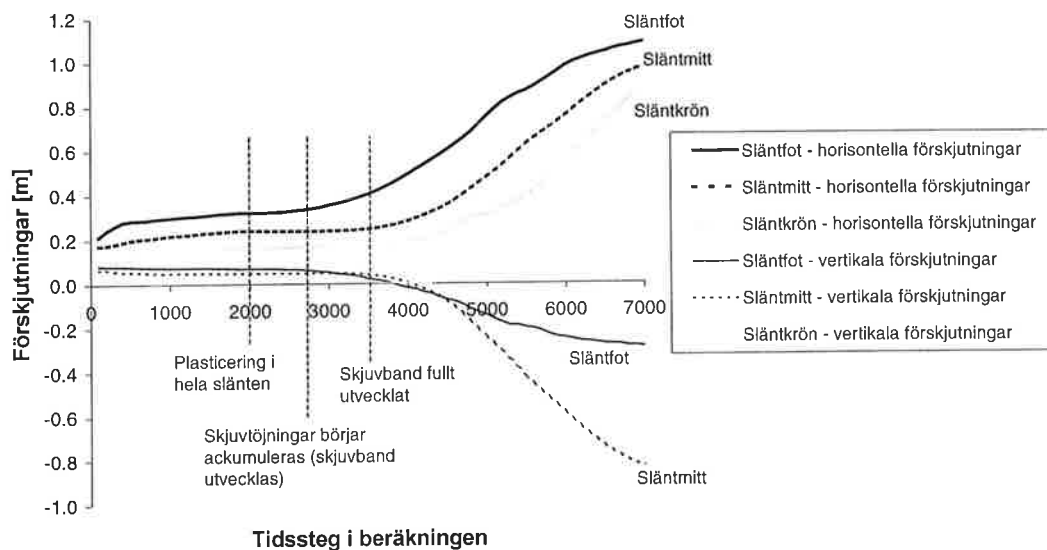
Modellanalyserna visade också att brott utvecklades i flera identifierbara steg. Betydande förskjutningar uppkom redan innan brottytan var fullt utvecklad, se Figur 7. Cirkulärt skjuvbrott kan därmed ej betraktas som någon stelkroppsrörelse (vilket antas i alla jämviktsmetoder).

a)



b)

#### 500 m slänt: horisontella och vertikala förskjutningar

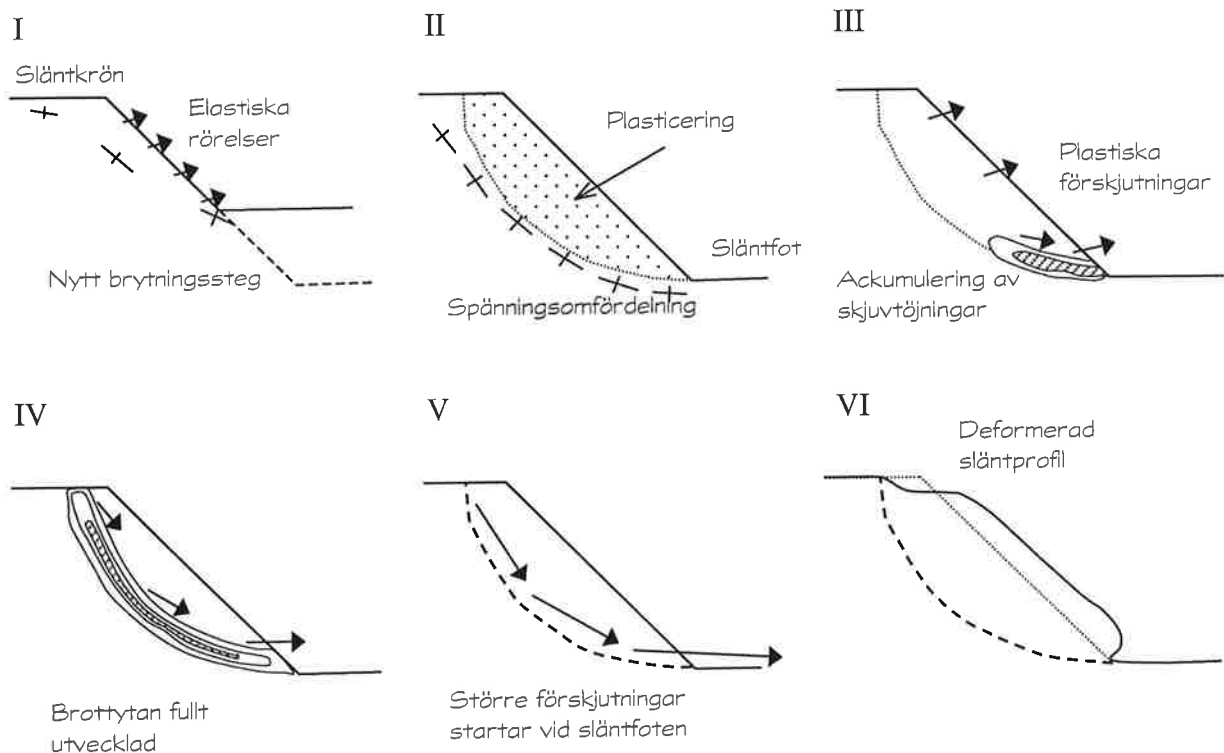


Figur 7

Simulering av cirkulärt skjuvbrott i en 500 meter hög slänt: a) beräknade skjuvtöjningar i *FLAC* och utvalda utvärderingspunkter, b) beräknade horisontella och vertikala förskjutningar i släntröf, släntröföf och krön.

*Simulation of circular shear failure in a 500-meter high slope using *FLAC*: a) calculated shear strain and selected interpretation points, b) calculated horizontal and vertical displacements at the toe, middle and crest of the slope.*

De olika stegen i brottutvecklingen sammanfattas i Figur 8. Innan brott startar, har endast elastiska rörelser uppkommit. I och med brytning till en ny (och kritisk) slänthöjd plasticeras bergmassan, med början vid släntfoten. När plasticering nått släntkrönet, börjar skjuvtöjningar att ackumuleras vid släntfoten, samtidigt som förskjutningarna ökar i storlek. För de studerade fallen var de maximala förskjutningarna i detta läge mellan 0.2 och 0.4 meter. Skjuvbandet propagerar från släntfoten till släntkrönet, varvid en brottyta kan sägas vara fullt utvecklad. Därmed kan också större förskjutningar ske, med start vid släntfoten (jämför Figur 7b).



Figur 8 Brottstadier för cirkulärt skjuvbrott i en slänt.

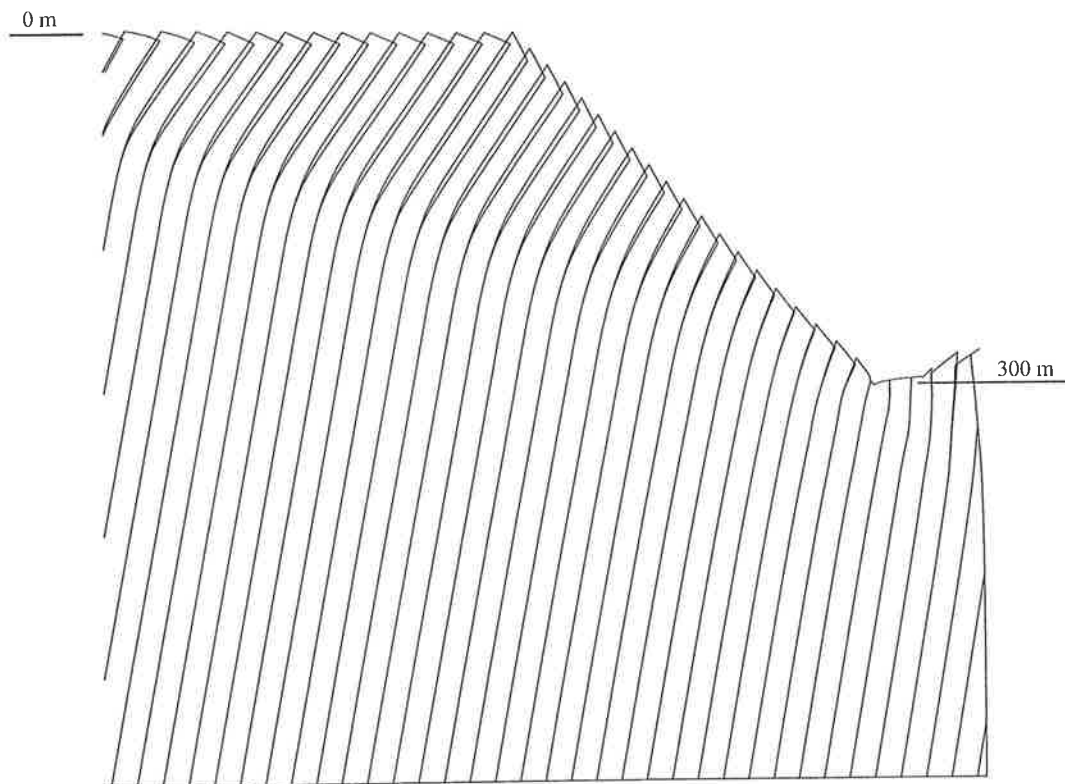
*Failure stages for circular shear failure in a slope.*

Ovanstående resultat gäller för en idealplastisk bergmassa eller en bergmassa med liten skillnad mellan maximal och residual hållfasthet. För ett material som uppvisar deformationsmjuknande beteende (d v s hållfasthetsförlust med ökande töjningar) erhöles ett delvis annorlunda brottförlopp. Brott kunde initieras vid markant högre maximal hållfasthet, förutsatt att bergmassan var spröd, d v s närmast omedelbar hållfasthetsförlust efter att brott skett. Även i detta fall startade brottet vid släntfoten, men propagerade ej direkt till släntkrönet. Istället utvecklades flera intermediära brottytor. Den specificerade töjningen fram till hållfasthetsförlust måste vara liten för att detta skall ske. Denna töjning är dock beroende av elementstorlek i modellen. Varje enskilt fall måste därför

kalibreras mot observationer. Denna begränsning i den konstitutiva modellen gör att resultaten enbart är kvalitativa.

### *Storskaligt överstjälningsbrott*

Storskaligt överstjälningsbrott var möjligt att simulera med *UDEC*, eller med *FLAC* med nyttjande av en anisotrop materialmodell (eng. ubiquitous joint model). Jämförelser med laboratorietest utförda av Adhikary (1995) visade på god överensstämmelse. Simulerat brott uppvisade också de typiska karakteristika som ofta observerats vid storskaligt överstjälningsbrott (Martin, 1990). Storskaligt överstjälningsbrott innefattar glidning längs sprickorna, ihoptryckning av bergkolumnerna (mest tydligt i övre delen av slänten) samt böjning av kolumnerna, se också Figur 9. Modellanalyserna visade att denna böjning gav upphov till dragbrott, vilket resulterar i en brottyta längs vilken glidning kan ske. Glidning längs brottytan kunde dock ej simuleras explicit i modellerna.



Figur 9 Beräknade blockrörelser i *UDEC* (förstorade 100 gånger) för en 300 meter hög slänt med 40° släntvinkel och med brantstupande sprickor (80°). Endast en del av modellen visas.

*Calculated block movements using UDEC (magnified 100 times) for a 300-meter deep pit with a 40° slope angle, with steeply dipping joints (80°). (Entire model not shown.)*

Villkoren för att storskaligt överstjälningsbrott, med tillhörande brottyta, skall inträffa är att:

1. Sprickorna måste stupa brant in i slänten och kunna glida relativt varandra (d v s ha relativt låg friktion).
2. Bergmassan måste kunna deformeras avsevärt för att skapa utrymme för rotation av bergkolumnerna.
3. Bergmassans draghållfasthet måste vara låg för att böjdragbrott skall kunna ske vid basen av de roterande bergkolumnerna.

Brottytan utvecklas i detta fall genom böjdragbrott, till skillnad från ett cirkulärt skjuvbrott, där brott sker genom skjuvning. För en liknande bergmassa med brantstående sprickor men med lägre skjuvhållfasthet sker brott som skjuvbrott längs en krökt brottyta, se Figur 10.

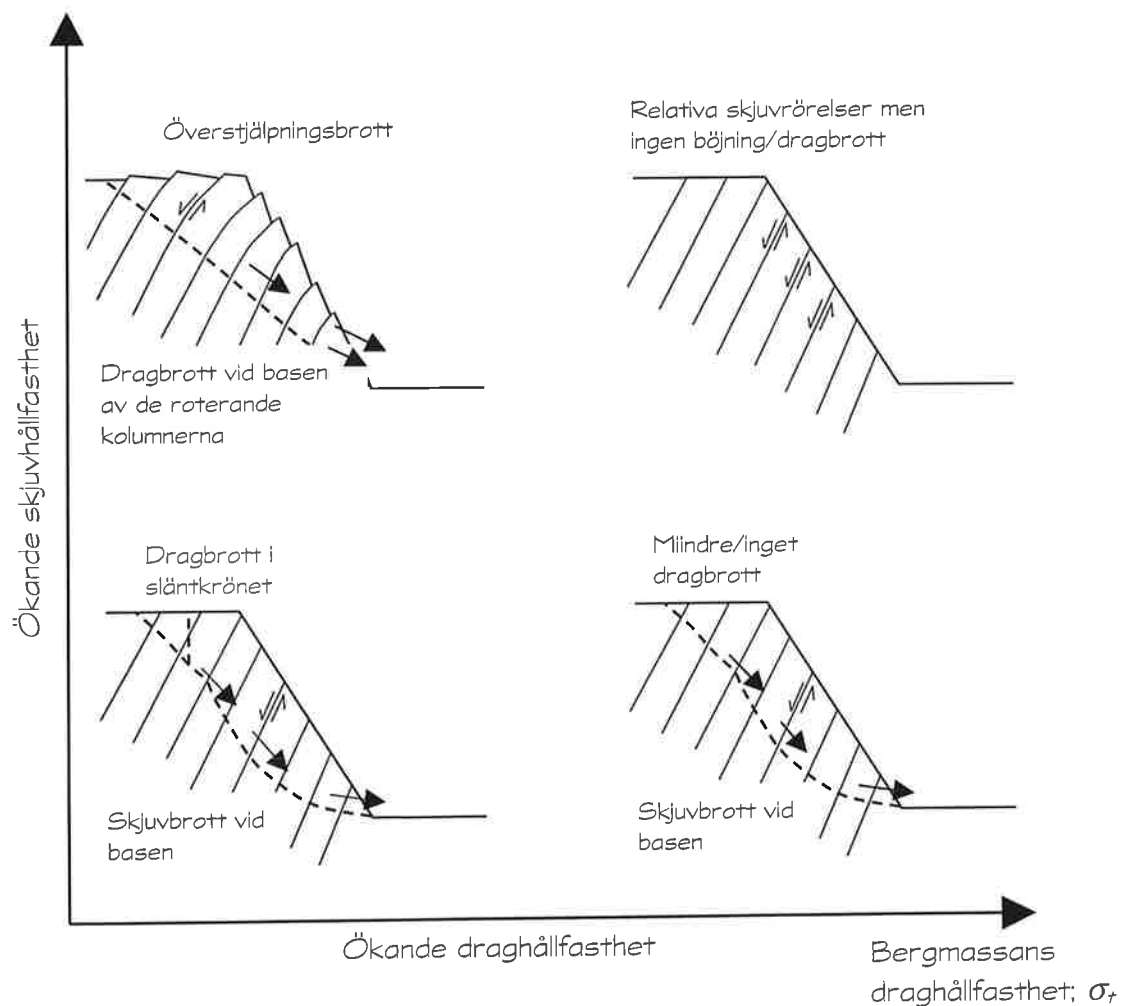
Modellanalyserna visade att storskaligt överstjälningsbrott utvecklades i flera steg, se Figur 11. Efter enbart elastiska rörelser börjar brott genom att glidning sker längs de brantstående sprickorna. Glidning utbildas först vid släntfoten och propagerar mot krönet, följt av spänningsomfördelning runt denna region. Djupet till vilket glidning längs sprickorna sker bestäms av släntvinkeln, sprickornas friktionsvinkel samt spänningsfältet (Sjöberg, 1999). Bergkolumnerna trycks ihop något vilket ger utrymme för en liten rotation av kolumnerna, med början vid släntfoten. För en hög slänt är även de elastiska deformationerna så stora att viss rotation kan uppkomma. Rotationen inducerar böjdragbrott vid basen av de roterande bergkolumnerna. Böjdragbrott propagerar sedan mot släntkrönet, varvid en brottyta har utbildats. Glidning kan sedan ske längs denna brottyta, men detta kunde ej simuleras i modellerna.

#### *Riktlinjer för stabilitetsanalys och val av indata*

I detta arbete har endast ett fåtal brottformer beskrivits kvantitativt. Många brottyper i storskaliga slänter är fortfarande okända eller otillräckligt utredda. Denna studie har dock visat att olika beräkningsansatser krävs för att simulera de olika brottformerna. Det är således nödvändigt med kunskap om mekanismerna innan en stabilitetsanalys (för dimensionering) kan göras.

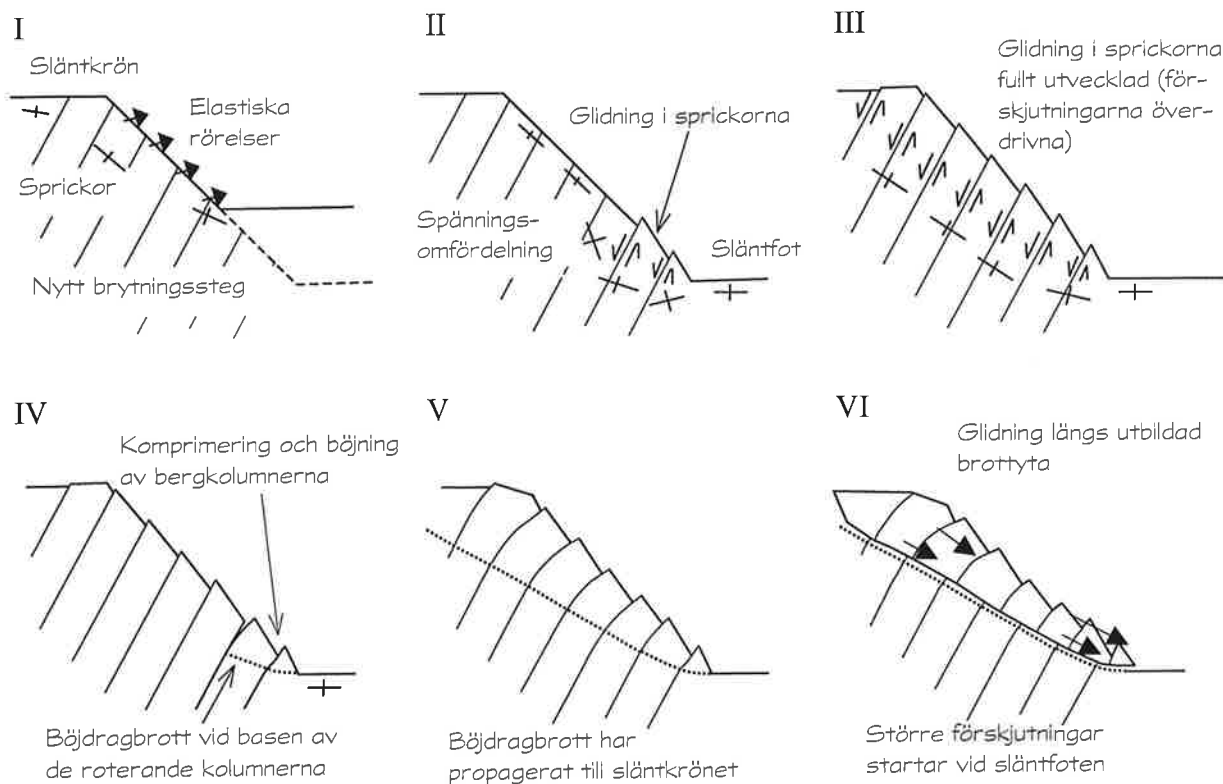
Ett delmål med denna del av projektet var att utarbeta riktlinjer för hur numerisk modellanalys kan tillämpas på släntstabilitetsproblem. Resultaten visade att numerisk analys är bättre än konventionell jämviktsanalys, eftersom numeriska modeller kan hantera deformerbara material. Detta visade sig vara en viktig parameter exempelvis för uppkomsten av storskaligt överstjälningsbrott. Genom att beräkna förskjutningarna kan också relevanta jämförelser göras med uppmätta förskjutningar i en dagbrottsslänt. Dessutom kan utvecklingen mot fullt utvecklat brott studeras i en numerisk modell.

Bergmassans skjuvhållfasthet;  
 $c$  och/eller  $\phi$



Figur 10 Brottmekanismer i slänter med brantstupande sprickor, som en funktion av bergmassans hållfasthet (villkoret för glidning mellan sprickorna är uppfyllt för ovanstående fall).

*Failure mechanisms in slopes with steeply dipping joints, as a function of intact material strength (kinematic condition for slip satisfied for the above cases).*



Figur 11 Brottstadier för storskaligt överstjäpningsbrott i en slänt.

*Failure stages for large scale toppling failure in a slope.*

Riktlinjer har utarbetats för val av analysprogram baserat på förväntad brottform och geomekanisk miljö. Detta innefattar också rekommendationer för modellstorlek, randvillkor och val av konstitutiv modell. Riktlinjer har också utarbetats för val av indata till modellanalyserna. En metodik för att uppskatta bergmassans storskaliga hållfasthet har utvecklats. Denna baseras på Hoek-Browns brottkriterium och bergmasseklassificering, från vilka ekvivalenta värden på kohesion och friktionsvinkel för bergmassan bestäms.

Vissa modifieringar visade sig vara nödvändiga till de rekommendationer som getts av Hoek & Brown (1997). Hållfastheter bestämda under antagande om störd bergmassa (*disturbed rock mass*) stämde bäst överens med bakåträknade hållfasthetsvärden för storskaliga bergmassor. Dessa värden kan ses som representativa för fullt utvecklat brott (d v s residualhållfasthet för bergmassan). Ekvivalent kohesion och friktionsvinkel bör bestämmas via linjär regressionsanalys på brottenvelopen enligt Hoek-Brown, över ett representativt spänningsintervall för slänten ifråga.

Det finns fortfarande uppenbara brister både i möjligheterna att simulera släntribrott i en numerisk modell, samt i metodiken för bestämning av bergmassans hållfasthet.

Begränsningar i befintliga numeriska beräkningsprogram omöjliggör en kvantitativ simulering av sprött brott. Erhållna hållfasthetsvärden är också mycket känsliga för variationer i *RMR*-värde (från bergmasseklassificeringen), speciellt för bergmassor med höga *RMR*-värden. Metodiken är i första hand användbar för en första uppskattning av bergmassans hållfasthet, vilken kan användas i stabilitetsanalyser av slänter där brott ej skett.

## TILLÄMPNING PÅ UTVALDA PRAKTIKFALL

Den utvecklade modelltekniken samt metodiken att bestämma hållfastheten för en storskalig bergmassa tillämpades på två praktikfall; Aznalcollar och Kiirunavaara. Syftet var att verifiera dimensioneringsmetodiken mot observerade brott i svagt (Aznalcollar) och hårt (Kiirunavaara) berg, samt att bättre beskriva brottmekanismerna för dessa två fall.

### *Aznalcollar dagbrott, Spanien*

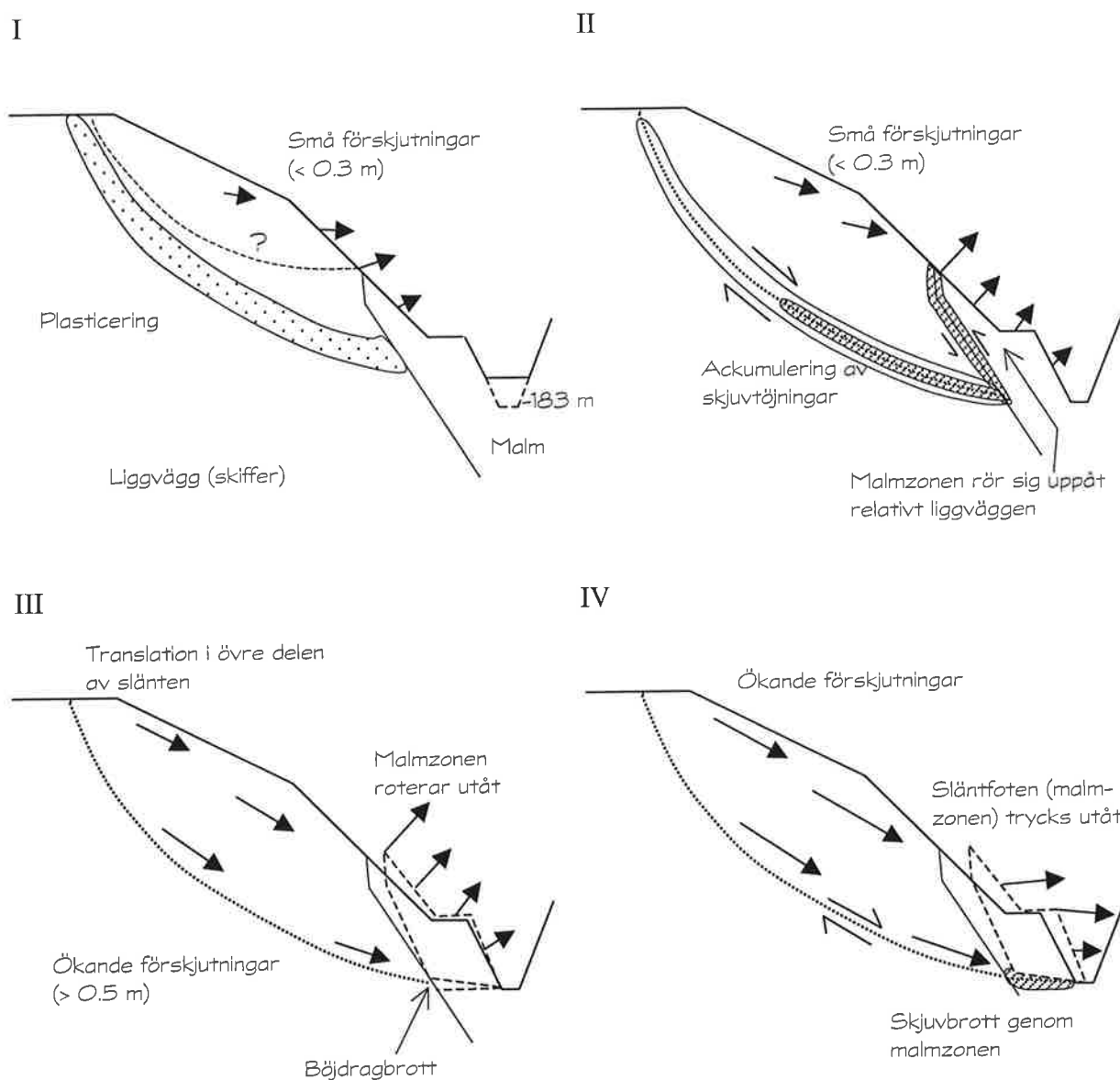
Vid Bolidens dagbrottsgruva i Spanien har ett flertal storskaliga brott skett i liggväggen. De första brotten observerades 1979 och nya brott har skett ända tills dess att gruvan stängdes 1996. Slutligt dagbrottsdjup var 270 meter, med en släntvinkel på mellan 35° och 38°. Bergmassan är relativt svag och starkt förskiffrad. Malmen är dock av hög hållfasthet och styvhet (pyritmalm). Inga storskaliga strukturer har påträffats. Observerade brottytor följer ej befintliga strukturer eller skiffrihet.

Detta fall analyserades med *FLAC* och en idealplastisk materialmodell. Indata uppskattades med hjälp av bergmasseklassificering och Hoek-Browns brottkriterium (med antagande om störd bergmassa). Dessa värden justerades genom kalibrering mot observerade brott. De omfattande mätinsatserna i gruvan möjliggjorde en relativt noggrann kalibrering genom jämförelser mot uppmätta deformationer och observerade brottytor.

Det visade sig vara möjligt att simulera uppkomna brott för hållfasthetsvärden av samma storleksordning som de uppskattade värdena. Jämförelser mellan uppmätta och beräknade förskjutningar visade på god överensstämmelse. Detta gällde speciellt den östra delen av liggväggen. Denna del bröts sist och innebar en uppbrantning av släntvinkeln och fördjupning av dagbrottet, existerande brott till trots. En ny brottyta uppkom heller inte förrän brytningen var avslutad.

Modellanalyserna visade på en rimlig mekanism för detta, vilken illustreras i Figur 12. Plasticering skedde på ett tidigt stadium följt av utbildandet av ett skjuvband. Detta skjuvband kunde dock ej propagera ut till släntfoten eftersom en kvarlämnad skiva hög-hållfast malm (pyrit) förhindrade detta och fungerade som stöd. Med slutbrytning nåddes dock ett kritiskt läge och malmzonen trycktes utåt av den ovanliggande bergmassan. Böjdragbrott initierades i foten, följt av skjuvbrott genom malmzonen och ökande förskjutningar av slänten, vilket bekräftades av deformationsmätningar. Detta kunde också

ha resulterat i ett mycket snabbt brott, om inte dagbrottet hade börjat återfyllas i detta läge. Rörelserna avstannade därför efter en tid.



Figur 12

Tänkbar brottutveckling i östra liggväggen, Aznalcollar dagbrott, baserat på observationer och modellanalyser.

*Possible failure development in the eastern footwall of the Aznalcollar mine, as inferred from observations and modeling results.*

Brottmekanismen är mycket intressant eftersom den visar att brott utvecklas under en relativt lång tid och med relativt stora (0.3 - 0.5 meter) åtföljande förskjutningar. Närvaron av den styva och höghållfasta malmen i släntfoten gjorde också att brottytan inte kunde starta där. Istället utvecklades brottet inne i slänten och propagerade genom malmzonen då kritisk slänthöjd nåtts. Detta förlopp var ej möjligt att simulera i en jämviktsanalys, utan krävde numerisk modellanalys. Det tål också att påpekas att brottmekanismerna inte var kända under det att brytningen pågick. De kunde identifieras först efter de numeriska analyserna genomförts.

Modellanalyserna indikerade att bergmassans skiffrighet hade liten direkt inverkan på brottinitieringen. Brott skedde istället som ett cirkulärt skjuvbrott. Den utpräglade skiffrigheten bidrar dock till en låg bergmassehållfasthet. Även om brottbeteendet i stort har kunnat simuleras, var det ej möjligt att simulera brottmekanismen för den skiffriga bergmassan i liten (mikro) skala.

#### *Kiirunavaara skivrasgruva, Kiruna*

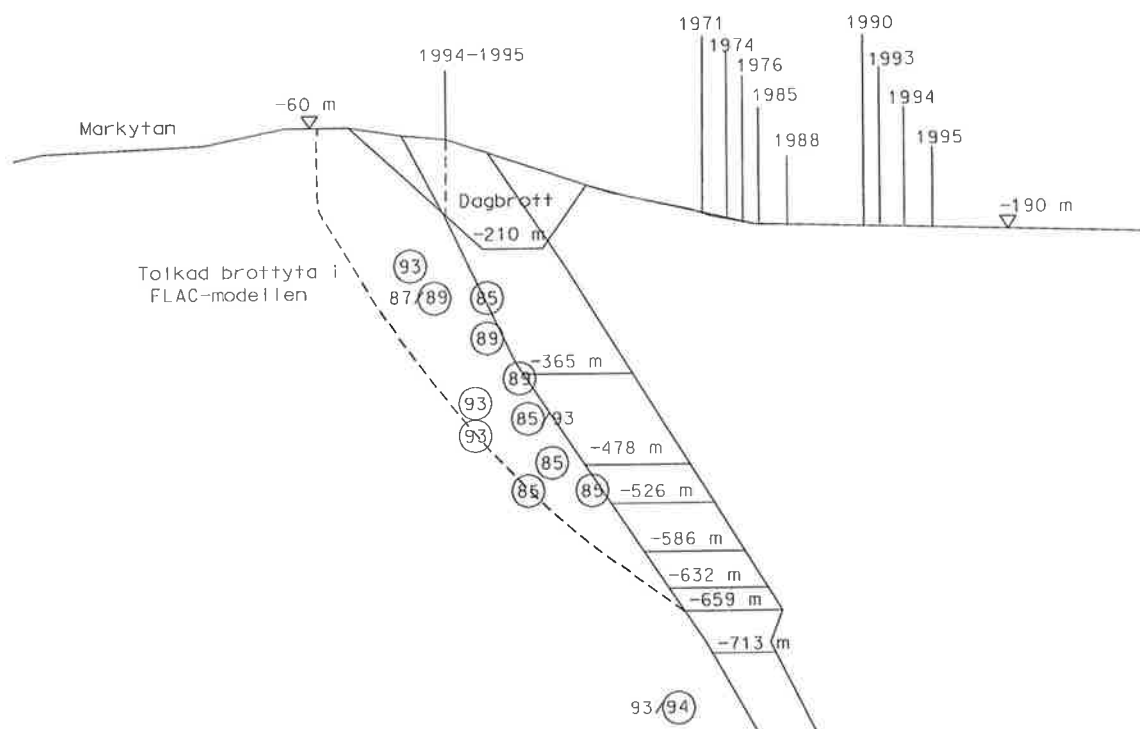
Flera storskaliga liggväggs- och hängväggsbrott har observerats i LKAB:s skivrasgruva i Kiruna. Brotten i liggväggen är intressanta eftersom geometrin påminner om en dagbrottsslänt (fast med rasberg). De första instabiliteterna noterades 1984, följt av mer omfattande stabilitetsproblem under 1990-talet. För närvarande är brytningsnivån ca 500 meter under markytan. Bergmassan är höghållfast men utan storskaliga strukturer. Observerade brott följer delvis befintliga sprickor men skär också genom intakt berg.

Modellanalyser utfördes med programmet *FLAC*. Det visade sig dock vara betydligt svårare att simulera liggväggsbrotten i Kiirunavaara, jämfört med de i Aznalcollar. Till stor del berodde detta på svårigheterna att korrekt representera rasberget i modellerna. Rasberget visade sig ha stor inverkan på uppkomsten av brott. Under utlastning i gruvan rör sig rasmassorna nedåt och en nedåtriktad kraftresultant verkar på liggväggen. Detta gör att brott kan ske för högre hållfastheter än om inget rasberg existerade. Denna process var svår att simulera i modellerna. En förenklad analys i vilken rasberget ignoreras helt och hållet (motsvarande en vanlig slänt) visade dock att läget på brottytan i modellerna stämde relativt väl överens med observationer i gruvan (Figur 13).

De uppskattade hållfasthetsvärdena var generellt sett högre än de som gav brott i modellerna. Resultaten var dock mycket känsliga för valet av *RMR*-värde i bergmasseklassificeringen. Eftersom inverkan av rasberget inte heller kunde kvantifieras fullständigt, så är osäkerheterna större vad gäller tillämpbarheten av dimensioneringsmetodiken i detta fall.

Sammanfattningsvis kan det konstateras att modelltekniken samt metodiken för bestämning av bergmassans hållfasthet fungerade bra för fallet Aznalcollar men något sämre för fallet Kiirunavaara. Metodiken är också relativt känslig för variationer i ingångsvärden. Vid tillämpning på dimensionering av släntvinklar kan man ej förvänta sig en

precision på några grader när. Å andra sidan är den utvecklade dimensioneringsmetodiken ett stort steg framåt jämfört med befintliga verktyg, och kan tillämpas praktiskt redan idag.



Figur 13 Brottyta i *FLAC* för simulerat brott i Kiirunavaara liggvägg jämfört med brottobservationer (årtal i cirklar). Inget rasberg has simulerats i modellen.

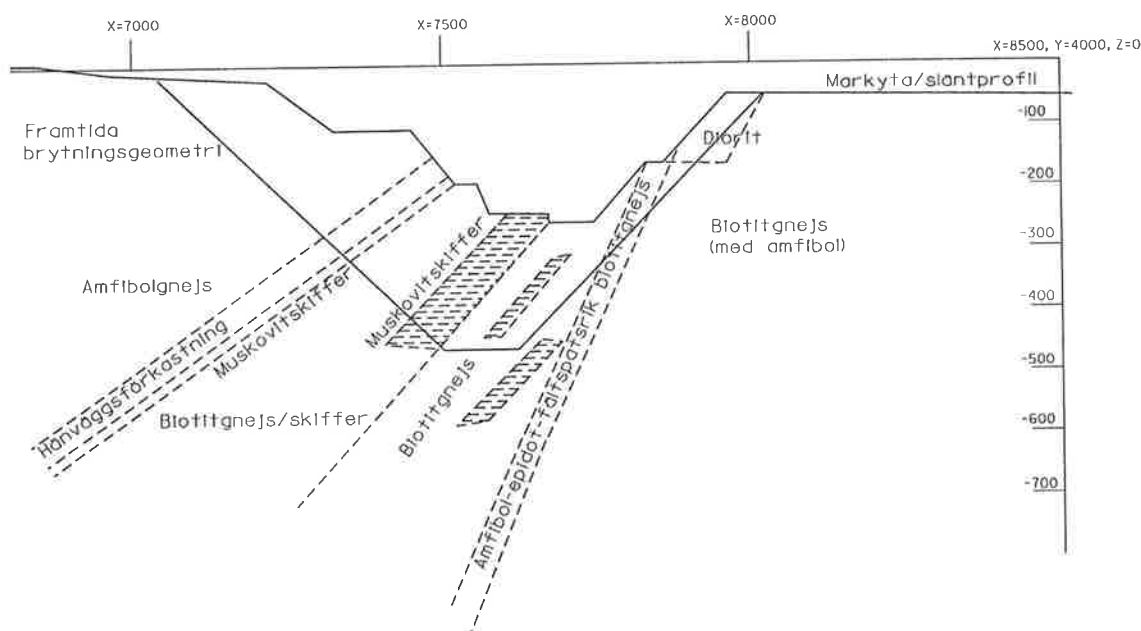
*Inferred failure surface in FLAC for the Kiirunavaara footwall compared to failure observations (years in circles). (No caved rock included in the model.)*

## TILLÄMPNING AV DIMENSIONERINGSMETODIK PÅ AITIK

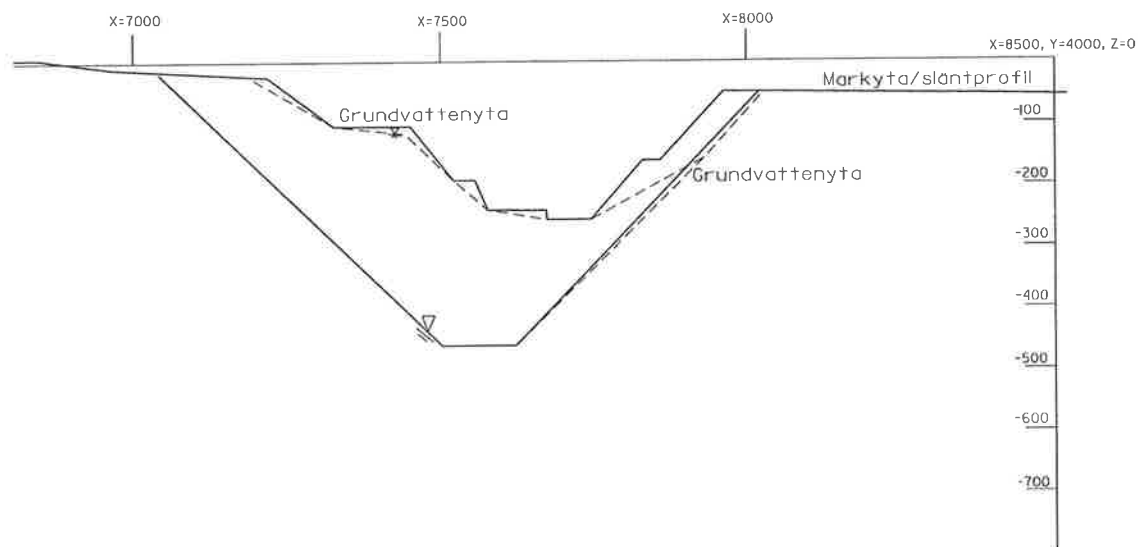
### *Geomekanisk modell av Aitik*

Basen för allt dimensioneringsarbete är en bra beskrivning av de geologiska och bergmekaniska förhållandena. En geomekanisk modell över Aitikgruvan och dess omgivningar utvecklades, baserad på tidigare undersökningar och kompletterande karteringar, fälttester, mätningar och observationer. Den geomekaniska modellen omfattade följande faktorer:

- De dominerande bergarterna är biotitgnejs, muskovitskiffer och amfibolgnejs, med dioritintrusioner i liggväggen. Bergarternas hållfasthet befanns vara relativt hög, med undantag för zoner med muskovitskiffer vilka uppvisade låg hållfasthet. Bergmassan är relativt sprickrik, med en utpräglad foliation stupande mellan 50° och 70° parallellt malmen. De flesta sprickor har begränsad längd (< 10 m). Inga storskaliga strukturer (i samma skala som slänterna) har kunnat konstateras, med undantag för en förkastning som utgör kontakt mot hängväggen. Undersökningar och dräneringsborrning visade att hängväggen är i princip helt odränerad, medan liggväggen kan antas vara dränerad till ett avstånd av ca 100 meter från slänten. Baserat på detta togs några representativa tvärsektioner fram, tillsammans med representativa parametervärden. Dessa tvärsektioner redovisas i Figurerna 14 och 15.



*Representative cross-section at Y4000 (looking north) showing current and future mining geometries and major rock units.*



Figur 15 Representativ tvärsektion vid koordinat Y4000 med nuvarande och framtida brytningsgeometrier och troligt läge på grundvattenytan utan fortsatt dränering i framtiden.

*Representative cross-section at Y4000 (looking north) showing current and future mining geometries and probably location of the water table without further drainage drilling.*

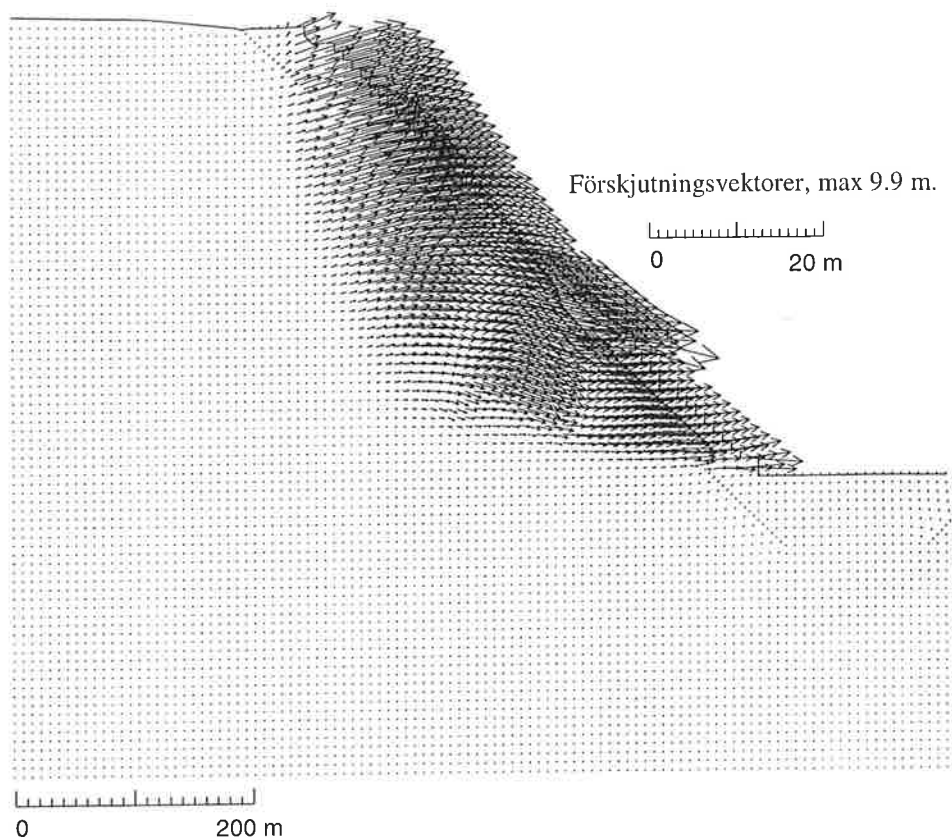
### Stabilitetsanalyser

Analyser av planerad framtida brytningsgeometri (brytning ned till 460 meters nivå) utfördes med programmet *FLAC*. Bergmassans hållfasthet bestämdes med den framtagna metodiken baserad på Hoek-Browns brottkriterium. Typiska värden togs fram för respektive geologisk enhet enligt Figur 14. Eftersom viss osäkerhet finns, gjordes analyser med en uppsättning parametervärden representerande låga och höga hållfastheter. Dessutom utfördes analyser med grundvattenförhållanden enligt Figur 15, samt med dränerad bergmassa till ett avstånd av 100 meter från slänten. Totalt testades tretton olika parameter-kombinationer. Dessutom gjordes fyra analyser med en något brantare släntvinkel än nuvarande planerad vinkel (50° istället för 46°, inkluderat alla ramper).

Parameterstudierna måste tolkas försiktigt eftersom beräkningsmodellen inte kunnat kalibreras mot brott eller mätningar. Resultaten visade dock att de geohydrologiska förhållandena hade störst inverkan på slänternas stabilitet. Nuvarande släntvinklar är förmodligen stabila för fallet dränerad bergmassa. För odränerad bergmassa erhöles

brott i hängväggen vid brytning till 400 meters nivå. Detta brott är av typen cirkulärt skjuvbrott men med omfattande dragbrott i övre delen av slänten, se Figur 16. Beräknade förskjutningar i brytningssteget före var dock små, varför det var svårt att förutse att brott skulle ske för just denna brytningsnivå. En styrande faktor i sammanhanget är den svaga hängväggsförkastningen, i vilken plasticering först skedde.

En förändring av bergmassans hållfasthet från typiska till låga värden gav också olika resultat. För låga hållfasthetsvärden inträffade brott också i liggväggen. Dessa värden är dock ej tillämpbara för hängväggen eftersom de gav brott redan för dagens brytningsläge, vilket ej är fallet i verkligheten. Analys av brantare släntvinklar för typiska hållfasthetsvärden visade att brott endast skedde för odränerade förhållanden.



Figur 16 Beräknade förskjutningar i *FLAC* för simulerat brott i hängväggen i Aitik för odränerad bergmassa och typiska hållfasthetsvärden. Endast en del av modellen visas.

*Calculated displacements in *FLAC* for simulated hangingwall failure at Aitik for saturated rock mass and typical strength values. (Entire model not shown.)*

Både modellresultaten och informationen i databasen med praktikfall indikerar att något brantare släntvinklar är möjliga, men osäkerheterna är fortfarande stora. Valet av släntvinkel i Aitik kan inte baseras uteslutande på resultaten från dessa analyser. Modellerna måste kalibreras, i första hand mot deformationsmätningar. Det är därför viktigt att övervakning startar omgående. Vidare måste ett dräneringsprogram implementeras i gruvan, även inkluderande hängväggen (hittills har endast liggväggen dränerats). Slutligen krävs en uppdatering av den geomekaniska modellen allteftersom brytningen fortsätter. Detta inkluderar mer undersökningar av liggväggen (eftersom dess hållfasthet är kritisk) och bättre kvantifiering av hängväggsförkastningens egenskaper och utsträckning.

## DISKUSSION OCH SLUTSATSER

Denna studie har resulterat i en förbättrad dimensioneringsmetodik för storskaliga dagbrottsslänter. Metodiken är delvis verifierad, men de få fallen av storskaligt brott i hårt berg är begränsade faktor. De verktyg för dimensionering som tagits fram i denna studie är ett första steg på vägen. Både modelltekniken och metoden för att bestämma bergmassans hållfasthet kan redan nu användas i praktiskt dimensioneringsarbete. En hög precisionen i rekommenderade stabila släntvinklar kan dock inte förväntas. Den kanske största nyttan med denna typ av beräkningsmodell är för jämföra och värdera olika brytningsscenario ur stabilitetssynpunkt. Detta bör ske i nära samarbete med planeringsavdelningen i gruvan, varvid en successivt optimerad design kan erhållas.

Den allmänna kunskapsuppbyggnaden om brottmekanismer i slänter har varit nödvändig för att i ett senare skede kunna analysera specifika fall. Studierna av brottmekanismer visade också att brott utvecklades i flera olika steg, med början i släntfoten. Brottutvecklingen är inte möjlig att analysera med annat än numeriska modeller. Det finns fortfarande stort utrymme för utveckling, eftersom endast ett fåtal brottformer analyserats i detta projekt.

Farhågorna vid uppstarten av denna studie vad gäller utvecklingen inom ämnet storskalig släntstabilitet har tyvärr besannats. Projektresultaten har tydligt visat att ämnet är långt mer komplext än vad som indikeras av de relativt begränsade studier som gjorts sedan 1970-talet. De stora ekonomiska konsekvenserna av stabila alternativt instabila dagbrottsslänter gör problemet mycket angeläget. Det är viktigt att fortsatt utvecklingsarbete sker både inom området modellanalys för slänter, samt vad gäller förbättrade metoder att bestämma bergmassans hållfasthet. Ett särskilt viktigt ämne är metoder för att förutsäga hastigheten av ett brottförlopp. I dagbrottsbrytning är sådana metoder mycket önskvärda eftersom brytningsplanering då kan ske med mycket större säkerhet.

## ANSLAGSGIVARE OCH TACK

Detta projekt har genomförts vid Avdelningen för Bergmekanik, Luleå tekniska universitet. Projektet har finansierats i sin helhet av Boliden Mineral AB. Förutom författaren ingick en referensgrupp i projektet. Denna bestod av Dr. Erling Nordlund, Luleå tekniska universitet, Norbert Krauland, tidigare vid Boliden Mineral AB, och Dr. William Hustrulid, Itasca Consulting Group Inc. (Dr. Hustrulid var chef för Forskning och Utveckling, Gruvteknik, vid LKAB under huvuddelen av projektet). Författaren vill rikta ett stort tack till dessa personer, för gott samarbete och ovärderlig hjälp under projektets gång.

## REFERENSER

Adhikary, D. P. 1995. The Modelling of Flexural Toppling of Foliated Rock Slopes. Doctoral Thesis, University of Western Australia, Department of Civil Engineering.

Brown, E. T. (ed.) 1981. Rock Characterization Testing & Monitoring. ISRM Suggested Methods. Oxford: Pergamon Press.

Broch, E. & B. Nilsen. 1977. Undersøkelser av stabilitetsforholdene for Ørtfjell dagbrudd i Rana (Norge). *Bergmekanikdagen 1977 (Stockholm, February 18, 1977)*, pp. 19-36. Stockholm: BeFo.

Call, R. D., J. P. Savely, D. E. Nicholas & J. M. Marek. 1977. Probabilistic Approach to Slope Design for the Aitik Mine, Sweden. *Bergmekanikdagen 1977 (Stockholm, February 18, 1977)*, pp. 37-62. Stockholm: BeFo.

Chen, Z. 1995a. Keynote Lecture: Recent Developments in Slope Stability Analysis. In *Proc. 8th International Congress on Rock Mechanics (Tokyo, 1995)*, Vol 3, pp. 1041-1048. Rotterdam: A. A. Balkema.

Chen, Z. (editor-in-chief). 1995b. Transaction of the Stability Analyses and Software for Steep Slopes in China. Volume 3:1: Rock Classification, Statistics and Database of Failed and Stable Slopes. China Institute of Water Resources and Hydroelectric Power Research (in Chinese).

Cundall, P. A. 1971. A Computer Model for Simulating Progressive Large Scale Movements in Blocky Rock Systems. In *Proceedings Symposium Int. Soc. Rock Mech. (Nancy, 1971)*, paper II-8.

Cundall, P. A. 1976. Explicit Finite Difference Methods in Geomechanics. In *Proceedings 2nd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics (Blacksburg, Virginia, June, 1976)*, 1, pp. 132-150.

Dahlø, T. S. 1976. Empirisk analyse av stabilitet i naturlige fjellskråninger. Examensarbeid, Norges tekniske høgskole, Trondheim.

Dahlø, T. S. 1996. Personal communication.

Daly, S., W. K. Munro and P. F. Stacey. 1988. Slope Stability Studies for the Lornex Pit. In *12th CIM District Six Meeting (Fernie, B.C., September 28 to October 1, 1988)*. Golder Associates (Western Canada) Ltd., Report September 1988.

Hoek, E. & E. T. Brown. 1997. Practical Estimates of Rock Mass Strength. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, **34**, No. 8, pp. 1165-1186.

Itasca. 1995. *FLAC Version 3.3. Manual*. Minneapolis: ICG.

Itasca. 1997. *UDEC Version 3.0. Manual*. Minneapolis: ICG.

Martin, D. C. 1990. Deformation of Open Pit Mine Slopes by Deep Seated Toppling. *International Journal of Surface Mining and Reclamation*, **4**, pp. 153-164.

Nilsen, B. 1979. Stabilitet av høye fjellskjæringer. The University of Trondheim, The Norwegian Institute of Technology, Reports from the Department of Geology, 11, August 1979, 280 p.

Pariseau, W. G. and B. Voight. 1979. Rockslides and Avalanches: Basic Principles, and Perspectives in the Realm of Civil and Mining Operations. In *Rockslides and Avalanches, 2. Engineering Sites (ed. B. Voight). Developments in Geotechnical Engineering, 14B*. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company, pp. 1-92.

Sjöberg, J. 1999. Analysis of large scale rock slopes. Doctoral thesis 1999:01, Luleå University of Technology, 682 p.

West, R. J., N. B. Larson, P. J. Visca, D. E. Nicholas & R. D. Call. 1985. Aitik Slope Stability Study. Call & Nicholas, Inc. Report to Boliden Mineral AB, Aitik Mine.

## SUMMARY

Design of overall slope angles in open pit mining has become increasingly important as mining depths have increased in many open pits worldwide. The Aitik mine in northern Sweden currently faces the design of overall slope angles for a final mining depth of around 500 meters. No large scale failures have occurred in this hard rock mine. The conventional approach of using back-analyzed strength values for forward design cannot be used in cases like this. Furthermore, the knowledge of failure mechanisms in large scale slopes is poor. In particular, quantitative descriptions of the conditions for

different mechanisms to occur are lacking, as well as descriptions of how failure develops (initiation and propagation) in slopes.

This was the starting point for the study presented in this paper. It is the end result of a four-year long joint research project between Boliden Mineral AB (the owner and operator of the Aitik mine) and Luleå University of Technology. The project work falls into two distinct categories. The first one explicitly concerns the Aitik slope design, and includes the development of a geomechanical model, followed by stability analysis of future planned mining geometries. The second category is less site-specific and focuses on increasing the fundamental understanding of how large scale slopes behave, including the development of a design methodology for these conditions. The generic portion was necessary to provide an improved and verified design methodology for use in the Aitik case.

The work included compilation of case studies from open pits, natural slopes, and civil engineering slopes, into a case study database. Simple classification schemes were used to sort cases with respect to rock strength and jointing pattern. From this, approximate guidelines for design of hard rock pit slopes were extracted.

Failure mechanisms were studied by means of numerical modeling. Primarily studied failure modes were circular shear failure and large scale toppling failure; both have been observed in several large scale pit slopes and natural slopes. Modeling enabled quantification of the conditions governing the occurrence of different mechanisms, as well as a description of the different phases of slope failures (initiation and propagation). Guidelines for the application of numerical modeling to slope stability problems were formulated. This also included recommendations on how to estimate the large scale rock mass strength. The latter was based on the Hoek-Brown failure criterion used in conjunction with rock mass classification, and assuming *disturbed rock mass* conditions. The resulting strength values are considered representative of post-failure conditions.

The modeling technique and the proposed procedure for rock mass strength estimation were applied to the Aznalcollar and Kiirunavaara case studies. Modeling results were generally in good agreement with observed failure behavior. This suggests that this methodology is applicable also to other cases (in the hands of an experienced user).

Finally, the design methodology was applied to the Aitik case. The uncertainties in input data were handled through parameter studies. It was found that currently planned slope angles are probably stable, provided that the slopes are being drained. Slightly steeper slope angles may be considered, but this requires more work and calibration of the model, before implemented at the mine. Further work at Aitik should focus on updating the geomechanical model as mining progresses deeper and refining the numerical model as new data become available.

This study has clearly illustrated that the subject of large scale slope stability is far more complex than indicated by the limited development during the last 25 years. The huge economic consequences of potential large scale failures imply that more studies are required. The present study is a first step toward a design methodology for large scale slopes. Despite the obvious limitations, the developed methodology is useful for practical design, in particular for analyzing and grading different mining scenarios, and for quantifying governing parameters.

## **EXPERIENCES FROM EXCAVATION UNDER HIGH ROCK STRESS IN THE 24,5 KM LONG LÆRDAL TUNNEL**

Erfaringer fra drift under høye bergtrykk i den 24,5 km lange Lærdalstunnelen

Eystein Grimstad, Norges Geotekniske Institutt.

### **ABSTRACT**

The maximum overburden of the 24,5 km long Lærdal Tunnel is 1450 m, which corresponds to a vertical stress of the magnitude 39 MPa. 20 km of the total length (24,5 km) has an overburden more than 800 m. The stress level has a large variation along the tunnel, partly independent of the overburden due to changes in jointing and rock type. In spite of the large overburden the major principle stress is subhorizontal in most of the tunnel. 3-D in situ stress measurements, deformation control with multiple borehole extensiometers and control of the depth of spalling with an endoscope in boreholes have been carried out at selected places in the tunnel.

The paper describes different procedures of rock support with different stress levels and different rock mass behaviour. At low or intermediate stress the rock bolts are installed before spraying the concrete. Under heavy rock burst conditions the plates of the rock bolts preferably should be outside the sprayed concrete. Hence the bolts should be installed after spraying. In areas with high stress level and heavy spalling, large deformations often occur some time after installation of the rock support, and some repair has to be expected. In some parts of the tunnel, with no sign of high stress close to the face, the wall was left unsupported for some time. After weeks or months slabbing and spalling occurred gradually. In a limited area unreinforced sprayed concrete was applied in order to compare with steel fibre reinforced sprayed concrete in high stress regime. Variations of fixed and variable costs related to the weekly excavation rate have been examined based on information from the owner.

The intensity and depth of the spalling is highly dependent on: 1) the relation between the stress level and the compressive strength of the rock, 2) the jointing in the rock mass, 3) the span of the opening, 4) on the time between blasting and the installation of rock support, 5) the spacing between the rock bolts. Spalling deeper than 3 m from the periphery has been observed several times.

## 1 INTRODUCTION

The 24,5 km long Lærdal Tunnel has been under construction since 1995. The excavation has been going on at three faces from two entrances most of the time. The owner, The Public Road Authority are going to excavate 11 km from west, while the contractor NCC/Eeg Henriksen will excavate 13 km of the main tunnel at two faces in addition to a 2,1 km long access tunnel, which joins the main tunnel at 6,5 km from the Lærdal side. Break through is expected to the Lærdal side in February 1999, and to the Aurland side in July 1999.

The dominant rock types are banded or veined gneisses, often of gabbroitic composition, massive augengneisses of syenitic or monzonitic composition, all of Precambrian age. To less amount some schistose mica rich gneisses and bands of amphibolites are met with. In the massive gneisses the stress often generate spalling combined with sounds. The less competent rocks like schistose mica rich gneiss and amphibolite seldom give any noise, and can take some plastic deformation before spalling occur. In areas where high joint frequencies occur, little or no effect of high stresses is noticed. During more than three years of excavation all levels of stress have been observed at all faces.

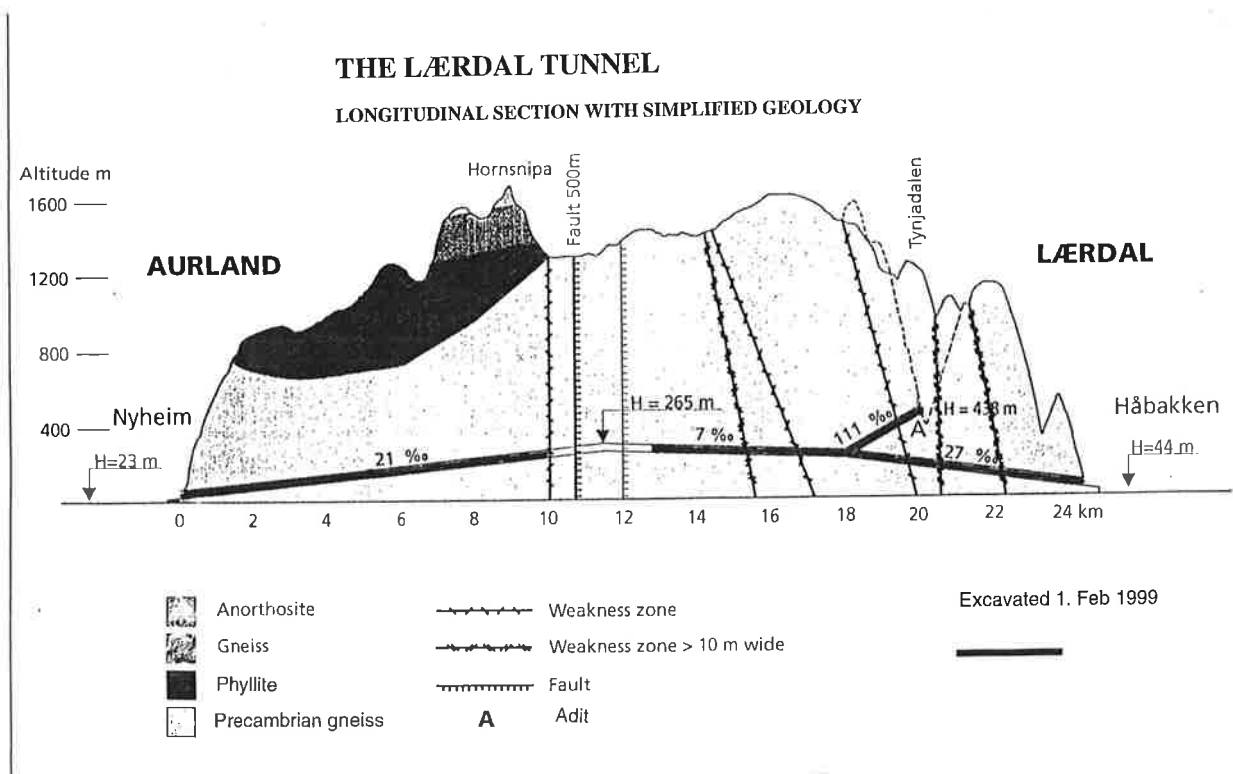


**Figure 1** Longitudinal profile of the Lærdal tunnel with the adit 6 km from the Lærdal entrance.  
Lengdeprofil av Lærdalstunnelen med atkomsttunnelen 6 km fra påhugget i Lærdal.

These great changes in stability problems caused by the stress have been a challenge to construction people. Because of the changing rock conditions and partly because some of the workmen had limited initial experience working in high stress, the weekly excavation rate has varied from 30m to 85 m a week at one face. Insufficient rock support gives significant more deformation of the rock mass compared to sufficient rock support. Unsupported or undersupported areas may continue to deform for many years.

In many cases only the overburden, visual observations and experience may help in predicting the stress problems. Some experiences have been obtained concerning different ways of rock support, and different order of the support installations in rock due to variations of the stress levels have been practised.

## **2 BEHAVIOUR OF THE ROCK UNDER HIGH STRESS**

The banded and veined gneisses and the augengneisses are often massive and have a E-module in the order of 50 GPa. The schistose gneisses and the amphibolite have an E-module in the order of 20-30 GPa. This gives a different behaviour of the rock when exposed to the high stresses.

The rock types with high E-module act as a brittle material with lot of sounds from crackling to gun shots and is deformed by spalling in massive rock with few joints. If joints occur parallel to the tunnel periphery or two or more joint sets are present, slabs or large blocks often are released by high stresses. The release of large blocks often occurs without warning and is very difficult to predict. Ordinary spalling usually occur in a uniform pattern over some distances of the tunnel, and is more easy to predict and hence easy to handle. The exception is when heavy rock burst occurs. This is often violent, and may cause ejection of sharp edged thin plates of rock or release of a large part of broken or crushed rock in the tunnel periphery. In the worst cases the face was observed slowly moving outwards while the rock was progressively crushed from quite massive rock by the high stress. In one case this was recorded on a video tape.

The rock types with lower E-module are able to take some plastic deformation before spalling occur, and give little or no noise when deforming. Generally these rock types have given less problems than the more brittle massive gneisses. On the other hand, these rocks may continue to deform a longer time after excavation.

Heavy spalling often occurs on the border between the massive hard gneisses and mica gneiss or bands of amphibolites because of the difference in E-module. In these cases the most competent rock types will take the major part of the load, and hence, are most exposed to spalling. In some minor parts of the tunnel the rock is densely jointed. In these cases little or no stress problems are encountered.

The less competent rocks like schistose mica rich gneiss and amphibolite seldom give any noise, and can take some plastic deformation before spalling occur. In areas where high joint frequencies or schistosity occur, little or no effect of high stresses is noticed. Several kilometres of the tunnel have been excavated without significant spalling at the face. During more than three years of excavation all levels of stress have been observed at all faces. These great changes in the stress level and the rock mass behaviour have been a challenge to the workmen and engineers.

In one large area (more than 100 m length of the tunnel) with heavily jointed rock, partly sugar cube rock, large blocks were pressed out from the face during mechanical scaling, and some deformation has occurred slowly after excavation.

Typical recorded rock mass qualities from the Lærdal Tunnel are:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_n}{SRF} = \frac{90-100}{3} \cdot \frac{4}{1} \cdot \frac{1}{200} = \underline{0,6-0,7}$$

In this case very massive rock is affected by heavy spalling and rock burst immediately after blasting. See Table 1.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_n}{SRF} = \frac{80-100}{6} \cdot \frac{1,5}{1-2} \cdot \frac{1}{1-5} = \underline{2,0-25}$$

In this case no sign of stress could be observed at the face. But by experience some deformation will occur in the walls some weeks after excavation if no support is installed. This is the reason for giving SRF the number 5.

STRESS LEVEL	$\sigma_c / \sigma_1$	$\sigma_\theta / \sigma_c$	SRF
<b>Low stress</b> , near surface, open joints	>200	<0,01	2,5
<b>Medium stress</b> , favourable stress condition	200-10	0,01-0,3	1
<b>High stress</b> , very tight structure. Usually favourable to stability, may be unfavourable to wall stability	10-5	0,3-0,4	0,5-2
<b>Moderate slabbing</b> after > 1 hour in massive rock	5-3	0,5-0,65	5-50
<b>Slabbing and rockburst</b> after minutes in massive rock	3-2	0,65-1,0	50-200
<b>Heavy rockburst</b> (strain-burst) and immediate dynamic deformation in massive rock	<2	>1,0	200-400

*Table 1 Correlation between the ratios  $\sigma_c / \sigma_1$  and  $\sigma_\theta / \sigma_c$ , and the description of stress level (after Grimstad and Barton 1993).*

*Korrelasjon mellom forholdene  $\sigma_c / \sigma_1$  og  $\sigma_\theta / \sigma_c$  og beskrivelse av spenningsnivå (etter Grimstad and Barton 1993)*

Failure caused by high stresses can be predicted by comparing the mechanical strength of the rock mass to the stress field acting on the constructions. See Table 1. In some cases the stresses are measured, and the compressive strength of the rock is known. In these cases the predictions may be reliable. In most cases only the overburden, visual observations and experience may help us in predicting stress problems. [3]  
In general very little water leakage is observed in the Lærdal Tunnel. Most of the tunnel is completely dry. This is typical for tunnels in high stress regimes, because the joints are closed by the high stresses.

### **3 ROCK SUPPORT**

#### **3.1 New Support Design in the Walls based on Experiences**

In lot of tunnels where the lower part of the walls have been left unsupported, spalling rock caused an overhanging edge just under the rim of the shotcrete. In the areas with the highest stresses, at an early part of excavation of the Lærdal Tunnel from the Aurland side, rock burst occurred in addition to heavy spalling. An overhanging edge was caused by spalling in the unsupported lower parts of the wall, which developed to a depth of up to 70 cm approximately 200 m behind the face.

Because of the observations mentioned above, the design of the Lærdal Tunnel was changed to use the steel fibre reinforced shotcrete down to the invert. And one or two rows of rock bolts (0,7 and 1,5-2,0 m above the invert) were installed afterwards with the plates outside the shotcrete. This has proved to give improved safety with no need for maintenance of the walls up to 3 years after excavation.

During drilling in the lower part of the walls in the Lærdal Tunnel an intensive jointing or crushed rock caused by spalling from the surface to 10-150 cm inside the walls often was observed. If rock bolts in addition to the steel fibre reinforced sprayed concrete (Sfr) are not installed, partly with the plates outside the Sfr, spalling will continue. Large deformations at the surface will cause cracking and debonding of the Sfr from the rock surface. In addition, backfill on the invert, which reaches some distance up along the walls and supports the shotcrete, will be able to prevent further spalling behind the Sfr in the lowermost part of the walls. In general it is important to fix the lowermost border of the Sfr to the rock. All the rock bolts have to be end anchored with resin capsules.

#### **3.2 Rock Support Procedures at Different Levels of Stress**

At an early stage of the excavation the order of scaling and rock support was as follows:

- a) Mechanical scaling lasting approximately two hours, excavated up to two meters outside the blasted profile in the most affected zone of spalling.

- b) Rock bolting in the crown and walls, and in the face when heavy spalling or rock burst occurred. 35-40 (occasionally 55) rock bolts are installed radially on each round. 10-15 x 1,5 m long rock bolts are installed in the face when necessary, sometimes combined with sprayed concrete or mesh.
- c) Spraying (Sfr) 5-8 cm of the last round if heavy spalling or rock burst. Or most common, when moderate spalling occurs; the rounds blasted the last day are sprayed in one turn during the next night.
- d) One row of rock bolts were installed 3/4 m above the invert some rounds behind the face. This was done in the areas most affected by high stresses in order to prevent spalling and bending of the lower part of the shotcrete where the arching effect is missing.

Under the highest stress, spalling and mechanical scaling increased the radius of the tunnel up to 2 m outside the drilled profile. When drilling for rock bolts an additional 1,5 m of completely stress free, flaky or crushed, released rock was encountered. Together this summarises up to 3,5 m of distressed flaky or crushed rock mass outside the original blasted profile.

During the drilling for rock bolts after mechanical scaling, the drilling rate was 2-5 m/min in the first 1,5 m before the massive rock (1,2-1,3 m/min) was reached. Observed deformations of the rock surface compared to the end of 3 m long end anchored rock bolts (without a plate or nut) were up to 15 cm. These deformations are observed in the time interval between the moment of installation of the rock bolts and the moment of shotcreting the following night. This is probably mostly due to opening of cracks caused by spalling.

In order to improve the stability and to avoid the time consuming mechanical scaling a new drill pattern was tested. The area of the cross section which was most affected was widened radially by approximately 1 m, approaching the shape experienced after spalling and scaling.

When heavy spalling and rockburst occurred, a new order of rock support has been tested out in order to improve the stability and the safety during installation of rock bolts :

- a) After blasting, only minor mechanical scaling is carried out
- b) Shotcreting (Sfr) 5-6 cm after hauling out only half of the muck.
- c) Rock bolting radially (3 m long) through the fresh shotcrete and partly in the face (1,5 m long) simultaneous with drilling for the next round.
- d) The second layer of sprayed concrete is sprayed together with the next round. The second layer is widened down the walls. Farther behind the face the shotcrete is sprayed down to the invert. This is giving a total thickness of approximately 10 cm in the crown and springline, thinning out to 5 cm in the lower part of the walls.

- e) One or two rows of rock bolts are installed 3/4 m and 1,5-2 m above the invert in order to prevent spalling and bending of the lower part of the sprayed concrete where the arching effect is missing. The need of these lower row of rock bolts have been demonstrated in many tunnels under high stress.

*In more normal conditions the following procedure still is used:*

Spraying (Sfr) 5-8 cm of the last round after bolting if heavy spalling or minor rock burst occurs. Or most common, when moderate or little spalling occur; the rounds blasted the last day are sprayed during the next night.

General remarks:

The sprayed concrete is preventing further loosening of released slabs between the rock bolts. If only sprayed concrete is applied, loosening of the rock surface still will be prevented for some time. But spalling in the rock mass behind the surface will continue and release of single slabs or larger areas of jointed rock will occur.

Spalling also has been observed internal in the sprayed concrete when the bond is good and densely spaced rock bolts prevent opening of cracks in the rock behind the concrete layer. In these cases some pretensioning of the rock bolts may have been done. Grouted rock bolts also will give stress concentration in the surface.

### **3.3 Testing of Plane (Unreinforced) Sprayed Concrete in High Stress Regime**

The behaviour of plane sprayed concrete, S, in comparison to steel fibre reinforced sprayed concrete, Sfr, under high stress conditions was tested out in the Lærdal Tunnel approximately 6 km from the entrance in Aurland. The planned test area was 100 m of the tunnel length. But after 32 m the workmen were frightened by the cracking and release of concrete slabs, and denied to continue without steel fibres.

The 32 m long part of the tunnel without steel fibres and the adjacent areas with steel fibres were mapped in detail from a hydraulic platform. Because of poor access behind the ventilation ducts only a part of the profile was examined. The small cracks and more open joints were counted and measured in length. All cracks and joints were marked with spray painting. The bond was tested by a knocking test, using a scaling bar. The percentage of areas without bond was rather similar with and without steel fibres. This gives an imagination that the fibre content gives little difference in bond failure between rock and sprayed concrete, and spalling of the rock behind the concrete layer. The effect of spalling and bond failure give more damage in areas without steel fibres, because the plain concrete has very little toughness.

The table gives numbers of cracks and joints per square metres in one column, and metres of cracks and joints per square metres in an other column. In average the number of cracks and joints/m² were increased to more than the double, and the length of cracks

and joints in  $\text{m}/\text{m}^2$  was increased almost three times when the steel fibres were removed. The plane concrete had more open joints and was far more easy to scale down than the steel fibre reinforced concrete.

Chainage	Area $\text{m}^2$	Steel fibres No/Yes	Number of cracks and joints	Number of cracks and joints / $\text{m}^2$	Metres of cracks and joints	Length of cracks and joints $\text{m} / \text{m}^2$
Ch. 6069-6060	63	Y	3	0,048	2,6	0,04
Ch. 6060-6050	70	Y	12	0,171	10	0,14
Ch. 6050-6040	70	N	21	0,30	26	0,41
Ch. 6040-6030	70	N	15	0,214	15	0,24
Ch. 6030-6020	70	N	13	0,186	12	0,19
Ch. 6020-6018	14	N	3	0,214	2	0,14
Ch. 6018-6010	56	Y	7	0,125	5	0,09
Ch. 6010-6005	35	Y	3	0,086	3	0,09
<b>Average</b>	<b>224</b>	<b>N</b>	<b>52</b>	<b>0,232</b>	<b>55</b>	<b>0,25</b>
<b>Average</b>	<b>224</b>	<b>Y</b>	<b>25</b>	<b>0,112</b>	<b>20,6</b>	<b>0,09</b>

*Table 2 Cracks and joints in steel fibre reinforced versus plane sprayed concrete affected by high stress.*

*Riss og sprekker i stålfiberarmert kontra uarmert sprøytebetong under høye bergtrykk.*

In both cases, with and without fibres, it was observed a significant increase in cracking and joint opening at places where the sprayed concrete, was less than 3-4 cm in thickness. In some places the plain concrete had fallen down with thickness up to 5-6 cm. Corresponding effect was observed when the steel fibre reinforced concrete had a thickness less than 2-3 cm.

A little reservation may be taken in the conclusions concerning an evenly distributed stress field in the test area. An indication of higher stress with more intense spalling of the rock was observed around chainage 6050. However this affected areas both with and without fibres

## 4 STRESS MEASUREMENTS

Stress measurements have been carried out two times during the excavation time so far. The first stress measurements [4] were carried out in December 1996 at the crossing between the access tunnel and the main road tunnel between Aurland and Lærdal. The measurement was carried out close to an area with 20 m span and a 18 m pillar surrounded by tunnels with 10-20 m span. In spite of the depth of the measurements (9-13 m from the wall) the large openings close to the point may have an influence on the result. At that point, the overburden was 1350 m, and the distance to the nearest valley, Tynjadalen, was 2,1 km. As major part of the spalling had occurred in the walls, the measurements were somewhat surprising showing a subhorizontal major principal

stress,  $\sigma_1$ , dipping only  $19,5^\circ$  towards the valley, and almost perpendicular to the tunnel axis.

The magnitude of  $\sigma_1$  was 31,5 MPa. The medium principal stress,  $\sigma_2$ , (= 28,7 MPa) was dipping  $36^\circ$  in a direction parallel to the valley side and the tunnel axis. The minor principal stress,  $\sigma_3$ , (= 21,4 MPa) was dipping  $47^\circ$  almost perpendicular to the valley side. The overburden should **theoretically give a vertical stress  $\sigma_v = 36,7$  MPa**. The horizontal stress,  $\sigma_h$ , may be calculated from the vertical stress by means of the equation:

$$\sigma_h = k \cdot \sigma_v$$

where k may be expressed as:

$$k = 0.25 + 7 \cdot E_d \left( 0.001 + \frac{1}{z} \right)$$

where  $E_d$  is the deformation modulus of the rock mass, which is anticipated to be equal in both the vertical and in the horizontal direction (massive rock), and z is the overburden in m. The deformation modulus may be estimated from an equation,

$$E_d = 25 \times \log_{10} Q'$$

, correlating the deformation modulus and the rock mass quality,  $Q'$ .  $Q'$  is the stress free Q-value, when SRF = 1). In this case the stress free  $Q' = 100$ , and hence  $E_d = 50$  GPa. Laboratory test have been carried out on the same rock, giving a Young's modulus of  $E = 53,2$  GPa in average from 5 tests. In this homogenous, massive rock almost free of joints, the Young's modulus and the deformation modulus is almost equal without any significant scale effect. When we use  $E_d = 50$  GPa, the factor  $k = 0,86$ , and the horizontal stress ,  $\sigma_h = k \cdot \sigma_v = 0,86 \cdot 36,7 = 31,6$  MPa , which is exactly the same as the measured subhorizontal stress.

The second stress measurements were carried out by SINTEF [5] two kilometres west of the first point. The overburden was approximately 1400 m at this point. Consequently, the theoretical stresses should be just a little higher than the first case described above. In this case the measurement was taken in the wall in an ordinary part of the tunnel. This time the measurements were carried out from the surface of the tunnel and to only 2,8m depth inside the upper part of the wall on each side of the tunnel. The major principle stress in the deepest part of the two holes (2,8 m) were 19,3 and 11,5 MPa in hole 1 and 2 respectively. The corresponding maximum stresses measured in the same holes at 1,3 m depth were 29,4 and 59,3 MPa, which corresponds to the tangential stresses. The average values over the entire hole lengths from 0 to 2,8 m were 21,6 and 33,3 MPa for hole 1 and 2 respectively. Only intermediate signs of stress was noticed on this part of the tunnel during the construction. Some minor cracks were observed in the shotcrete long time after spraying in the springline close to hole 2, where the highest tangential stresses were measured 1,3 m from the surface.

Far more spalling has been observed in other parts of the tunnel compared to the points where stress measurements have been carried out.

The general pattern of spalling in the access tunnel has given an indication that the major principal stress was in a subvertical direction, but still dipping toward the Valley. One reason why the stress measurements gave a far lower value for the vertical stress, (calculated from the measurement,  $\sigma_v = 25$  MPa), compared to the one calculated from the overburden ( $\sigma_v = 36.7$ ) could be different rock types. The measurements near the pillar were carried out in a banded amphibolitic gneiss with an uniaxial compressive strength of 120 MPa in average, while most of the surrounding areas consist of homogenous dioritic rock with an uniaxial compressive strength of approximately 190 MPa. Another reason could be some minor joint zones dipping parallel to the valley side, which may have transferred some vertical load to the outer parts of the mountain side.

## **5 Deformation measurements**

At two places in the Lærdal Tunnel groups of multipoint bore hole extensometers have been installed. The first place was at the crossing between the access tunnel and the main tunnel at chainage 18300, where the overburden is 1350 m. Three sets of multipoint bore hole extensometers were installed. A three point extensometer was installed in the 18 m diameter pillar. The anchors were installed at 3, 6 and 9 m depth. The extensometer was installed during the excavation of the pillar, when  $\frac{1}{4}$  of the pillar was excavated and bolted. The rock bolts were 4 m long and placed in a 1,2 x 1,2 m pattern. The rock bolts were end anchored with resin capsules.

Significant spalling was observed in the pillar and the crown between excavation and installation of rock bolts and later sprayed concrete. Some cracks appeared in the sprayed concrete on the pillar when the next round was blasted. In the crown of the 20 m wide access tunnel close to the pillar an other three point extensometer was installed with anchors at 2, 4 and 6 m depth. A two point extensometer was installed in the wall opposite to the pillar, with anchors at 3 and 6 m depth.

The movement between first and second reading for the 9 m anchor in the pillar showed a small compression, while the 3 and 6 m anchors showed a small tension. This may be due to an error, but could also be a sign of closure of an open joint inside the pillar caused by change of the stress field during the progressive blasting around the pillar. Loss of cement grout in the inner part in the hole during installation of the extensometer may indicate an open joint. The outer part of the hole, between 0 and 3 m depth, had lower deformation than the deeper part of the hole. (less than 0,1 mm the first 50 hours after installation, and about 0,3 mm after 170 hours (one week) when the excavation of the rock mass around the pillar was finished.

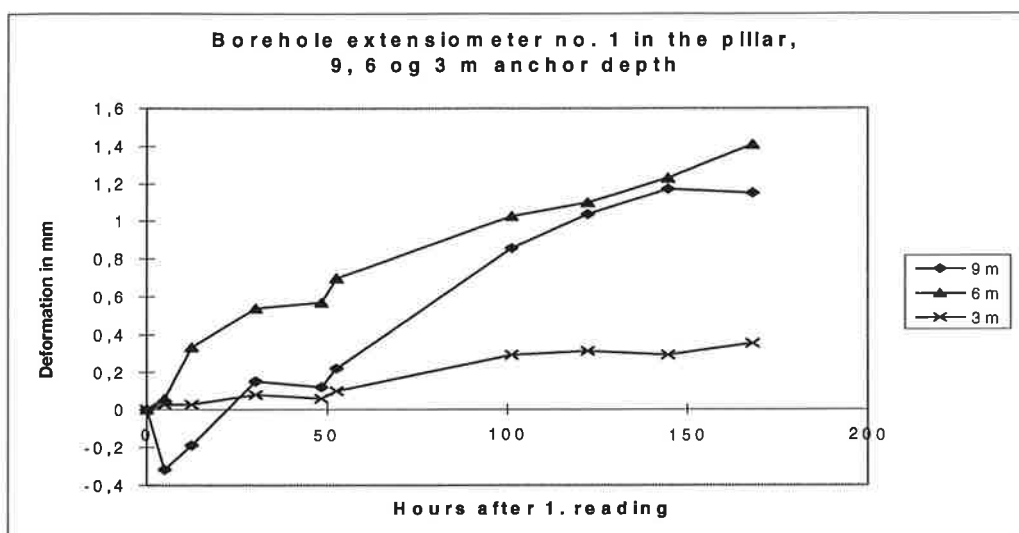


Figure 2. Deformation / time in the reinforced (B + Sfr) pillar under 1350 m overburden.  
 Deformasjon /tid i sprøytet og bolteforsterket pilar med 1350 m overdekning.

The two other extensometers showed a similar trend, with less deformation in the outer part of the hole, measured at 2 and 3 m anchor depth respectively. The extensometer in the wall opposite to the pillar is installed in a mica rich schistose gneiss, showed an even, tensional movement of 1 mm during a week between 3 and 6 m hole depth. The outer 3 m showed no movement at all. The wall was bolted and sprayed with steel fibre reinforced concrete. The rock bolts were 3 m long, and were installed before the extensometer in the wall. For these three extensometers the first readings were taken 10-13 hours after installation of the extensometers.

Two other extensometers were installed at chainage 16330 (two km west of the pillar, at the same place as the second stress measurements), where the spalling and the signs of stress were moderate. The measured deformations were of similar magnitude. (Between 1 and 2 mm in a bolted and sprayed area.) Ref. [5]

## 6 Endoscope measurements of depth of spalling

More than 100 holes have been drilled to 3 m depth in order to map the joints caused by high stresses. The holes are distributed over large parts of the tunnel both on the Lærdal side, excavated from the access tunnel, and on the Aurland side. Holes are drilled in areas where no sign of spalling have been noticed during excavation, through areas with intermediate stresses and in areas where heavy spalling and rock burst have been observed.

Some of the drill holes have been mapped using a video probe which recorded all the joints and the crushed rock with a ruler inside the bore hole up to 1,5 m hole depth. The rest of the hole lengths and all the other holes were mapped visually by means of a warm endoscope to 3 m hole depth. In areas with little or no sign of spalling during construction, the jointing parallel to the tunnel periphery was absent or only observed to a hole depth of less than 10-20 cm. In areas where heavy spalling and rock burst have been encountered, the spalling have sometimes been observed down to the bottom of the holes at 3 m depth. In these cases not only single open joints were observed, but one or more parts of the drill holes were crushed. The workmen have sometime observed repeated jointing at deeper levels than 3 m during drilling for rock bolts or probe drilling. Many of the open joints had an opening of several cm in areas where the rock bolts were installed late. This was mainly the case in the lower part of the wall.

Examples of observations in the drill holes:

At chainage 12850, where heavy spalling and occasionally rock burst occurred during the excavation, the following joints were observed in the springline, where large deformations occurred, and 5 m long rock bolts were applied after the deformations, where the bolt plates were deformed and the sprayed concrete had open joints:

10-28 cm depth: crushed rock in 1-3 cm pieces

42-75 cm depth: discing with 2-3 cm joint spacing and partly crushed rock

80-90 cm depth: five joints, all <1 mm opening

90 cm depth: open joint 5 mm

90-140 cm depth: discing with many open joints <5 mm opening

140-150 cm depth: five closed joints

190-213 cm depth: discing with partly open joints < 5 mm opening

260 cm depth: open joint 2-3 mm

270 cm depth: open joint 1 mm

300 cm depth: closed joint and bottom of the drilled hole.

Test drilling gave an abnormal high drilling rate in to 340 cm before solid rock was reached.

At chainage 9682, where the span is increased, and deformations in order of 2-3 cm in the springline occurred some weeks after excavation following joints were observed:

62 cm depth: joint <1 mm

0,69-110 cm depth: densely jointed and partly crushed.

180 cm depth: joint, 1-2 mm opening

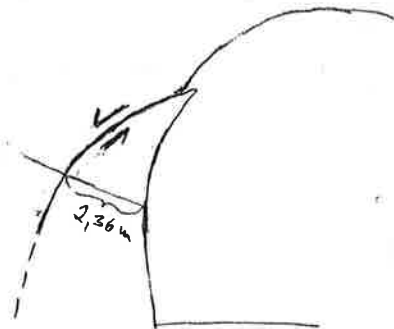
228 cm depth: joint, 1-3 mm opening

234 cm depth: two open joints with together 1 cm opening

238 cm depth: open joint, 1 cm

290 cm depth: closed joint

296 cm depth: closed joint



One conclusion after the deformation measurements and mapping of joints in the drill holes are that closely spaced rock bolts installed in a short time after excavation prevents deformation of the rock and opening of joints. In cases with very high stress or large span opening of joints may occur deeper in the rock mass, inside the end of the bolts, if they are not long enough. This is also verified by Kaiser and Tannant. [6].

## 7 THE COST PER M TUNNEL DEPENDS ON THE EXCAVATION RATE

The cost of a tunnel can be divided in fixed prices and variable prices. The fixed prices are expenses which are running irrespective of construction progression, and include administration, planning, rigging the construction camp, a part of the installation of water, electricity, ventilation, drilling jumbo etc. in the tunnel.

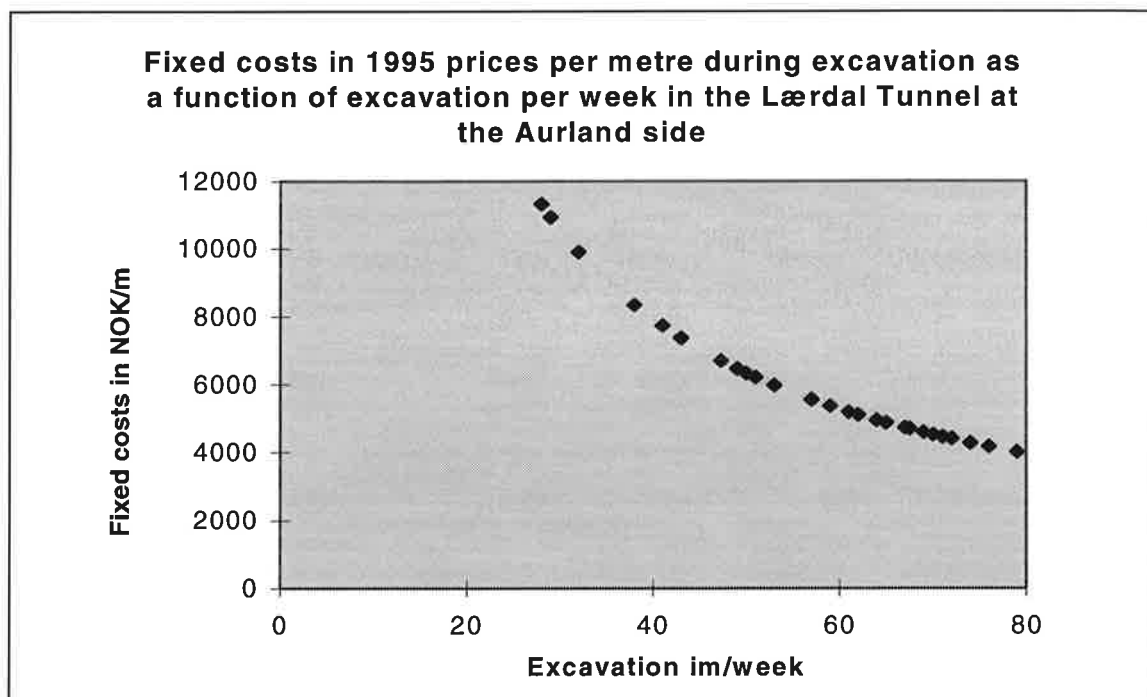


*Figure 3 Fixed costs in 1995 prices per meter during excavation as function of excavation rate per week in the Lærdal Tunnel at the Aurland side.*

*Faste kostnader i 1995 kr/lm som funksjon av ukeinndrift i Lærdalstunnelen drevet fra Aurland.*

The variable prices include blasting, mucking out, sprayed concrete, rock bolts, running costs for the drilling jumbo, ventilation, electricity, water etc. From Figure 3 we can see that the fixed prices are near NOK 4000,-/m tunnel when they are distributed over 80 m a week. The fixed prices are increased to near NOK 12000,-/ m tunnel when the excavation is reduced to only 25 m a week.

The variable costs depends far less on the excavation rate, because the increase in meters excavated is followed by a corresponding increase in use of explosives, drillbits, rock bolts etc. See Figure 4. When the excavation slows down because of poor rock mass quality, the amount of rock support/m tunnel will increase. The total cost is the sum of fixed and variable cost, and in addition the cost of portals, permanent drainage, permanent ventilation, safety and rescue installations etc.

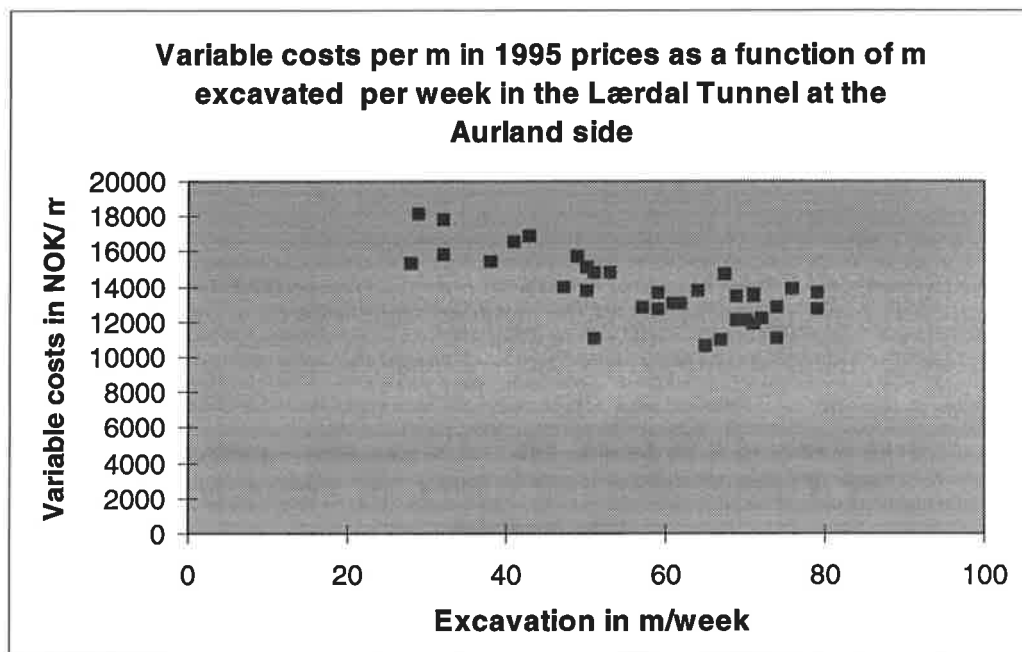


*Figure 4* Variable costs in 1995 prices /meter during excavation as a function of excavation rate per week in the Lærdal Tunnel at the Aurland side.

*Variable kostnader 1995 kr/lm som funksjon av ukeinndrift i Lærdalstunnelen drevet fra Aurland i 1996.*

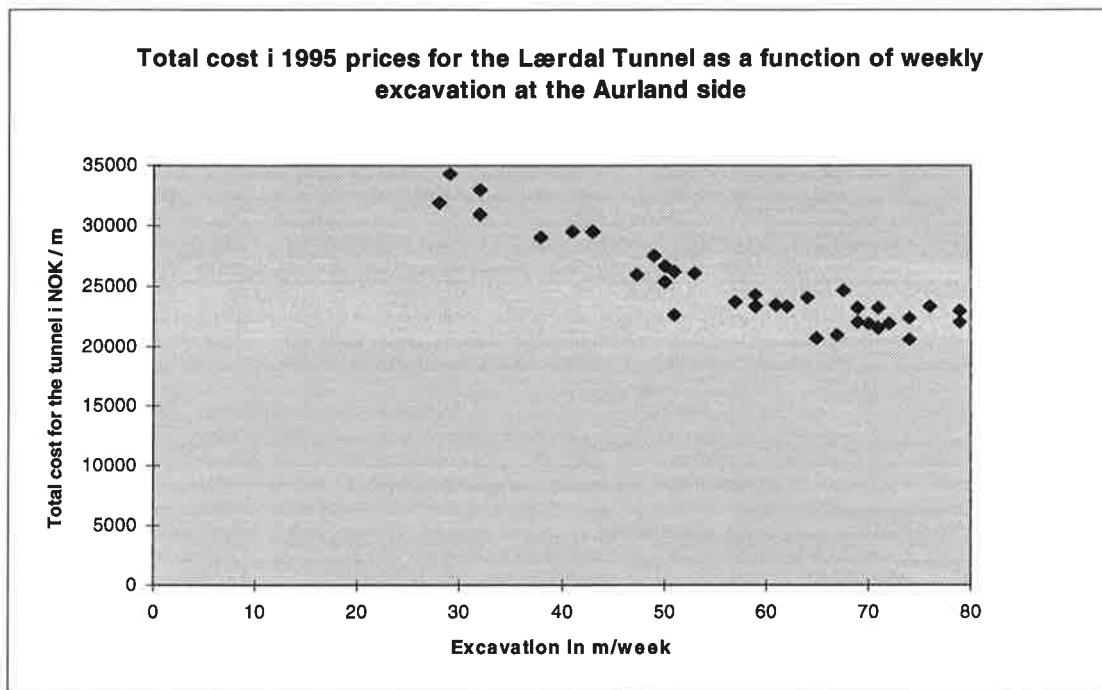


**Figure 5.** *Total cost per m tunnel in 1995 prices as a function of weekly excavation rates at the Aurland face in the Lærdal Tunnel.*  
*Total kostnad for ferdig tunnel i 1995 kr/lm som funksjon av ukeinndrift i Lærdalstunnelen drevet fra Aurland.*

## REFERENCES

- [1] Grimstad, E. 1984, "Rockburst Problems in Road Tunnels", Proc. Int. Symp. On Low Cost Road Tunnels, Oslo. Public Roads Administration, Norway. Tapir Oslo.
- [2] Grimstad, E., and Barton, N., 1993. "Updating of the Q-System for NMT", Proc. Int. Symp. On Sprayed Concrete - Modern use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support, Fagernes, pp 46-66. Norwegian Concrete Association, Oslo.
- [3] Grimstad, E., 1996. "Stability in Hard Rock Affected by High Stress and Supported by Sprayed Concrete and Rock Bolts", Proc. Second Int. Symp. on Sprayed Concrete - Modern use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support, Gol, pp 75 - 84. Norwegian Concrete Association, Oslo

- [4] Hansen S.E., 1996, "In Situ Stress Measurements in the Lærdal Tunnel, Adit Tynjadalen" (in Norwegian), Report from SINTEF, Trondheim.
- [5] Hansen, S.E., 1998, "Instrumentation of Rock Support and Stress Measurement in the Lærdal Tunnel" (in Norwegian), Report from SINTEF, Trondheim.
- [6] Kaiser, P.K. and Tannant, D.D., 1997, "Use of Shotcrete to Control Rockmass Failure". Proceedings, International Symposium on Rock Support- Applied Solution for Underground Structures, Lillehammer, pp 580-595. Norwegian Society of Chartered Engineers.
- [7] Rinde, E. 1995-99, Personal communication. Public Road Authority, Sogn og Fjordane County.

## SAMMENDRAG

Den 25,5 km lange Lærdalstunnelen har en maksimal fjelloverdekning på 1450 m, som tilsvarer en vertikal spenning på 39 MPa. 20 km av tunnelen går med 800 m overdekning eller mer. Spenningsyttringen varierer sterkt langs tunnelen, tilsynelatende uavhengig av overdekningen på grunn av endringer i bergartstype og varierende oppsprekningsgrad og skifrihet. Varierende spenningsnivåer fra sterk avskalling med bergslag til ingen spenningsyttringer har vært observert jevnt fordelt over store deler av tunnelen. Ut fra avskallingsmønsteret antas hovedspenningen å ligge subhorisontalt, dvs. at den overskrider vertikalspenningen. Dette er også dokumentert i to tredimensjonale spenningsmålinger utført i tunnelen. Disse målingene ble utført i områder med moderate bergtrykksyttringer, og viste største hovedspenning i overkant av 31 MPa.

I to områder er det utført deformasjonsmålinger ved hjelp av flerpunkts borhullsekstensiometere. Disse ble utført i boltede og sprøytede områder. På grunn av boltene ble sprekkene hindret i å åpne seg, slik at total deformasjon på de dypeste ankrene (6 til 9 m) var mellom 1 og 2 mm. I den ytterste delen (2-3 m) av bergmassen mot tunnelveggen var det kun ubetydelige bevegelser i størrelsesorden 0,05-0,4 mm i de boltede områdene.

Oppsprekingsgraden ble undersøkt i 3 m dype borhull ved hjelp av en videoprobe som gikk inn til 1,5 m hulldyp, og av et varm-endoskop inn til 3 m hulldyp. Dette viser til dels sterk oppsprekking og knusning i nedre del av veggene, som blir boltet et stykke bak stuff. Denne oppsprekkingen er observert inn til mer enn 3 m dyp fra tunnelperiferien.

Et parti med uarmert sprøytebetong ble sprøytet på i et område med sterk avskalling for å sammenligne den med stålfiberarmert sprøyebetong. Antall riss og sprekker/m² var dobbelt så høy, og lengden av riss og sprekker i meter /m² var nesten 3 ganger så høy i den uarmerte sprøytebetongen som i den stålfiberarmerte sprøytebetongen.

Under lave og moderate spenninger blir det boltet først og spøytet etterpå. Ofte blir sprøytingen utført om natten, slik at to-tre salver på hver stuff kun står boltet på dagtid. Ved sterkere avskalling blir det sprøytet etter bolting for hver slave. Under ekstreme forhold med bergslag blir det sprøytet før bolting. Dette gjør det lettere og mindre risikabelt å bore hullene og sette inn boltene.

Ukeinndriften har variert mellom 25 og 85 m på en enkelt stuff. Inndriften innvirker sterkt på de faste prisene, slik at disse blir nesten tredoblet ved reduksjon av inndriften til en tredjedel. De variable konstnadene endres ikke så dramatisk med inndriften. Total meterpris varierer fra ca. NOK 22.000,- til NOK 35.000,- regnet om til 1995 kr. for ferdig sikret tunnel, avhengig av ukeinndriften.



## METODIK VID TUNNELDRIVNING OCH FÖRSTÄRKNING I SVAGT BERG

Support and excavation of weak rock

*Johan Brantmark, Skanska Teknik AB*

### BAKGRUND

Sedan många år har SveBeFo bedrivit forskning inom området bergmekanik och bergteknik. Ett resultat av denna satsning är att undertecknad under hösten 1998 kunde lägga fram avhandlingen "Rock support in weak rock, - a study based on the Uri-project". Föreliggande artikel är en sammanfattning av den del av avhandlingen som bland annat koncentreras på drivningscykelns inverkan på bergförstärkningen.

Arbetet utgörs av en numerisk analys som utgår från observationer gjorda i svagt berg vid Uri-projektet och kan delas upp i två delar. I den första delen skapas en modell som anpassas till gjorda observationer. Möda har här främst lagts på att på ett riktigt sätt representera frontens inverkan i två dimensioner. Därefter har den etablerade modellen använts för att studera effekten hos olika förstärkningssystem och drivningssystem.

I det följande beskrivs först Uri projektet och de observationer som gjorts där. Därefter följer en redogörelse av den numerisk analysen. Artikeln avslutas sedan med slutsatser.

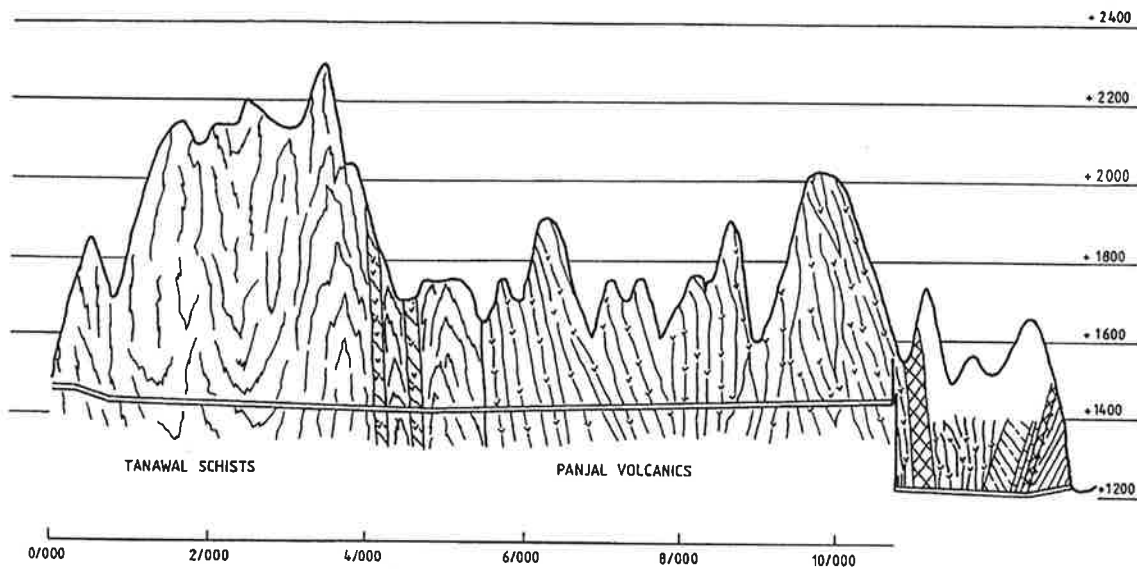
### URI PROJEKTET

Uri projektet är ett vattenkraftsprojekt som är beläget i Kashmir, i norra Indien. Kraftverket tar vatten från Jehlum-floden vilken rinner genom Kashmir dalen, in i Pakistan där den är en biflod till Indus. Vattnet leds av från Jehlum, genom en 10km lång tillloppstunnel till 200m höga tryckschakt, därefter genom turbinen och ut i en 2km lång utloppstunnel tillbaka till Jehlum. Det finns således ingen damm (Fig.1). Samtliga vattenledande tunnlar är hästskoformade med en diameter av 9m. De kläddes alla in med oarmerad betong för att minimera fallförluster längs tunneln.

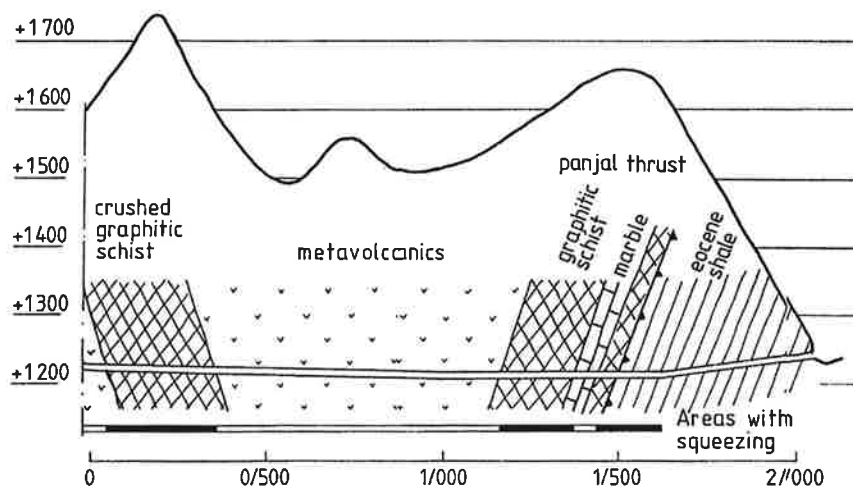
Projektet som ägs av National Hydro-electric Power Corporation Ltd., NHPC har genomförts av ett konsortium bestående av Skanska International Civil Engineering och NCC International AB. Sweco stod för design.

Ur bergmekanisk synpunkt har projektet erbjudit många intressanta problemställningar. En av de största utmaningarna återfanns i utloppstunneln som går genom Panjal Thrust, vilket är en stor förkastning som går genom denna del av Himalaya. Innan projektet startades var kunskapen mycket liten om förhållandena i denna förkastning då inga av de borrhål som borrades i området nådde ner till tunnelnivån. Efteråt kan vi nu

konstatera att förkastningen och intilliggande områden innehöll ca 300 meter av krossade grafitiska skiffrar med låg till extremt låg hållfasthet. Bergmassan har här klassificerats till RMR=8-15. Nedströms från förkastningen återfinns stora mäktiga lerskiffrar med bättre hållfasthet och i förkastningen återfinns även ett relativt mäktigt parti med marmor (Fig.2).

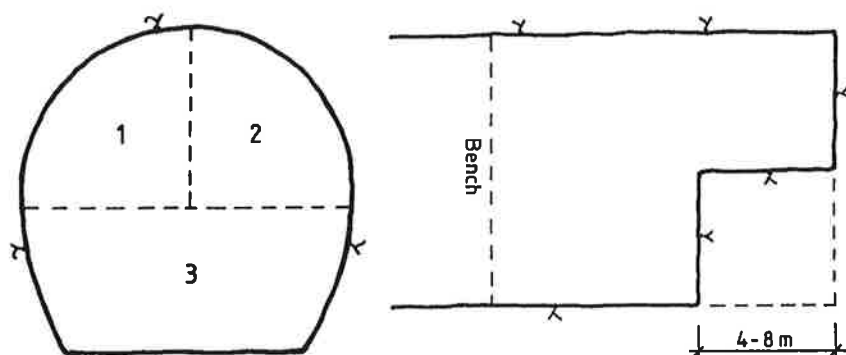


*Figur 1 Längsgående profil längs Uri projektet  
Longitudinal section along the Uri HPP.*



*Figur 2 Detaljerad profil längs utolppstunneln  
Detailed longitudinal section along the tailrace tunnel*

För att säkerställa stabiliteten i tunneln vid drivning genom de grafitiska skiffrarna drevs den med galleri och pall i dessa områden. I de sämsta delarna (sektion 0/128-0/322) drevs tunneln med delat galleri och med pall för att säkerställa frontstabiliteten. Galleriet var då uppdelat i två halvor, där vänster halva låg 4-8 meter framför den högra halvan. Bergmassan förstärktes här med 25 cm sprutbetong, dubbelarmerad, i kombination med 6m långa bult. Förstärkningen kompletterades med ett gjutet golv som installeras upp till den senaste uttagna pallen. Inget golv göts i galleriet. Denna drivning och förstärkning analyseras vidare i denna artikel (Fig. 3)



*Figur 3 Drivningen utfördes med delat galleri och pall  
The excavation was carried out with a divided gallery and a bench.*

Stabiliteten i tunneln övervakades av ett mätprogram som främst baseras på horisontella konvergensmätningar och visuella observationer. Mätsektioner placerades var 15:e meter i de mer kritiska avsnitten. Vissa av dessa sektioner kompletterades även med mätningar i taket. Resultaten visar att största deformationerna var horisontella. Dessa mätningar beskrivs utförligt i Brantmark (1998)

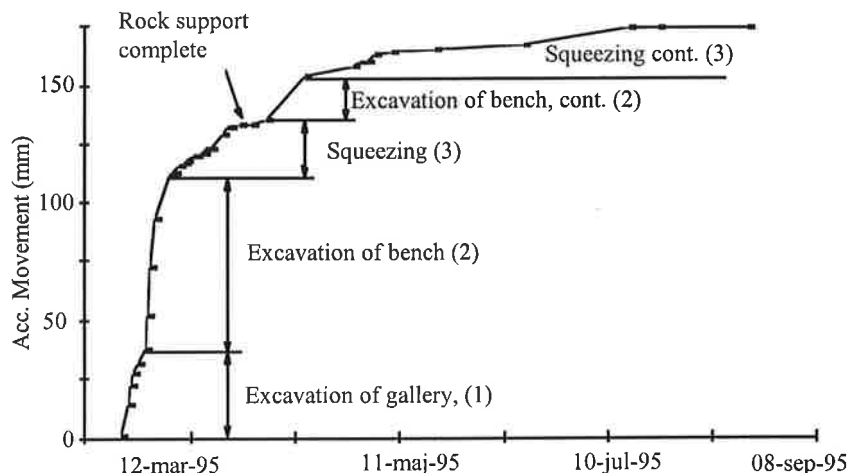
## NUMERISK ANALYS AV DRIVNING OCH FÖRSTÄRKNINGSSYSTEM

Sträckorna med dåligt och svagt berg kunde drivas med en hastighet av strax under 1m per dag. Metodval för drivning och förstärkning styrdes till stor del av den utrustning som fanns tillgänglig på arbetsplatsen. Med syftet att fördjupa förståelsen för samspelet mellan bult, sprutbetong och frontens läge har en analys av alternativa metoder genomförts med finita differensprogrammet FLAC.

Som nämnts ovan genomfördes denna analys i två steg. I ett första steg skapas en modell vilken kalibreras mot den uppmätta deformationsutvecklingen. I en andra fas analyseras inverkan av olika förstärkningsmetoder så som bultlängd och betydelsen av samverkan mellan bult och betong. I denna fas analyseras även inverkan av olika drivningsmetoder på belastningen på förstärkningen.

## Mätta deformationer

Till grund för analysen har mätningar från sektion 0/210 valts. Dessa mätningar påbörjades tidigt, ca 2m från tunnelfronten. I figur 4 visas konvergensen och de olika faserna i drivningen. Rörelserna har knutits till uttaget av galleriet (1), uttaget av pallen (2) och till krypning (3). Förstärkning applicerades omedelbart vid fronten. 6-8 meter från stoff var förstärkningen komplett i galleriet. Vid drivningen av pallen slutfördes förstärkningen inom ytterligare 10 meter. I detta fall drevs pallen ca 20-60 meter bakom galleriet. Ju sämre bergmassan blev, ju kortare blev pallens längd.



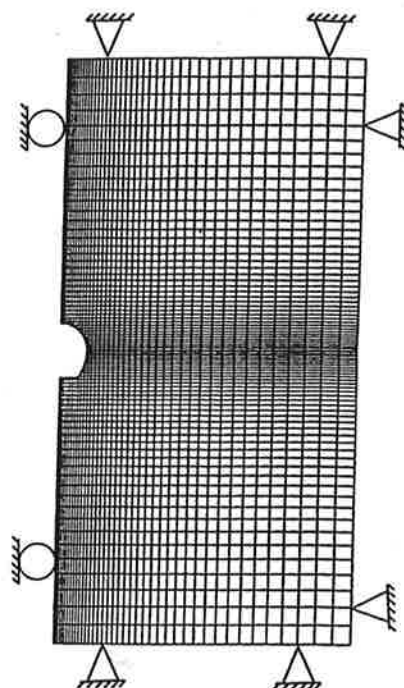
*Figur 4 Konvergensmätning genomförd i sektion 0/210*  
*Convergence measurements from sektion 0/210*

## Etablering av numerisk modell

Den numeriska analysen genomfördes med programmet FLAC. En 55*110m stor modell skapades av 40*80 rutor. Symmetrin utnyttjades så att endast halva tunneln simulerades. Samtliga ränder fixerades utom symmetrilinjen. Ett innertryck applicerades radiellt utåt från tunneln, och uttaget simulerades genom att detta innertryck minskades (Fig.5).

Den FLAC-modell som användes för analysen skulle på ett bra sätt kunna spegla uppmätta deformationer. För att göra detta måste flera parametrar kalibreras, dessa kan delas upp i två grupper. Dels de som hör till materialdata och spänningssituationen, dels de som hör till drivningsmetoden.

En studie av bergmassans egenskaper har genomförts och återfinns i Brantmark (1998). Valda materialdata återges i tabell 1. Den version av FLAC som använts är 2-dimensionell. Den stabiliserande effekten som erhålls från fronten kan då simuleras i form av ett innertryck.



Figur 5 *FLAC-modell för analysen*  
*FLAC-model for the analysis*

Tabell 1 *Egenskaper för Flac-simulering*  
*Properties for Flac computation*

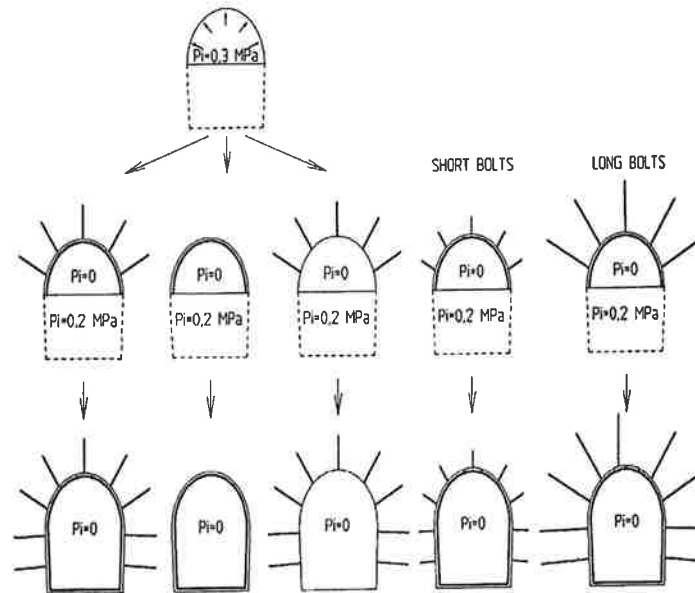
Friktionsvinkel	23	E-modul-betong (GPa)	20
Kohession (kPa)	200	Tröghetsmom. Betong (m ⁴ )	1,3*10 ⁻³
E-modul (MPa)	2	E-modul- bult (GPa)	210
Poissons' tal	0.25	Vidhäftning, bult (kN/m)	170
Initialspänning (MPa)	8	Axiell hållf.-bult (kN)	200
		Skjuvmodul-bruk (GPa)	63

Den förstärkande effekten från tunnelfronten vid tillfället då förstärkningen installeras är en betydelsefull parameter. Genom att genomföra en rad beräkningar kunde det konstateras att en god överrensstämmelse med uppmätt deformation erhöles vid antagandet att innertrycket (frontens inverkan) vid starten för mätningarna och vid installationen av förstärkningen motsvarade 0,3 MPa. Pallens inverkan på tunneln vid uttaget erhöles till 0,2 MPa. För en mer detaljerad beskrivning, se Brantmark (1998).

### Beräkningar

Den giltiga modellen används nu för att utvärdera effekten hos olika ingående delar i förstärkningen och i driften. De olika simuleringar som genomförts redovisas i figur 6. Den simulering som speglar det verkliga uttaget redovisas längst till vänster i figuren. Med utgångspunkt från denna sekvens har fyra olika varianter testats; utan bult, utan sprutbetong, med kortare bult samt med längre bult.

Vidare försök med ändrad uttagsordning illustreras i figur 7. Här har samma sekvens med olika typer av förstärkning testats, men under antagande att hela tunneln tas ut i sin helhet direkt. Frontstabiliteten antas då vara säkerställd genom förstärkning med bultning eller sprutbetong. Innertrycket vid installationen har först antagits vara det samma som i fallet med drivning med galleri och pall. Då detta antagande kan anses ge lite låga laster har även ett försök genomförts med en inre last av 1MPa vid installationen.



Figur 6 Översikt över utförda beräkningar med galleri och pall  
Outline for analyses with gallery and bench excavation

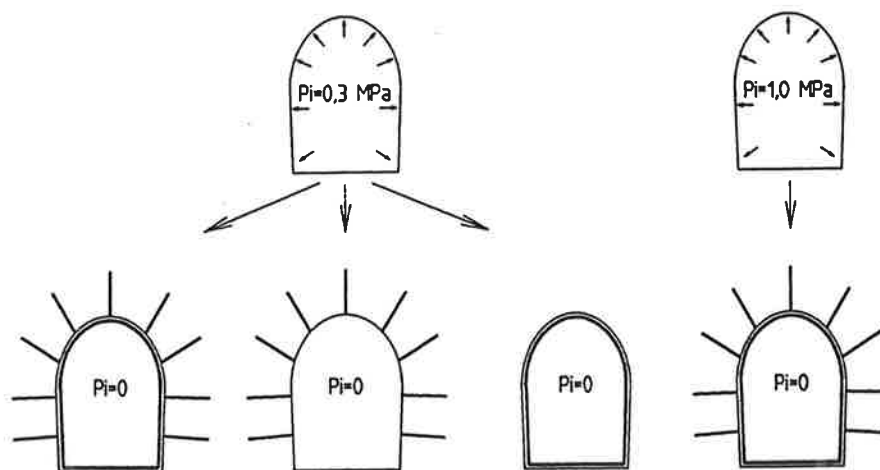


Figure 7 Översikt över utförda beräkningar med full front  
Outline for the analyse carried out with full face excavation.

För att kunna utvärdera och jämföra resultaten från olika körningar har tre punkter längs den simulerade sprutbetongen valts ut jämte två representativa bult. Punkterna som studerats i betongen är belägna i centrum av tunneltaket, övre delen av väggen samt undre delen av väggen. Resultaten från de olika simuleringarna redovisas i det följande.

### Resultat

Resultatet från beräkningarna redovisas i en rad tabeller nedan (tabell 2-8). Ur tabell 2 kan konstateras att de beräknade radiella deformationerna för fallet med sprutbetong och bult stämmer väl överens med vad som uppmätts, modellen är således giltig. Från samma tabell kan vidare konstateras att en varierad bultlängd har en marginell betydelse så länge längden är större än 3m. Från tabellen framgår det även att både fallet med enbart bult och enbart sprutbetong minskar deformationerna avsevärt men att den klart bästa effekten fås då bult och betong kombineras i en samverkanskonstruktion.

I tabell 3 har tillskottsdeformationen i samband med uttaget redovisats separat. I denna tabell kan det ses att en ansevärd deformation äger rum i väggen till följd av uttaget. På grund av att beräkningen utförts i plant töjningstillstånd finns anledning att tro att den vertikala deformationen är något överdriven.

I tabell 4-5 anges de beräknade påfrestningarna på sprutbetongen. Här ses att spänningsfördelningen i betongen blir ojämn, med höga axiella spänningar i tak, och höga moment i övre delen av väggen. Den nedre delen av den slutliga väggen blir lågt belastad. Med en 25 cm tjock betong är momenten i övre delen av väggen så stora att draglaster kan förväntas. Resultaten är i det närmaste oberoende av mängden installerad bult. Resultatet stämmer väl överens med gjorda observationer. Öppna sprickor kunde observeras i väggen emedan tryckbrott frekvent kunde observeras i taket.

I figur 8 redovisas lasterna på installerade bultar. Från denna beräkning framgår att samtliga bultar installerade i galleriet blir dragna till sin sträckgräns, vilket är föga förvånande med tanke på de stora deformationerna. Det som skiljer de olika långa bultarna åt är var i bergmassan som lasten skall överföras. Hos de 6 och 12 m långa bultarna sker överföringen på samma ställe, (3-6m in i bergmassan), medan de 3m långa bultarna överför lasten 2-3m in i bergmassan. Detta förklarar den lilla skillnaden mellan beräknade deformationer med 6m och 12m långa bultar. Båda längderna fungerar som 6m bultar.

*Tabell 2      Deformationer vid simulerat uttag med galleri och pall.  
Resulting deformations from simulated excavation with gallery and bench.*

Case	Excavation of gallery		Completed excvaton		
	Horizontal radial deform. (mm)	Vertical deformation roof (mm)	Horizontal radial deformation		Vertical deformation roof (mm)
			Upper (mm)	Lower (mm)	
Shotcrete and bolts, 250mm, 6m	26	1,8	69	93	27
Shotcrete and long bolts (12m)	25	1,6	64	86	23
Shotcrete and short bolts (3m)	27	2	84	100	43
Shotcrete only, 250mm	43	10	128	118	86
Bolts only (6m long)	117	90	187	154	133
No support	223	207	316	210	268

*Tabell 3      Deformationer i samband med uttag av pall  
Deformations associated with excavation of the bench*

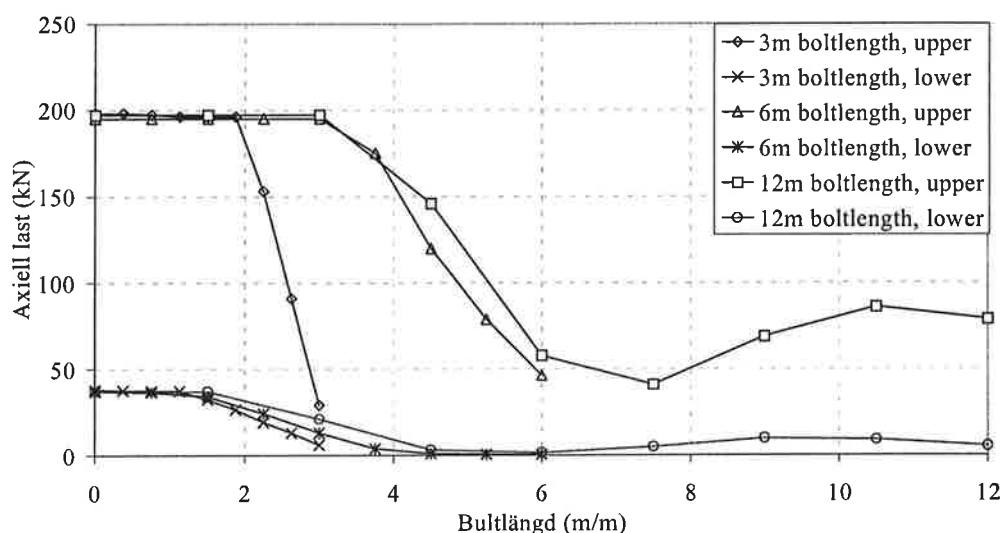
Case	Additional deformation by bench excavation	
	Horizontal radial deform. upper level (mm)	Vertical deformation roof (mm)
Shotcrete and bolts, 250mm, 6m	43	25
Shotcrete and long bolts (12m)	39	21
Shotcrete and short bolts (3m)	57	41
Shotcrete only, 250mm	85	76
Bolts only (6m long)	70	43

*Tabell 4      Spänningar i sprutbetongen efter uttag av galleri  
Stress in shotcrete after excavation of the gallery*

Case	Excavation of gallery			
	Roof		Wall	
	Axial stress (MPa)	Moment (kNm)	Axial stress (MPa)	Moment (kNm)
Shotcrete and bolts, 250mm, 6m	17,2	14	6	73
Shotcrete and long bolts (12m)	17,2	13	6	68
Shotcrete and short bolts (3m)	17	15	6	72
Shotcrete only, 250mm	16	15	6,4	94
Bolts only (6m long)	-	-	-	-

Tabell 5 *Spänningar i sprutbetongen efter uttag av galleri och pall*  
*Stress in shotcrete after excavation of the gallery and bench*

Case	Excavation of bench, total loads					
	Roof		Wall, upper		Wall, lower	
	Axial stress (MPa)	Moment (kNm)	Axial stress (MPa)	Moment (kNm)	Axial stress (MPa)	Moment (kNm)
Shotcrete and bolts, 250mm, 6m	15,6	22	6	160	4,8	8
Shotcrete and long bolts (12m)	15,6	25	6,4	160	4,4	11
Shotcrete and short bolts (3m)	14,8	14	6,4	128	4,4	14
Shotcrete only, 250mm	12,4	7,6	6,4	171	5,4	15
Bolts only (6m long)	-	-	-	-	-	-



Figur 8 *Resultande axiella laster i installerade bultar.*  
*Resulting axial load in the bolts installed with variable length.*

Beräkningar genomfördes även med full front. Resultatet från dessa beräkningar redovisas i tabell 6-8, i tabell 6 redovisas förväntade deformationer. Det kan här konstateras att de förväntade deformationerna minskar radikalt då hela sektionen förstärks med sprutbetong omedelbart efter uttaget. I fallet med enbart bultförstärkning erhålls ingen större förändring jämfört med fallet med galleri och pall.

I tabell 7 redovisas de förväntade spänningarna i betongen om den installeras vid ett innertryck motsvarande 0,3 MPa. Om denna tabell jämförs med tabell 5 erhålls att drift med full front ger relativt låga spänningar och jämnare spänningsfördelning vilket resulterar i endast små moment. Detta trots att sektionen ej är cirkulär.

När förstärkningen installeras nära fronten (som nu måste förstärkas med bult) kan det antas att den förstärkande verkan från fronten är större än för fallet med delat galleri.

När förstärkningen installeras nära fronten (som nu måste förstärkas med bult) kan det antas att den förstärkande verkan från fronten är större än för fallet med delat galleri. För att undersöka betydelsen av storleken på det fiktiva innertrycket vid installationen av sprutbetongen genomfördes en mindre beräkning där innertrycket ökades till 1MPa vid installationen. Resultatet visas i tabell 8. Ur denna tabell framgår att spänningarna i förstärkningen ökar ungefär linjärt med ökat fiktivt tryck från fronten.

I tabell 6 och 7 ses att 6m långa bultar endast marginellt påverkar deformationer och laster. Närmare studier av bulten visar att inga bult blivit belastade till sin sträckgräns. Det kan således konstateras att när bergförstärkningen utgörs av en sluten betongkonstruktion så gör bultar endast ringa nytta.

*Tabell 6 Deformationer i samband med uttag av full sektion  
Deformations resulting from full face excavation*

Case	Horizontal		Vertical
	deformation in wall		deformation
	Upper (mm)	Lower (mm)	(mm)
Shotcrete and bolts, 250mm, 6m	2,6	3,2	0,8
Shotcrete only, 250mm	3,1	3,8	1,5
Bolts only (6m long)	98	97	82
No support	220	224	215

*Tabell 7 Spänningar i sprutbetongen efter uttag av full sektion  
Stress in the shotcrete after excavation with full face*

Case	Excavation of full tunnel					
	Roof		Wall, upper		Wall, lower	
	Axial stress (MPa)	Moment (kNm)	Axial stress (MPa)	Moment (kNm)	Axial stress (MPa)	Moment (kNm)
Shotcrete and bolts, 250mm, 6m	7,8	2,8	7,6	6,4	7,6	1,7
Shotcrete only, 250mm	8,8	1	8,7	7,3	8,6	2,4

*Tabell 8 Innertryckets påverkan på spänningarna i förstärkningen  
The influence from the fictive inner pressure on the stress in the support*

Case	Excavation of full tunnel					
	Roof		Wall, upper		Wall, lower	
	Axial stress (MPa)	Moment (kNm)	Axial stress (MPa)	Moment (kNm)	Axial stress (MPa)	Moment (kNm)
Shotcrete, bolts $p_i=0.3$ MPa	7,8	2,8	7,6	6,4	7,6	1,7
Shotcrete, bolts $p_i=1.0$ MPa	25,2	3	24,2	9,0	23,6	6,0

## SLUTSATSER

I denna artikel har funktionen hos sprutbetong och bult studerats och satts i relation till drivningsmetodiken. Analysen som baseras på studier med hjälp av programmet FLAC baseras på observationer gjorda vid Uri projektet. Baserat på de här redovisade beräkningarna och utförda observationer kan följande slutsatser dras;

Den metodik som väljs för att driva en tunnel i svagt berg påverkar till stor del den last som belastar förstärkningen. Vid drivning med galleri och pall erhålls generellt stora deformationer, speciellt i horisontalld. Detta ger till följd att galleridelen belastas med stora axialspänningar i taket, medan stora moment erhålls i anfangen. Vidare kan konstateras att så länge sprutbetongsektionen inte är sluten i botten så bidrar både bult och betong till stabiliteten. I detta fall är samverkan mellan bulten och betongen viktig, men en bultlängd som överstiger 6m (drygt en tunnelradie) ter sig onödig.

I det fall tunneln kan tas ut med full front och en sluten ring av betong skapas, då har bultarna en mindre betydelse för förstärkningen. Vidare så erhålls en jämn lastfördelning på betongen med endast små moment. Då förstärkningen installeras nära fronten kan höga laster uppträda till följd av att den förstärkta fronten tar mycket last som överförs till förstärkningen. Detta kan undvikas genom att delar av förstärkningen installeras en bit från stuff och den förstärkning som installeras vid stuff kan förses med slitsar eller andra arrangemang som tillåter viss rörelse.

## REFERENSER

- Brantmark, J. (1998) 'Rock support in weak rock – a study based on the Uri project'. Doktorsavhandling, avd. Jord och bergmekanik, KTH.
- Brantmark, J., Heiner, A., Martna, J., Stille, H. (1996) 'Difficulties related to Squeezing rock in the Uri - project, India', 'Bergmekanikdagen 1996, pp 157-180, Stockholm
- Chang, Y. (1994) 'Tunnel support with shotcrete in weak rock - A rock mechanics study', Doktorsavhandling, avd. Jord och bergmekanik, KTH
- Hoek, E & Brown, E. T (1980) Underground excavation in rock. The Institution of Mining and Metallurgy. London
- Hoek, E. & Brown, E.T. (1997) ) 'Practical estimates of rock mass strength', Int. J. Rock Mech. & Min Sci, Vol 34, No 8 pp 1165 - 1186
- Panet, M., (1982) 'Analysis of Convergence behind the face of a tunnel', Tunnelling 82, pp. 197-204.
- Stille, H. (1984) 'Rock bolting - analysis based on the theory of ground reaction curve'. report 151:1/84. SveBeFo.



## LÄGESRAPPORT FRÅN STÄKETTUNNELN

### State report from the Stäkettunnel

Anders Fredriksson, Golder Grundteknik KB  
Örjan Wolf, PEAB Berg AB

### INLEDNING

I samband med utbyggnad till dubbelspår på sträckan Kallhäll – Kungsängen drivs fem dubbelspårstunnlar. En tunnel, kallad Stäkettunneln, passerar under ett villaområde. Bergtäckningen över tunneln är låg och saknas delvis. Entreprenadarbetena påbörjades under våren 1998. Entreprenör är PEAB AB och tunneldrivningen sker som generalentreprenad medan betonginklädnad av tunneldelen med låg bergtäckning sker med totalentreprenadåtagande. I denna artikel ges en kort beskrivning av förutsättningarna, föreslagen drivningsmetodik och vunna erfarenheter fram till 1 februari 1999.

### BERGTEKNISKA FÖRUTSÄTTNINGAR

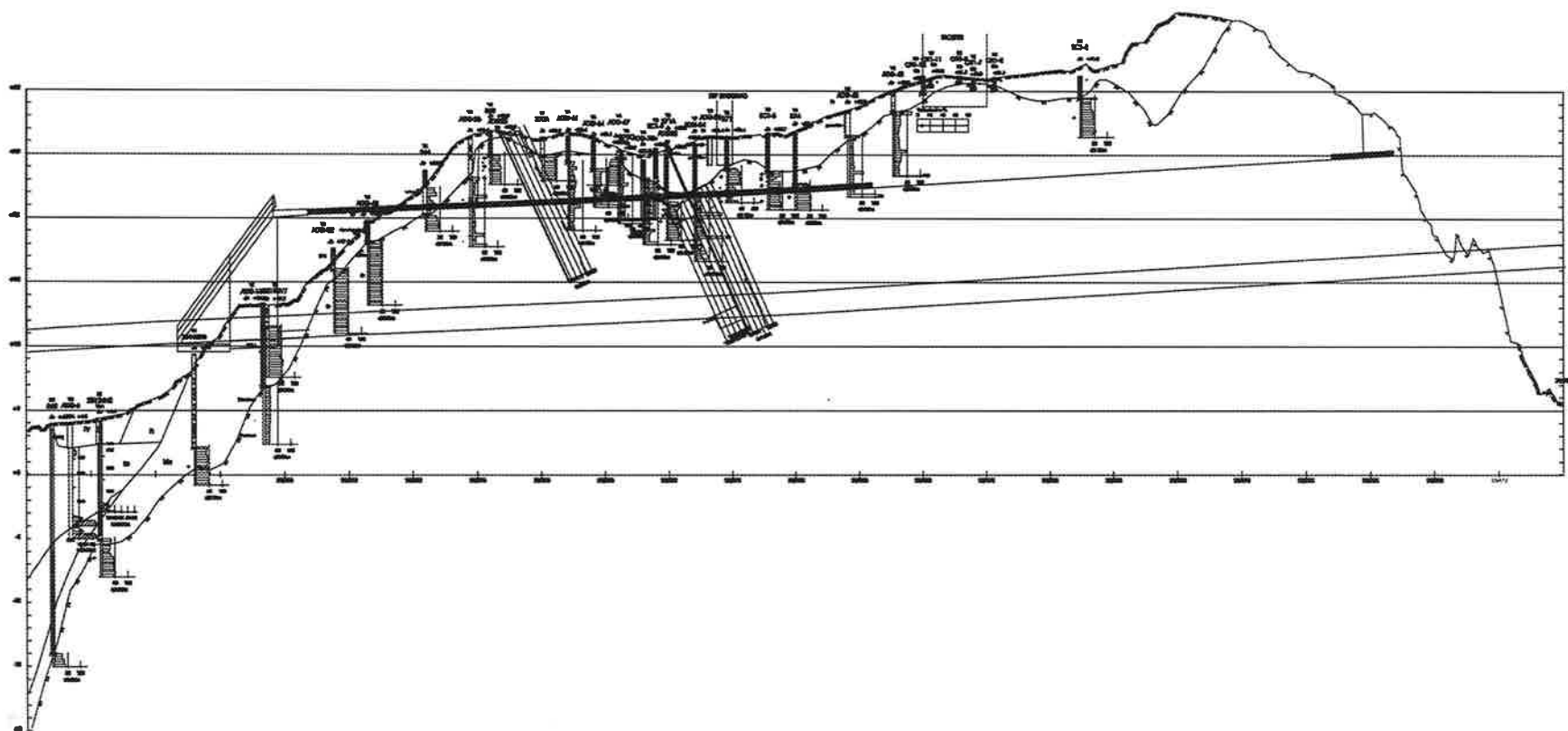
Berggrunden inom området för tunneln utgörs av gnejsgraniter och grönsten medan sedimentgnejs, yngre graniter och pegmatiter förekommer i mindre utsträckning.

Topografiskt utgörs det höga bergområdet av glacialt utformade rundhällar som ger intryck av god hållfasthet hos bergarten medan dess västra begränsning är betingad av Stäketsundets mäktiga sprickbildning. Härigenom har bergets västsida fått en brant utformning med blockbildning, ravinbildning och brant stående sprickyor.

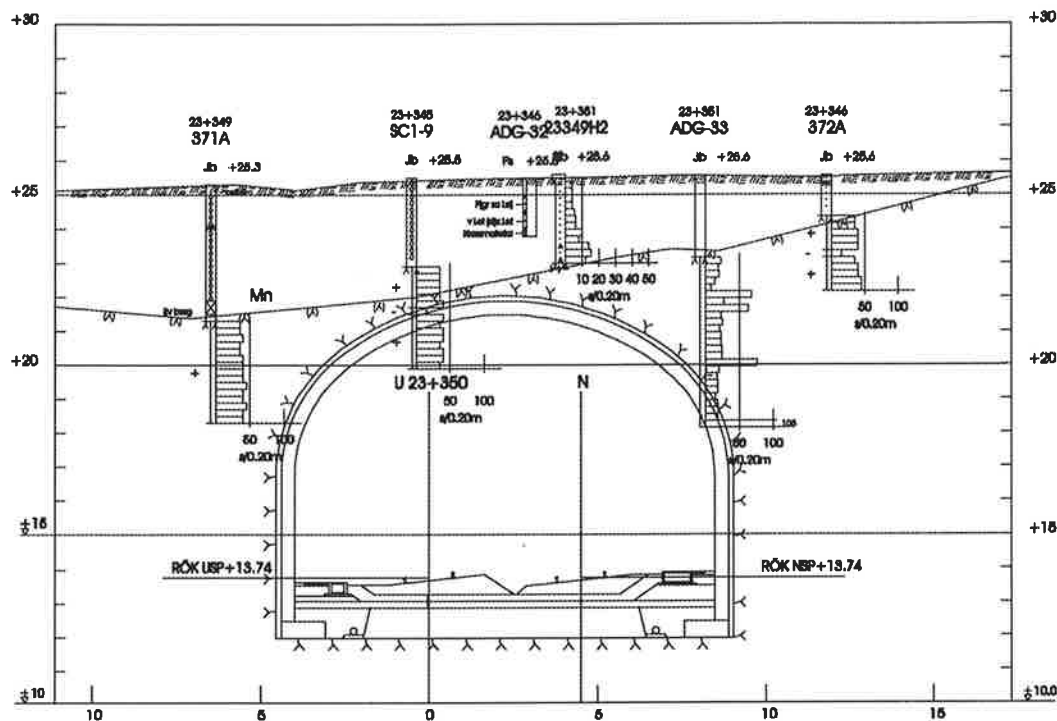
Allmänt kan sägas att bergarterna har god kvalitet med få vittrade partier. Detta gäller även grönstenen där leromvandling ej har påträffats. I den västra delen av tunneln med låg bergtäckning är ytberget uppsprucket och delvis vittrat.

Foliationss riktningen i bergarterna är 50-60° ( $\approx$  vinkelrätt mot bansträckningen) med brant, vanligen vertikal stupning. Ytterligare en dominerande sprickriktning finns i ung. nord-sydriktning med en stupning på 80° åt öster.

I figur 1 visas en profil längs uppspår. Längs de första 55 m från sektion 23+275 till 23+330 varierar bergtäckningen mellan 2 – 3 m. Därefter kommer en ca 100 m lång sträcka där bergtäckningen är mindre än 2 m och bitvis kan den saknas helt, se sektion i figur 2. Tunnelbredden är 13,6 m. En villa grundlagd på plintar finns mitt över tunneln på denna sträcka. Vissa av plintarna är enligt uppgift nedförda till berg.



Figur 1. Profil längs tunneln.  
*Profil along the tunnel.*



Figur 2. Tunnel sektion.

*Tunnel section.*

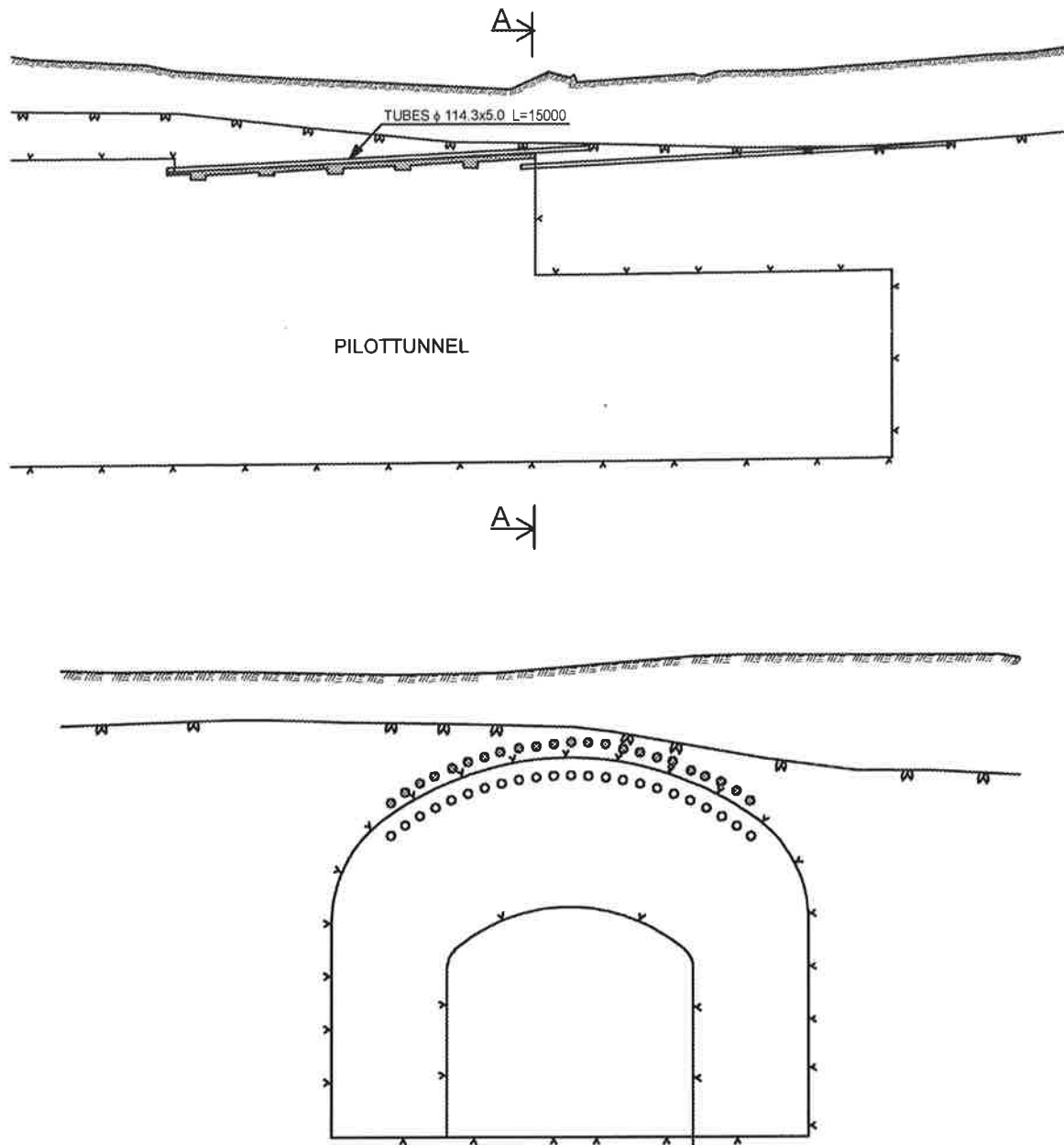
## FÖRESLAGEN DRIVNINGSMETOD

I förfrågningsunderlaget angavs en drivningsmetod som innebar att man först drev en pilotunnel (area 45 m²) längs sträckan med låg bergtäckning, ca 155 m. Från pilottunneln skulle sondering utföras för att få en bättre bild av bergtäckningens storlek. Längs de första 55 m där bergtäckningen varerar mellan 2 – 3 m skulle förbultning utföras med 7 m långa bultar och uppstrossning ske i 2,5 m långa etapper. Som driftförstärkning föreslogs ett bultförankrat sprutbetongvalv av fiberarmerad sprutbetong med en totaltjocklek av 120 mm.

Från sektion 23+330 till 23+430 föreskrevs en förförstärkning med borrade rör,  $\phi$  114,3 mm, längd 15 m i överlappande skärmar, se figur 3. De borrade rören skulle förses med injekteringsventiler och berget/jorden mellan rören injekteras med cementbruk. Uppstrossning till full area skulle ske i 2,5 m's etapper och driftförstärkning ske med bultförankrat sprutbetongvalv förstärkt med extra bågar c/c 2,5 m. Vid uppstrossningen skall berget tas ut ända upp till de borrade rören.

På sträckan 23+430 till 23+622 drivs tunneln med full area. Vid behov drivs en pilotunnel framför fronten.

Längs sträckan med låg bergtäckning föreskrivs ett mätsystem bestående av markpegel och extensometrar installerade från markytan. I samband med uppstrossning av tunneln skulle konvergensmätsektioner installeras i tunneln.



SECTION A-A

Figur 3. Föreslagen divningsmetod på sträckan med låg eller ingen bergtäckning.  
*Proposed tunneling method where the rockcover is low or is missing.*

## HITINTILLS VUNNA ERFARENHETER VID TUNNELDRIVNINGEN

Vid tunnelpåslaget i sektion 23+274 visade sig ytberget vara så uppsprucket att det gick att schakta bort med grävmaskin. På en sträcka av 7 m schaktades därför ytberget bort och ersattes med en grovbetong som förankrades med bergbult till det kvarvarande berget. Därefter kunde tunnelpåslaget utföras i planerad sektion.

Entreprenören valde att inte driva pilottunneln längs hela sträckan innan uppstrossning påbörjades. Efter förinjektering har pilottunneln drivits fram till läget för nästa förinjekteringsskärm innan uppstrossning skett. På sträckan 23+274 till 23+328 har drivning skett med förbultning och uppstrossning enligt det föreskrivna förslaget. I figur 4 visas uppmätta vertikalkrörelser i sektion 23+295 när tunneldrivningen passerar. Berget och marken ovanför tunneln häver sig något (3 - 7 mm) när drivningsfronten passerar. Berget sätter sig sedan något när tunneln drivs vidare. Bergtäckningen är ca 3 m i mätsektionen. I övrigt har drivningen skett utan några större svårigheter.

Inom det parti där bergtäckningen understiger 3 m har i nuläget, 1 februari 1999, två skärmar med förförstärkning av borrhålor och uppstrossning till full area utförts. I sektion 23+340 passerade tunneln en gatan med en spill-och vattenledning. Innan tunneln passerade ledningarna schaktades ledningsgraven upp för att isolera rören. Det visade sig då att ledningsgraven och en brunn var nedsprängd betydligt djupare än förutsatt. Sprängbotten låg innanför den blivande tunnelkonturen. Botten av ledningsgraven fylldes därför med grovbetong innan rörborrningen påbörjades. Rörborring, injektering och uppstrossning av tunneln till full area vid passage av ledningsgraven gick sedan utan svårigheter. Övergången till förförstärkning med rör skedde något tidigare (sektion 23+328) än vad som planerats (sektion +23+330) på grund av att bergtäckningen minskade kraftigt vid sektion 23+330.

Den 1 februari 1999 har pilottunneln drivits till sektion 23+358 och tunneln är uppstrossad till full area till sektion 23+346. Den tredje skärmen med rör, som passerar partiet med lägst bergtäckning, är under borring. Vid borring av nästa skärm av rör kommer man att passera under den villa som finns ovanför tunneln.

En av svårigheterna vid drivning av tunneln hitintills har varit att inte överstiga de tillåtna vibrationsvärden som har åsatts villan över tunneln.

## SAMMANFATTNING

I samband med utbyggnad till dubbelspår på sträckan Kalhäll – Kungsängen drivs en ca 350 m lång bergtunnel under ett villaområde. På en sträcka av 100 är bergtäckningen mindre än 2 m och kan delvis saknas helt. Längs sträckan med låg bergtäckning utförs en förförstärkning med borrhålor c/c 500 mm. Tunneldrivning sker med pilot och stossas upp till full area i etapper (2,5m). Fram till 1 februari har ca 70 m tunnel uttagits till full area och pilottunnelns front ligger ca 12 m längre fram. Av dessa 70 m tunnel har ca 20 m drivits med förförstärkning av borrhålor medan övriga delar tagits ut

genom förbultning och etappvis uppstrossning. Hitintills har tunneldrivningen i stort följt uppgjorda planer. Det besvärligaste partiet återstår emellertid där en villa grundlagd på plintar som är nedförda till berg skall passeras.

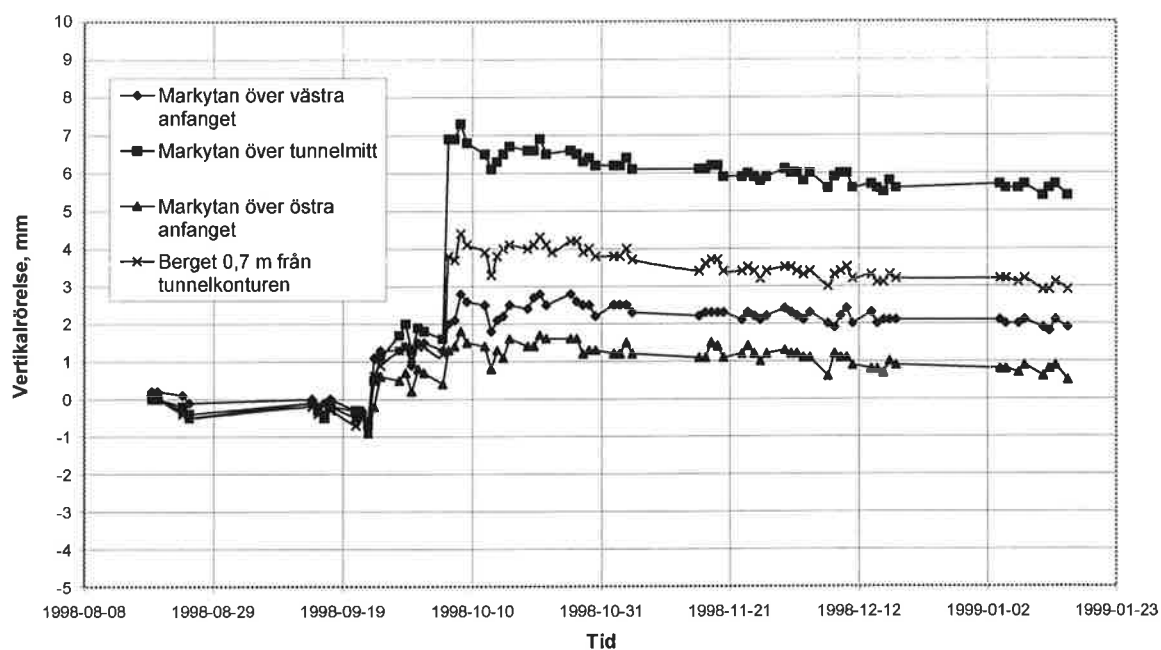


Fig. 4. Avvägning av markpeglar och extensometer i sektion 23+295.  
*Measurements on levelling points and extensometer in section 23+295.*