

BeFo



STIFTELSEN BERGTEKNISK FORSKNING
ROCK ENGINEERING RESEARCH FOUNDATION

BERGMEKANIKDAG 2011

Föredrag



BERGMEKANIKDAGEN 2011 PROGRAM

08.00 Registrering börjar
Kaffe & Smörgås

09.00 Inledning
Mikael Hellsten, BeFo

Inbjuden gästföreläsare:
Rock Characterization: From Empiricism to Synthetic Rock Mass
John Hadjigeorgiou, University of Toronto, Canada

10.00 **Bergstabilitet och deformationer –
Inledare: Catrin Edelbro, LTU**

Samverkan mellan berg och bergförstärkningssystem
*Erling Nordlund, LTU, Ulf Nyberg, David Saiang, S. Shirzadegan, Magnus Westblom,
Ping Zhang, Luleå Tekniska Universitet, Per-Ivar Marklund, Daniel Sandström,
Boliden Mineral Lars Malmgren, LKAB*

Bergmekanisk omgivningspåverkan i stor skala –
gruvinducerade markdeformationer i Kiruna och Malmberget
*Jonny Sjöberg, Itasca Consultants (tidigare vid LKAB),
Britt-Mari Stöckel, LKAB, Karola Mäkitaavola, LKAB, Tomas Savilahti, LKAB*

10.45 *Kaffe, The & Frukt*

Analys och prognostisering av uppblockning i Printzsköld
*Thomas Wettainen, LKAB, Jonny Sjöberg, LKAB,
Christina Dahnér Lindqvist, LKAB*

Experimental study of thermal spalling on rock blocks exposed
to different fire/heating conditions
*Ping Zhang, LTU, Erling Nordlund, LTU, Ganesh Mainali, LTU,
Christine Saiang, LTU, Robert Jansson, Department of Fire
Technology, SP – Sveriges Tekniska Forskningsinstitut*

Bergstabilitet i komplexa geometrier vid byggandet av Station
City inom projekt Citybanan
Jessica Öhr Hellman, WSP Tomas Karlberg, WSP

12.00 *Lunch*

13.00 **Bergbyggnadstekniska undersökningar och Eurocode -
Inledare: Eva Hakami, Geosigma**

Geoelektriska metoders tillämpbarhet vid bergbyggnadstekniska
förundersökningar
Berit Ensted Danielsen, LTH

Sprängskadezonens bergmekaniska betydelse
Mats Olsson, Swebrec, Ingemar Markström, SKB, Rolf Christiansson, SKB

Eurokod 1997-I Tillämpningsdokument Bergtunnlar och Bergrum
Beatrice Lindström, Golder Associates, Thomas Dalmalm, Trafikverket, Rolf Christiansson, SKB, Mats Holmberg, Tunnel Engineering, Lars Rosengren, Rosengren Bergkonsult

14.15 **Injektering - Inledare: Magnus Zetterlund,
Vattenfall Power Consultant**

Real life grouting Singapore - Temporär ridåinjektering för
"Bukit Panjang Station"
Mikael Creütz, Lars Hässler, Golder Associates

14.30 *Eftermiddagskaffe*

Skattning av sprickstyvhet baserat på hydrauliska tester och
injekteringsdata
Johan Thörn, Chalmers, Åsa Fransson, Chalmers

Effektiv spricköppning och bruksval baserat på vattenförlustmätningar
*Åsa Fransson, Christian Butron, Gunnar Gustafson och Lisa Hernqvist,
Avdelningen för geologi och geoteknik, Chalmers*

15.30 **Frysning – Inledare: Mats Holmberg, Tunnel Engineering**

Ispropp mot 15 m vantryck - Tetting av inntakstunnel til
Skoddeberg Kraftverk
Anne-Lise Berggren, GeoFrost, Norge

Frysteknik – för att stabilisera och täta jord och berg vid låg
eller ingen bergtäckning vid Stranneberget, Botniabanan
*Teddy Johansson, Vattenfall Power Consultant och KTH,
Staffan Hintze, NCC FoU och KTH*

Hur svåra ingenjörsgelogiska förhållanden i Möllebackzonen
hanterades vid projekt Hallandsås – lägesrapport
Oskar Aurell, Skanska-Vinci HB, Robert Sturk, Skanska-Vinci HB

16.45 Utdelning av pris till årets föredragshållare

Dagsprogrammet slut

17.15 **Årsmöte – Svenska Bergmekanikgruppen**

Lokal: Rum 253, entréplan, Norra Latin.
Val av ordförande och styrelse. Medlemmar och
icke-medlemmar är välkomna!

19.00 *Välkomstdrink & Middag, BeFo 40 år*
Pelarsalen, Norra Latin (entré från huvudingången)

23.00 SLUT

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

**Föredrag vid
BERGMEKANIKDAG
I STOCKHOLM, 14 MARS 2011**

**Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm, March 14th, 2011**

FÖRORD

BERGMEKANIKDAGEN 2011

INLEDNING

BeFo haft fler projekt under 2010 än någon gång tidigare. Över trettio projekt har varit igång eller påbörjats under året. Ingen doktorand har disputerat 2010 medan det var desto fler 2010 och 2011 har börjat bra med den första doktorn i januari och nästa väntar i mars. Det var och är högkonjunktur för infrastruktur- och undermarksbyggande som 2010 påverkat tillgängliga medel för forskning och innovation. BeFo håller nu andan i förhoppning om att tillgängliga medel för FOI åren framöver står i proportion till de stora planerade investeringar i ny infrastruktur som regeringen annonserat. Sedan sex månader tillbaka har landet en ny infrastrukturminister i Catharina Elmsäter-Svärd. Hon har tydligt deklarerat att *”Infrastruktur är livsnerven för att människors vardagsliv och arbetsliv skall fungera samt för att näringsliv och industri ska kunna verka och växa”*. Hon talar om att en infrastruktursatsning på 500 miljarder vari *”Förbifart Stockholm”* ingår är beslutad. Hon talar också om den *”stora utmaningen att hålla tempot uppe och att dessa projekt genomförs i utsatt tid och till rätt kostnad.”* Resultat från FOI verksamhet ger bästa effekt om resurserna finns i god tid före spadens sätts i marken. Därför bör FOI medel från Trafikverket till bergteknisk FOI satsas nu!

Sedan föregående årsskifte har en ny huvudman tillkommit med Trafikverket, och fem gamla huvudmän har försvunnit med Banverket, Vägverket, Lämminkäinen Infra Oy, GeoInnova AB och Rosengren Bergkonsult. Vi beklagar förlusten av huvudmän och är medvetna om att huvudmannaavgiften kan upplevas kännbar för mindre organisationer. Stiftelsen söker lösa detta problem.

BeFo hälsar nya huvudmän välkomna och vi är glada att Trafikverket och SGI valt att medverka från 2011, vi ser fram till att fler svenska utländska organisationer verksamma i Norden väljer bli huvudmän i BeFo och stödja forskning och innovation inom Bergtekniken.

Under 2010 har BeFo och Formas haft en gemensam utlysning. BeFo – Formas har från denna överenskommit att under tiden 2010-2012 på 50 – 50 bas finansiera åtta nya projekt vid Chalmers, KTH och LTU. Totalt är satsningen på 16 miljoner. Vi ser detta som start på ett fortsatt och förhoppningsvis närmare samarbete med Formas och i förlängningen också med andra FOI finansiärer. I nuläget arbetar vi för att Geoinfra utlysningen skall komma till stånd. Geoinfra utlysningen kan innebära ett betydande lyft för bergteknisk FOI som då kan nå upp till ca 0,5 % av investerat kapital i undermarksbyggande. En sådan satsning på FOI innebär en betydande besparing för skattebetalarna. Vi får mer och bättre infrastruktur för pengarna genom ny kunskap och med bättre tekniska och organisatoriska lösningar än i dag.

Samverkan BeFo – BK har utvecklats under 2010. En utredning om BeFo:s framtid och branschens synpunkter på att skapa en riksorganisation har genomförts. Undersökningen

indikerar ett intresse att gå vidare. Det finns intresseorganisationer för gruvindustri, bergmaterial- och mineral- men ännu ingen som samlar anläggningsindustrin och hela bergbranschen.

Under året har BeFo besökt ITA konferensen The World Tunnel Congress 2010 i Vancouver Kanada, EUROCK 2010 i Lausanne Schweiz och 6th Asian Rock Mechanics Symposium 2010 i New Delhi Indien. Ett syfte har varit att hämta inspiration och lära inför arrangemang av EUROCK 2012 i Stockholm.

Planeringen för EUROCK har startat och en första Bulletin publicerades hösten 2010 med en hemsida för symposiet på www.EUROCK2012.com. Förberedelserna fortsätter och bulletin 2, "Call for papers" är publicerad. Symposiet väntas blir extra festligt i och med att ISRM 50 årsjubileum avslutas under symposiet i Stockholm med den nye ISRM presidenten Xia-Ting som medverkar tillsammans med hela ISRM:s styrelse. Symposiet äger rum på Elite Hotel Marina Tower före detta Saltsjökvärn under tiden 28-30 maj 2012. I anslutning till symposiet anordnas en "Field Trip" till Norrland med ISRM:s styrelse i vilken det finns möjligt att delta. Resan leds av Ove Stefansson. Det ordnas också dagsutflykter till bergtekniskt intressanta utflyktsmål av både historisk och mer aktuell karaktär.

BeFo har haft två seminarier med temana; "Erfarenhetsåterföring" hos Skanska den oktober och "Observationsmetoden" 11 november hos WSP. Seminarierna har varit uppskattade och seminarieverksamheten planeras utvidgas 2011.

I år arbetar vi vidare på att säkerställa en långsiktigt stabil lösning på stiftelsens finansiering. Det finns alltid nya vägar att pröva om de vi undersökt inte innehåller rätt lösning. Årets Bergmekanikdag är den 45:e i ordning som hålls i Stockholm. Konferensen behandlar fyra teman, *Bergstabilitet och deformationer*, *Bergbyggnadstekniska undersökningar och Eurocode*, *Injektering* och *Frysning*.

BeFo:s 40 år firas med *en bättre middag* med speciella gäster i Pelarsalen på Norra Latin, som i år ersätter det traditionella "Mingel med tilltugg". Samling till toner och välkomstdrink kl. 19.00

Vi ser fram till en speciell Bergmekanikdag!

Mikael Hellsten

Innehållsförteckning:

sid.

Förord

Mikael Hellsten, BeFo.....i

Invited lecturer:

Rock Characterization: From Empiricism to Synthetic Rock Mass.....1*

Professor John Hadjigeorgiou, University of Toronto, Canada

BERGSTABILITET OCH DEFORMATIONER

STABILITY & DEFORMATIONS

Inledare: Catrin Edelbro, Luleå tekniska universitet

Samverkan mellan berg och bergförestärkningsystem19

Interaction of rock support systems and rock mass

Erling Nordlund, Ulf Nyberg, David Saiang, S. Shirzadegan, Magnus Westblom, Ping

Zhang, Luleå Tekniska Universitet, Per-Ivar Marklund, Daniel Sandström, Boliden Mineral

Lars Malmgren, LKAB

Bergmekanisk omgivningspåverkan i stor skala – gruvinducerade

markdeformationer i Kiruna och Malmberget29

Rock Mechanical Effects on the Surroundings – Mining-Induced Ground

Deformations in Kiruna and Malmberget

Jonny Sjöberg, Itasca Consultants AB (tidigare vid LKAB), Britt-Mari Stöckel, LKAB,

Karola Mäkitaavola, LKAB, Tomas Savilahti, LKAB

Analys och prognostisering av uppblockning i Printzsköld41

Analysis and prognosis of caving in Printzsköld

Thomas Wettainen, LKAB, Jonny Sjöberg, Itasca Consultants AB (tidigare vid LKAB),

Christina Dahnér-Lindqvist, LKAB

Experimental study of thermal spalling on rock blocks exposed to different

fire/heating conditions53*

Experemintell studie av termisk spjälkning hos stenblock utsatta för brand/värme

Ping Zhang, Erling Nordlund, Ganesh Mainali, Christine Saiang, Luleå University of

Technology, Robert Jansson, SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut

Bergstabilitet i komplexa geometrier vid byggandet av Station City inom projekt

Citybanan, Stockholm.....65

Stability of geometrically complex rock excavations at the City Station, City Line,
Stockholm

Jessica Öhr Hellman, Tomas Karlberg, WSP

* Artikeln är på engelska/Article in English

BERGBYGGNADSTEKNISKA UNDERSÖKNINGAR OCH EUROCODE
INVESTIGATION METHODS FOR ROCKCONSTRUCTION AND THE EUROCODE
Inledare: Eva Hakami, Geosigma

Geoelektriska metoders tillämpbarhet vid bergbyggnadstekniska förundersökningar77*

The applicability of geoelectrical methods in pre-investigation for construction in rock

Berit Ensted Danielsen, Teknisk Geologi, Lunds Tekniska Högskola

Sprängskadezonens bergmekaniska betydelse.....93

Rock mechanics aspects on the excavation damage zone

Olsson Mats, EDZ-consulting (tidigare vid Swebrec), Markström Ingemar, SKB, Rolf Christiansson, SKB

Eurokod 1997-1, Tillämpningsdokument Bergtunnlar och Bergrum.....103

Eurocode 1997-1, Application document Rock tunnels and Rock caverns

Beatrice Lindström, Golder Associates, Thomas Dalmalm, Trafikverket, Rolf Christiansson, SKB, Mats Holmberg, Tunnel Engineering, Lars Rosengren, Rosengren Bergkonsult

INJEKTERING

SEALING & GROUTING

Inledare: Magnus Zetterlund, Vattenfall Power Consultant

Real life grouting Singapore - Temporär ridåinjektering för "Bukit Panjang Station"109

Real life grouting Singapore - Temporary curtain grouting for Bukit Panjang Station

Mikael Creütz, Lars Hässler, Golder Associates

Skattning av sprickstyvhet baserat på hydrauliska tester och injekteringsdata...123

Estimation of fracture stiffness based on hydraulic testing and grouting data

Johan Thörn, Avdelningen för geologi och geoteknik, Chalmers

Åsa Fransson, Avdelningen för geologi och geoteknik, Chalmers

Effektiv spricköppning och bruksval baserat på vattenförlustmätningar.....133

Effective aperture for grout penetration and grout choice assessed by water pressure tests

Åsa Fransson, Gunnar Gustafson, Christian Butron och Lisa Hernqvist

Avdelningen för geologi och geoteknik, Chalmers

* Artikeln är på engelska/Article in English

FRYSNING

FREEZING

Inledare: Mats Holmberg, Tunnel Engineering

Kun en ispropp mellom vannmagasinet og arbeidsplassen147

Only an ice plug between the lake and the working site

Anne-Lise Berggren, GeoFrost, Norge

Frysteknik – för att stabilisera och täta jord och berg vid låg eller ingen

bergtäckning vid Stranneberget, Botniabanan.....**

Teddy Johansson, Vattenfall Power Consultant och KTH, Staffan Hintze NCC FoU och KTH

Hur svåra ingenjörsgelogiska förhållanden i Möllebackzonen hanterades vid projekt Hallandsås - erfarenheter från tunneldrivning med Tunnelbormaskin

- lägesrapport.....**

Oskar Aurell, Skanska-Vinci, Robert Stürk, Skanska-Vinci

ROCK CHARACTERIZATION: FROM EMPIRICISM TO SYNTHETIC ROCK MASS

John Hadjigeorgiou
Claudette McKay Lassonde Chair in Mineral Engineering
Director Lassonde Mining Institute
University of Toronto, Toronto, Canada

Summary: This paper addresses major issues in rock characterization and engineering rock mass classification. Recognizing the importance of rock mass classifications it raises the question whether they their universal acceptance, and far reaching applications beyond the original intentions of their developers, hinders the further advancement of rock engineering. The paper further discusses recent developments in employing Synthetic Rock Mass (SRM) models as a rock characterization technique and a practical engineering tool.

1.0 Introduction

A major challenge in rock engineering is understanding the behaviour of structures in jointed rock mass. This paper provides a somewhat eclectic view of rock mass characterization, classification, advantages, limitations and more recent work on fracture system modelling and synthetic rock mass. It is neither a historical nor a comprehensive review. Instead it focuses on salient issues associated with these topics with particular emphasis on underground excavations and the author's own experience.

For the purposes of this paper it is convenient to make the following distinctions:

- Rock mass characterization is a process that describes the distinctive character of a rock mass by identifying features or parameters of importance to a project. It measures and/or describes salient rock mass properties assigning values or ratings based on their structure, composition or pertinent properties.
- Classification implies that there is a representative category into which a rock mass can be assigned to. Using the theory of taxonomy it places objects into distinctive classes. This can lead to improved understanding of a phenomenon, or a set of data.

- Empiricism is the practice of relying on observation and experiment. In rock engineering it has come to be accepted that empirical design relies heavily on engineering classification systems.

2.0 Rock Characterization and Rock Mass Classification Systems

The International Society for Rock Mechanics (1978) has produced a series of suggested methods to characterize the rock mass aiming to “achieve some degree of uniformity in the description of discontinuities in the rock masses as an aid to communication between the geologist and the engineer”. It is recognised, although sometimes forgotten, that the description of rock masses is a subjective operation.

The origin of modern rock mass classification for engineering purposes can be traced to Terzaghi’s (1946) qualitative rock mass classification system for the design of steel arches in underground tunnels. An interesting aspect of Terzaghi’s classification was the explicit recognition of three failure mechanisms (loosening, squeezing and swelling). Currently there are several systems available for underground excavation design, including the ones listed in Table 1. It should be noted that there has not been any major development or introduction of new classification systems in recent years. This can be attributed to the overwhelming acceptance of the major classification systems thus making it very difficult for a new system, no matter how innovative or scientifically valid, to gain recognition acceptance and implementation by users. Instead, what is observed is a trend to updating existing classification systems and extending their range of potential applications, on the rational that their wide use confirms their applicability.

Table 1. Rock Mass Classification Systems for Underground Excavation Design.

Classification System	Developer (s)	Application
Rock Load	Terzaghi	Tunnels
Stand-up Time	Lauffer	Tunnels
Rock Quality Designation (RQD)	Deere et al	Tunnels
Rock Structure Rating (RSR)	Wickham et al	Tunnels
Rock Mass Rating (RMR)	Bieniawski	Tunnels
Q-system (Q)	Barton et al	Tunnels
Size-Strength	Franklin	Tunnels
Mining RMR (MRMR)	Laubscher	Mining
Rocha	Rocha	Tunnels
Rock Mass Index (RMi)	Palmstrom	Tunnels
Geological Strength Index (GSI)	Hoek and collaborators	Rock Mass Strength

The latest classification systems to demand attention is the Geological Strength Index (GSI) developed by Hoek (1994) and his collaborators in the mid 1990’s. GSI was originally intended as a tool for estimating rock mass strength, to be used with the Hoek-Brown strength criterion, for different geological conditions. It further aimed to overcome issues with the inapplicability of RMR for weak rock masses. Although Stille and Palmstrom (2003) argued that “...as GSI is used for estimating input parameters (strength), it is only an empirical relation and has nothing to do with rock engineering classification”, this has not deterred most users to employ it routinely as a classification

system. In fact the majority of numerical stress models rely on some form of the GSI to get the required input parameters.

Rock mass classification systems constitute an integral part of empirical design and can be used successfully to group areas of similar geomechanical characteristic. They can provide guidelines on excavation stability and select reinforcement and support tools. Furthermore, they provide an indication of in situ mass properties as input parameters for numerical models, Milne et al (1998).

It is readily accepted that rock mass classification systems have contributed to the development of rock engineering the field. Furthermore, the importance of rock mass characterization has increased over time. It is worthwhile to ponder whether their universal acceptance, and far reaching applications beyond the original intentions of their developers, does in fact hinder the advancement of rock engineering.

3.0 Requirements for Rock Mass Classification Systems

The requirements for rock mass classification systems can be reviewed from the perspective of users as well as whether a system respects requirements for classification. Common user requirements include: economy; safety; repeatability; readily determined parameters and widespread acceptance.

These lofty objectives are however difficult to attain by the present systems. The requirement for safety and economy imply that the various systems should not be overly conservative and should not fail, assuming there is a consensus of what constitutes failure. In practice it is not possible to establish the resulting degree of conservatism in a system unless it actually fails. The issue of repeatability has to be tempered by the inherent variability of the rock mass, the data collection techniques and though often ignored the human link in the data collection process.

An appropriate rock mass methodology should ensure that any classification model is accurate and despite its subjective character it is applied consistently. A classification model has to consider all pertinent factors and it must be mutually exclusive, i.e. (an item being classified must fit in only one category). Stille and Palmstrom (2003) defined the requirements for a successful classification system to include the capacity to estimate the probability of misclassification. Under this criterion, however, it would appear that none of the existing systems comply. Arguably rock mass classification systems can at best described as empirical design methods based on characterization of rock masses.

4.0 Practical Limitations of Rock Mass Classification Systems

A comprehensive review of limitations of individual classification systems are beyond the scope of this work. There are several excellent publications that address them in

detail, Bieniawski (1989), Milne et al (1998), Barton (2002), Palmstrom and Broch (2006). It is interesting that more experienced users, including the developers of the various systems are often the most critical of the various schemes with relatively inexperienced users accepting the results of classification at face value.

RMR is arguably one of the most popular systems based on its ease of use and widespread applications. This is do despite criticisms that it is relatively insensitive to minor variations in rock quality and the support recommendations have not been revised to reflect new reinforcement tools. The absence of a stress factor in determining RMR is also a concern for excavations at depth.

Palmstrom and Broch (2006) provide a critical review of classification systems and in particular the limitations of the selected constitutive parameters of the Q system. In effect they question the assigned ratings and choice of parameters for the system. This type of criticism can be extended to all rock mass classification systems. Another point of interest is their argument that the Q system, based on its database should have a narrower scope of applicability, as shown in Figure 1.

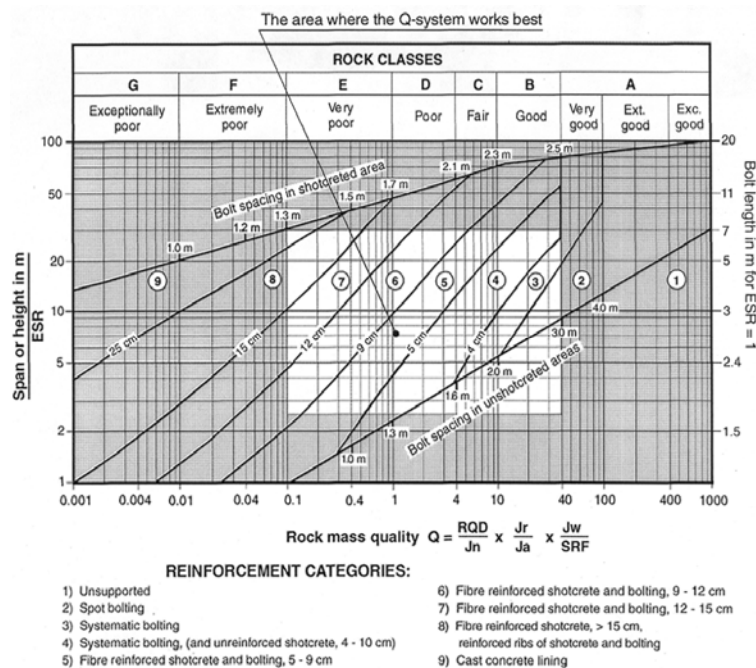


Figure 1. Limitations in the Q rock support diagram. Outside the non shaded area supplementary methods/evaluations/calculations should be applied, after Palmstrom and Broch (2006).

A recurring issue in the Q system has been the way it handles stress. A common approach in mining is to use Q', whereby SRF is assigned a value of 1. This is the case in open stope design using the stability graph method, Potvin (1988). Another approach to account for stress changes has been suggested by Barton (2007) recognising that in mining it may be necessary to allow for future stress changes and deformations. Barton (2007) correctly points out that it may be necessary to reclassify and re-support if or

when stress changes causes the need for rehabilitation due to observed deformation and cracking. Advancing mining fronts can result in significant changes to the stress reduction factor (SRF) values, while also causing apparent reductions to RQD and possible increases to J_n due to stress-fracturing effects.

Some of the limitations of the GSI system are documented by Marinis et al (2007). These limitations are in fact common to most classification systems. The basic assumption of classification systems is that the rock mass contains a sufficient number of “randomly” oriented fractures that it can be treated as a homogeneous isotropic mass. Arguably this would make the systems inappropriate for rock masses with dominant structural orientation. GSI is not applicable in strong hard rock with limited fractures spaced at distances of similar magnitude to the dimensions of the excavations. Finally, in hard rock at depth the rock mass structure is so tight that the mass behaviour approaches that of intact rock making the GSI system no longer meaningful, Marinis et al (2007).

4.1 Current Data Collection Limitations and Development of New Techniques

Milne and Hadjigeorgiou (2000) discuss field methods developed to better quantify rock mass properties such as joint surface conditions and intact block size and shape based on underground mapping. Although our ability to measure and quantify rock mass properties has increased significantly since the time when most classification systems were developed, this is not reflected in how we routinely use this information. Another issue that tends to be overlooked at times is that data collection is a statistical process. Consequently, it is necessary to employ characteristic distributions of sampled properties.

At the early stage of data collection the first set of available information is based on core logging. This is understandable at the feasibility stage but it is somewhat surprising how these original data, often without being updated, form the basis for subsequent rock mass classification ratings. The results of rock mass assessment, based only on core logging, should be used with caution unless corroborated with more comprehensive studies. Jakubec and Esterhuizen (2007) claim that rock mass assessment based on drill core only can easily be off by 50% and go on to identify the following limitations:

- Differentiation between artificially induced breaks and natural defects.
- Assessment of discontinuities in foliated or highly laminated rocks.
- Differentiation between continuous joints and discontinuous fractures.
- Drilling orientation bias. Missing or underestimating discontinuity sets sub-parallel to the drill hole.
- Accurate assessment of weak joint infill that is washed out in most drilling processes.
- Rock strength assessment in weathered/alterd sensitive rock types such as kimberlites and mudstones.

- Material anisotropy. Assessment of both intact rock strength and discontinuity strength anisotropy from the drill core could be a problem. The core cross-section is simply too small to capture joint geometry.

Other factors also come into play such as the level of experience, interest and motivation of site personnel that undertakes core logging.

Arguably the advent of digital characterization and laser scanning techniques can provide invaluable characterization tools for rock exposures. Lemy and Hadjigeorgiou (2004) developed a digital face mapping technique extraction of structural data by processing digitized photographs of rock exposures. An excellent review of digital imaging, laser-based imaging, image and stereo-vision hardware and software to characterise rock exposures, as well as a discussion of accuracy issues, is provided by Kemeny et al (2006). These techniques offer several advantages in comparison with manual discontinuity sampling methods: (i) reduction of time and effort required for mapping; (ii) limited exposure of operators to potentially unsafe conditions; (iii) development of a permanent geomechanical database that can be consulted at any time, for example, after excavation or lining of the exposures; and (iv) greater quantity of collected data, resulting in more representative and accurate values of fracture network properties.

4.2 Appropriate Use of Existing Rock Mass Classification Systems

The consistent and proper use of existing and popular classification systems should appear to be an obvious situation. Based on the author's experience this is not always a given.

The RMR system is an example of a popular system that is not employed consistently. The system has undergone five incarnations since 1973, whereby the weightings given to joint spacing, joint condition and ground water have been modified, Bieniawski 1989, Milne et al (1998). In the RMR₈₉ version, Bieniawski (1989) the weighting factor for the spacing term was reduced and the influence of both water and joint condition was increased. In practice both the RMR₇₆ (Bieniawski 1976) and RMR₈₉ version appear to have equal appeal. This has resulted in cases where certain operations use indiscriminately both versions without identifying which method is employed or in extreme cases they employ a hybrid approach. This detracts from purpose of classification which is consistent communication between users. Depending on the required sensitivity and the design method subsequently used, this might lead to discrepancies. Furthermore, the weighting in RMR₈₉ can also be determined from a series of charts as opposed to just tables. This was justified in that "...charts are helpful for borderline cases and remove an impression that abrupt changes in ratings occur between categories". This positive modification has not gained universal acceptance and consequently the indiscriminate use of charts or tables for assigning weights introduces further inconsistencies.

The rock mass quality Q system developed by Barton et al (1974) to assist in the empirical design of tunnel and cavern reinforcement and support has been successfully applied to several other tasks in rock engineering in recent years, Barton (2002). Nevertheless, it has also been known at times to be applied inconsistently. While the system provides detailed notes and modifications to capture particular site conditions, and project requirements such as modifications to the J_n ratings for portals and intersections these are often overlooked at mine sites.

4.3 Correlations between Classification Systems

In theory since rock mass classification systems aim to capture the salient parameters of a rock mass it is tempting to convert from one system to another. This has been a common practice in particular for the Q and RMR systems, Bieniawski (1989), Choquet and Hadjigeorgiou (1993) and Barton (2002) provide list of such correlations developed over time, while Hoek (1995) links RMR and Q to GSI.

Despite the appeal of such correlations there is no conclusive statistical evidence that there is a universal relationship, applied across rock quality classes between Q and RMR. In fact there is no strong case that the Q and RMR systems should be directly related. The assessment for intact rock strength and stress is significantly different in the two systems. Consequently depending on the overall intact rock and discontinuity properties and spacing, different relationships between Q and RMR can be expected.

Pine and Harrison (2003), based on a theoretical analysis, highlighted the fact that the same rating from a classification procedure can be obtained by different values of the contributing components. Consequently, the use of a single rating whether RMR, Q or GSI, can lead to a loss of understanding of actual rock mass behaviour. They illustrated that all rock mass classifications resulting in a single value index lose so much information that similarity between rock masses can be implied when none exists.

The limitations of correlations between systems, and parameters that claim to capture the same fracture geometrical qualities have been demonstrated in a comprehensive analysis of field data, Grenon and Hadjigeorgiou (2003). This should pose concern given the tendency to search for correlation between different systems and parameters.

4.4 Pertinence of Rock Mass Classification Systems

Despite their limitations of classification systems they are still useful at early stages of design. They are most useful in identifying geomechanical domains of similar rock mass quality (RQD, RMR, Q, GSI etc.). This facilitates data management and allows efficient storage, manipulation and visualization of geomechanical data. The presentation of an overall picture of a mine ground conditions can be used to define zones of elevated hazards, develop ground support strategies as a function of geomechanical models, and identify areas of further geomechanical investigations.

Jakubec and Esterhuizen (2007) provide an excellent reminder on the development and use of rock mass classifications: “...when assessing rock mass behaviour (by any method), it is important to remember that we cannot rely only on exact science. The inherent variability of nature does not allow the development of a universal, rigorous rock mass classification system that would be practical at the same time.” It is therefore necessary to keep a system flexible and open to adjustments. Jakubec and Esterhuizen (2007) suggest that the spirit, rather than the letter of classification systems is more important. This allows the user more flexibility. This approach has obvious merits but arguably can result in inconsistencies based on the experience of individual users.

Their success is dependent on training personnel to apply them properly and in demonstrating that there are benefits for an operation. Rock mass classification is one of the only approaches for estimating large-scale rock mass properties. In mining the Q and RMR classification system form the basis of many empirical design methods and failure criteria used in numerical modelling programs. Classification systems have evolved as engineers have attempted to apply rock classification to a wider range of engineering problems.

Rock mass data collection, reduction, and design involve varying degrees of uncertainty due to the variability of all input parameters. Parameters collected during the course of rock mass classification and excavation design are random variables and, as such, belong to populations naturally expressed by statistical distributions. The development of discrete fracture models (DFM), discussed in the next section provided an interesting opportunity. In one way they can be used as a characterization tool by better capturing the salient properties of a rock mass. This way they can lead to improved rock mass classification tools.

5.0 Discrete Fracture Modelling (DFN)

Fracture System Modelling (FSM) is the process of generating rock mass models based on the orientation of fracture sets, fracture shape, size, and termination. The term Discrete Fracture Modelling (DFM) is also favoured in the technical literature to describe this process. Staub et al. (2002) extended the work of Dershowitz & Einstein (1988) to provide a comprehensive summary of the basic assumptions, as well as the applicability, advantages and limitations of these fracture systems models, Table 2. A common assumption is that fractures are planar with the shapes of fractures being represented as circular, rectangular or polygonal. Fracture size can refer to trace length of a fracture or the surface area of individual fractures and is defined either directly or indirectly through stochastic location and orientation. In DFM, bounded fracture suggests that it is possible to represent fractures smaller than the investigated zone. Coplanarity in the generated models is the capacity to locate fractures in the same plane. Finally, it is possible to consider fractures as terminating at into other fractures or against intact rock.

Table 2. Main features of different fracture system models, modified from Staub et al. (2002).

Model	Fracture characteristics considered in model				
	Fracture Shape	Fracture Size	Termination at intersection	Co-planarity	Orientation of sets
Orthogonal	Rectangle	Bounded	No	–	Parallel
		Unbounded	Yes	Yes	Parallel
		Unbounded	No	Yes	Parallel
Baecher	Circle/ellipse	Bounded	No	No	Stochastic
Veneziano	Polygon	Bounded	Only in fracture planes	Yes	Stochastic
Dershowitz	Polygon	Bounded	Yes	Yes	Stochastic
Mosaic Tessellation	Polygon	Bounded	Yes	Yes	Regular stochastic
Enhanced Baecher	Polygon	Bounded	Yes	No	Stochastic
Baecher algorithm, revised terminations	Polygon	Bounded	Yes	No	Stochastic
Ivanova	Convex polygon	Bounded	Yes	Yes	Stochastic
Poisson rectangle	Rectangle	Bounded	Yes	No	Stochastic
Box Fractal model	Polygon	Bounded	Yes	No	Stochastic (random)
Geostatistical	Polygon	Bounded	Yes	No	Stochastic
War zone	Polygon	Bounded	Yes	No	Stochastic
Non-planar zone	Polygon	Bounded	Yes	Yes	Binary
Levy-Lee fractal	Polygon	Bounded	Yes	No	Stochastic
Nearest neighbour	Polygon	Bounded	Yes	No	Stochastic
Fractal POCS model	Polygon	Bounded	Yes	No	Stochastic

Although the models have been available for some time, it is only in the last few years that they have received attention as rock engineering tools for rock characterization and stability analyses. This has included linking fracture systems with, UDEC as by Grenon et al. (2001), with limit equilibrium models as undertaken by Grenon et al (2003) and Rogers et al (2006) or linking DFN with ELFEN as by Pine et al. (2006). Recently Beck et al (2009) explored the possibility of simulating DFNs using non-linear finite element modelling tools with discontinuum abilities.

The increased popularity of DFN has several implications including the need for model validation. Furthermore, it is necessary to develop a framework for collecting and relating available field data to the engineering needs of a project.

5.1 Implications of DFN to Rock Mass Characterization and Classification

Early attempts to employ DFN as a rock mass characterization tool have been reported by Maerz and Germain (1992) using infinite length fractures and Hadjigeorgiou et al (1995) using finite and random set fractures. Both approaches allowed the determination of characteristic block size distributions for the sampled rock masses and the modal

block volume (V_{50}) and values for V_{25} and V_{75} defined as blocks with size smaller than 25 and 75 % of the total block volume distribution.

Dershowitz and Herda (1992) identified fracture intensity as one of the most important but least well characterised parameters. To these purposes they proposed a consistent set of fracture linear (1-D), areal (2D) and volumetric (3-D) intensity measures, to be determined using DFN. These definitions have been extended by Dershowitz et al (2011), Table 3.

Table 3. Measures of Fracture Intensity, after Golder (2009).

		Dimension of feature				
		0	1	2	3	
Dimension of sampling region	0	$P_{00} \text{ Length}^0$ Number of fractures				Point Measure
	1	$P_{10} \text{ Length}^{-1}$ Number of fractures per unit length of scanline (frequency of linear intensity)	$P_{11} \text{ Length}^0$ Length of fractures intersects per unit length of scanline			Linear Measure
	2	$P_{20} \text{ Length}^{-2}$ Number of traces per unit area of sampling plane (areal density)	$P_{21} \text{ Length}^{-1}$ Length of fracture traces per unit area of sampling plane (areal intensity)	$P_{22} \text{ Length}^0$ Area of fractures per unit area of sampling plane		Areal Measure
	3	$P_{30} \text{ Length}^{-3}$ Number of fractures per unit volume of rock mass (volumetric density)		$P_{32} \text{ Length}^{-1}$ Area of fractures per unit volume of rock mass (volumetric intensity)	$P_{33} \text{ Length}^{-2}$ Volume of fractures per unit volume of rock mass	Volumetric Measure

Dershowitz and Herda (1992) have argued that intensity measure P_{32} is independent of fracture size, and is not affected by the scale of the region analyzed. Esmaili et al (2010) however, based on field data and DFN simulations have only found this only to be valid once the REV was reached. Defining intensity in terms of fractures per unit area (P_{21}) or fractures per unit volume (P_{30}) can lead to problems in interpretation and simulation due to the scale and fracture size dependence of these measures.

Grenon and Hadjigeorgiou (2003) used DFN and structural field data from five Canadian underground hard rock mines located within the Canadian Precambrian shield to demonstrate that most of the standard methods (fracture frequency, RQD, Q, RMR and J_v) used for quantifying the discontinuous nature of rock masses do not respond in a similar way to variations in the geometrical properties of fracture networks. It would seem that traditional rock mass characterization and classification tools do not necessarily quantify the same intrinsic geometrical properties. This would identify the limitations and risks associated with using correlations between different systems and parameters as already discussed in section 4.3.

6.0 Synthetic Rock Mass (SRM)

The last 15 years have seen considerable progress in simulating the mechanical behaviour of intact rock in discrete element codes. Although the term was not widely used at the time this process is the equivalent of a synthetic rock. The term Synthetic Rock Mass (SRM) was first proposed as an adequate description of synthesizing rock mass, Pierce et al. (2007). This is possible by generating an assembly of bonded particles in codes such as the Particle Flow Code (PFC) and allowing selective debonding within the assembly.

This was an important advancement over numerical models such as: Udec, 3Dec from Itasca and ELFEN from Rockfield; is that it is no longer required to define the rock mass behaviour “a priori” through constitutive equations, Cundall (2008). Another improvement brought about by SRM models is that it is not necessary to discard fractures that do not end in another structure, or limit the number of fractures that a model can accommodate. Practical approaches to overcome these limitations by introducing fictitious fractures with different properties have been proposed in the past by Kulatilake et al. (2004) and although useful have not proved adequate for large scale problems.

The first successful SRM applications were in cave mining with Pierce et al. (2009) providing a schematic of the process from intact strength and fracturing to large scale models used in back analysis of the Lift 2 mine at Northparkes and Lift 1 at Palabora Mine, Figure 2.

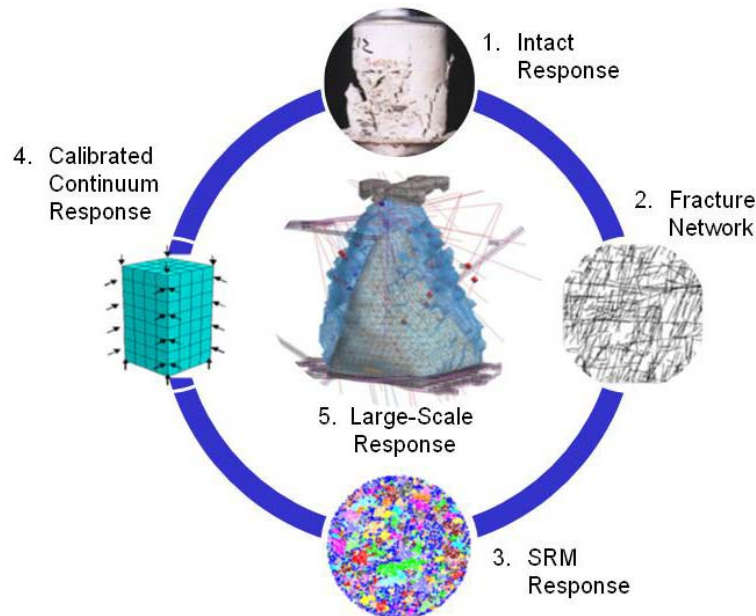


Figure 2. Characterization of the large-scale response of a rock mass using the Synthetic Rock Mass approach combined with continuum modelling, after Pierce et al. (2009).

Earlier work, using selective de-bonding in the models resulted in “extremely rough” fracture surfaces in the SRM thus limiting the applicability of the method. A major breakthrough in SRM development was the “Smooth Joint” model developed by Mas Ivars et al. (2008). The SJM is assigned to the contacts between individual particles representing the fracture surface allowing sliding and unravelling along the fracture length in a rock mass. Each DFN generated fracture is explicitly introduced in the SRM thus accounting for anisotropy and scale effects, Figure 3.

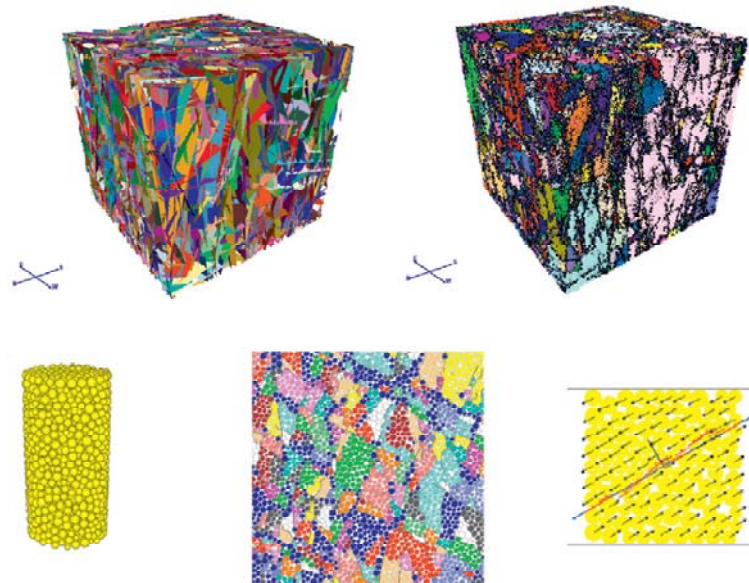


Figure 3. a) Three-dimensional DFN, (b) the corresponding three-dimensional synthetic rock mass sample, and (c) synthetic rock mass basic components. The colours in (b) and (c) denote intact rock blocks bounded by joints. Notice the internal non-through-going jointing in the “intact” rock blocks, after Mas Ivars et al (2011).

Esmaili et al (2010) used the SRM approach to estimate the REV for an area in massive sulphides at the Brunswick Mine. Collected fracture data were used to construct representative fracture systems, Figure 4, and to generate a series of SRM volumes, Figure 5. These SRM were subsequently loaded under determine the uniaxial compressive strength and modulus of elasticity. The obtained REV, for the massive sulphide rock mass at the Brunswick Mine, demonstrated that for large scale excavations such as mining stopes, the use of equivalent continuum stress models was justified. The REV derived mechanical properties provided suitable input data for the massive sulphide rock mass. The SRM-derived mechanical properties are suitable for mine scale global numerical stress analysis simulations, which are frequently used at Brunswick Mine. When the scale of excavation size versus rock mass size is small, such as ore passes, drifts, etc. the equivalent continuum approach is not applicable.

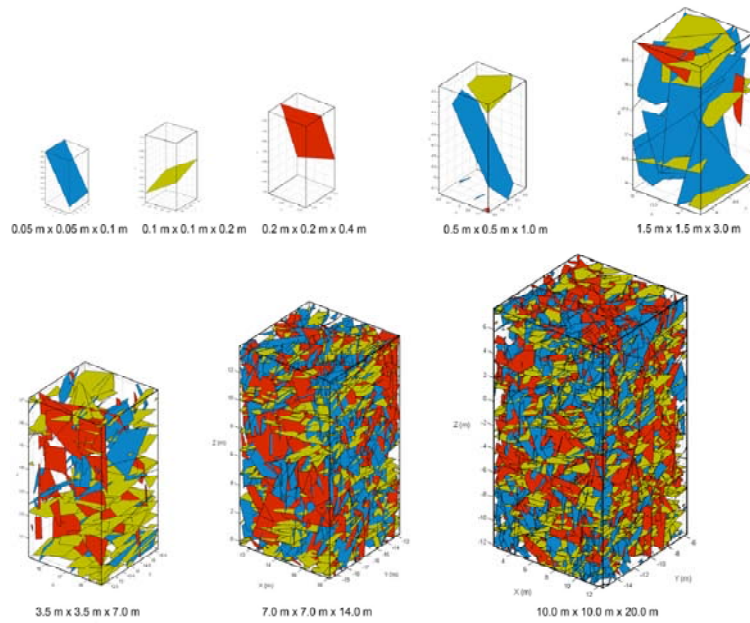


Figure 4. Rock mass samples drawn from the FSM (not to scale), after Esmaili et al. (2010).

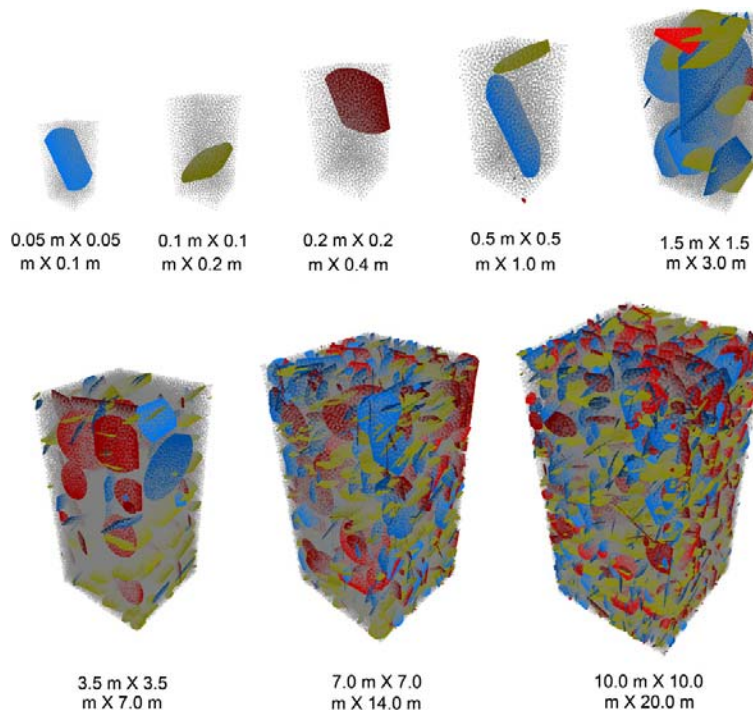


Figure 5. SRM samples generated by linking the PFC3D and FSMs, after Esmaili et al. (2010).

7.0 Conclusions

It is recognised that engineering design requires numbers Hoek (1999). In this respect the introduction of rock mass classification systems provided an invaluable tool in

assessing geological factors that have an impact on engineering design. The main objective is the selection of reasonable values while recognizing that many geological characteristics can not be quantified precisely.

Known issues in rock mass classification system include data uncertainty, choice of parameters, and the tendency to extrapolate beyond their limits and poor understanding or application. Classification systems, even when correctly applied by experienced users, to conditions similar to their constitutive database, still have important limitations. In particular they are limited in the way they handle strength anisotropy, scale effects, failure mechanisms and the way they accommodate stress changes.

Although SRM techniques are still in development, it is possible to conduct realistic numerical experiments to obtain reasonable values of rock mass properties for use in predictive larger scale models. The most successful applications have been reported in cave mining by Pierce et al. (2007) and Mas Ivars et al. (2011). Other applications include stability analysis of vertical excavations in hard rock, Hadjigeorgiou et al. (2007, 2009) and illustrated in Figure 6, and to estimate scale effects on rock mass strength as presented by Mas Ivars et al. (2008) and Esmaili et al. (2009).

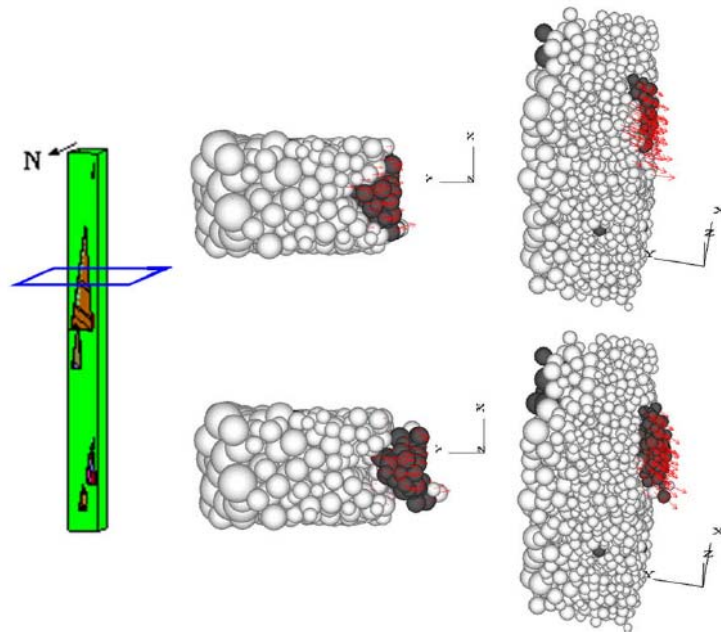


Figure 6. Plan view and side view of an unstable wedge at the North side wall of a vertical excavation (a) initiation of displacement of the wedge immediately after raise excavation, (b) sliding of wedge after running of the model for a long time (1500,000 cycles), after Hadjigeorgiou et al (2009).

There is no avoiding the fact that data collection is an important element that should not be overlooked. The argument is made that if considerable effort is invested to collect quality field data it makes sense to maximize the use of data. Under this light the use of SRM becomes justified. For SRM to gain its full potential and wider acceptance, however, it is necessary to establish rigorous validation procedures. There has already

been some work in this direction on the use of micro seismicity to validate SRM samples with rock mass response observed in a cave mining operations, Pierce et al (2007), but this has be extended further.

It should be remembered that, neither rock mass classification techniques nor any sophisticated simulations, are a replacement for an understanding of geology and good engineering judgement.

Acknowledgments

This paper has benefited from work done and discussions undertaken over the year with a number of colleagues. The continued support of the mining collaborators and the Natural Science and Engineering Research Council of Canada is greatly appreciated.

References

- Barton N., R. Lien R. & J. Lunde 1974. Engineering Classification of Jointed Rock Masses for the Design of Tunnel Support. *Rock Mechanics*, 6, p. 189-239.
- Barton N. 2002. Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 39 (2002) 185–216.
- Barton N. 2007. Rock Mass Characterization For Excavations In Mining And Civil Engineering. Proceedings of the Intl. Workshop on Rock Mass Classification in Underground Mining. Eds: Mark, Pakalnis, Tuchman NIOSH Info. Circular 9498, pp. 3-14.
- Beck D.A., M. J. Pfitzner, S.M. Arndt and B. Fillery 2009. Estimating rock mass properties and seismic response using higher order, discontinuous, Finite Element models. ROCKENG09: Proceedings of the 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium, Toronto, Paper 4189.
- Bieniawski Z.T. 1976. Rock Mass Classification of Jointed Rock Masses. *Exploration for Rock Engineering*. Z.T. Bieniawski Ed. Balkema, Johannesburg, pp. 97-106.
- Bieniawski Z.T. 1989. *Engineering Rock Mass Classifications*. John Wiley & Sons p. 251.
- Cundall P. 2008. Recent advances in numerical modelling for large-scale mining projects, *ACG News*, 30, 1-7.
- Choquet P. & Hadjigeorgiou J. 1993. The Design of Support for Underground Excavations. Chapter 12. Vol. 4. *Comprehensive Rock Engineering*. J.A. Hudson Ed., Pergamon Press, pp. 313-348.
- Dershowitz W.S. & Einstein H.H. 1988. Characterizing Rock Joint Geometry with Joint System Models. *Rock Mech*. Vol 21, pp. 21-51.
- Dershowitz W.S. & Herda H.H. 1992. Interpretation of fracture spacing and intensity. *Rock Mechanics*, Tilleron & Wawersik (eds) Balkema, Rotterdam pp 757-766.
- Esmaili K., J. Hadjigeorgiou, M. Grenon, & R. Harrison 2008. Ore pass stability analysis at the Brunswick Mine using PFC3D, In Proceedings of the First International FLAC/DEM Symposium on Numerical Modeling. R. Hart et al., Eds. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc.
- Esmaili K., J. Hadjigeorgiou, M. Grenon 2009. Estimation of synthetic rock mass strength accounting for sample size. In: Proc. International conference on rock joints and jointed rock masses, Tucson, AZ.
- Esmaili K., J. Hadjigeorgiou, and M. Grenon 2010. Estimating geometrical and mechanical REV based on synthetic rock mass models at Brunswick Mine. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 47 (2010) 915–926.
- Golder Associates 2009. *FracMan Workbook*.
- Grenon M., Hadjigeorgiou, J., Harrison, J.P., 2001. Drift stability in moderately jointed rock. *CIM Bull.* (April), 245–302.

- Grenon M., Hadjigeorgiou, J., 2003. Drift reinforcement design based on discontinuity network modeling. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 40, 833–845.
- Hadjigeorgiou J., J.F. Lessard & F. Flament 1995. Characterizing In-Situ Block Distribution Using a Stereological Model. *Canadian Tunnelling*, pp. 201-211.
- Hadjigeorgiou J., K. Esmaili and M. Grenon (2009). Stability Analysis of Vertical Excavations in Hard Rock. *Tunnelling and Underground Space Technology* 24 pp. 296–308.
- Hadjigeorgiou J., K. Esmaili & M. Grenon (2007). Investigating raise stability using fracture system and particle flow tools. *Proceedings of the 1st Canada-US Rock Mechanics Symposium, Vancouver Canada*, Eberhardt et al. (eds). pp. 351-358.
- Hoek E. 1994. Strength of rock and rock masses, *ISRM News Journal*, 2(2), 4-16.
- Hoek E. 1999. Putting numbers to geology-an engineer's viewpoint. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 32, 1-19.
- Hoek E., Kaiser P.K. and Bawden W.F. 1995. Support of underground excavations in hard rock. p. 215. Rotterdam, Balkema.
- International Society of Rock Mechanics 1978. Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses. *Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 15, pp. 319-368.
- Itasca Consulting Group Inc. 2008. PFC3D Particle Flow Code in 3 Dimensions, Version 4.0. Minneapolis.
- Itasca Consulting Group Inc. 2008. PFC2D Particle Flow Code in 2 Dimensions, Version 4.0. Minneapolis.
- Itasca Consulting Group Inc. 2009. UDEC Universal Distinct Element Code, Version 4.0. Minneapolis.
- Itasca Consulting Group Inc. 2008. 3DEC Three Dimensional Distinct Element Code, Version 4.1. Minneapolis.
- Jakubec J., and G.S. Esterhuizen 2007. Use Of The Mining Rock Mass Rating (MRMR) Classification: Industry Experience. *Proc. Intl. Workshop on Rock Mass Classification in Underground Mining*. Eds: Mark, Pakalnis, Tuchman NIOSH Info. Circular 9498, pp. 73-78.
- Kemeny J., K. Turner and B. Norton 2006. LIDAR for Rock Mass Characterization: Hardware, Software, Accuracy and Best-Practices. *Laser and Photogrammetric Methods for Rock Face Characterization* (F. Tonon and J. Kottenstette, eds.) Golden, Colorado.
- Kulatilake P.H.S.W., Park, J., & UM, J. 2004. Estimation of rock mass strength and deformability in 3D for a 30 m cube at a depth of 458 m at Äspö Hard Rock Laboratory. *J. Geotech. Geol. Eng.* (22): 313-330.
- Lemy F. and J. Hadjigeorgiou 2004. A digital face mapping case study in an underground hard rock mine. *Can. Geotech. J.* 41: 1011–1025.
- Maerz N. H. & Germain P. 1992. Block Size Determination around Underground Openings Using Simulations Based on Scanline Mapping. *Proc. ISRM Conf. on Fractured and Jointed Rock Masses, Lake Tahoe, U.S.A.*
- Mas Ivars D., M. E. Pierce, C. Darcel, J. Reyes-Montes, D. O. Potyondy, R. P. Young, P. A. Cundall 2011. The synthetic rock mass approach for jointed rock mass modelling. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 48 (2011) 219–244.
- Mas Ivars D, D.O Potyondy., M. Pierce and P.A. Cundall. 2008. The smooth-joint contact model. In: *Proc 8th World Cong Comp Mech/5th Eur Cong Comp Meth Appl Sci & Eng, Venice*, paper a2735.
- Marinos P.G., V. Marinos and E. Hoek, 2007. The Geological Strength Index (GSI): A Characterization Tool For Assessing Engineering Properties For Rock Masses. *Proc. Intl. Workshop on Rock Mass Classification in Underground Mining*. Eds: Mark et al. NIOSH Info. Circular 9498, pp. 87-94.
- Milne D., J. Hadjigeorgiou and R. Pakalnis 1998. Rock mass characterization for underground hard rock mines. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 13, No .4 pp. 383 - 391.
- Milne D. & J. Hadjigeorgiou (2000). Practical Considerations in the Use of Rock Mass Classification in Mining. *Geo 2000. International Congress Melbourne*.
- Palmstrom A., E. Broch (2006). Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-system. *Tunnelling and Underground Space Technology* 21 (2006) 575–593.
- Pierce M., P. Cundall, D. Potyondy, and D. Mas Ivars, (2007). A synthetic rock mass model for jointed rock. *Proc. 1st Canada-U.S. Rock Mechanics Symposium; Vancouver, Vol. 1*, pp. 341-349, E. Eberhardt et al., (eds), London: Taylor & Francis Group.

- Pierce M., D. Mas Ivars, D. and B. Sainsbury 2009. Use of Synthetic Rock Masses (SRM) to Investigate Jointed Rock Mass Strength and Deformation Behavior. Proceedings of the International Conference on Rock Joints and Jointed Rock Masses, Tucson, Arizona, USA.
- Pine R.J., J. S. Coggan, Z. N. Flynn, and D. Elmo 2006. The Development of a new Numerical Modelling Approach for Naturally Fractured Rock Masses. *Rock Mech. Rock Engng.*
- Pine R.J. and J.P. Harrison 2003. Rock mass properties for engineering design. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 36, 5–16.
- Potvin Y. 1988. Empirical open stope design in Canada. Ph.D. thesis. The University of British Columbia p. 350.
- Rockfield Software Ltd. 2011. ELFEN. <http://www.rockfield.co.uk/elfen.htm>
- Terzaghi K. 1946. Introduction to Tunnel Geology. In *Rock Tunneling with Steel Supports* by Proctor R. V. and White T. L. The Commercial Shearing and Stamping Company, Youngstown, OH (1946).
- Rogers S.F., K.M. Moffitt and D.T. Kennard 2006. Probabilistic Slope and Tunnel Block Stability Analysis Using Realistic Fracture Network Models. *Golden Rocks*,. 41st U.S. Symposium on Rock Mechanics. Golden, Colorado.
- Staub I., A. Fredriksson, Outters, N. 2002. Strategy for a rock mechanics site descriptive model. R-02-02. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Company.
- Stille H., A. Palmström 2003. Classification as a tool in rock engineering. *Tunnelling and Underground Space Technology* 18 (2003) 331–345.

SAMVERKAN MELLAN BERGFÖRSTÄRKNINGSSYSTEM OCH BERGMASSA

Interaction of rock support systems and rock mass

*E. Nordlund, U. Nyberg, D. Saiang, S. Shirzadegan, M. Westblom, P. Zhang, Luleå
Tekniska Universitet*

P-I. Marklund, D. Sandström, Boliden Mineral AB

L. Malmgren, LKAB

SAMMANFATTNING

Artikeln är en lägesrapport från forskningsprojektet ”Samverkan mellan bergförstärkningssystem och bergmassa”. Två delstudier presenteras i artikeln: (i) Fältstudier i Kristinebergsgruvan samt (ii) Storskaliga dynamiska tester av bergförstärkning i Kiirunavaaragruvan. Resultaten kan sammanfattas: (i) Konvergensmätning med totalstationen visade förväntat rörelsemönster med de största rörelserna i en profil då de tre nästkommande salvorna sköts. Inga överbelastade bultar observerades och skadorna på sprutbetongen var också relativt begränsad. Skjuvning är en mycket viktig brottmekanism som måste beaktas vid dimensionering. (ii) Metoden för att åstadkomma en dynamisk last med hjälp av sprängning fungerar i princip. Det krävs dock modifieringar i laddningsmängd och mätmetoderna bör förfinas.

SUMMARY

The paper is a progress report from the research project ”Interaction between rock support systems and rock mass”. Two sub-projects are reported (i), (ii) Field studies in the Kristineberg mine and (ii) Large-scale dynamic tests on rock support systems in the Kiirunavaara mine. The results can be summarized as: (i) Convergence measurements with total station showed expected deformation pattern, with the largest displacement in one profile when the three subsequent rounds were blasted. No overloaded rock bolts were observed and the damage of the shotcrete was limited. Shearing is an important failure mechanism, which has to be considered in the design. (ii) The methodology used to simulate dynamic loading with blasting seems to work. The amount of explosives has to be increased and the methods to measure/estimate deformation have to be refined.

BAKGRUND

Ökat brytningsdjup innebär ökade bergspänningar vilket i sin tur innebär ökade omfattning och risk för stabilitetsproblem. Lasten från berget på förstärkningen beror på hur förstärkningen deformeras som ett resultat av bergets rörelse, samt dess lastbärande

förmåga. Problemets komplexitet, har haft stort inflytande på forskningens inriktning. Ett stort antal studier av bergförstärkningselement i olika miljöer och under olika typer av belastning har rapporterats, se t ex Bjurström och Heimersson (1975), Stjern (1995), Gillerstedt (2000), Larsson (1984), Holmberg (1991), Holmgren (1975, 1985a), Bernard (1997), Nilsson (2003) och Malmgren (2005). Ökande brytningsdjup och brytnings-inducerad seismicitet har resulterat i studier av bergförstärkningens beteende under dynamisk belastning, t ex Tannant (1997), Holmgren (1985b), Ansell (1999) och Malmgren och Nordlund (2006). Studier av samverkan mellan bergförstärkning och berg har huvudsakligen handlat om Ground Reaction och konstruktiv bultning av lagrat berg. Malmgren och Nordlund (2007) studerade samverkan mellan bergförstärkning och berg genom numeriska analyser och fältstudier. Studien gav resultat som kunde användas i LKABs gruvor, men också ett stort antal nya frågor som visade att mer forskning är nödvändig. Ett projekt formulerades vars mål är att öka förståelsen för (i) bergmassans respons och bergförstärkningssystemens beteende, (ii) samverkan mellan bergmassan och bergförstärkningssystemet med ökande brytningsdjup (i områden med svagt berg och stora deformationer respektive spröda förhållanden och brytnings-inducerad seismicitet) och (iii) utveckla robusta dimensioneringsmetoder för bergförstärkning.

PROJEKTAKTIVITETER

Stabilitetsproblem relaterade till brytning på stora djup kan delas in i två kategorier som representerar geomekaniska ytterligheter hårt och sprött berg och brytningsinducerad seismicitet respektive omvandlade svaga malmkontakter i en hård bergmassa. Projektet har därför delats in i två delprojekt: (i) seismiskt aktiva förhållanden respektive (ii) svagt berg med stora deformationer. Huvudaktiviteterna i projektet är numeriska analyser och fältstudier. Den första delen av projektet har fokuserats på planering och förberedelser av fältstudierna samt förberedande numeriska analyser.

Målet med de förberedande numeriska studierna har varit att ta fram underlag för att kunna välja rätt ansats vid analyserna och att utveckla numeriska verktyg för projektet. Exempel på analyser är: (i) analys av inverkan av bergytans ojämnhet på sprutbetongens beteende, (ii) preliminära studier av vågutbredningsfenomen i bergmassan. Planeringen och förberedelserna av fältstudier har omfattat följande aktiviteter: (i) utveckling av ett mät- och skadekarteringsprogram, (ii) inventering av instrument och tekniker för detaljerad mätning av bult- och sprutbetongsbeteende, (iii) förberedelse och utveckling av dynamiska storskaliga tester av bergförstärkningssystem. Artikeln beskriver de aktiviteter och de resultat som erhållits hittills i projektet.

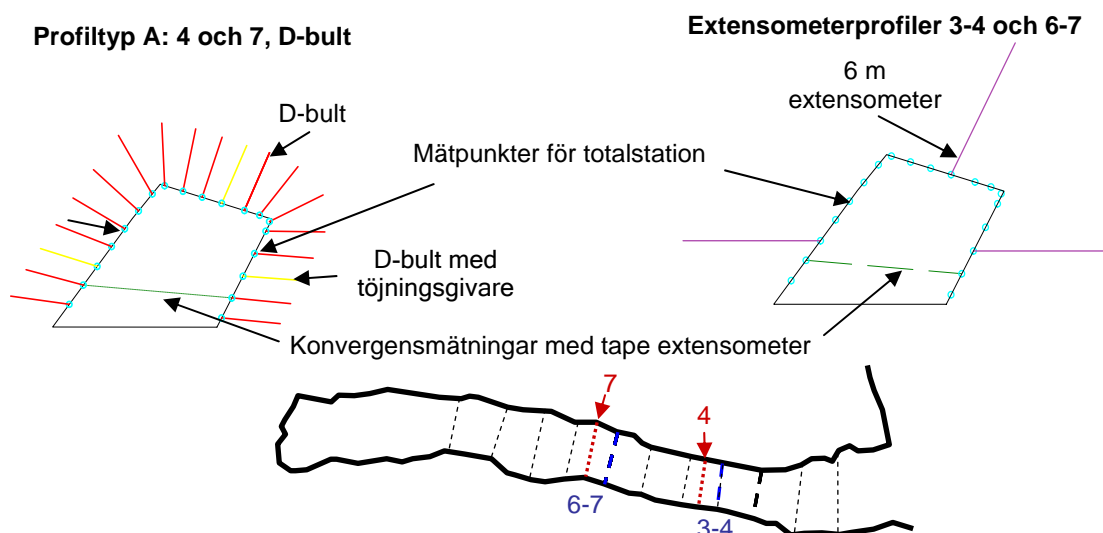
Fältstudier

Projektet omfattar fältstudier i ett brytningsrum i Kristinebergsgruvan respektive i orter i Malmbergsgruvan. Studierna i Kristinebergsgruvan utfördes i Mars 2010.

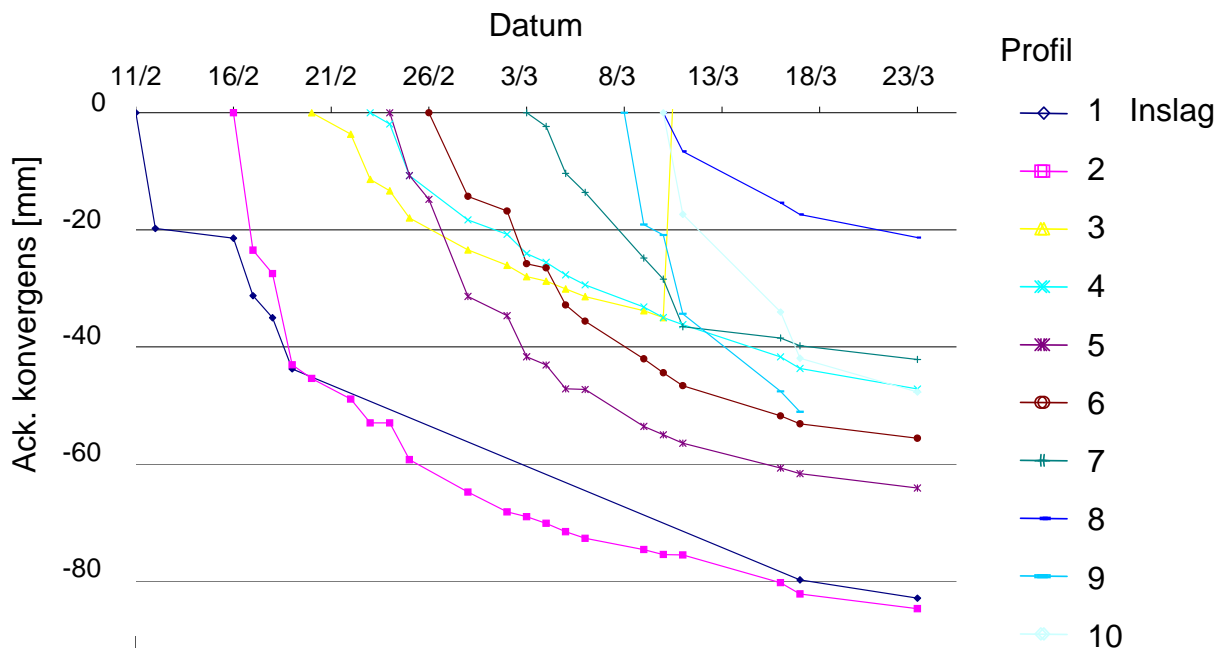
Mätinstrument i Malmbergsgruvan kommer att ske under 2011. Fältstudien i Kristinebergsgruvan utfördes i brytningsrum J10-3 och omfattade 10 salvor. Målet med studien var att (i) öka förståelsen för samverkan mellan bergmassan och bergförstärknings-systemet samt (ii) utvärdera D-bulten i fält. Varannan salva förstärktes med kamstålsbultar och varannan med D-bultar, d v s 5 salvor med respektive bulttyp. Instrumenteringen bestod av (se Figur 1)

- A. fyra profiler med instrumenterade bultar av samma typ som ingår i förstärknings-systemet, samt med konvergensmätning med måttband och med totalstation.
- B. Sex profiler med instrumenterade bultar av samma typ som ingår i förstärknings-systemet och konvergensmätning med måttband.

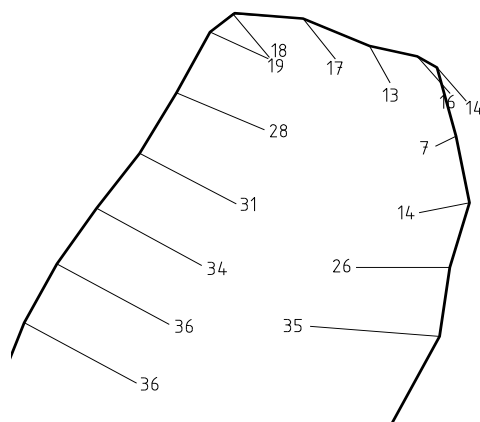
Resultat från konvergensmätningarna presenteras i Figur 2. Den ackumulerade konvergensen i J10-3 var ovanligt liten jämfört med vad som är vanligt i denna malmkropp och det var framförallt i liggväggen som rörelserna var betydligt mindre än förväntat. En förklaring är att i den normalt svaga liggväggen fanns en lins av hård svavelkis som fungerat som en förstärkning. Resultatet från konvergensmätning med totalstationen visade förväntat rörelsemönster i rummet, Figur 3. De största rörelserna i en mätprofil uppmättes då de tre nästkommande salvorna sköts, vilket också syntes på belastningen på mätbultarna. På grund av de relativt små rörelserna i rummet kunde vi inte detektera några överbelastade bultar. Skadorna på sprutbetongen var också relativt små. Vidare kunde vi se att skjuvning är en mycket viktig brottmekanism som förstärkningen måste designas för. I Figur 4 visas skador i borrhål och i liggvägg i några sektioner. Trots de relativt små rörelserna som uppmättes har beteendet av bergmassan kunnat användas för att kalibrera numeriska modeller. Studier pågår för att studera olika förstärkningselement under dessa förhållanden.



Figur 1 Exempel på mätsektioner (A resp. B).
Example of measurement sections (A resp. B).



Figur 2 Uppmätt ackumulerad konvergens i J10-3 i Kristinebergsgruvan.
Measured accumulated convergence in J10-3 in the Kristineberg mine.

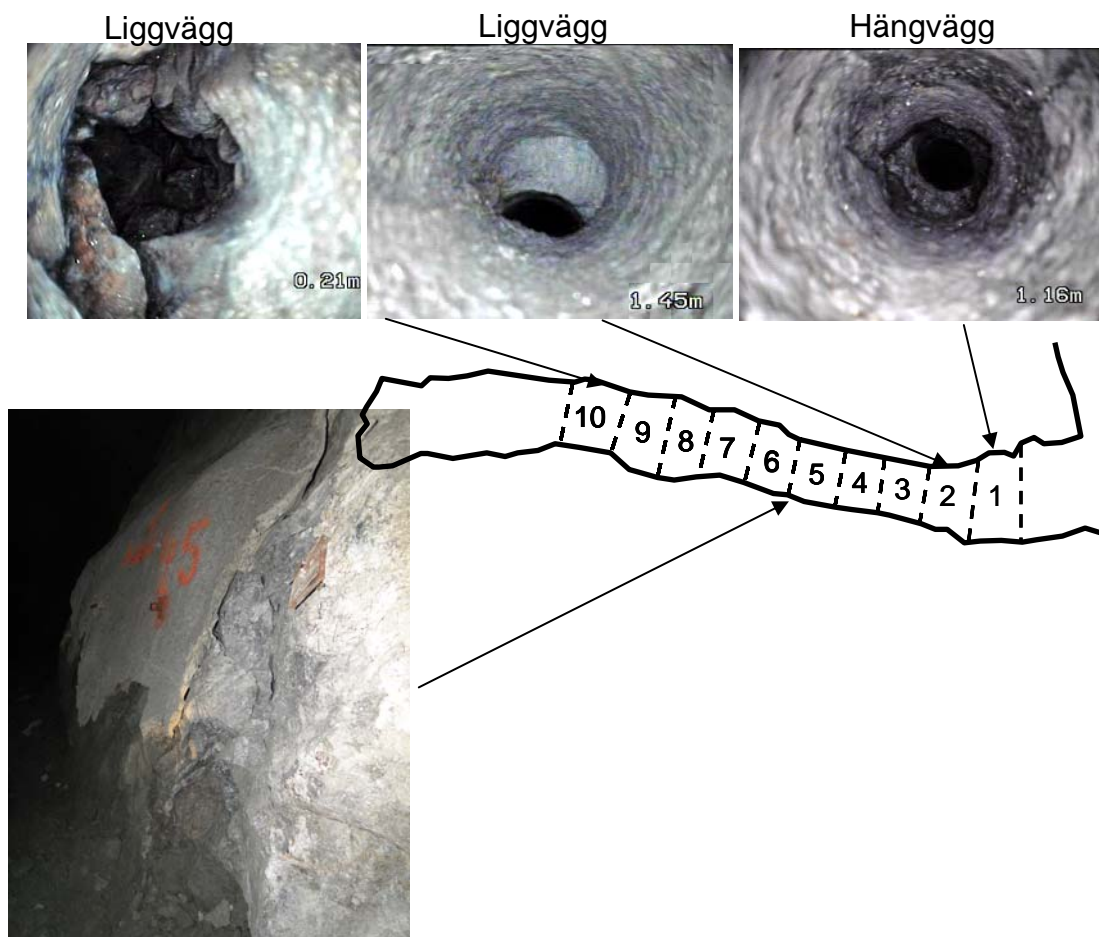


Figur 3 Uppmätt rörelsemönster i profil 3-4.
Measured deformation pattern in profile 3-4.

Storskaliga dynamiska tester

Ett storskaligt dynamiskt test av bergförstärkningssystem för förstärkning I seismiskt aktiva områden i LKABs gruvor ska utföras i Sjömalmen i Kiirunavaaragruvan. Huvudförsöken är planerat att utföras under våren 2011. Under oktober 2010 genomfördes ett första så kallat nollförsök. Ytterligare ett nollförsök planeras under februari 2011. Brytningsinducerad seismicitet belastar bergförstärkningssystemet och

berget på olika sätt beroende på den seismiska händelsens typ, magnitud och avståndet mellan händelsen och öppningen (orten, brytningsrummet etc.), se Dahnér (2010). Eftersom vi vill göra våra försök under så kontrollerade förhållanden som möjligt, valde vi en kompromiss det vill säga att simulera den seismiska händelsen med hjälp av sprängning. Detta val innebar samtidigt att vi med våra försök studerar utstötningsbrott. Typiska vibrationer från enhållsprängning redovisas i till exempel Ouchterlony et al. (2003).



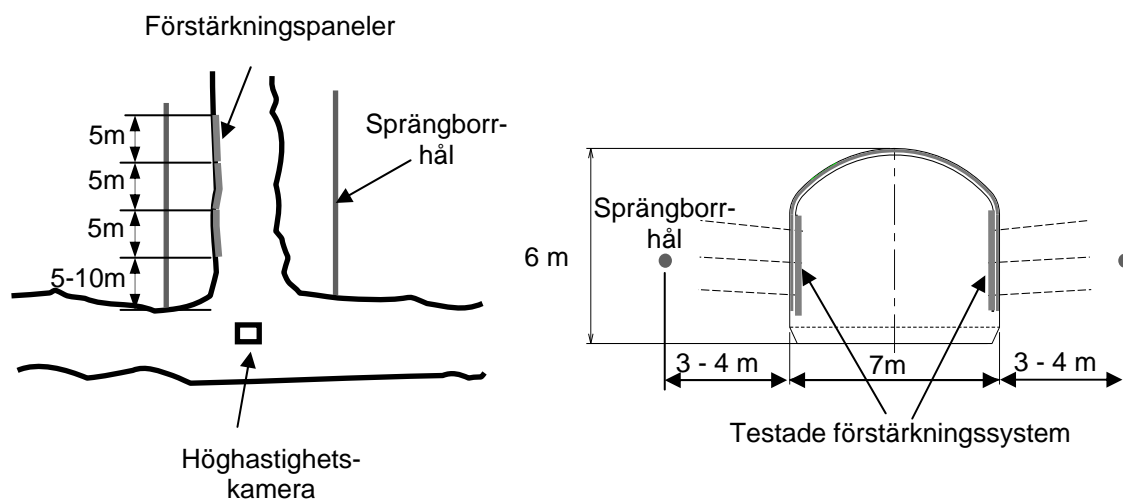
Figur 4 Skador i borrhål och på liggvägg.
Damage in boreholes and footwall.

Huvudförsöken ska genomföras i block 9/741 respektive 12/741 tvärorter i norra delen av Kiirunavaaragruvan (Sjömalmén). Försöken genomförs i området närmast fältorten (ca 5 – 20 m från fältortens vägg), se Figur 5. I varje tvärort installeras tre paneler med start 5 m från fältorten. Varje bergförstärkningspanel är 5x5 m². Bergförstärknings-systemens rörelser övervakas/mäts med hjälp av accelerometrar, lägesgivare och höghastighetskamera. Sprängämnetts funktion kontrolleras med hjälp av VoD-mätningar (Velocity of Deformation). Efter varje sprängning utförs skadekartering, borrhåls-

kartering och inmätning av väggen med totalstation. Bergrörelser kontrolleras också före och efter sprängning med hjälp av TDR-mätningar (Time Domain Reflectory) i borrhål vinkelrätt mot väggen.

Två olika laddningsmängder används i nollförsöken för att hitta en lämplig belastningsnivå. Den lägre laddningsmängdens genererade vågenergi ska kunna tas upp av bergförstärkningssystemet medan den högre laddningsmängdens vågenergi ska ge omfattande skada på bergförstärkningssystemet. Vid "normal" sprängning ger detonationen upphov till två typer av last, dels den dynamiska lasten orsakad av de vågor som detonationen genererar och dels belastningen orsakad av gastrycket. Eftersom vi är intresserade av endast den dynamiska lasten valde vi ett militärt sprängmedel, NSP 711, som genererar totalt sett mindre mängd spränggas än ett civilt sprängmedel. Det militära sprängämnet har också förhållandevis mycket energi (4.7 MJ/kg jämfört med ett civilt t ex Kimulux R500 5% Al som har ca 3.8 MJ/kg) och hög detonationshastighet, vilket ökar stötvågsamplituden. Inledningsvis mäter vi också gastrycket i 2-4 hål som borrats längs tvärtorsväggen i försättningen för att kunna bedöma riskerna för att panelerna påverkas av spränggaserna.

För bedömning av sprutbetongens tjocklek och slutlig deformation "skannas" också väggen före och efter sprutning samt efter sprängning. Dessutom görs stereografiska fotograferingar av väggen före och efter sprängning. Dynamiska och statiska mätningar, ger tillsammans en tämligen god uppfattning av det dynamiska förloppet och slutliga skador på bergförstärkningarna för nollförsöket oktober 2010.



Figur 5 Testuppställning för huvudförsöken. Avstånden är approximativa.
Test setup for the main tests. The distances are approximative.

Fälttestet består av följande delar:

- **Nollförsöken:** Dessa genomförs i princip som visas i Figur 5 ovan med skillnaden att två 5-metersladdningar med olika diameter används. Syftet var att utveckla/förbättra en experimentmetodik (rätt mängd sprängämne, test av instrumentering och foto-grafering etc.) och speciellt att hitta lämplig belastningsnivå för testpanelerna. Ett startvärde var att generera en stötvåg med Peak Particle Velocity (PPV) över 0,5 m/s men inte till full utstötning, strax bakom sidoväggens yta baserat på tidigare erfarenheter från liknande sprängningar i LKAB, Kiruna, se Olsson m fl (2009).
- **Huvudförsöken**
 - **Fas 1:** Tester av LKABs standardförstärkning. Samma ytförstärkning, men olika typer av bultar.
 - **Fas 2:** Tester av olika typer av deformerbara bultar tillsammans med LKABs standardytförstärkning.
 - **Fas 3:** Jämförelse av olika typer av ytförstärkning. Den bästa energiupptagande bulten i Fas 2 används.

Resultaten från Nollförsök 1 som utfördes under hösten 2010 kan sammanfattas:

- Detonation
 - Detonationen fungerade som planerat (uppmätt VoD=7931 m/s). Den största laddningsdiametern ($\varnothing 76$ mm) gav endast liten skada på förstärkningen. Figur 5 visar en del sprickor i ytförstärkningen.
 - Inmätningar av sprängborrhålen visade att det var en hålavvikelse på ungefär 1 m. Närmast fältorten var försättningen 3 m, men endast 2 m vid hålets botten.
 - Gastrycket (4 hål)
 - Första fasen: Initialt negativa tryck vilket tolkas som expansion av bergmassan. Se Ouchterlony m fl (1997)
 - Andra fasen: Det maximala positiva trycket var 8 Bar för ett gastryckshål ca 36 ms efter initiering av detonationen. De andra tre hålen gav relativt låga gastryck.
 - Shockvågen belastade bergförstärkningen efter mindre än 1 ms efter initiering. Det positiva gastrycket inträffade alltså efter mer än 33 ms Efter initiering.
- Acceleration, hastighet och förskjutning
 - Accelerationer från 10 av totalt 16 punkter
 - Medelvärdet för PPV för de två laddningsmängderna var 5.6 m/s respektive 2.5 m/s.
 - Deformation (Notera att den större laddningen var placerad ca 4.6 m-9.6 m från fältorten med d v s med relativt stor försättning)
 - Hög laddningsmängd (9.1 kg/m) < 70 mm
 - Låg laddningsmängd (2.8 kg/m) < 30 mm

Testuppställningen som användes vid Nollförsök 1 visas i Figur 6.

Uppföljningen av Nollförsök 1 har visat på följande förbättringspotential

- Mätning av deformationer
 - Lägesgivarnas upplösning kan troligen ökas till 10 mm.
 - Höghastighetsvideon kan vara ett stöd för olika typer av lägesgivare. Videofilmerna är annars mest lämpade för mätning av dynamiska förlopp vilket våra försök visar.
 - Dubbelintegrering av accelerationsdata kan fungera. Resultatet beror till stor del på typen av accelerometer. Olika typer kommer att testas för utvärdering.
- Det totala gstrycket
 - En bedömning av resultaten från nollförsök 1 är att gasen inte når ut till panelen i sådan omfattning att skador uppstår på panelen. Detaljerade undersökningar krävs för besked.
 - Förutsatt att gaserna tränger ut i ett begränsat antal spricker som når förstärkningen, skulle skador kunna uppkomma lokalt. Även här krävs flera försök för klarhet.
- Borring
 - Försöka borra rakare hål
- Laddning
 - Den högsta laddningsmängden var inte tillräcklig för att ge stor skada på förstärkningssystemet. Därför ökas laddningsmängderna i Nollförsök 2 med ca 60 % för den större laddningen. Den mindre laddningen får, för jämförelse, samma diameter som den största för Nollförsök 1 d v s $\varnothing 76$ mm.

Nollförsök 2 samt huvudförsöken genomförs under våren 2011.



Figur 6. a) Panelen före sprängningen, b) Begränsade skador efter sprängningen.
a) The panel before and b) after blasting. Foto av Nordqvist, LKAB.

DISKUSSION

En numerisk studie i vilken Changs (1994) laboratorieförsök simulerades har också genomförts. Studien visade att samverkan mellan sprutbetongen och berget i hög grad styrs av ojämnheten oavsett om ojämnheten är 2D eller 3D. Eftersom en 2D ojämnhet är mer konservativ med avseende på t ex brott och kräver mindre tid för

modelluppbyggnad och analyser än en 3D-ojämnheter, kommer vi i våra analyser använda en 2D-ojämnheter.

Aktiviteter under den återstående projektiden kommer att bestå av

- Utvärdering av olika beräkningsprogram/beräkningsmetoders förmåga att efterlikna bergförstärkningselementens beteende (både bultar och sprutbetong)
- Utveckling av metoder för att simulera membranförstärkning (TSL)
- Numeriska analyser av fältstudien i Kristineberg med 2D och 3D-modeller.
- Känslighetsanalyser för Kristinebergsgruvan där osäkerhet/variation i geologi (svaghetszoners läge och mäktighet) och geometri, med och utan bergförstärkning, olika bergförstärkningssystem.
- Fältstudier i Malmbergsgruvan
- Numeriska analyser av fältstudien i Malmberget med 2D och 3D-modeller.
- Känslighetsanalyser för Malmbergsgruvan där osäkerhet/variation i geologi (svaghetszoners läge och mäktighet) och geometri, med och utan bergförstärkning, olika bergförstärkningssystem.
- Fältstudier i Garpenbergsgruvan
- Numeriska analyser av fältstudien i Garpenberg med 2D och 3D-modeller.
- Sprutbetongbågars funktion
- Effekten av kabelbultning

REFERENSER

- Ansell, A. 1999. Dynamically Loaded Rock Reinforcement. Doctoral thesis. Bulletin 52, 1999, KTH
- Bernard, E.S. 1997. The influence of edge restraint on flexural behaviour in square SFRC slabs. Engineering Report No. CE5, Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering, University of Western Sydney, Nepean, Australia.
- Bjurström, S. och Heimersson, M. 1975. Bergbultning – Dimensionering, praxis och tillämpningar. Stiftelsen Bergteknisk Forskning – BeFo, Nr 8, Stockholm
- Dahnér C, 2010. Analys utav orsaken till ett smällbergutfall 2 februari 2008 i Kiruna gruva, Bergmekanikdagen 8 mars, BeFo, Stockholm.
- Gillerstedt, P. 2000. Skjuv- och dragförsök på konbulten. Examensarbete 2000:213CIV, LTU
- Holmberg, M. 1991. The mechanical behaviour of untensioned grouted rock bolts. Ph.D. Thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm
- Holmgren, J. 1975. Plane shotcrete layers subjected to punch loads. Swedish Rock Engineering Research Foundation BeFo Nr 17.

- Holmgren, J. 1985a. Bolt anchored steel fibre reinforced shotcrete linings. Swedish Rock Engineering Research Foundation BeFo 73:1/85, and Royal Swedish Fortifications Administration FortF A 2:85.
- Holmgren J. 1985b *Dynamisk belastad berförstärkning av sprutbetong*. Royal Swedish Fortifications Administration – FortF A 4:85 (In Swedish)
- Larsson, H. 1984. Modelling of bolt action in jointed rock. Licentiate Thesis 1984:001L, Luleå University, Luleå
- Malmgren, L. 2005. Interaction between shotcrete and rock: experimental and numerical study, Doctoral Thesis, Luleå University of Technology, 2005:48
- Malmgren L and Nordlund E. 2006 Behaviour of shotcrete supported rock wedges subjected to blast-induced vibrations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43 (2006) 593-615.
- Malmgren L. and Nordlund E. 2007 Interaction of shotcrete with rock and rock bolts – a numerical study. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, accepted 16 July 2007
- Nilsson U. 2003 Structural behaviour of fibre reinforced sprayed concrete anchored in rock. Doctoral thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden Bulletin No.71, 2003.
- Olsson M, Nyberg U ochFjellborg S Kontrollerad sönderbrytning vid skivrassprängning – inledande försök, Swebrec-rapport 2009:2, Stockholm.
- Ouchterlony F, Nie S Nyberg U och Deng J. 1997. Monitoring of large open cut rounds by VoD, PPV and gas pressure measurements, *Fragblast 1* (1997): 3-25, Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- Ouchterlony F, Nyberg U, Olsson M Bergqvist I, Granlund Loch Grind H 2003. The energy balance of production blasts at Nordkalk's Klinthagen quarry, *Proceedings of EFEE, Second World Conference on Explosives and Blasting Technique*: 193–203. Rotterdam: Balkema.
- Stjern, G. 1995. Practical performance of rock bolts. Doctoral Thesis, NTH.
- Tannant D.D. 1997 *Shotcrete performance near blasts*. Geomechanics Research Centre, Laurentian University, Sudbury, Ontario, Canada

BERGMEKANISK OMGIVNINGSPÅVERKAN I STOR SKALA – GRUVINDUCERADE MARKDEFORATIONER I KIRUNA OCH MALMBERGET

Rock Mechanical Effects on the Surroundings — Mining-Induced Ground Deformations in Kiruna and Malmberget

Jonny Sjöberg, Itasca Consultants AB (tidigare vid LKAB)

Britt-Mari Stöckel, LKAB

Karola Mäkitaavola, LKAB

Tomas Savilahti, LKAB

SAMMANFATTNING

Malmutvinning med skivrasbrytning är kostnadseffektivt men medför att sidoberget successivt bryts sönder och att markytan deformeras till följd av brytningen. Som en följd av detta har en kontinuerlig samhällsomvandling pågått i både Kiruna och Malmberget alltsedan järnmalmsutvinning startade i industriell skala för drygt 100 år sedan. Omgivningspåverkan och tillhörande samhällsomvandling är ett strategiskt viktigt område för LKAB i framtiden. I denna artikel presenteras en lägesrapport vad gäller storskalig bergstabilitet och omgivningspåverkan vid skivrasbrytning i LKABs gruvor, inklusive pågående och planerade bergmekaniska arbeten inom området.

SUMMARY

Ore extraction using sublevel caving is cost effective but results in successive caving of the host rock and mining-induced ground deformations. As a consequence, a continuous urban transformation has been in progress in the Kiruna and Malmberget municipalities ever since iron ore extraction in industrial scale commenced more than 100 years ago. The effects on the surroundings and the associated urban transformation are strategically important for LKAB in the future. This paper presents a status report concerning large-scale rock stability and effects on the surroundings due to sublevel caving in the LKAB mines, including currently on-going and planned rock mechanical activities within this subject area.

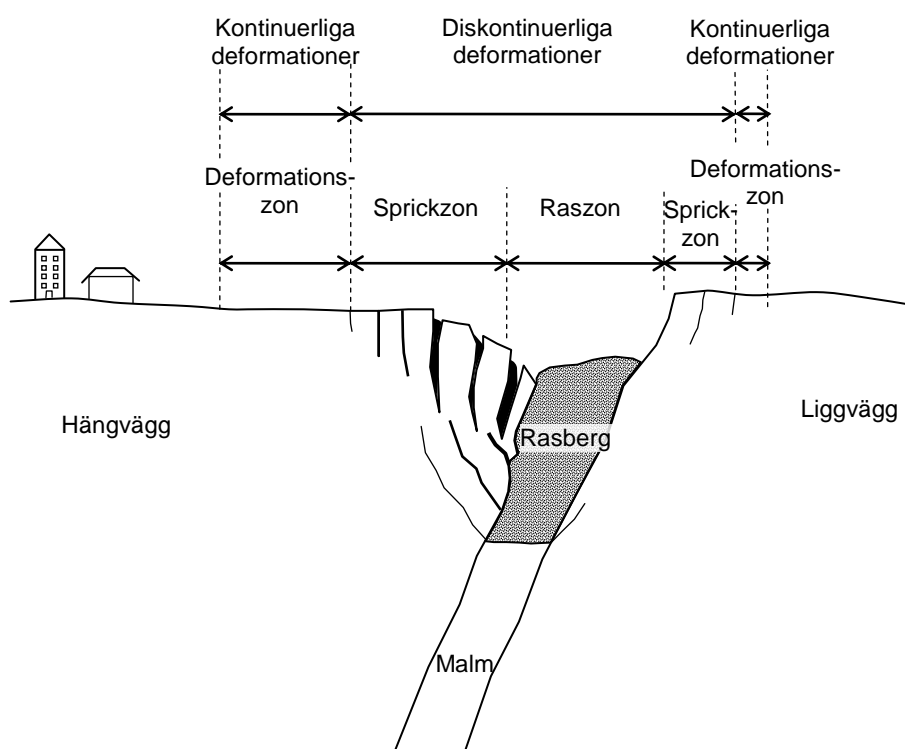
1 MALMBRYTNING OCH MARKDEFORATIONER

LKAB bryter järnmalm med metoden skivrasbrytning under jord i Kiruna och Malmberget. Skivrasbrytning är en kostnadseffektiv brytningsmetod som medger en hög grad av mekanisering och automatisering. Metoden medför dock att sidoberget, i

första hand hängväggen, successivt bryts sönder, varvid rasberget fyller upp utlastade utrymmen. Sönderbrytningen är nödvändig för att brytningsmetoden skall fungera optimalt. En effekt av detta är dock att omgivande berg rör sig nedåt-inåt och att markytan deformeras till följd av skivrasbrytningen.

Ovanstående faktum omöjliggör, på sikt, att ha bebyggelse och infrastruktur i det område som berörs på hängväggen. I både Kiruna och Malmberget har en kontinuerlig samhällsomvandling pågått sedan brytning startade för drygt 100 år sedan, där befintlig bebyggelse rivits och/eller flyttats i takt med att malm-brytningen påverkat större volymer. Under de senaste åren har detta accentuerats i och med att brytningen nått större djup och markdeformationerna närmast sig mer kritisk infrastruktur, t ex befintlig järnväg i Kiruna. Detta kommer att resultera i en mer omfattande samhällsomvandling.

Brytningsinducerade markdeformationer är av två slag – kontinuerliga och diskontinuerliga. I Figur 1 visas detta schematiskt för fallet med en daggående och brant stupande malmkropp som bryts med skivrasbrytning. Detta motsvarar principiellt förhållandena i Kiruna med en ca 4 km lång malmkropp där en skivrasgrop bildats på markytan, se också Figur 2.



Figur 1 Schematisk bild över uppsprickning och deformationer på häng- och liggväggssidan vid skivrasbrytning.

Schematic figure showing mine-induced fracturing and deformations on the hangingwall- and footwall side of a sublevel caving operation.



Figur 2 Flygfoto över Kiruna (vy mot norr) med utbildad rasgrop ovanför Kiirunavaaramalmen till väster och befintligt samhälle till öster.

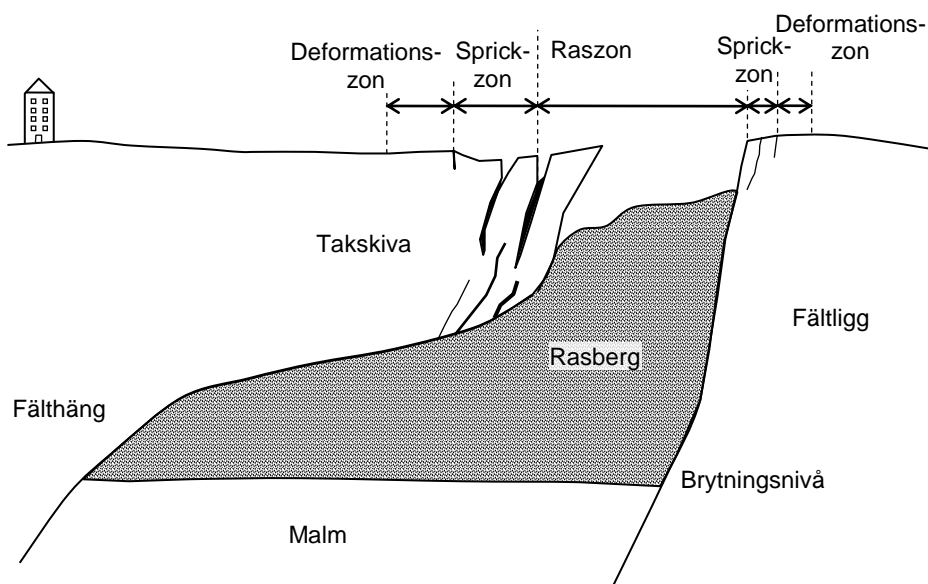
Aerial view of Kiruna (view toward north) with the caving crater above the Kiirunavaara orebody to the west and the municipality to the east.

Diskontinuerliga rörelser karakteriseras av stora vertikala och/eller horisontella rörelser som uppkommer tillsammans med synliga sprickor i markytan och "hopp" i deformationsmönstret (därför benämningen diskontinuerliga). Kontinuerliga rörelser motsvarar ett "mjukt" och "jämnt" deformationsmönster, utan plötsliga "hopp" och utan synliga sprickor på markytan. Inom zonen för diskontinuerliga rörelser kan man skilja mellan raszon (uppblockning av berg, stora öppna sprickor) och sprickzon (synliga sprickor). Utbredningen av dessa zoner beror på bl a avståndet till markytan, malmernas geometri och stupning, strukturer och sprickzoner, bergmassans egenskaper (hållfasthet och styvhet) och svällandelen i det inrasande gråberget.

I de fall då malmkroppen inte är daggående, d v s där det finns en taks-kiva berg mellan malmkropp och markyta, är förloppet något annorlunda. I takt med att skivrasbrytningen går nedåt kommer taks-kivan successivt att blocka upp ("kalva") för att till slut också nå markytan, se exempel i Figur 3. I Kiruna finns den s k Sjömalmen, som är en förlängning (mot norr) av malmkroppen Kiirunavaara, men utan daggående och där således denna typ av uppblockning sker. I Malmberget finns såväl daggående malmkroppar där större rasgropar utbildats (t ex Kaptensgropen), som icke-daggående malmkroppar med varierande stadium av uppblockning mot markytan. Denna process är relativt

långsam och kan ta flera år. När uppsprickningen nått markytan bildas en s k grop. Fortsatt brytning medför att gropen utvidgas samt att deformationsområdet runt gropen successivt blir större. Även i detta fall uppkommer zoner med både kontinuerliga och diskontinuerliga markrörelser. Tidsfördröjningen mellan brytning av en viss nivå och markpåverkan från just denna brytningsnivå är dock större i detta fall, jämfört med skivrasbrytning i en daggående malmkropp med fullt utvecklade ras. Takskive-problematiken behandlas i Wettainen m fl (2010) varför denna artikel fokuserar på förhållandena i Kiruna.

Samhällena i både Kiruna och Malmberget påverkas alltså oundvikligen – men i olika utsträckning och på olika sätt – av gruvbrytningen. I LKABs bergmekaniska strategiplan är denna omgivningspåverkan (storskaliga brott och deformationer i hängväggar, liggväggar och takskivor) definierad som ett av fokusområdena. För att kunna planera för en samhällsomvandling krävs prognoser av gruvinducerade markdeformationer kopplade till brytningstakt i respektive gruva. Det senare innefattar behovet av en ökad kunskap om hur malm-brytningen påverkar markytan. De strategiska målen för fokusområdet omgivningspåverkan har formulerats som följer: (i) upprätta konsekvensbeskrivning för tidsperioden 0 – 10 år med max 2 års fel, (ii) upprätta konsekvensbeskrivning för tidsperioden 10 – 20 år med max 3-5 års fel, samt (iii) upprätta konsekvensbeskrivning för tidsperioden bortom 20 år, baserad på känd malmbas. I ett kortare perspektiv krävs en omfattande övervakning av deformationsutvecklingen på markytan, med tillhörande utveckling av mätteknik. Pågående och planerade aktiviteter inom detta område presenteras i det följande.



Figur 3 Schematisk bild av uppsprickning och deformationer i takskiva ovan en daggående malmkropp.

Schematic figure showing mine-induced fracturing and deformations above a "blind" (non-daylighting) orebody.

2 ÖVERVAKNING AV MARKDEFORMATIONER

2.1 Mätningar och sprickobservationer

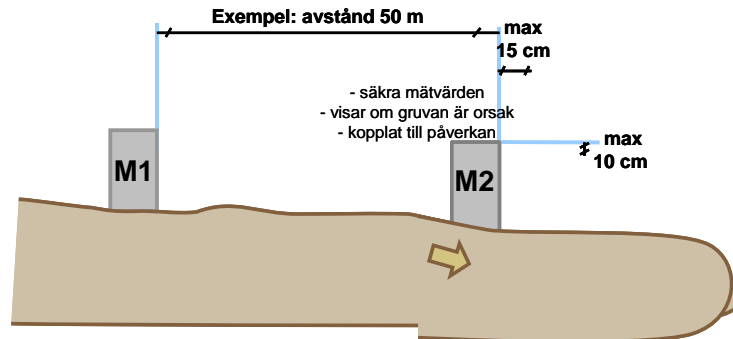
Markdeformationer övervakas för närvarande med fast installerade mätplintar som mäts med GPS-teknik. Detta görs i både Kiruna och Malmberget med samma teknik. I Kiruna finns för närvarande 334 st mätplintar installerade, och i Malmberget finns 216 st mätplintar. I bägge fallen görs mätningar kvartalsvis och resultaten rapporteras såväl internt som externt till berörda myndigheter och intressenter.

Andra mättekniker har nyttjats tidigare, bl a mekometer (elektro-optisk längdmätning), avvägningmätning och mätning med totalstation, men dessa har övergivits till förmån för GPS-teknik. Mätning med GPS-teknik är idag den metod som bäst uppfyller krav på såväl god upplösning som hög ytäckning, samt god hanterbarhet. LKAB använder s k relativ mätning (vilket ger högre noggrannhet än absolut mätning) och s k nätverks-RTK för GPS, vilket ger fler referenspunkter vid mätning. En kontroll av den praktiska repeterbarheten i mätvärden har utförts i Kiruna vilken visade på en mätprecision på 0.7 cm i horisontalled och 1.3 cm i vertikalled. Detta inkluderar ej effekter till följd av exempelvis grundvattenförändringar, klimatförändringar (främst temperatur), etc. Installerade mätplintar har grundlags på olika sätt, men fr om hösten 2009 installeras alla mätplintar genom borrhning av foderrör (stålrör) i borrhål med ca 140 mm diameter. Foder-röret borrar ned till berg, alternativt till minst 5 m djup (frostfritt). En mät dubb placeras i mitten av röret och därefter gjuts hela röret in med betong, se exempel i Figur 4. I takt med att gruvbrytningen går mot större djup utökas antalet mätplintar successivt och med god framförhållning (d v s innan gruvinducerade deformationer förväntas) för att erhålla ett så rättvisande "nollvärde" som möjligt.

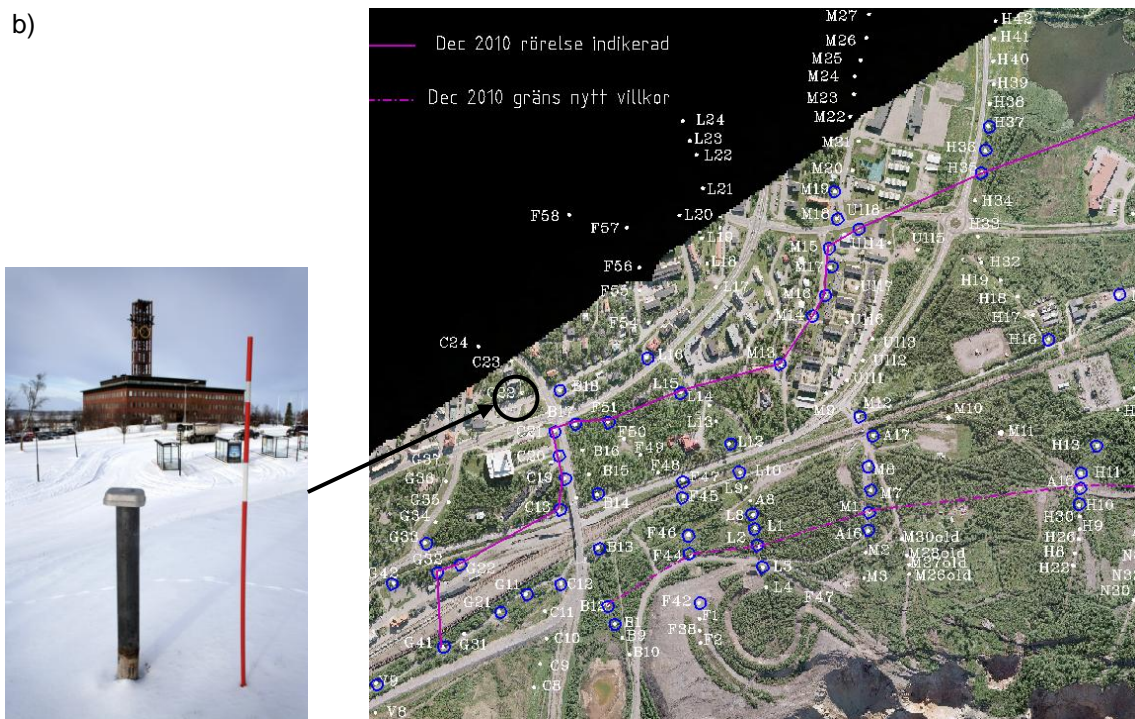
Upprepade mätningar på samma mätplint med ett visst tidsintervall medger att både horisontella och vertikala rörelser kan registreras. För resultatredovisning nyttjas två olika kriterier – "rörelse indikerad" och "miljövillkor". Gränsen för indikerad rörelse har satts till 2 cm ackumulerad horisontell deformation (sedan mätstart). Detta motsvarar närmast den praktiska mätprecisionen för systemet. Miljövillkoret är det villkor som miljödomstolen fastställt som maximalt tillåten påverkan från gruvbrytningen utanför industriområdet. Marken får inte påverkas med mer än 2 ‰ i vertikal led eller 3 ‰ i horisontell led, d v s tiltning (vertikalt) och töjning (horisontellt), se Figur 4 a). Detta villkor är främst baserat på deformationståligheten på kritisk infrastruktur, t ex kulvertar. Villkoret är styrande för framtida samhällsomvandling, eftersom det kommer att utgöra gräns för gruvindustriområdet. För att ha en mjuk övergång mellan industriområde och samhälle kommer s k gruvstadsparker att anläggas utanför industriområdet. Hela denna process är dynamisk och gränserna för industriområdet, gruvstadspark och detaljplanerat området flyttas kontinuerligt (men i steg) längre ut från gruvan. Tillförlitliga mätdata är alltså väsentliga för att denna planering skall kunna göras så noggrant som möjligt. I Figur 4 b) visas ett exempel på installerade mätplintar och resultatpresentation från GPS-mätningar.

a)

**Innebörden av nya miljövillkoret
Promillegräns – 3 ‰ horisontellt, 2 ‰ vertikalt)**



b)



Figur 4

Mätning av markdeformationer: a) miljövillkor för maximalt tillåten påverkan av markytan från gruvbrytning, b) flygfoto över Kiruna med del av mätsystem för GPS-mätning på mätplintar samt resultat från senaste mätning.

Measurement of ground deformations: a) environmental criterion for maximum allowable influence on the ground surface from mining, b) aerial photograph of Kiruna showing part of the system for GPS-measurements of deformations and results from the latest measurement.

Extensometermätning har nyttjats i enstaka fall för att bevaka kritiska strukturer. Ett sådant exempel är befintlig järnväg. Observationer av uppkomna sprickor på markytan görs årsvis (under den snöfria delen av året) och sammanställs. Detta är viktig information som sedan kan kopplas till uppmätta deformationer för att bättre förstå hur de olika deformationsområdena utvecklas. Dessutom övervakas uppkomsten av seismiska händelser i hängvägg och taksqivor med de seismiska övervakningssystemen som finns i både Kiruna och Malmberget.

2.2 Framtida utveckling

Även om mätningar av markdeformationer med GPS-teknik uppfyller de krav som ställs idag så är det relativt resurskrävande vad gäller arbetsinsatser vid mätning. Praktiskt är det inte möjligt att mäta hur ofta som helst och nuvarande kvartalsvisa mätningar utgör en rimlig kompromiss. I takt med att brytningen går mot större djup kommer större markområden att påverkas vilket gör att allt fler mätplintar behöver installeras och mätas in.

En alternativ teknik där stora framsteg gjorts under de senaste åren är deformationsövervakning med radarsatellit-teknik, s k InSAR. LKAB driver ett forsknings- och utvecklingsprojekt kring tillämpning av InSAR-teknik för mätning av gruvinducerade deformationer i Kiruna. Tekniken bygger på att man registrerar fasförändring i en radarvåg som skickas från en satellit vid återkommande passager och reflekteras från objekt på markytan. Denna teknik medger deformationsmätningar utan mätplintar och med mycket hög noggrannhet (i ideala förhållanden bättre än cm-noggrannhet). Tekniken medger också mätningar betydligt oftare. Den mest lämpade satelliten har en återkomsttid på 24 dygn och kan alltså ge 12-15 mätningar per år och över ett mycket stort mätområde. Tekniken behöver dock vidareutvecklas vad gäller tillämpning vintertid (snötäckta ytor) vilket studeras i forskningsprojektet, som drivs i samarbete mellan LKAB, Luleå tekniska universitet (Ltu) och Cranfield University. I projektet ingår också tekniköverföring och kompetensuppbyggnad vid LKAB i samarbete med leverantören MDA. LKAB satsar ca 20 miljoner kronor i projektet, som har pågått i drygt 1 år, och löper under ytterligare knappt 4 år.

3 PROGNOSES AV MARKDEFORMATIONER

3.1 Metodik och utvecklingsbehov

Prognoser av markdeformationer behövs i planeringssyfte för såväl gruvan som externa intressenter. Internationellt sett finns relativt omfattande erfarenheter av brytningsinducerade sättningar från t ex kolgruvor i Europa. Bergförhållanden och brytningsteknik gör dock att mekanismerna bakom denna typ av sättningar är annorlunda mot det som sker vid skivrasbrytning, och dessa erfarenheter har därför begränsad tillämpbarhet. Internationella erfarenheter från markdeformationer vid skivrasbrytning och tillhörande omfattande samhällsomvandling är relativt få, se t ex Villegas (2008).

Gemensamt för de flesta studier och praktikfall är att de bakomliggande mekanismerna fortfarande inte är helt kända, till stor del beroende på dålig kunskap om bergmassans egenskaper i dessa stora volymer berg, samt svårigheten att göra observationer och mätningar av beteendet under jord (i hängväggen). Tidigare prognoser för Kiruna har baserats på jämviktsanalyser (stelkroppsanalys) ibland i kombination med empiriska villkor, främst s k sprickvinklar. Sprickvinkeln definieras som vinkeln från horisontalplanet till en linje mellan studerad brytningsnivå och observerad spricka på markytan. Begreppet kan göras mer allmänt genom att använda benämningen gränsvinkel, som vinkeln till en definierad gräns på markytan, t ex uppmätt deformation. Träffsäkerheten i de tidigare prognoserna varierar men kan generellt sett sägas vara dålig (i vissa fall för optimistisk och i andra fall för pessimistisk prognos).

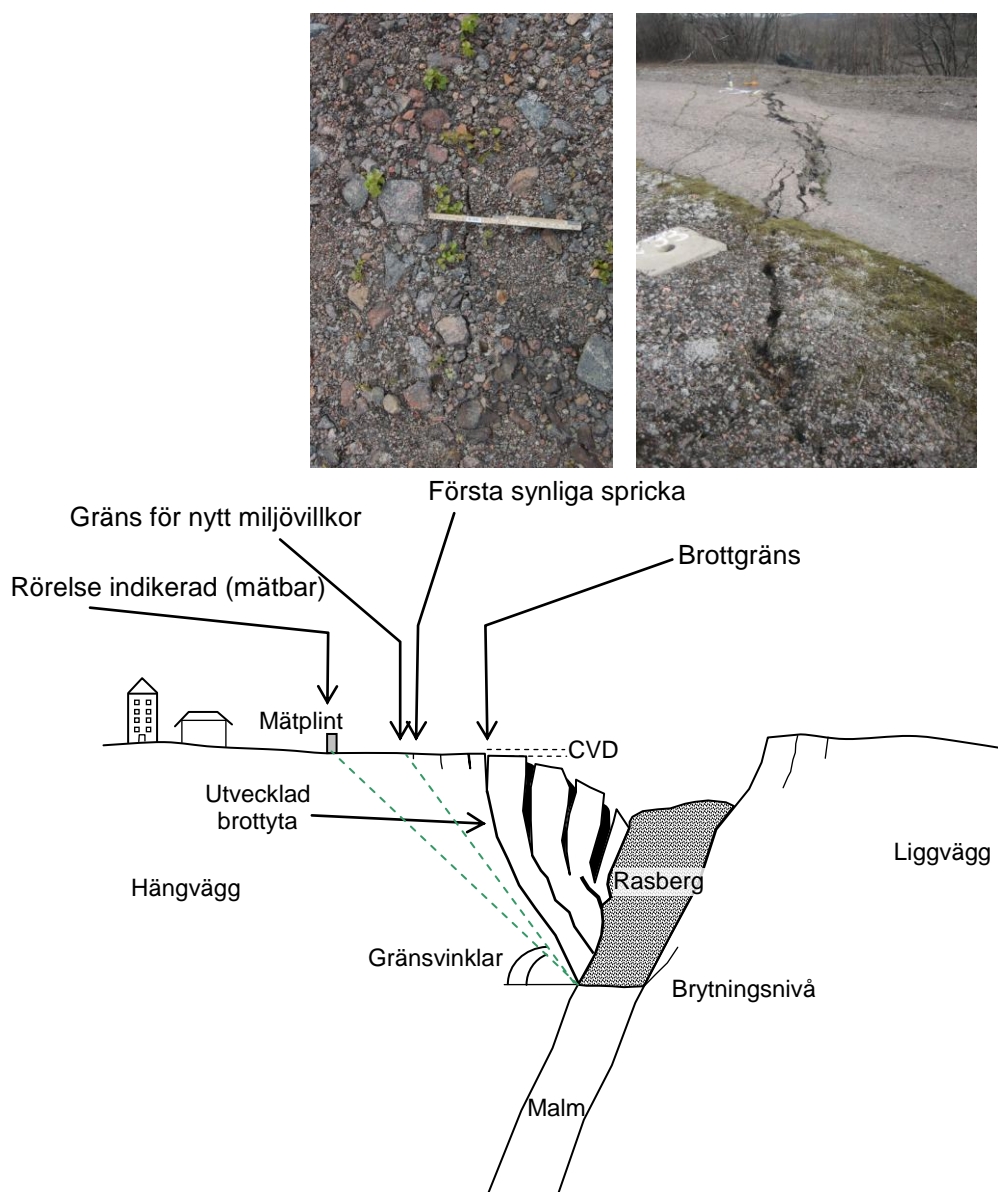
Under 2009 togs en uppdaterad prognosmetodik fram. För Kiruna bygger metodiken på en kombination av beräkningar, analyser av mätdata, och empiriska samband. För Malmberget används (hittills) en empirisk metodik. För prognos av deformationspåverkan på hängväggen av Kiirunavaara malmkropp har följande analyser nyttjats, (se också Figur 5):

- ***Tvådimensionell numerisk modellanalys för bestämning av brottgräns.***
Den metodik som presenterades av Villegas & Nordlund (2008) nyttjades med förnyad kalibrering mot mätvärden och aktuella förhållanden. Brottgränsen antas motsvara en fullt utvecklad brottyta i hängväggen och s k kritisk vertikal deformation på markytan (CVD).
- ***Deformationsmönster – empirisk analys.***
Kurvanpassningar av uppmätta deformationer enligt Villegas (2010) har använts för att uppskatta gränser för deformationsområdets utbredning.
- ***Gränsvinklar.***
Empiriska data på gränsvinklar för gränsen för rörelse indikerad (2 cm) samt gräns för miljövillkor baserat på mätningar och observationer.
- ***Tredimensionell numerisk analys av Sjömalmen.***
En tredimensionell beräkningsmodell har kalibrerats mot observationer och mätningar i Sjömalmsområdet. Modellen har därefter analyserats för planerad framtida brytning och deformationspåverkan på markytan har beräknats (Hakami m fl, 2010).

En kombination av numeriska och empiriska metoder är nödvändig, tillsammans med en ingenjörsmässig bedömning, för att ta fram en så tillförlitlig prognos som möjligt. I detta arbete har en sammanvägd bedömning gjorts, i vilken även en värdering av tillförlitlighet och representativitet för respektive dataset och analysmetod gjorts, varefter prognoslinjer för olika årtal konstruerats (2013, 2018, 2023), se Figur 6. Prognoserna kontrolleras årligen mot observationer och mätningar och revideras vid behov.

Precisionen i prognoserna behöver fortfarande förbättras och som ett led i detta finansierar LKAB ett antal forskningsprojekt inom ämnet. Två doktorandprojekt pågår inom Hjalmar Lundbohm Research Centre (HLRC) vilka skall resultera i framtagande av bl a

beräkningsmodeller för långsiktiga prognoser av markdeformationer i Kiruna och en systematisk kunskapsuppbyggnad inom området (Villegas, 2008; Mose Jensen, 2010). Båda dessa projekt beräknas vara klara (med doktorsexamen) under 2011. Vidare har ett projekt om stabilitet av takskivor vid skivrasbrytning i Malmberget nyligen påbörjats vid Ltu, också inom ramen för HLRC.



Figur 5 Prognosmetodik för markdeformationer i Kiirunavaara hängvägg – gränstillstånd och markpåverkan.

Methodology for prognosis of ground deformations of the Kiirunavaara hanging wall — limit states and influences on ground behavior.



Figur 6 Prognos av markdeformationer i Kiruna till följd av gruvbrytning – gräns för miljövillkor för år 2013, 2018 och 2023 (brytningsnivåer i huvudmalmen och Sjömalmen inom parentes).

Prognosis of ground deformations in Kiruna due to mining — limit for the environmental criterion for years 2013, 2018, and 2023 (mining levels in the main ore and the Sjömalmen ore in parenthesis).

LKAB deltar också i det internationella forskningsprojektet MMT2 (Mass Mining Technology, del 2). Detta projekt löper under tre år, med avslutning 2012, och är en fortsättning på de tidigare projekten ICS I, ICS II och MMT (var och ett också ett tre-årigt projekt). I detta projekt studeras mekaniken kring massbrytningsmetoder inkluderande rasflöden, karaktärisering, seismisk övervakning samt markdeformationer och uppblockningsmekanismer. De utvecklade verktygen testas på praktikfall, varav Sjömalmen i Kiruna är ett sådant. Detta ger möjlighet till verifiering av verktyg och modeller.

3.2 Järnvägen i Kiruna

Befintlig järnväg i Kiruna är den första större infrastruktur som kommer att påverkas av markdeformationer från gruvbrytningen. För att inte äventyra trafikering av befintlig järnväg har övervakning och prognostisering intensifierats i aktuellt område. En expertgrupp bildades, med representanter från LKAB, Trafikverket och Ltu, och med uppdra-

get att föreslå åtgärder och granska pågående och beslutade åtgärder för att minimera osäkerhet om oförutsedda markrörelser. I uppdraget ingår också att granska och föreslå förbättringar i prognosarbete och uppföljning av deformationer för att absoluta storleken på dessa skall kunna förutses inom rimlig tidshorisont för åtgärdande av befintlig järnväg. Expertgruppens arbete är begränsat till deformationer i berg och på markyta och innefattar inte påverkan på banvall.

Anläggandet av ny järnväg Kiruna pågår med målsättningen att järnvägen skall vara klar för trafikering i oktober 2012. Under 2010 väcktes frågan om bygget skulle behöva forceras ytterligare, i de fall markdeformationerna utvecklas snabbare än hittills. Expertgruppen gjorde en samlad bedömning av detta baserat på nu tillgänglig information vilket inkluderade deformationsmätningar med GPS och extensometer, sprickobservationer på markytan, strukturgeologiska undersökningar samt analyser av deformationsutveckling och strukturers eventuella påverkan.

Ett grundläggande antagande är att det är mycket troligt att järnvägen kan trafikeras på ett säkert sätt så länge som deformationerna kring järnvägen är kontinuerliga (jämna och utan "språng") och inga synliga sprickor uppkommit i läget för järnvägen. Baserat på tillgänglig underlagsmaterial konstaterades att deformationerna kring järnvägen med stor sannolikhet kommer att vara kontinuerliga samt att inga synliga sprickor uppkommer fram till oktober 2012. Baserat på observationer under perioden 2005 till 2010 togs en prognos fram för när första sprickan når järnvägen. Under antagande att den naturliga variationen motsvarar en standardavvikelse är sannolikheten 67 % att den första sprickan inte har nått fram till järnvägen före halvårsskiftet 2012. Data visade också att markdeformationerna är ungefär lika stora i ett område upp till ca 40 m bakom den första synliga sprickan (som vid sprickan). Detta ger alltså en utökad säkerhetsmarginal på ca 40 m relativt den första sprickan, vilket motsvarar knappt 1 år med nuvarande utveckling av markdeformationerna. På grund av de stora osäkerheterna i bedömningsunderlaget bör övervakning och inspektion göras med minst samma omfattning och intervall som idag. Vissa korrigerande åtgärder av spår kommer sannolikt att behövas. Sammantaget gjorde expertgruppen bedömningen att en forcering av arbetet med ny järnväg inte behövs, under förutsättning att befintlig järnväg stängs för trafikering fr o m oktober 2012.

4 DISKUSSION OCH SLUTSATSER

Pågående samhällsomvandling i Kiruna och Malmberget kan sägas vara ett fullskaletest av bergmassans hållfasthet och deformationsbeteende såväl som ett skarpt test av ett samhälles organisations- och planeringsfunktion satt på sin spets. Även om en samhällsomvandling har pågått kontinuerligt sedan gruvbrytningen startade i Kiruna och Malmberget så ställs idag större krav på planeringsprocessen och samverkan med alla intressenter, än vad som var fallet förr.

De krav som ställs på bergmekanisk kunskap är stora i och med att mätningar och prognoser av markdeformationer är det grundläggande underlaget för planeringsarbetet.

Kunskapsnivån har höjts väsentligt under de senaste åren, men fortfarande finns mycket att utveckla. Kunskapen om de fundamentala brottmekanismerna är fortfarande bristfällig, främst beroende på de stora volymer som berörs och svårigheten att instrumentera och observera uppsprickning inne i bergmassan, t ex i en deformerande hängvägg.

I LKABs strategiplan har även långsiktiga (visionära) mål formulerats för fokusområdet omgivningspåverkan, enligt följande:

- Markdeformationer till följd av underjordsbrytning mäts kontinuerligt och i realtid och utan användning av prismor och/eller mätstationer (medger mätning i alla tänkbara punkter på markytan), t ex via InSAR-teknik men med förbättrad och snabbare utvärdering och resultatpresentation.
Tidshorisont (implementerat): år 2021.
- Prognosmodeller för markdeformationer med maximalt 1-2 års fel (vad gäller läge på villkorsgränser) finns framtagna. Prognosmodeller uppdateras kontinuerligt och resultat kan tas fram på kort tid (dagar) för att beskriva konsekvenser av liggande produktionsplaner.
Tidshorisont (implementerat): år 2021.

REFERENSER

- Hakami, E., Sainsbury, B-A., Mas Ivars, D. & Ekneligoda, T. 2010. *Numerical simulation of cave propagation and subsidence due to future mining of the Lake Ore Body*. LKAB Utredning TG 10-788. 2010-04-26.
- Mose Jensen, M-B. 2010. *The Kirunavaara hangingwall: a geophysical and petrophysical analysis*. Licentiate Thesis, Division of Geosciences, Luleå University of Technology, Sweden.
- Villegas, T. F. 2008. *Numerical Analyses of the Hangingwall at the Kiirunavaara Mine*. Licentiate Thesis 2008:11, Division of Mining and Geotechnical Engineering, Luleå University of Technology, Sweden.
- Villegas, T. F. 2010. *Time Dependent Deformation Behaviour of the Hangingwall at the Kiirunavaara Mine and its Effect on the Railway*. Technical Report, Luleå University of Technology (in preparation).
- Villegas, T. F. & Nordlund, E. 2008. Numerical analyses of the hangingwall failure at the Kiirunavaara mine. *Proc. MassMin 2008 5th International Conference and Exhibition on Mass Mining (Luleå, June 9–11, 2008)*, pp. 729–838. Luleå: Luleå University of Technology
- Wettainen, T., Sjöberg, J. & Dahnér, C. 2011. Analys och prognostisering av uppblockning i Printzsköld. *Bergmekanikdag 2011 - Föredrag (Stockholm, 14 mars 2011)*. Stockholm: Stiftelsen Bergteknisk Forskning – BeFo.

ANALYS OCH PROGNOTISERING AV UPPBLOCKNING I PRINTZSKÖLD

Analysis and prognosis of caving in Printzsköld

Thomas Wettainen, LKAB

Jonny Sjöberg, Itasca Consultants AB (tidigare vid LKAB)

Christina Dahnér-Lindqvist, LKAB

SAMMANFATTNING

Vid LKABs gruva i Malmberget tillämpas metoden skivrasbrytning. När en malmkropp börjar brytas under jord och inte vid markytan bildas ett hålrum som gradvis blockerar upp. En kritisk utrymningsväg löper ca 400 meter ovanför en tidigare obruten del av malmkroppen Printzsköld. Det är därmed av intresse hur länge utrymningsvägens funktion kan upprätthållas. Baserat på analys av den seismiska aktivitet som uppblockning ger upphov till, har uppblockningshastigheten under utrymningsvägen bedömts bli 40 meter per år vid kontinuerlig produktion. Denna hastighet råder i homogent berg utan storskaliga strukturer, och medför att utrymningsvägen bör stängas 2018 för bibehållen säkerhet. Analysen visade också att storskaliga vertikala strukturer kan påskynda förloppet avsevärt. Uppblockning till dagen förväntas ske i anslutning till en sådan struktur i slutet av 2011.

SUMMARY

Mining with sublevel caving is used at the LKAB Malmberget mine. When an orebody is mined from below the surface a gradually caving void will form. A critical emergency exit is located 400 meters above a previously unmined part of the orebody Printzsköld. As a consequence, it is essential to estimate how long the emergency exit will be functional. Based on the seismic activity that occurs during caving, the caving rate below the emergency exit is predicted to be 40 meters per year during continuous production. This rate is valid in homogenous rock without structures, and will make closing of the emergency exit necessary in 2018 not to jeopardize safety. The analysis also showed that large-scale vertical structures can expedite the process significantly. Cave propagation to the surface is expected to take place adjacent to such a structure in late 2011.

1 PROBLEMBESKRIVNING

1.1 Bakgrund

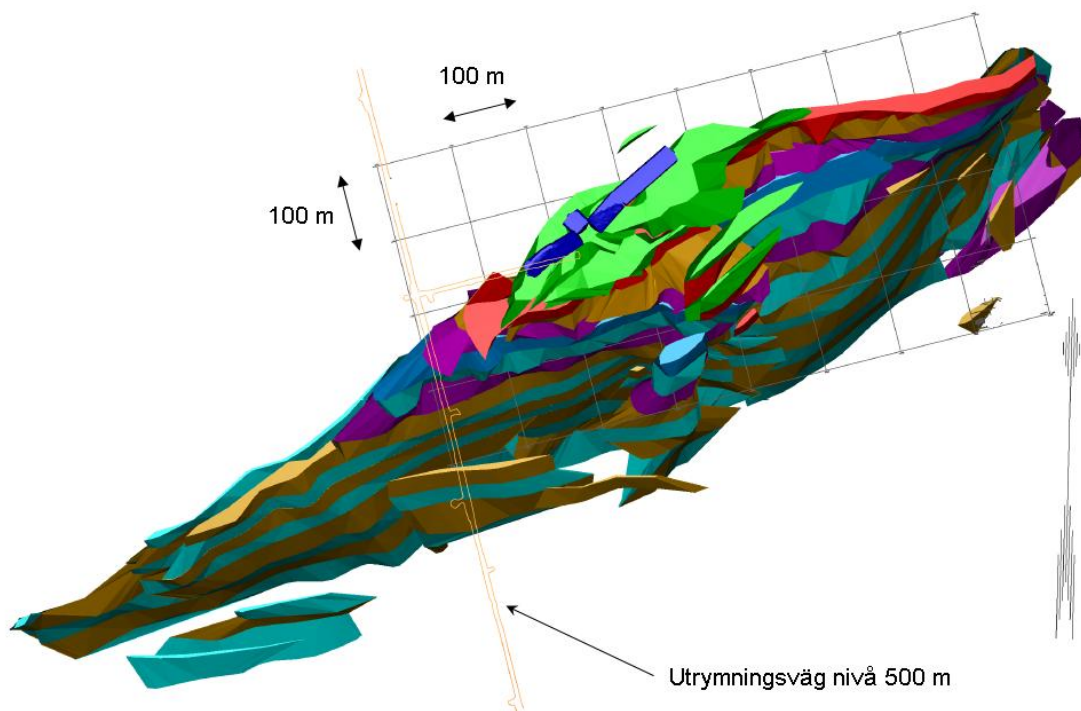
Malmfältet i Malmberget är ca 5 km långt och 2 km brett och gruvan omfattar ett 20-tal malmkroppar varav ca hälften är i produktion. Printzsköld är en av dessa malmkroppar. Produktionsplanen för 2011 är ca 14 Mt magnetit och ca 1 Mt hematit. All brytning sker idag under jord med brytningsmetoden Storskalig skivrasbrytning. Eftersom det råder stora olikheter mellan malmkropparnas geometrier och bergkvalité anpassas brytningsmetoden efter respektive malmkropp med avseende på skivhöjd, ortavstånd och tvärgående eller längsgående ortar.

Brytningsmetoden medför betydande omgivningspåverkan. I de malmkroppar där brytningen påbörjas under jord kommer ett hålrum att bildas. Detta hålrum växer och utvidgas allteftersom brytningen pågår, dels nedåt på grund av produktionen men även uppåt på grund av att bergmassa i taket går i brott. Denna process leder slutligen till att hålrummet bryter igenom till dagytan. I de malmkroppar där produktionen har startat i form av ett dagbrott eller där hålrummet redan har brutit igenom till dagytan så försvas hängväggen successivt med progressiva deformationer av markytan som följd.

1.2 Problembeskrivning

Malmkroppen Printzsköld stryker 40° från magnetiskt nord, stupar 60° sydost och fältstugar mot sydväst. Medelbredden är ca 50 m. Brytningen påbörjades på nivå 780 m avvägning, 600 m under markytan. Malmkroppen blir längre med djupet. På första produktionsnivån, 780 m, var den ca 400 m lång och på dagens produktionsnivå, 920 m, är den 900 m.

På nivå 500 m, motsvarande 420 m ovanför malmkroppen, löper en för gruvan kritisk utrymningsväg. Brytning direkt under utrymningsvägen påbörjas på nivå 920 m i samband med att malmkroppen växer mot sydväst, se Figur 1 och Figur 3. Då drivning av en ersättande utrymningsväg är mycket kostsam men framförallt kommer att ta många år så är det av stor vikt att upprätta en prognos för livslängden på befintlig utrymningsväg med förutsättningen att full produktion utan avbrott kan bedrivas i Printzsköld. Detta är det primära syftet med detta arbete. Det är även av intresse att erhålla en prognos för när hålrummet har växt upp och brutit igenom dagytan då samhället ligger i anslutning till de djupare delarna av malmkroppen.



Figur 1 Horisontalvy över malmkroppen Printzsköld tillsammans med utrymningsväg.

A horisontal projection of the Printzsköld orebody with the emergency exit.

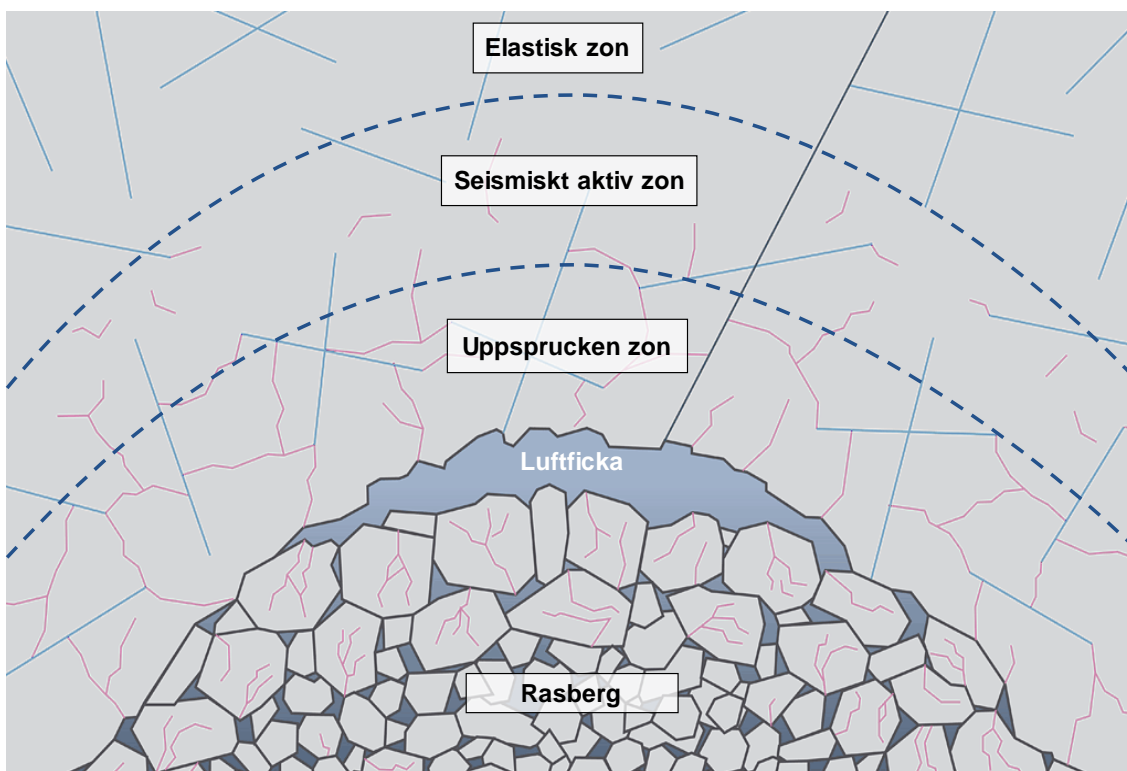
2 UPBLOCKNINGSMEKANISMER

Malmutvinning med rasbrytningsmetoder inducerar uppblockning i malmkroppen och delar av omgivande berg. Man kan särskilja mellan tre olika mekanismer för uppblockning (Brown, 2007):

- **Gravitativ** (eng. "gravity or stress release caving").
Uppblockning sker till följd av avlastning eller uppkomst av dragspänningar i bergmassan. Denna mekanism är vanligast i sprickrikt berg, samt för fall då primärspänningarna (i synnerhet de horisontella) är låga.
- **Spänningsrelaterad** (eng. "stress caving").
Uppblockning sker till följd av uppsprickning i bergmassan orsakad av höga tryckspänningar. Naturligt förekommande sprickor kan också aktiveras och utsättas för skjuvning vilket ytterligare påskyndar uppblockningen.
- **Strukturrelaterad** (eng. "subsidence caving").
I detta fall sker uppblockning längs storskaliga, ofta vertikala, strukturer i bergmassan, vilket kan ge en snabb uppblockningsprocess.

En konceptuell modell för spänningsrelaterad uppblockning presenterades av Duplancic & Brady (1999) och Duplancic (2001). I denna beskrivs fyra olika zoner, se Figur 2.

- **Elastisk zon.**
Bergmassan beter sig elastiskt och såväl spänningsförhållanden som bergmassans egenskaper är opåverkade av rasbrytningen.
- **Seismiskt aktiv zon.**
Spänningskoncentrationer uppkommer i denna zon (på grund av spänningsomfördelning runt uppblockningsområdet) vilket ger lokalt brott i bergmassan och/eller inducerar skjuvning längs diskontinuiteter. I bägge fallen uppkommer seismisk aktivitet, vilket alltså är en indikation på pågående uppsprickning i bergmassan.
- **Uppsprucken zon.**
Bergmassan i denna zon är uppsprucken och har överskridit sin hållfasthet. Ingen seismisk aktivitet härrör normalt sett från denna zon.
- **Rasberg.**
Denna zon motsvarar fullständigt uppblockat berg som är i rörelse.



Figur 2 Schematisk bild över olika zoner i uppblockningsprocessen (modifierad från Duplancic, 2001).

Schematic figure showing different zones developing above a caving ore body (modified from Duplancic, 2001).

I de fall då den uppspruckna zonen fortfarande har en del kohesion eller draghållfasthet, utvecklas vanligen en luftficka mellan rasberget och den uppspruckna zonen. Ovanstående principer gäller, i större eller mindre omfattning, för all sorts rasbrytning. Processen är kontinuerlig så länge brytning fortskrider, och den elastiska zonen blir alltefter som en seismiskt aktiv zon, medan den tidigare seismiskt aktiva zonen övergår till uppsprucken zon, o s v.

De primära faktorer som styr uppblockning ovanför en malmkropp är spänningsförhållandena (inducerade spänningar), bergmassans hållfasthet, samt sprickmönster och förekomst av storskaliga geologiska strukturer. Hastigheten på uppblockningen har visat sig variera relativt mycket mellan olika gruvor och olika områden i enskilda gruvor. Värden på mellan 5 och 400 m/år har angetts i litteraturen (Szwedzicki m fl, 2004; Sjöberg, 2010). Empiriska metoder för att förutsäga hur och när uppblockning sker är därför av begränsad nytta om inte hänsyn tas till de platsspecifika förhållandena.

3 ANALYS

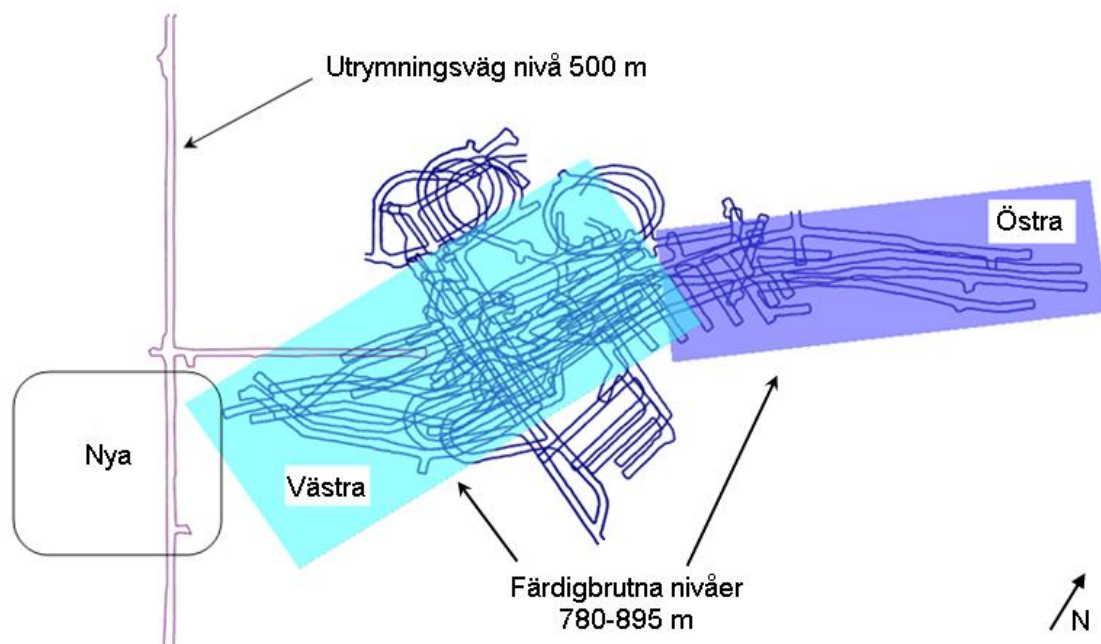
3.1 Gruvseismologi

Gruvan i Malmberget har ett väl utbyggt system för övervakning av brytningsinducerad seismisk aktivitet. Brott samt rörelser i bergmassan som sker vid spännings- och strukturellrelaterad uppblockning medför energifrigörelse i form av seismiska vågor vilket skapar seismiska händelser. Dessa registreras löpande av omkring 140 strategiskt utplacerade geofoner. Händelserna kan sedan analyseras med avseende på läge, magnitud och utlösande mekanism. De seismiska vågorna består främst av två komponenter, en skjuv- våg och en tryckvåg. Genom att jämföra energiinnehållet, E_S/E_P -förhållandet, framgår om händelsen uppstod till följd av ett lokalt hållfasthetsbrott eller en skjuvrörelse.

- $E_S/E_P \geq 10$ indikerar en skjuvrelaterad händelse (Boatwright och Fletcher, 1984).
- $E_S/E_P \leq 3$ indikerar en spänningsrelaterad händelse (Urbancic m fl, 1992).

3.2 Uppblockningsförlopp

Seismikdata för Printzsköld finns tillgänglig från och med maj 2005, fem år efter att brytningen på de översta nivåerna startade. Den seismiskt aktiva zonens läge ovanför malmkroppen Printzsköld har uppskattats månad för månad. Detta ger således en indikation på uppblockningshastigheten. Endast månader där produktion i form av rasbergsutlastning pågått har beaktats. Analysen omfattade två olika områden i malmkroppen, benämnda Västra och Östra Printzsköld, där brytning påbörjats under fast berg och därmed skapat uppblockande brytningsrum. Området där brytningsnivå 920 m kommer att sträcka sig in under utrymningsvägen benämns Nya Printzsköld, se Figur 3.

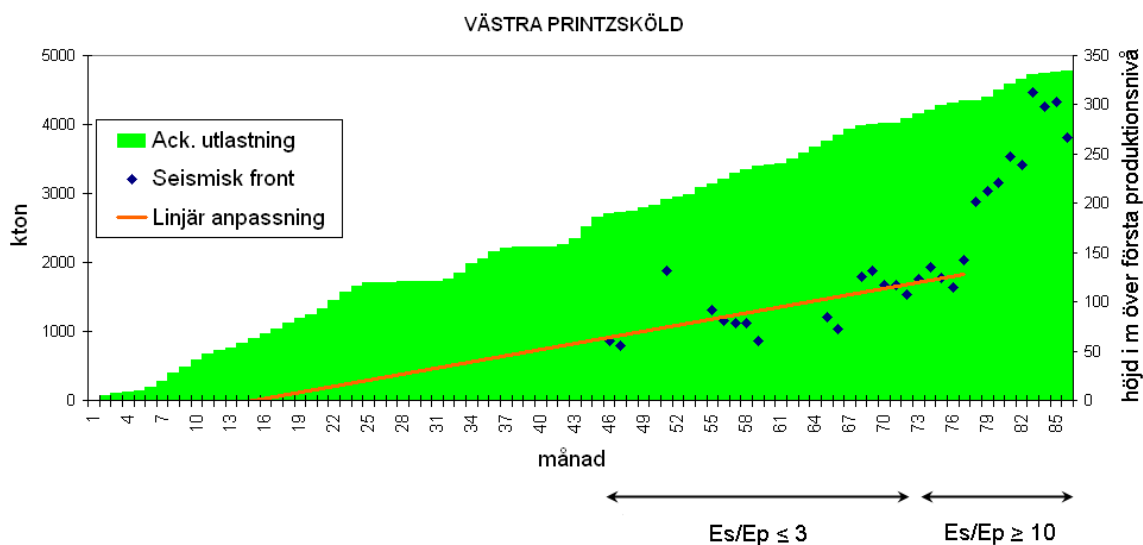


Figur 3 Horisontalvy av analyserade områden i malmkroppen Printzsköld.
Horizontal projection of analyzed areas in the Printzsköld orebody.

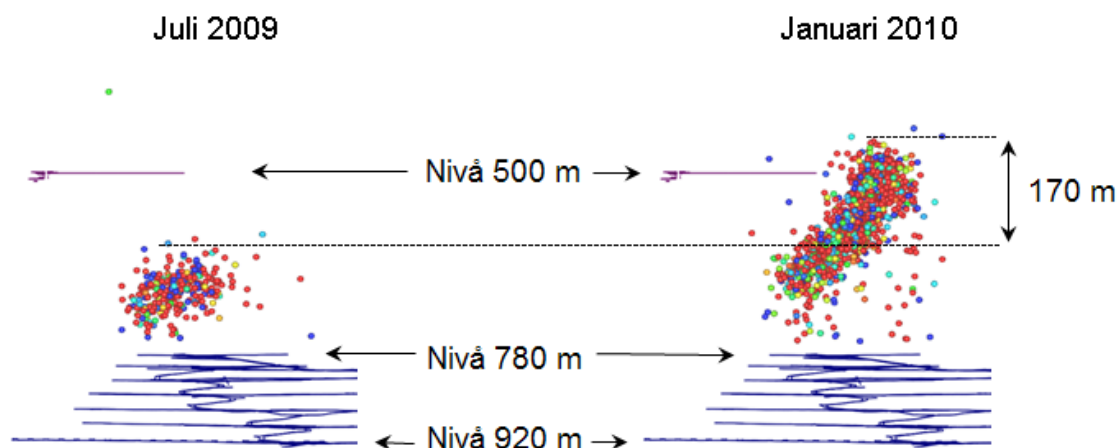
För Västra Printzsköld har två distinkt åtskilda uppblockningshastigheter konstaterats. 25 meter per år i kombination med lågt medianvärde för händelsernas E_s/E_P -förhållande, och motsvarande 340 meter per år i kombination med högt medianvärde på E_s/E_P -förhållandet, se Figur 4. För Östra Printzsköld konstaterades enbart hastigheten 28 meter per år, detta i kombination med lågt medianvärde för händelsernas E_s/E_P -förhållande. Det framgick även att den seismiskt aktiva zonen propagerar linjärt vid spänningsrelaterad uppblockning, vilket huvudsakligen förknippas med lågt E_s/E_P -förhållande. I Figur 5 visas den seismiskt aktiva zonen vertikala propagering i Västra Printzsköld under en sexmånadersperiod där medianvärdet på händelsernas E_s/E_P -förhållande var högt och strukturellrelaterad uppblockning dominerade.

3.3 Geologi

Omgivande bergmassa domineras av granit och leptiter men närmast malmkroppen förekommer stora mängder biotit, framförallt runt östra delen och vid hängväggen. Enaxiella tester på borrhärdar har utförts. Granit har hållfastheten $\sigma_c=184$ MPa medan de olika varianterna leptit har hållfastheten $200 < \sigma_c < 270$ MPa. Med hjälp av karteringsdata från nivåerna 780 och 800 m har RMR beräknats till 71 (Granljung, 1999).



Figur 4 Produktion och seismiska frontens läge i Västra Printzsköld.
Production and position of the seismic front in Västra Printzsköld.

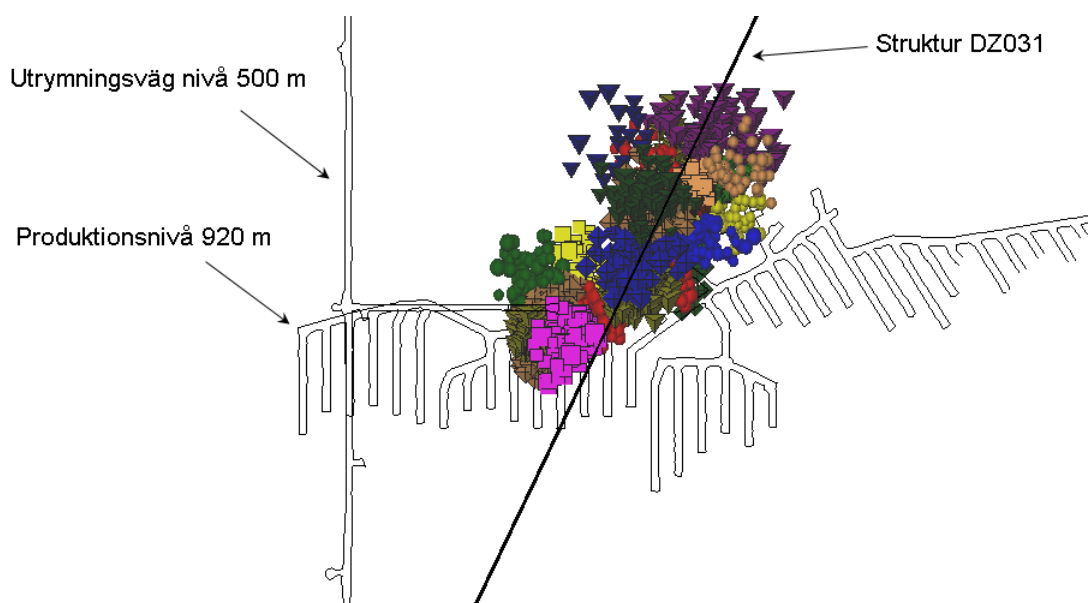


Figur 5 Vertikalvy av seismisk aktivitet i Västra Printzsköld.
Vertical projection of seismic activity in Västra Printzsköld.

3.4 Strukturer

Malmfältet är mycket tektoniskt påverkat med en komplex strukturgeologi som konsekvens. Strukturellt dominerar plastisk foliation eller bandning bildade under höga tryck och temperaturer. Dessa strukturer kan reaktiveras och bildar då foliationsparallella spröda sprickor. Malmkropparnas veckning följer i de flesta fall foliationen (Magnor

och Mattsson, 2010). I Printzskölds omedelbara närhet har tre geologiska deformationszoner identifierats. Markant ökad uppblockningshastighet i kombination med högt medianvärde på E_s/E_p -förhållandet tyder på att åtminstone en av dessa är seismiskt aktiv. Den strukturgeologiska modellen över Malmerberget har jämförts med de seismiska händelser i Printzsköld vars E_s/E_p -förhållande är höga. Resultatet bekräftar att den vertikala strukturen DZ031 existerar och att uppblockning med förhöjd hastighet har skett i anslutning till denna, se Figur 6.



Figur 6 Horisontalvy av seismiskt aktiv struktur och seismiska händelser med högt E_s/E_p -förhållande i Printzsköld.

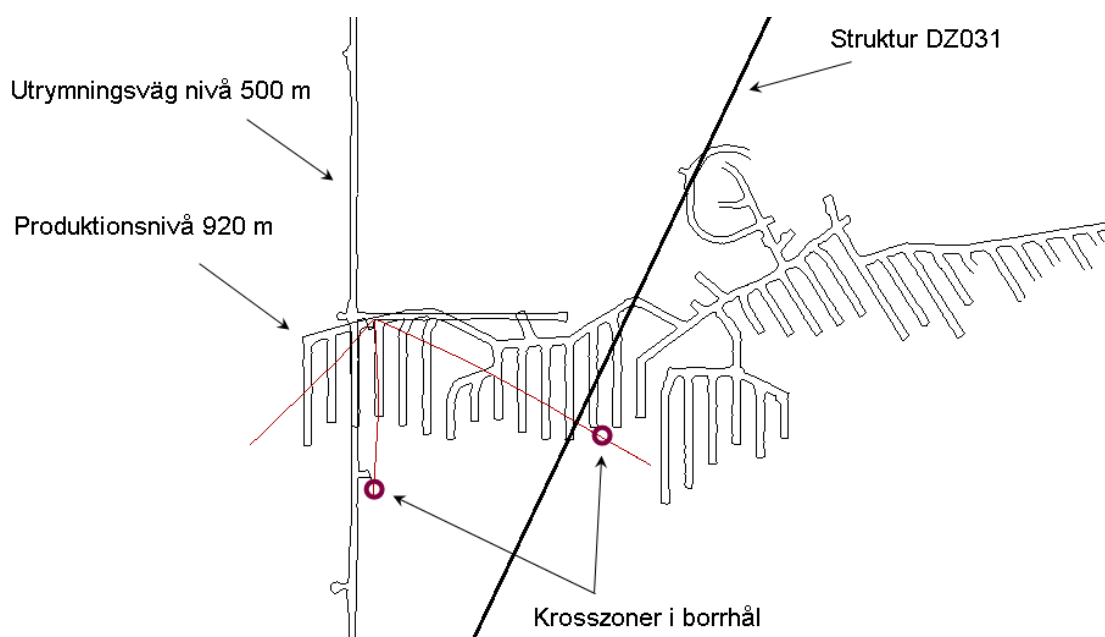
Horizontal projection of seismically active structure and seismic events with high E_s/E_p -ratio in Printzsköld.

3.5 Spänningsjämförelse

En spänningsanalys har genomförts i syfte att uppskatta hur mycket de uppblockningsdrivande spänningarna på den nya nivån 920 m initiiellt skiljer sig från de tidigare startnivåerna 100 m högre upp. Malmkroppen är även bredare på nivå 920 m än högre upp och har därmed större spänningsomledande verkan. Eftersom malmkroppen är avlång och största primärspänningen verkar vinkelrätt mot denna har plant deformationstillstånd antagits. Primärspänningar bestämda genom hydraulisk spräckning och efterföljande spänningskalibrering med en tredimensionell modell (se Sjöberg, 2008) har nyttjats. Kvoten mellan spänningarna för de två fallen har beräknats var femte meter från orttaket och 100 m upp med en linjärelastisk beräkningsmodell. Analysen visade att spänningarna som mest kommer att bli 50 % högre i Nya Printzsköld.

3.6 Undersökningsborrning och kartering

Den seismiska analysen visade att strukturer kan ha stor inverkan på uppblockningsförloppet. Med anledning av detta har undersökningsborrning med diamantborrigg och efterföljande bergmekanisk kärnkartering genomförts. Från utrymningsvägen på nivå 500 m borrades två hål med 55° lutning ner i Nya Printzsköld och ett flackt hål mot den kända strukturen DZ031 för verifiering. DZ031 kunde sedan bekräftas genom en krosszon omgiven av kraftigt varierande bergkvalitet. Ytterligare en krosszon omgiven av zoner med sämre bergkvalitet återfanns i ett av borrhålen under utrymningsvägen, se Figur 7. Om dessa härrör från en vertikal struktur liknande DZ031 kommer den sannolikt att påverka uppblockningsförloppet.



Figur 7 Horisontalvy av borrhål för bergmekanisk kärnkartering.
Horizontal projection of drill holes for core logging.

4 PROGNOSEN

4.1 Utrymningsvägens livslängd

Analysen visade att den hittillsvarande spänningsrelaterade uppblockningen i Printzsköld har skett med 25-28 meter per år. Spänningssituationen kommer dock att skilja sig i Nya Printzsköld. Spänningsrelaterad uppblockning styrs till stor del av de brytningsinducerade spänningarna. Det kan därmed vara rimligt att anta att 50 % högre spänningar också medför 50 % högre uppblockningshastighet. Om inga storskaliga vertikala strukturer påverkar förloppet kommer uppblockningen i homogent berg således att ske med hastigheten 40 meter per år. 100 meter intakt berg under utrym-

ningsvägen föreslås vara gränsen för att säkert upprätthålla utrymningsvägens funktion. Den seismiskt aktiva zonen kan därmed tillåtas propagera 320 m uppåt från nivå 920 m innan utrymningsvägen på nivå 500 m måste stängas. I homogent berg uppnås då toleransgränsen 8 år efter brytningsstart vilket innebär år 2018.

Den bergmekaniska karteringen av borrhärdar påvisade dock en anomali som kan härröra från en vertikal struktur och därmed eventuellt orsaka övergång till strukturrelaterad uppblockning. Detta riskerar att ske när produktionsområdet kommer i kontakt med den potentiella strukturen, vilket inträffar på nivå 996 m år 2015. Toleransgränsen skulle då kunna uppnås på några få månader. En stängning av utrymningsvägen under 2015 är därmed att betrakta som "worst case scenario".

4.2 Uppblockning till markyta

En seismisk refraktionsmätning av markytan ovanför Printzsköld har visat på zoner med ökad sprickighet i det ytliga berget (Lindkvist, 1999). Det är troligt att dessa är kopplade till strukturen DZ031, vars existens nu har påvisats med flera av varandra oberoende metoder. Uppblockningen ovanför malmkroppen kommer sannolikt att fortsätta i anslutning till strukturen och med tiden nå markytan. Hastigheten har uppskattats till motsvarande 340 meter per år vid kontinuerlig produktion. Malmkroppen Printzsköld är emellertid stor och endast produktion i anslutning till läget för DZ031 förmodas driva den strukturellerade uppblockningen. I prognosen bedöms drygt 50 % av framtida utlastad volym från Printzsköld vara av betydelse i sammanhanget. Omsatt i tid innebär det att uppblockning till markytan kan förväntas i slutet av 2011. Uppblockningen sker inom redan instängslat område i Malmberget. Detta förlopp bedöms inte heller påverka utrymningsvägen som är belägen ovanför en annan del av malmkroppen.

5 SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER

Mätning och prognostisering av uppblockningsförlopp är ingen trivial uppgift. Förloppet varierar mellan olika gruvor och även inom samma gruva kan stora variationer förekomma. Analysen av uppblockning i malmkroppen Printzsköld har emellertid varit möjlig att utföra med tillförlitliga och relevanta indata, tack vare det väl utbyggda seismiska övervakningssystemet. Resultaten borde därför kunna utgöra en god grund för fortsatt produktionsplanering. Baserat på arbetet i denna studie som bygger på gällande produktionsplanering våren 2010 kunde följande slutsatser och rekommendationer presenteras:

- Utrymningsvägen ska stängas senast 2018.
- Beredskap bör dock finnas att stänga utrymningsvägen redan 2015 beroende på de struktureologiska förhållandena.

Den primära övervakningen av uppblockningsförloppet bör baseras på seismisk aktivitet i en kontrollvolym under utrymningsvägen. Speciell vikt ska läggas vid händelsernas E_s/E_P -förhållande. Ett omslag från låga till höga värden kan påvisa aktivering av en struktur och förebåda ett hastigare förlopp. Kompletterande övervakning bör ske med direkta metoder såsom koaxialkablar och extensometer. Koaxialkablar mäter skjuvdeformationer och installeras lämpligen i de två hål som borrades för bergmekanisk kartering i Nya Printzsköld. Dessa har en lämplig lutning i vad som utgör uppblockningszonen under utrymningsvägen. Vidare bör en vertikal extensometer installeras från utrymningsvägen ner mot den potentiella struktur som påvisades i karteringen.

REFERENSER

Boatwright, J. och Fletcher, J.B. 1984. The partition of radiated energy between P and S waves. *Bull. Seismol. Soc. Am.*

Brown, E. T. 2007. *Block Caving Geomechanics*. Second edition. Indooroopilly: Julius Kruttschnitt Mineral Research Centre. ISBN 978-0-98003622-0-6.

Duplancic, P. 2001. *Characterisation of caving mechanisms through analysis of stress and seismicity*. PhD thesis, Department of Civil and Resource Engineering, University of Western Australia.

Duplancic, P. & Brady, B.H.G. 1999. *Characterization of caving mechanisms by analysis of seismicity and rock stress*. In *Proceedings, 9th International Congress on Rock Mechanics (Paris, 1999), Vol. 2*, pp. 1049-1053. Rotterdam: A. A. Balkema.

Gränljung, M. 1999. *Bergmekaniskt övervakningssystem vad Printzsköldmalmen*. Examensarbete. Luleå tekniska universitet. 1999:276 CIV.

Lindqvist, G. 1999. *Seismiska mätningar i Malmberget*. Rapport. MRM konsult, Luleå. MRAP 99020.

Magnor, B och Mattsson, H. .2010. *Strukturgeologisk modell över Malmbergets gruvområde*. Rapport. Hifab, Geovista.

Sjöberg, J. 2008. Three-Dimensional Unit Stress Tensor Modeling of Complex Orebody Geometry. *Proc 42nd US Rock Mechanics Symposium and 2nd U.S.-Canada Rock Mechanics Symposium (San Fransisco, June 29—July 2, 2008)*. American Rock Mechanics Association (produced by Omnipress, CD-ROM).

Sjöberg, J. 2010. *The Fabian Orebody Crown Pillar — Stability Assessment and Future Scenarios*. LKAB Utredning TG 10-794. 2010-11-25.

Szwedzicki, T., Widijanto, E. & Sinaga, F. 2004. *Propagation of a caving zone*. Case study to Conference and Exhibition on Mass Mining, 2004, Santiago.

Urbancic, T. I., Young, R. P., Bird, S. och Bawden, W. 1992. Microseismic source parameters and their use in characterizing rock mass behaviour: considerations from Strathcona mine. *Proceedings from 94th annual general meeting of CIM. Rock Mechanics and Strata Control Sessions, Montreal.*

Wettainen, T. (2010) *Analys och prognostisering av uppblockning i Printzsköld. Examensarbete.* Luleå tekniska universitet. 2010:143 CIV. ISSN: 1402-1617.

EXPERIMENTELL STUDIE AV TERMISK SPJÄLKNING HOS STENBLOCK UTSATTA FÖR BRAND/VÄRME

Experimental study of thermal spalling on rock blocks exposed to different fire/heating conditions

*Ping Zhang, Erling Nordlund, Ganesh Mainali, Christine Saiang — Luleå Tekniska
Universitet*

Robert Jansson — SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut

SAMMANFATTNING

En serie ungstorkade respektive vattenmättade block av granit, gabbro och skiffer upphettades med hjälp av en ugn för att simulera en tunnelbrand. Bergartstyperna valdes för att representera tre olika typer av beteende. Omfattande explosiv spjälkning inträffade på granitblocken. Fenomenet var speciellt intensivt då blocken var vattenmättade. Spjälkningen var troligen orsakad av en kombination av portryck och uppsprickning på grund av höga temperaturinducerade tryckspänningar. Gabbroblockens beteende karakteriserades av omfattande makroskopisk termisk uppsprickning (genomgående sprickor). Endast små flisor avspjälkades från den upphettade ytan. Eftersom skifferna består av lager med varierande hållfasthet, påverkar detta beteendet vid upphettning. Det lager med hög relativ hållfasthet närmast den upphettade ytan, expanderade mer än de inre lagren. Delaminering inträffade därför under upphettningen. Trots att de testade bergarterna har väldigt låg porositet, var det en skillnad i beteende mellan de ungstorkade och de vattenmättade blocken när de utsattes för upphettning.

SUMMARY

A group of oven-dried and water-stored granite, gabbro and schist blocks were heated on a small furnace and by a small blowtorch, to simulate different fires. It is concluded that the tested rocks present rather different behaviours. Substantial explosive spalling occurred on granite, especially when it was water-stored. The spalling was probably caused by a combination of pore pressure and fracturing associated with high compressive thermal stress. There were a large amount of thermal fractures at macroscopic level on the surface and inside the gabbro block, but only a few small chips flew off the surface during heating. The layered schist had low interfacial bond strength. The layer closest to the heated surface expanded at a higher rate than the inner layers, therefore delaminating occurred during heating. Furthermore, although the water content is very low for these three hard rocks, it still affects their mechanical response in different ways during heating.

INTRODUCTION

The damages caused by tunnel fires were extensive and have led to an intensive debate and initiated research about tunnel safety in Europe and in the rest of the world [1]. According to some statistics on Swedish railroad tunnels [2], 6% do not have any reinforcement at all, while 38% have selective reinforcement (with spot bolting and shotcrete in a few places). When the shotcrete lining is thin or non-existent, the rock will quickly be exposed to high temperatures caused by a tunnel fire [3]. Rock with thicker shotcrete lining may also be exposed if spalling of the shotcrete occurs.

The phenomenon of thermal spalling has been observed for some rocks exposed to high temperature [4] and considerable risks of fallouts during and after tunnel fires have also been pointed out [1, 5]. However, until now extensive research efforts have mostly been focused on understanding the phenomenon of fire-induced thermal spalling of concrete [6-8], without noticing the area of fire-induced spalling of rock. Only a few fire tests have been conducted on sedimentary rock [4, 9].

In order to consider the effect of real fire (large and widespread fire as well as small and localized fire) on rock spalling, a series of one-sided uniform and local surface heating tests have conducted by using standard/hydrocarbon fire curves on three Fennoscandian igneous and metamorphic rocks, granite, gabbro and schist in this study. The objective of this experimental study is to investigate the behaviour of three Fennoscandian rock types under different fires and improve the understanding of their thermal response.

LABORATORY TESTING

Rock descriptions

The granite is a pale grey, medium grained rock. The gabbro is a grey, coarse grained rock which consists entirely of plagioclase feldspar. Both the granite and gabbro have a granular structure. The schist is light grey in colour and consists of fine to medium grains. It exhibits pronounced foliation of muscovite (mica) rich and quartz rich bands/layers with thickness from 1 to 10 mm. The mineral composition of those rocks was determined using petrographic modal analysis and is presented in Table 1.

Table 1 Mineral composition of granite, gabbro and schist (%).

Rock types	Quartz	Plagioclase	Alkali feldspar	Biotite	Pyroxene	Muscovite	Hornblende	Others
Gabbro	/	92	/	3	4	/	/	1
Granite	63.7	20.1	9.9	6.2	/	/	/	0.1
Schist	40	10		5	/	40	4	1

Sample preparation

The size of the blocks was 600 mm × 500 mm × 300 mm. To study the influence of water saturation on spalling, oven-dried and water-stored rock blocks were prepared.

The oven-dried rock blocks were dried in an oven using a very slow heating rate (increasing around 10 °C per hour) until 105 °C. The water-stored blocks were placed in a container and had been stored under water for 17 and 85 days before uniform and local surface heating tests. The water content was measured indirectly by measuring the mass variation of a group of rock cores which had been stored under the same water condition as the rock blocks. The detailed preparation can be found in [10]. All the tested rock blocks and their testing conditions are listed in Table 2.

Table 2 Rock types and their conditions.

Rock types	Oven-dried (with thermocouples)	Water-stored* (with thermocouples)	Water-stored* (without thermocouples)
Gabbro	A7**, A4	A5**, A3 (wc: 0.07%)	A1(wc: 0.07%)
Granite	G7**, G3	G4**, G2 (wc: 0.20%)	G1(wc: 0.20%)
Schist	S7**, S3	S4**, S1(wc: 0.14%)	S2(wc: 0.14%)

*wc is water content based on the rock core measurements. Blocks marked with ** were tested under local surface heating condition.

Test set-up and measurement

Uniform surface heating test

A small furnace was used in the one-sided uniform surface heating test series at SP, Borås. The schematic diagram of the test set-up is shown in Figure 1. The temperature in the furnace was controlled by a 1 mm shielded type K thermocouple. Although the gas temperatures during a fire was designed to follow the hydrocarbon (HC) time-temperature curve, see Figure 2, it was found impossible after several minutes heating due to inadequate heat input in the furnace. However, the rapid start in the HC curve was still achieved, which seems to be important when considering spalling. The temperatures inside the tested rock blocks were also measured by type K thermocouples in four drilled holes. The drilled holes had an average diameter of 10.5 mm and they were drilled in a rhombic pattern ($15 \times 13 \text{ cm}^2$) around the centre of the block. The bottoms of the holes were 20 mm, 40 mm, 80 mm, and 160 mm, respectively, from the heated surface. The holes were completely filled with fine quartz sand (with the average diameter of 0.2 mm). In order to measure spalling depth and also avoid damaging the furnace from large collapse of rock blocks, the heating duration was limited to 25 minutes in these tests (see for example, [5, 9]). The mass of spalling material inside the furnace due to fire exposure was measured in order to make a rough quantification of the degree of spalling. The material inside the furnace was weighed.

Local surface heating test

The photograph of the test set-up for local surface heating test is presented in Figure 3. To control the temperature and make it follow the temperature-time curve used in uniform surface heating, a blow torch was fixed on a moving device. Therefore, the temperature on the heated surface can be adjusted in virtue of a type K thermometer with a diameter of 1.5 mm. The temperature-time curve achieved during operating of the blowtorch was approximated to the fire curve tested by the furnace tests (see Figure 2). After it reached 1100 °C, the temperature was kept consistent with the hydrocarbon

fire curve (HC) until 60 minutes. The rock block was wrapped in rockwool to prevent heat exchange between the rock block and the surrounding environment. The temperature inside the tested rock blocks was also measured using the same way as in the furnace test. An electronic balance with a piece of plate was placed below the block to measure the weight of spallation material.

The initiation and propagation of surface fractures during and after the heating was recorded by a camera and a video camera. The acoustic emission device was used to monitor the process of fracturing and spalling inside the block. The AE sensors were installed on the surface opposite to the one exposed to heating, see Figures 1, 3 (The AE results will be discussed in another paper).

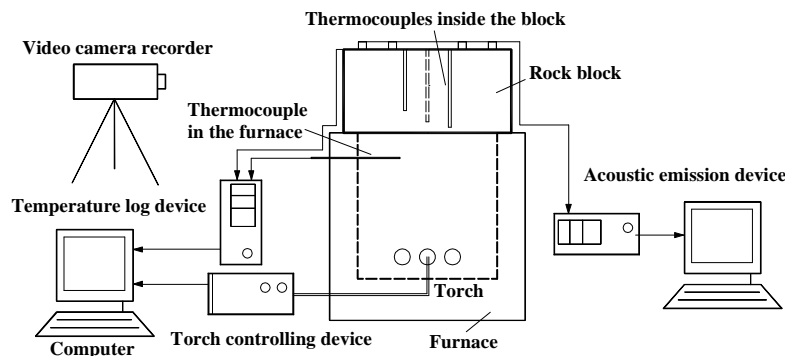


Figure 1 The schematic diagram of the uniform surface heating test set-up.

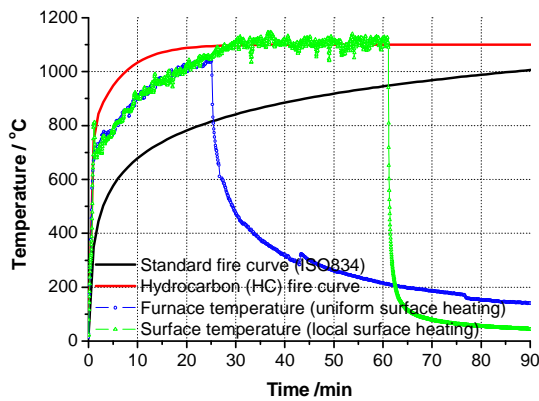


Figure 2 Comparison between the fire curves and the measured temperature-time curves.

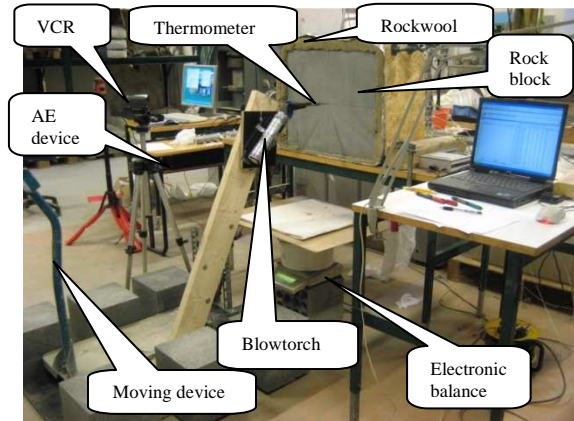


Figure 3 The photograph of the local surface heating test set-up (side view).

RESULTS

To clarify the difference between the fracturing phenomena, the following definitions were used: (i) thermal spalling is the process causing fracturing and removal of surface material by the action of heat [4]; (ii) thermal fracturing is the process causing

macroscopic fracture but without creation of chips. The characteristic feature of a spall is that it is suddenly removed with enough violence to make an audible noise [11].

Uniform surface heating test

Granite block: The oven-dried granite block started to spall after about 8 minutes heating and the spalling was accompanied with dull explosive sounds. Some flat chips of various sizes were produced. During heating, the thermal fractures appeared on the surrounding free surfaces of the blocks and propagated from the bottom (exposed to the fire) to the top surface. The maximum spalled piece of the spalling material in the furnace was around 40 mm wide and 3 mm thick. Spalling was more intensive for the water-stored granite block (G1) than for the oven-dried granite block (G3). The mass of the spalling material in the furnace and the spalling depth are presented in Table 3 and Table 4. The presented data indicates that water-stored granite block presents more explosive spalling than the oven-dried block. Furthermore, to investigate the influence of heating duration, one water-stored block (G2) was heated only for 6.8 minutes, but there was still explosive spalling during the first several minutes. The mass of spalling material was also greater than that of the oven-dried block (G3), see Table 3.

Gabbro block: The thermal fractures also appeared on the surrounding free surfaces of the blocks and propagated from the bottom to the top surface for both oven-dried and water-stored gabbro blocks. Only small pieces flew off the fire exposed surface regardless of whether the blocks were oven-dried or water stored. The mass of the spalling material is presented in Table 3. In order to investigate whether the explosive spalling would occur with increasing heating duration, one water-stored block (A3) was heated for about 90 minutes. The mass of the spalling material in this test was approximately two times that of the other water-stored block (heated only 25 minutes). It is still surface pitting rather than explosive spalling.

Schist block: Unlike granite and gabbro, there was obvious differential lateral expansion perpendicular to the heating direction for schist, which resulted in sliding between the layers and further delaminating along the layers, see Figure 4. The thickness of the delaminated pieces was measured and the measured thickness is presented in Table 4. It is not clear whether water-stored blocks have a larger delamination thickness than that of the oven-dried one. For layered schist, the delamination thickness seemed to be controlled by the original position of the layers.

Table 3 Comparison of mass of spalling materials in furnace *

Rock types	Oven-dried (with thermocouples)	Water-stored (with thermocouples)	Water-stored (without thermocouples)
Gabbro	A4 (1.45 g)	A3** (9.66 g)	A1 (4.50 g)
Granite	G3 (17.16 g)	G2*** (1080.64 g)	G1 (2466.12 g)

* Schist was delaminated along their layers, therefore the material inside the furnace was not weighed, but the thickness was measured instead in Table 4. ** Gabbro A3 was exposed to heating for about 90 minutes. *** Granite G2 was exposed to heating for 6.8 minutes.

Table 4 Comparison of spalling depth (granite) and delamination thickness (schist).

Rock types	Oven-dried (with thermocouples)	Water-stored (with thermocouples)	Water-stored (without thermocouples)
Granite	G3 (2-15 mm)*	G2 (0.5-5 mm)	G1 (3-20 mm)
Schist	S3 (24-25 mm)	S1 (27-30 mm)	S2 (20-25 mm)

* The maximum value is obtained after scaling.

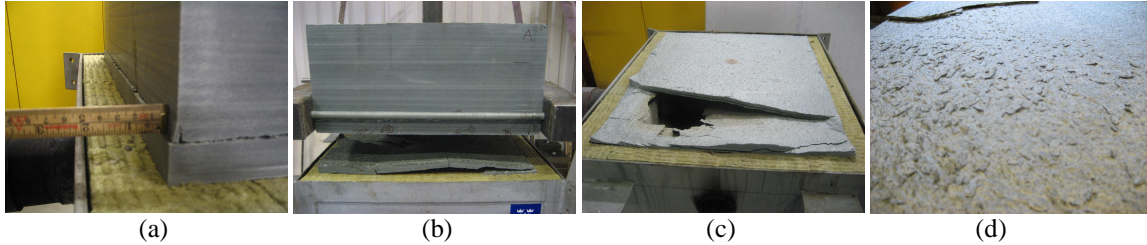


Figure 4 Sliding and delaminating of schist block during and after heating.

Local surface heating test

Granite block: The oven-dried granite block started to spall after 4 minutes of heating (see Figure 5(a)). With the increase of temperature, many flat chips were generated and some of them were melted and changed to particles (see Figure 5(b)). The size of the spalling chip was small compared to the ones in the furnace tests and the maximum spalling chip was around 2 cm in diameter (see Figure 5(c)). When the local heating was completed, a cone-shaped pit with a depth of 18 mm had been formed where the torch flame hit the rock surface. The superficial spalling shape was like a circle with the average diameter 40 mm shown in Figure 6(a). The local surface heating test on water-stored granite block resulted also in spalling but with less spallation compared to the oven-dried block, as shown in Figures 6(a) and (e)). The weight of the spallation material is shown in Table 5. After the blocks were heated and naturally cooled, no thermal fractures appeared on the oven-dried and water-stored blocks surface.

Gabbro block: During heating, thermal fractures appeared on the heated surface and propagated radially from the heat source to the boundary for oven-dried as well as water-stored gabbro blocks, see Figures 6(b) and (f). Unlike granite, only small particles were detached from the block surface during heating. The spallation material collected after the local surface heating test was much less than that collected after the test of granite blocks, see Table 5. This was true for oven-dried as well as water-stored blocks.

Schist block: During heating, no thermal fractures were formed on the heated schist block surface. However, chips were formed on the heated surface but they were thinner than for the granite blocks, see Figures 6(c) and (g). In comparison with granite, the mass of spallation material of schist collected before scaling was much less but the size of chips was larger, see Table 5 and Figure 6. It can be seen after scaling from Figures 6(d) and (h) that the chips detached from the schist matrix mainly delaminated along its inner layer and thus produced larger flakes.

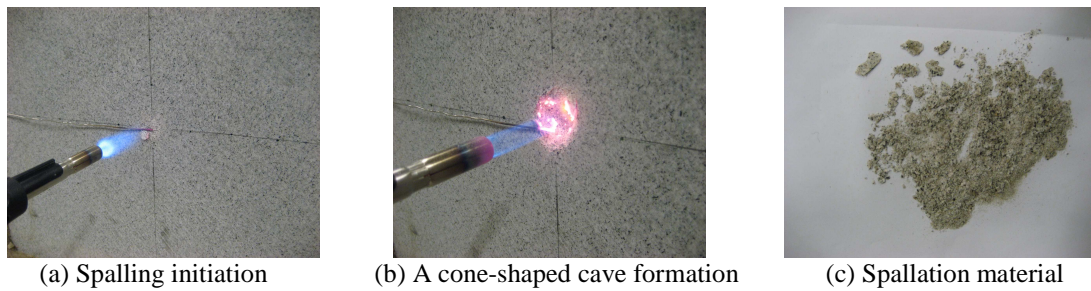


Figure 5 Photographs of surface spalling process for granite.

Table 5 Comparison of mass of spalling materials under local surface heating.

Rock conditions	Granite*	Gabbro	Schist*
Oven-dried	G7 (13.80-14.96 g)	A7 (2.34 g)	S7 (2.37-12.16 g)
Water-stored	G4 (6.73-11.67 g)	A5 (1.05 g)	S4 (1.41-14.02 g)

* The minimum and maximum value is obtained before and after scaling respectively.

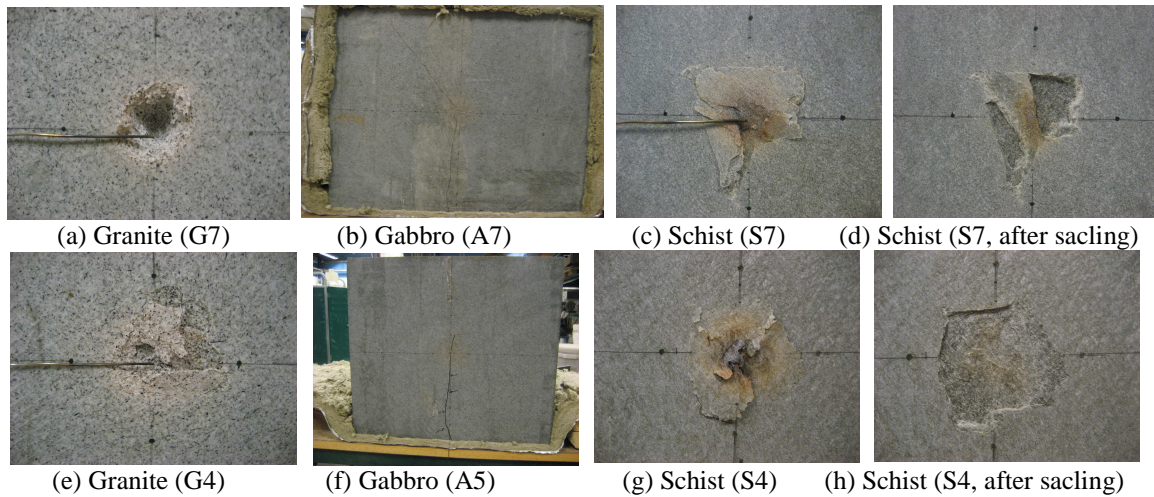


Figure 6 Comparison of exposure surface among three rocks under local heating.

(a)-(d) for oven-dried blocks; (e)-(h) for water-stored blocks.

DISCUSSIONS

Effect of rock types on thermal spalling

The photographs of the heated surfaces of these three blocks after the local and uniform heating test are shown in Figures 6 and 8. It is clear that there is great difference in spalling behaviour among the three tested rock types under different conditions.

When heating a multi-mineral or poly-crystalline rock, internal thermal stresses may develop due to variation in thermal and mechanical properties. As it is shown in Table 1, the tested granite, gabbro and schist contain different minerals with different coefficients of thermal expansion. Thermal stresses can be theoretically evaluated for a spherical quartz grain embedded in a feldspar matrix. In absence of external stress, a temperature rise of 200 °C can lead to radial stress $\sigma_{rr}=100$ MPa and a tangential stress

of $\sigma_{\theta\theta} = -50$ MPa (tensile) [4]. If the tangential stress exceeds the tensile strength of the matrix, a tensile fracture will be initiated. That is why the initiation and propagation of thermal fractures can be seen in all three rock types during heating. However, thermal fractures can occur in any directions around a mineral grain, and they do not necessitate sudden removal of surface material, i.e. thermal spalling.

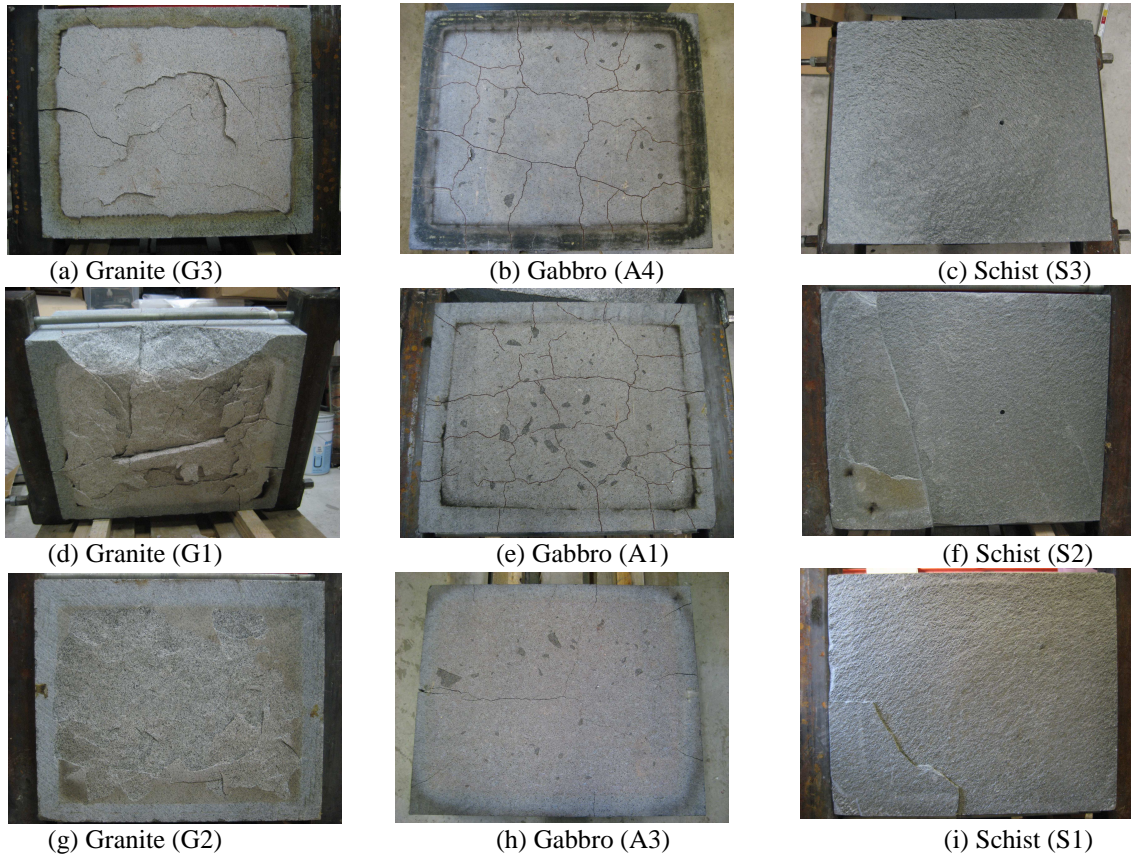


Figure 8 Comparison of exposure surface among three rocks under uniform heating. (a)-(c) for oven-dried blocks; (d)-(i) for water-stored blocks.

Except thermal fractures, the granite shows substantial explosive spalling characterized by a sudden forcible separation and a loud noise. As it is shown in Table 1, the tested granite contains different minerals and is rich in quartz. Since quartz has much larger coefficient of thermal expansion than the other minerals of the granite, it induces great thermal stress between mineral grains. Furthermore, the blocks were heated on one side in our tests, therefore it must be realized that compressive stresses will develop parallel to the surface due to temperature gradient perpendicular to the heated surface. Only cracks with an orientation parallel to the heated surface will hence be able to grow. The surface buckling may increase as the flaw extends and the spall may finally bend up violently (see Figure 9) [11]. For this reason, the spalling for granite presents a continuous process and is repeated as long as the conditions are met.

The tested gabbro consists almost entirely of plagioclase feldspar and lacks quartz (see

Table 1), and hence the thermal stresses due to differences in thermal expansion between minerals were largely reduced on the heated surface during heating. Therefore, only surface pitting occurs.

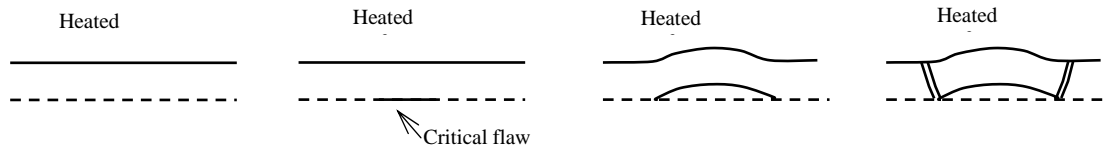


Figure 9 Chain of events which could lead to spalling by compression [11].

The tested schist is composed of laminae of two materials with different thermal expansion coefficients. According to the bi-crystal model proposed by [12], the shear stress can develop at the interface. If the interfacial bond strength between the layers is high compared to the tensile strength of the layer, the development of extension fractures is favoured (shown in layer B in Figure 10). If the interfacial bond strength is relatively low or if the layers are relative thick, shear fractures at the interface are more likely to occur. In our tests, although the interfacial bond strength and tensile strength of the layer were not tested, the relative movement along the failed interface (Figure 4(a)) and pulverized material (Figure 4(d)) was found on the delaminated interface. It shows that there was large shear stress on the interface during heating and the blocks failed in sliding along layers.

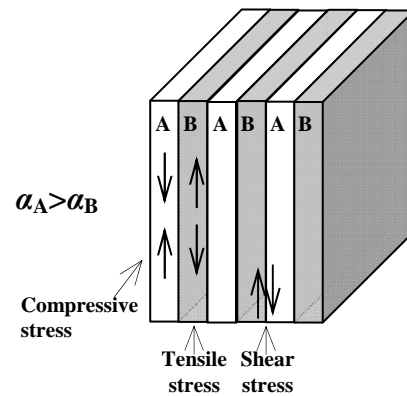


Figure 10 The bi-crystal model .

Effect of water on thermal spalling

Although the water content (0.2%) was very low for granite, the water-stored granite still presented more intensive spalling behaviour and produced more spalling material than the oven-dried granite in the furnace test, see Figure 8 and Table 3. The mechanism causing more spalling could be primarily due to the generation of pore (air, vapor, liquid water) pressure during heating.

Another interesting finding was that the spalling depth for oven-dried and water-stored granite did not differ significantly after the heat-exposed surface of oven-dried granite block was scaled (see Table 4). This indicated that the spalled pieces of the oven-dried granite detached from the rock matrix but without falling into the furnace. Thus, it can be deduced that restrained thermal expansion induces surface buckling and later heat-induced pore pressure completes spalling violently for water-stored granite. In this spalling process, pore pressure plays a minor role since the tested rocks are hard and have low porosity and water content. This inference can also be supported from the pore pressure measurement in fire-exposed concrete. The recorded pressures were low (less

than 1 MPa) compared to the normal tensile strength of concrete when there was spalling [7, 8]. Therefore, the conclusion from their test series was that pore pressure in the capillary system is not the driving force for spalling [7].

Furthermore, the thermal fractures occur on all tested rock blocks due to thermal heterogeneities of rock minerals and temperature gradient, and hence vapour could easily escape through these fractures and further release the pore pressure. Figure 11 shows that vapour in a water-stored gabbro block flowed out through thermal fractures and then disappeared at free surface.

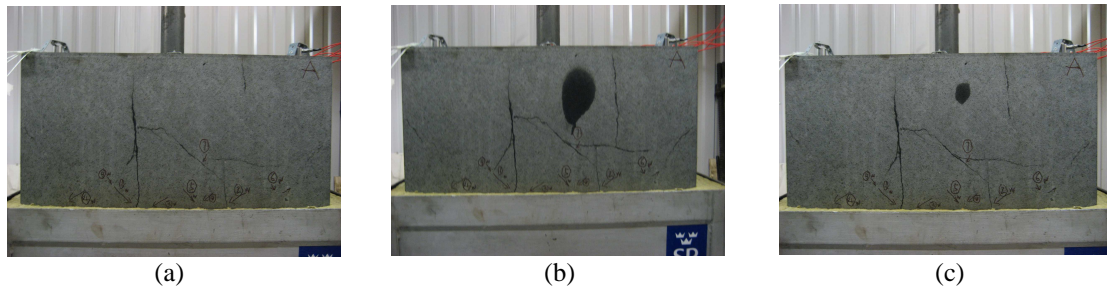


Figure 11 Steam flow process along the outer surface of gabbro block.

Effect of fire types on thermal spalling

Although the surface temperature followed the same temperature-time curve between uniform and local surface heating tests, the quantity of heat input was less under local heating tests. Therefore, the thermal spalling induced by local heating was limited at the heated area and the destructive effect was further decreased.

When the fire is widespread, the steam front can generate and propagate perpendicular to the heated surface. Pore pressure might then be an important factor on thermal spalling. However, the pore pressure can easily dissipate due to the locally heated area when there is localized fire. That is why there is not any large difference between oven-dried and water-stored rocks under local heating test.

CONCLUSIONS

The experiment has assessed the behaviour of Fennoscandian rock types, granite, gabbro and schist subjected to a widespread and localized fire. The granite showed substantial explosive spalling characterized by a sudden forcible separation. The spalling was a continuous process and was repeated as long as the conditions were met. The gabbro presented only surface pitting and it was only a temporary surface process due to its homogeneous properties. Since schist contained layers with different thermal expansion and low interfacial bond strength, it failed in delaminating along layers. These different responses among these three rock types can be attributed to the mineralogy (different minerals, expansion anisotropy) and rock texture. Spalling can

result from both restrained thermal dilation and pore pressure. Whether one or the other is dominant depends notably on the rock type and water content.

ACKNOWLEDGEMENTS

This work was financially supported by Banverket, Vattenfall, SKB, Formas and BeFo and Centre of Advanced Mining & Metallurgy at LTU (Camm) which are gratefully acknowledged. The laboratory work was assisted by Roger Lindfors, Bijan Adl-Zarrabi, Patrik Nilsson. The authors would like to acknowledge them for their help.

REFERENCES

1. Beard, A. and R. Carvel, *The handbook of tunnel fire safety*. 2005, London: Thomas Telford Publishing. 514.
2. Larsson, K., *Fires in tunnels and their effect on rock - A review*, in *Research Report 2006:10*. 2006, Luleå University of Technology: Luleå.
3. Boström, L., *Fire test on steel fibre reinforced shotcrete with granite*. 2009, SP Technical Research Institute of Sweden: Borås. p. Personal Communication.
4. Hettema, M.H.H., *The thermo-mechanical behaviour of sedimentary rock: an experimental study*. 1996, Delft University of Technology: Delft, The Netherlands. p. 319.
5. Keski-Rahkonen, O., et al., *Two full scale pilot fire experiments in a tunnel*, in *Research Reports 453*. 1986, Valtion Teknillinen Tutkimuskeskus (VTT) Technical Research Centre: Finland. p. 149.
6. Khoury, G.A., *Effect of fire on concrete and concrete structures*. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 2000. **2**(4): p. 429-447.
7. Jansson, R. and L. Boström, *The influence of pressure in the pore system on fire spalling of concrete*. *Fire Technology*, 2010. **46**(1): p. 217-230.
8. Mindeguia, J.C., et al., *Temperature, pore pressure and mass variation of concrete subjected to high temperature - Experimental and numerical discussion on spalling risk*. *Cement and Concrete Research*, 2010. **40**(3): p. 477-487.
9. Smith, A.G. and P.J.N. Pells, *Impact of fire on tunnels in Hawkesbury sandstone*. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2008. **23**: p. 65-74.
10. Zhang, P., G. Mainali, and C. Saiang, *Experimental study on fire spalling for three Swedish rock blocks under uniform and local heating*, in *Technical Report*. 2009, Luleå University of Technology: Luleå.
11. Preston, F.W. and H.E. White, *Observations on spalling*. *Journal of the American Ceramic Society*, 1934. **17**: p. 137-144.
12. Kingery, W.D., H.D. Bowen, and D.R. Uhlmann, *Introduction to ceramics*. 2nd ed. 1976, New York: John Wiley & Sons.

BERGSTABILITET I KOMPLEXA GEOMETRIER VID BYGGANDET AV STATION CITY INOM PROJEKT CITYBANAN

Stability of geometrically complex rock excavations at the City Station, City Line, Stockholm

Jessica Öhr Hellman, WSP

Tomas Karlberg, WSP

Sammanfattning

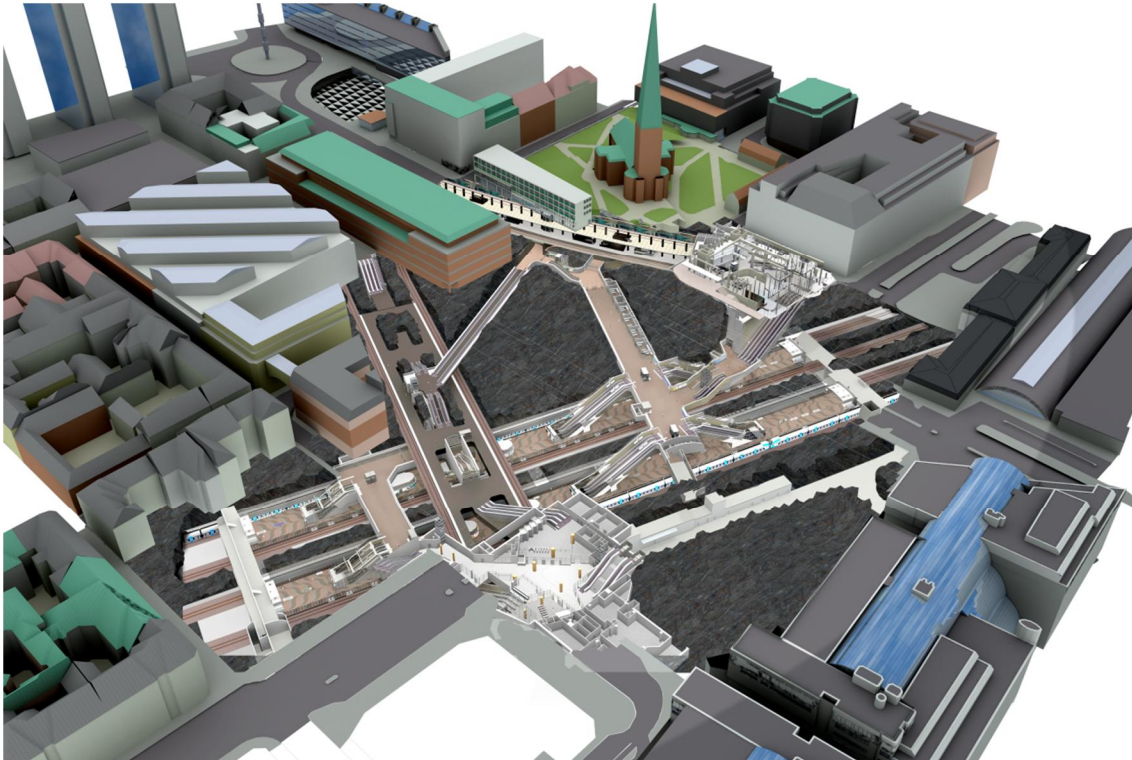
WSP projekterar, på uppdrag av Trafikverket, Station City och Norrström Söder, indelat i fem projekteringsområden, inom projekt Citybanan. De delar som tillhör projekteringsområde 2 utgörs bland annat av komplicerade geometrier med stora spännvidder och passager av befintliga anläggningar. Förstärkningslösningarna inom projekteringsområde 2 har designats med hjälp av avancerade numeriska analyser, samt empiriska och analytiska metoder. För att undvika överförstärkning tillämpas aktiv design med olika förstärkningsklasser. Vid särskilt komplexa passager och uttagsituationer tillämpas beslutspunkter med utvärdering av kontrollparametrar, så kallade tullgränser. Ett exempel på en sådan tullgräns är före servicetunnelns passage med den befintliga Salt-sjötunneln. Efter utvärdering av kontrollparametrarna och avstämning mellan projektör, beställare, entreprenör och granskningsorganisation har denna passage genomförts med en verifierad bergtäckning på 7,3 m.

Summary

WSP is assigned by the Swedish Transport administration to design the Central Station, separated into five design areas, of the Cityline project. Design area 2 contains both complex geometries and tunnels with large spans, as well as passages with existing tunnels and low rock overburden. The reinforcement solutions applied in the Cityline project have been designed with advanced numerical methods, along with empirical and analytical analyses. In order to avoid applying excessive reinforcement, a system of active design using different reinforcement classes, has been applied. In areas with critical passages or complicated excavation sequences, an evaluating process with toll gates is being used. One example of a toll gate is before the Service tunnel cross over the existing Saltsjötunneln. After evaluation of control parameters and agreements regarding excavation methodology between designer, client, contractor and board of inspection and technical support, the passage have been carried out with a verified rock coverage of 7,3 m.

1. INLEDNING

WSP projekterar på uppdrag av Trafikverket Entreprenad 9523 – Norrströmstunneln, en delentreprenad inom projekt Citybanan. Entreprenad 9523 – Norrströmstunneln – är i sig uppdelad i två avsnitt; Station City och Norrström Söder. Station City kommer att byggas i centrala Stockholm, under Orgelpipan 7, Klarabergsviadukten och ansluta till befintliga Centralstationen, se Figur 1.

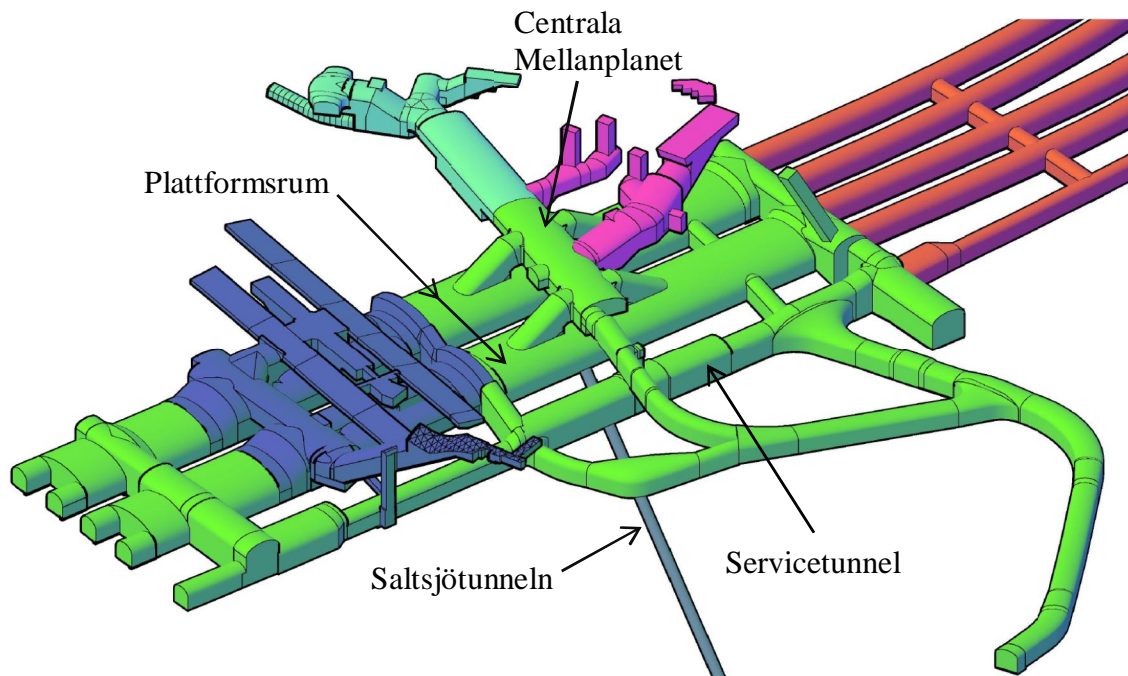


Figur 1. Översikt av Station City med ovanförliggande byggnader. *Overview of the City Station and existing buildings.*

I projekteringsarbetet är Entreprenad 9523 - Norrströmstunneln uppdelat i 5 st projekteringsområden, vilka framgår av Figur 2. Föreliggande artikel behandlar arbetet med delen som innefattas av projekteringsområde 2, vilkas ingående delområden är;

- Arbetstunnel Bangårdsområdet inklusive förgreningar
- Spårtunnlar och Plattformsrum från entreprenadgräns mot Norrmalmstunneln i norr till entreprenadgräns mot Södermalmstunneln i söder, exkl. delen under T-blå.
- Servicetunneln med tillhörande teknikutrymmen.
- Brandgasventilationsschakt mellan södra teknikutrymmet och Centralplan
- Centrala Mellanplanet
- Rulltrappschakt till Centrala Mellanplanet

- Hisschakt till Centrala Mellanplanet



Figur 2. 3D-vy över Station City med färgindelning av olika projekteringsområden. Gröna tunneldelar tillhör projekteringsområde 2. 3D-view of the City Station with separate colors for the five design areas. Green tunnels belong to design area 2.

Entreprenaden utförs som en samverkansentreprenad där projekteringsarbetet har utförts i nära samarbete med beställaren och entreprenören. I projekteringsarbetet har regelbundna arbetsmöten hållits där aktuella frågeställningar och utformning har diskuterats. Vid dessa möten har projektör, beställare och entreprenör deltagit och även andra teknikområden med vilka samordning är nödvändig. Då specifika frågeställningar av bergteknisk karaktär uppkommit har dessa frågor behandlats på teknikstödmöten där beställaren, projektören, projektets teknikstöd samt, entreprenören, har deltagit. Då projekteringsarbetet fortskrider uppstår en hel del funderingar där längre diskussioner krävs för att komma fram till en gemensam optimal lösning. Detta har diskuterats under "workshop-dagar" där ämnen som avhandlats varit t.ex. utbrytningsordningar, uttagsmetodik, injekteringsmetodik, projektrisker, arbetsmiljöfrågor, tidplanerisker o.s.v.

Då projekteringen utmynnat i färdiga bygghandlingar har samgransningsmöten hållits med beställaren och entreprenören där innehållet i handlingen diskuterats. Inför att fastställd handling distribueras till byggarbetsplatsen har överlämningsmöten hållits med entreprenören och beställaren där handlingens innehåll ytterligare förtydligats och kritiska frågeställningar diskuterats.

WSP deltar i byggskedet som teknikstöd. Detta innebär att de frågeställningar eller förbättringsförslag som lyfts av entreprenören eller beställaren beaktas och besvaras av projektören innan de implementeras. WSP utför regelbundna platsbesök i tunnelarna för

att samkartera med entreprenörens geolog, för en ökad samsyn på bergets kvalitet o.s.v., och för att stämma av att de rådande förhållandena stämmer med de som förutsatts i projekteringen.

2. DIMENSIONERINGSSTRATEGI

Dimensioneringsarbetet har utgått från två olika typer av förstärkningslösningar, typförstärkningar och speciella förstärkningar. Typförstärkningar utgörs av för hela entreprenaden gemensamma lösningar, färdiga att tillämpas för konventionella tunneltvårsnitt med god bergtäckning, bra bergkvalitet och begränsad spännvidd. Utgående från karterad bergkvalitet och tunnelseppningsvidd väljs typförstärkningsklass. För mer komplexa geometrier, närhet till andra anläggningar, begränsad bergtäckning, etc., har dimensionering utförts som speciella förstärkningar specifika från fall till fall. Projekteringsområde 2 har i huvudsak, beroende på den komplexa geometrin, speciella förstärkningslösningar.

För Station City har en detaljerad ingenjörsgelogisk prognos upprättats. I prognosen har bergmassan delats upp i mindre domäner där bergmassans kvalitet, uttryckt i RMR_{Bas} , beskrivits med ett minsta värde, ett typvärde och ett maximalt värde. I regel har två förstärkningslösningar tagits fram för speciella förstärkningar, en för typförhållanden och en för de sämsta förhållandena enligt prognosen. Bergmassa med sämre förhållanden än vad som prognosticerats betraktas som en oförväntad händelse, där dimensionering måste utföras från fall till fall i efterhand.

Dimensionering av speciella förstärkningar har generellt utgått från en sammanvägning av empiriska, analytiska och numeriska analyser.

2.1 Numerisk modellering

För projekteringsområde 2 har anläggningens geometri ansetts för komplicerad för att på ett tillfredsställande sätt kunna analyseras med tvådimensionella numeriska beräkningar. Det togs därför tidigt ett beslut om att en tredimensionell beräkningsmodell i 3DEC skulle tas fram. Modellen har omfattat området kring Centrala Mellanplanet med Servicetunnel, Plattformsrum, Saltsjötunnel, Södra Mellanplanet med laster från ovanliggande byggnader inkluderade.

Syftet med modellen har varit att utifrån en förutsatt uttagsordning:

- Analysera den storskaliga stabiliteten för de komplexa geometrierna kring Centrala Mellanplanet.
- Undersöka hur de mindre svaghetszoner som påträffats i området påverkar anläggningen.
- Få en uppskattning av förväntade deformationer vid tunneldrivning.
- Undersöka funktion hos bergförstärkande sprutbetongvalv under Centrala mellanplanet.

2.2 Gränser för designens giltighet

Utifrån utfört dimensioneringsarbete har förstärkningsklasser baserade på bergkvalitet uttryckt som RMR_{Bas} tagits fram. För tunneldelar med stor spännvidd och många korsningar, exempelvis plattformsrums och centrala mellanplanet, har även sprickornas egenskaper lagts till som ett kriterium för bedömning av designens giltighet. Detta då sprickor med lång uthållighet och låga friktionsegenskaper har antagits kunna ha betydelse för den storskaliga stabiliteten, även då bergmassan i övrigt är av god kvalitet. De parametrar som utvärderas specifikt är spricklängd, J_a och J_r (Enligt Q-systemet). Ett exempel på utvärderingskriterier presenteras i Tabell 1.

Fall	Gränsvärden				Åtgärd	Anm
	RMR_{Bas}	$L_{spricka}$	J_a	J_r		
1	<60	-	-	-	Kontakta beställaren	Designen är inte giltig. Kompletterande analyser kan erfordras. Beställaren bestämmer åtgärder.
2	≥60	<8 m	≤4	-	Föreslå förstärkningsklass baserat på RMR_{Bas} enligt ritningar	Designen är giltig.
3		-	>4	-	Kontakta beställaren. Utför Schmidthammartest om beställaren begär det.	Designen är inte giltig. Beställaren kontrollerar risk för kil/block-bildning och begär Schmidthammartest om det erfordras. Kompletterande analyser kan erfordras. Beställaren bestämmer åtgärder.
4		≥8 m	≤4	≥2	Föreslå förstärkningsklass baserat på RMR_{Bas} enligt ritningar	Designen är giltig.
5		≥8 m	-	<2	Kontakta beställaren. Utför Schmidthammartest om beställaren begär det.	Designen är inte giltig. Beställaren kontrollerar risk för kil/block-bildning och begär Schmidthammartest om det erfordras. Kompletterande analyser kan erfordras. Beställaren bestämmer åtgärder.

Tabell 1. Exempel på utvärdering av designens giltighet. *Example scheme for evaluation of design validity.*

För kritiska passager, exempelvis med närliggande befintliga tunnlar, har ytterligare specifika parametrar för bedömning av designens giltighet tagits fram. Dessa utvärderingsparametrar kan vara exempelvis gränsvärden för deformationer i tunneln eller på ovanförliggande konstruktioner, vatteninläckage, verifierad minsta bergtäckning, etc.

3. AKTIV DESIGN I PRAKTIKEN

Inom projekteringsområde 2 tillämpas aktiv design kontinuerligt i projekterings och byggprocessen. Detta innebär att en förstärkningsklass väljs, av de i förväg projekterade

förstärkningslösningarna. Entreprenören utför löpande kartering och föreslår förstärkningslösning enligt gällande bygghandlingar. Byggledningen tar därefter slutgiltigt beslut om gällande förstärkning.

Inför passager av områden där särskild utvärdering av designens giltighet har ansetts nödvändig har avstämningspunkter införts, så kallade tullgränser. Tullgränser föreligger inför exempelvis passager med befintliga tunnlar eller uttagsmoment som bedömts vara kritiska. Syftet med tullgränserna är att, innan arbetena vid tullgränser påbörjas, utvärdera om den i bygghandlingarna projekterade designen är giltig eller om en alternativ design måste användas, samt att säkerställa att den design som ska användas för passagen är ändamålsenlig och att den är tillräckligt kommunicerad mellan inblandade parter.

Rent fysiskt infaller tullgränser vid fördefinierade längdmätningar med restriktionen att bergarbeten ej får utföras efter tullgräns förrän designens giltighet har fastställts av beställaren. Förfarandet vid passage av en tullgräns sker i flera steg:

1. Projektören ska hålla en teknikgenomgång med entreprenör och beställare för genomgång av vilka designparametrar som ska kontrolleras och vilka restriktioner som gäller för tullgränsen.
2. Utifrån det underlag entreprenören producerar i form av karteringsprotokoll, undersökningsresultat, etc., skriver projektören en utvärderingsrapport med en rekommendation om gällande design.
3. Entreprenören upprättar en arbetsberedning för de arbeten som ska utföras efter tullgränsen.
4. Förutsatt att punkt 1 till 3 utförts på ett tillfredsställande sätt kan ett tullgränsmöte hållas där projektören och entreprenören presenterar sina förslag enligt ovan och beställaren sedan tar ett beslut om vilken design som ska gälla. Vid tullgränsmötet ska även GK3-granskare närvara.

4. PRAKTIKFALL – PASSAGE SALTSJÖTUNNELN – SERVICETUNNEL

4.1 Bakgrund och syfte

Saltsjötunneln är en ca 7,6 km lång fullortsborrad bergtunnel som går från Solna värmeverk vid Ballstaviken och mynnar ut i Saltsjön utanför Kastellholmen. Saltsjötunneln, som har en diameter på 3,5 m, används för transport av renat avloppsvatten. Tunneln började byggas 1986 och färdigställdes 1989. Saltsjötunneln ligger på en nivå i vattengången mellan ca – 65 m (Solna) och – 47 m (Kastellholmen) och är trycksatt till en nivå motsvarande ca 50 m vattenpelare vid passagerna med planerade Citybanan (0,5 MPa).

Från relationsritningarna som upprättades vid byggandet av Saltsjötunneln har Saltsjötunnelns exakta läge inte kunnat bestämmas. Vid arkivinventering har ett flertal uppgifter om Saltsjötunnelns läge i vissa punkter påträffats. Dessa uppgifter har dock inte till-

fört tillräcklig information för att fastställa Saltsjötunneln läge vid passagerna med Citybanans tunnlar.

I samband med byggandet av Citybanan kommer Saltsjötunneln att passeras i området för den planerade Station City. För att säkerställa passagerna med Saltsjötunneln så att inga oönskade, oplanerade situationer uppstår, var det nödvändigt att läget för Saltsjötunneln bestämdes i plan och profil. Utifrån de rådande förhållandena ska sedan framdrift av tunnelpassager, injektering och förstärkning anpassas.

4.2 Geometriska förhållanden

Saltsjötunneln passerar under Citybanans tunnlar i ca 75° vinkel med en bergtäckning som troligen ligger i intervallet 6-13 m. Citybanans bergrum har fyra korsningar med Saltsjötunneln; arbetstunnel Bangårdsområdet, förgrening B som passerar med en bergtäckning på ca 13 m, servicetunneln som passerar med en bergtäckning på ca 6 m och två plattformsrum, som passeras, med en bergtäckning på ca 6,7 m.

4.3 Geologiska förhållanden

I området för Citybanans passage över Saltsjötunneln förväntas bergmassan bestå av medelblockig mörkgrå gnejs med mindre partier av granit samt gångar och inlagringar av pegmatit. Gnejsen kan innehålla höga biotit- och klorithalter och tunna partier (ca 1-2 m breda) av glimmerskiffer kan förväntas.

Berget är bitvis svagt omvandlat i form av en röd missfärgning av fältspat. Den typiska sprickfrekvensen inom området förväntas att vara 3-6 sprickor/m. Lokala partier med en förhöjd sprickfrekvens (ca 6-10 sprickor/m) och mindre svaghetszoner kan förekomma. Baserat på geologisk tolkning, av RMR_{Bas} parametrar, har RMR_{Bas} prognostiserats till 65/75/90 (min/typ/max).

Merparten av ovanstående sprickgrupper och svaghetszoner kommer således att övertvåra Saltsjötunneln i stort sett vinkelrätt. Foliationen av gnejsen övertvåras med en flackare vinkel.

4.4 Utförda undersökningar

Arkivletning

De relationsritningar, som visar på Saltsjötunnelns läge, är uppritade efter 5 st koordinater längs Saltsjötunneln med ett inbördes avstånd på ca 350 m. Relationsritningarna är inte samstämmiga med ett av de projekterade lägena för Saltsjötunneln som förekommer i Systemhandlingen för Citybanan.

Kontaktade personer

Ett antal personer som deltog vid byggandet av Saltsjötunneln har kontaktats angående information om tunneldrivningen och tunneln läge. Det har då framkommit att tunneln

avvek från projekterat läge i både plan och höjd vid ett flertal tillfällen och att riktningen styrdes om i de fall det upptäcktes.

Platsbesök korsande anläggningar

Ett platsbesök gjordes i Klara skyddsrum som är beläget vid Klara kyrka. Från ett utrymme i skyddsrummet utfördes 1993 en borrhning, av två hål, ned till Saltsjötunneln. Genom hålen leds avloppsvattnet upp och används i en kylanläggning för skyddsrummen.

Ett platsbesök har också gjorts i en korsande befintlig ledningstunnel, från vilken en testborrning till Saltsjötunneln gjordes i byggskedet. Testborrningen gjordes för att verifiera antagen bergtäckning mellan de två tunnarna. Borrningen visade att Saltsjötunneln i korsningspunkten låg 1,5 m för högt mot det tidigare projekterade läget vilket gjorde att bergtäckningen till ledningstunneln endast var 3,18 m.

Undersökningsborrning och borrhålsradar

Under hösten 2008 beslutades att en kärnborrning med tillhörande borrhålsradarundersökning skulle utföras. Syftet med borrningen var att dels undersöka de geologiska förhållandena i närheten av Saltsjötunneln, dels att med hjälp av den geofysiska metoden borrhålsradar försöka bestämma Saltsjötunnelns läge. Avsikten var att hålet skulle borraras nära parallellt ned mot Saltsjötunneln och passera på ett närmaste avstånd till Saltsjötunneln på ca 10 m.

Kärnborrhålet borrades från fastigheten Orgelpipan 7:s garage, med placering i förhållande till antaget läge för Saltsjötunneln och Citybanan.

På radargrammet kunde man se Saltsjötunneln, dock var det svårt att tolka vilket djup tunneln befinner sig på. Det gick inte heller att bestämma på vilken sida av kärnborrhålet tunneln finns eftersom radarvågen är isotrop. Utifrån resultatet av radarmätningen och de övriga uppgifter som framkommit, gjordes en tolkning av Saltsjötunnelns läge som användes vid bygghandlingsprojekteringen. Denna tolkning bedömdes dock vara behäftad med för stora osäkerheter för att kunna välja uttagsmetodik och övriga åtgärder.

Markradar

I tunnelbotten på arbetstunnel Bangårdsområdet gjordes en markradarundersökning över det område där Saltsjötunneln förväntades vara. Undersökningen utfördes genom att en markradar med två olika antennfrekvenser drogs längs den rensade tunnelbotten på en sträcka av 25 meter. Ingen signal från Saltsjötunneln gick att utläsa ur radargrammen. Detta kan ha berott på att uppsprucket berg påträffades i området, vilket kan begränsa penetrationen för radarvågen.

Påborrning

Då ovan beskrivna metoder och undersökningar misslyckats med att bestämma Saltsjötunnelns exakta läge, beslutades att en påborrning av Saltsjötunneln skulle utföras. Påborrningen utfördes med kärnborrtröstning med "blow out preventor" med förslutningsbar ventil och möjlighet till igengjutning för att förhindra inläckage av stora vat-

tenmängder till Citybanans tunnlar. Påborrningen gjordes i det projekterade läget för Saltsjötunneln.

Det första kärnborrhålet träffade Saltsjötunneln och borrhåets längd från påhuggsläget i arbetstunneln till genomslag i Saltsjötunnelns tak var 14,43 m. Borrhåets längd från sedan ner till Saltsjötunnelns botten, total borrhåets längd 18,07 m, för att möjliggöra en kontroll av att påborrningen gjorts i Saltsjötunnelns hjässa. Utifrån vetskapen om att Saltsjötunnelns diameter är 3,5 m kunde det konstateras att påborrningen träffade mycket nära Saltsjötunnelns hjässa. De geometriska förutsättningarna för borringen, samt det resulterande projekterade läget för Saltsjötunneln framgår av Figur 2.

4.5 Resultat

Resultaten av påborrningen visade att Saltsjötunnelns läge i plan stämmer mycket väl med det projekterade läget men att den ligger ca 1,2 meter djupare än det läge som tolkades efter borrhålsradarundersökningen. Detta innebär att bergtäckningen mellan Saltsjötunneln och Servicetunneln är ca 7,3 meter. Bergtäckningen till övriga delar av Citybanan framgår av Tabell 2.

Passage	Taknivå Saltsjötunneln – Projekterad nivå innan påborrning	Avstånd till Citybanan – Projekterat avstånd innan påborrning	Taknivå Saltsjötunneln – Utvärderad nivå efter påborrning	Avstånd till Citybanan – Utvärderat avstånd efter påborrning
Arbetstunnel Bangårdsområdet – Tunnelgren B	-46,59	12,9 m	-47,85	14,2 m
Servicetunnel	-46,48	6,05 m	-47,74	7,3 m
Västra Plattformsrummet	-46,38	6,8 m	-47,66	8,05 m (Till VA-grav)
Östra Plattformsrummet	-46,32	6,7 m	-47,58	7,95 m (Till VA-grav)

Tabell 2. Tolkad bergtäckning till olika delar av station city. *Interpreted rock overburden for different tunnels in the Central Station.*

4.6 Gränser för designens giltighet vid Servicetunnelns passage av Saltsjötunneln

Passagerna av Saltsjötunneln ska utföras med borring och sprängning med uttagsrestriktioner där en pilotunnel drivs initialt över Saltsjötunneln. Pilotunneln ska karteras och avstämning av att de förutsättningar som gäller för att designen av förstärkning och injektering är giltig ska göras.

Med hänsyn till passagen över Saltsjötunneln har följande gränser för designens giltighet vid Servicetunnelns passage av Saltsjötunneln fastlagts:

- Saltsjötunnelns höjdläge: Bedömd bergtäckning, $BT > 5,5$ m mellan Servicetunnelns lägsta teoretiska bottennivå och Saltsjötunnelns taknivå.
- Geologiska förutsättningar: Bedömd bergkvalitet, $RMR_{Bas} > 65$.

För det fall att någon av ovanstående gränser för designens giltighet inte är uppfyllda ska berguttaget och injekteringen i ett första skede anpassas till att endast pilottunneln tas ut över passagen samtidigt som pilottunneln placeras på en högre nivå (höjs) enligt följande:

1. $RMR_{Bas} > 65$ och $BT < 5,5$ m: Pilottunneln placeras så att $BT \geq 5,5$ m
2. $RMR_{Bas} < 65$: Pilottunneln placeras så att $BT > 5,5$ m.

Innan strossning får påbörjas fastställer beställaren om stabiliserande åtgärder för bergskivan mellan servicetunneln och Saltsjötunneln behöver utföras.

4.7 Tullgräns

Inför alla tunnlar passage med Saltsjötunneln föreligger tullgränser. Inför Servicetunnelns passage med Saltsjötunneln fanns krav på att följande arbeten skulle vara utförda innan tullgränsen fick passeras;

Injektering

Injekteringsarbeten skulle vara utförda i ovanliggande och närliggande tunnlar.

Bergschakt och kartering

Bergschakt och kartering av ovanliggande och närliggande tunnlar skulle vara utförda.

Bergförstärkning

Permanent bergförstärkning i ovanliggande och närliggande tunnlar skulle vara installerad.

Sonderingsborrning i Servicetunneln.

Sonderingsborrning skulle vara utförd från stoffen på Servicetunneln i syfte att bedöma bergkvaliteten och bergets hydrauliska egenskaper över passagen med Saltsjötunneln.

Sonderingsborrning i Arbetstunnel Bangårdsområdet, tunnelgren B

Sonderingsborrning skulle vara utförd i botten på tunnelgren B för att verifiera bergtäckningen till Saltsjötunneln.

Teknikgenomgång

En teknikgenomgång skulle vara utförd med entreprenören där det kommunicerats vilka arbeten som återstår innan passagen av tullgränsen får göras samt vilka krav och restriktioner som gäller för passagen.

Utvärderingsrapport

En utvärderingsrapport skulle vara upprättad av projektören där det framgår om designen kan anses vara giltig eller om behov av ytterligare information föreligger.

Godkänd arbetsberedning

Entreprenören skulle ha upprättat en arbetsberedning som beskriver hur de avser att utföra passagen av Saltsjötunneln.

4.8 Tullgränsmöte

Ett tullgränsmöte hölls på byggarbetsplatsen med projektören, beställaren, GOT (granskningsorganisation och teknikstöd), GK3-granskare och entreprenören, där det stämde av att ovanstående arbeten var utförda och att kraven som ställts för designens giltighet var uppfyllda. Det kunde konstateras att alla krav för designens giltighet var uppfyllda och att passagen kunde ske enligt den i bygghandlingen gällande designen. Ingen alternativ design behövdes således tas fram.

4.9 Passage

Passagen av Saltsjötunneln med Servicetunneln utfördes med en pilottunnel med area ca 50 m² som drevs ca 15 meter innan strossen sprängdes ikapp. Pilottunneln karterades efter varje salva för att verifiera att inga sprickor eller zoner som påverkar designens giltighet och föranleder extra åtgärder förekommer. Vartefter strossen sprängdes karterades hela tunnelsektionen och dokumenterades. Bergarten är gnejs/granit av god kvalitet med RMR_{Bas} på 74. Sonderingshålen och injekteringshålen visar på låg konduktivitet. Innan körytan färdigställs ska botten rensas och karteras. Karteringen syftar till att dokumentera att inga betydande sprickor finns i berget vilka, i framtida skede, kan komma att orsaka erosion i sprickorna och leda upp oönskade vatteninläckage till Servicetunneln.

GEOELEKTRISKA METODERS TILLÄMPBARHET VID BERGBYGGNADSTEKNISKA FÖRUNDESRÖKNINGAR

The applicability of geoelectrical methods in pre-investigation for construction in rock

Berit Ensted Danielsen, Engineering Geology, Lund University

Sammanfattning

Byggande i berg är förenat med risker, eftersom kunskap om geologin och markförhållandena är begränsad. Oförutsedda grundförhållanden innebär en stor risk för projektet och kan till slut leda till förseningar och extra kostnader. För att minimera riskerna, måste en optimerad förundersökning genomföras där viktig information samlas för att ligga till grund för bästa möjliga beslut i hela byggprojektet.

I detta projekt utvärderas tillämpbarheten av geoelektriska metoder som ett verktyg för undersökning av bergmassans egenskaper. Användningen av geoelektriska metoder i olika skalor har visat sig ge värdefull information i olika skeden av tunnelbygget. I de geologiska förhållanden vid Hallandsås Horst indikerar metoden sprickor, vattenförande berg, vittrat berg och i viss mån förändringar i litologin. Storskalig geoelektrisk undersökning är användbar i konstruktions- och produktionsplaneringsstadiet samt i byggskedet. Geoelektriska metoder kan kombineras med andra geofysiska metoder i borrhålsloggning och tillämpas sent i konstruktions- och produktionsplaneringsstadiet. Dessutom är borrhålsgeofysik viktig för in-situ korrelation och kontroll av storskaliga geoelektriska data.

Abstract

Construction in rock is associated with risks because knowledge of the geology and ground conditions is limited. Unforeseen rock conditions involve a large risk to the project and can in the end entail delays and extra costs. To minimize the risks, an optimized pre-investigation program has to be conducted where essential information is gathered in order to make the best decisions throughout the construction project.

In this research the main focus has been on the applicability of geoelectrical methods as a tool for predicting geological and rock mass conditions. The application of the geoelectrical methods at different scales has been proved to provide useful information at different stages of rock tunnel construction. In the geological setting at the Hallandsås Horst the method can indicate fractured, water bearing rock, weathered rock and to some extent lithology changes in crystalline bedrock. Large scale geoelectrical imaging is useful in the design/production planning stage and in the construction stage. Geoelectrical methods may be combined with other geophysical methods in borehole logging and be applied late in the design/production planning stage. Additionally,

borehole geophysics is important for in situ correlation/verification of the large-scale geoelectrical data.

Introduction

Construction in rock is associated with risks as the knowledge of the geology and ground conditions usually is limited. Unforeseen rock conditions involve a large risk to the project and can in the end entail delays and extra costs. To minimize the risks, a profound and optimized pre-investigation has to be conducted where the necessary information is gathered in order to make the best decisions throughout the construction project (Baynes et al., 2005; Ngan-Tillard et al., 2010).

Different geophysical methods are important in these investigations. Geoelectrical imaging is one of the geophysical methods that have proved to be important at a large scale, especially for pre-investigations at the feasibility stage (e.g. Cavinato et al., 2006; Dahlin et al., 1999; Danielsen and Dahlin, 2009; Ganerød et al., 2006; Rønning, 2003; Stanfors, 1987). The method can also be relevant in small scale as logging tool (e.g. Daniels and Keys, 1990; Ellis and Singer, 2007; Ernstson, 2006; Howard, 1990; ISRM, 1981; Paillet and Ellefsen, 2005; Rasmussen and Bai, 1987; Schepers et al., 2001; Segesman, 1980). However, the author’s experience from several unpublished pre-investigation reports from tunnel projects in Sweden is that the method has not been fully recognised as an integrated part of the pre-investigations.

In this research the main focus is on the applicability of the geoelectrical method as a tool for predicting geological and rock mass conditions. By applying the geoelectrical method at different scales and together with other geophysical methods it has proven to give useful information at different stages of rock tunnel construction. For this geoelectrical data measured at the Hallandsås Horst in Southern Sweden are evaluated regarding its ability to resolve different properties of the rock mass.

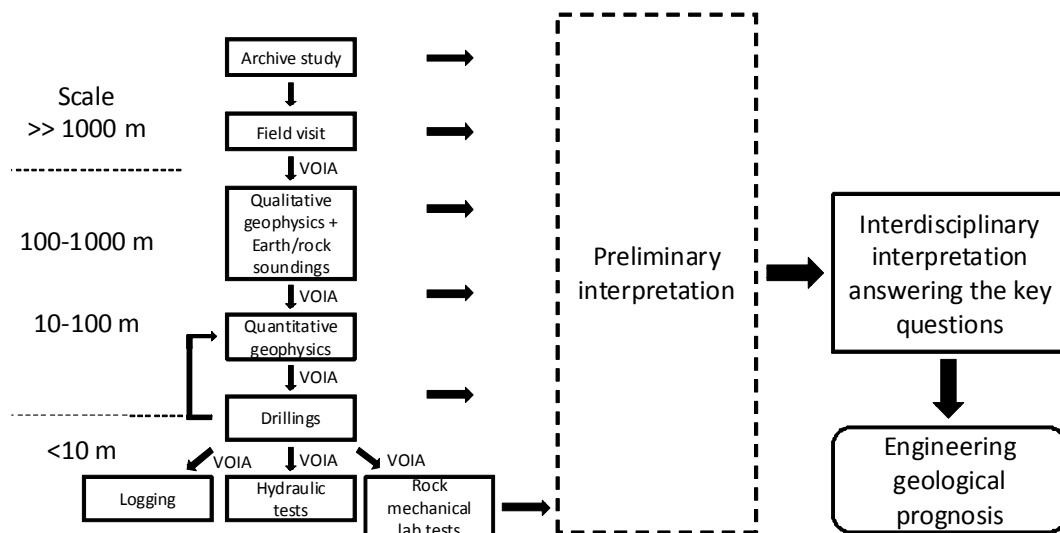


Figure 1. A diagram with the optimal flow in a pre-investigation program.

Flow in pre-investigation

By doing profound pre-investigations construction costs are likely to be reduced because the project parties are better prepared due to more certain rock mass problem identification. Since the pre-investigation itself involves a cost, the goal of exploration planning is to minimize the total cost of the entire construction work inclusive the pre-investigations (Einstein et al., 1978). The primary goal with a pre-investigation is to compile an engineering geological prognosis which is essential in the feasibility stage, design/production planning stage and the construction stage. The pre-investigation should be performed top down, meaning that the investigations should start on large scale and continue into more and more detail so it follows the need for information in the different project stages. The flow diagram in figure 1 shows how the pre-investigation preferably should be done. The boundaries between the different stages and scales are rather diffuse and should only be seen as guidelines. Thus the information from the different steps in the flow diagram should be integrated through the whole process.

The pre-investigation should be seen as a dynamic process where it is important after each step to make a preliminary interpretation of all information. When all essential information is gathered an interdisciplinary interpretation answering the key questions should be carried out and based on this the engineering geological prognosis should be established as an aid for making the main decisions. Through the entire project it is important to integrate all material and not forget the previous investigations. For example in the actual construction stage the geological prognosis, and with this also the geophysical data, can be evaluated against the true conditions, which will provide fundamental references and valuable experience to be used in further interpretation and evaluation. Thus it is essential at all stages to review the geological prognosis and continuously update and modify it when necessary.

Geoelectrical imaging

Geoelectrical imaging is a relative fast and cost efficient method compared to other profiling methods, e.g. seismic refraction. In order to correctly interpret the data, knowledge of the geological setting e.g. anticipated lithology and groundwater level from geological maps, cores and borehole geophysical measurements etc. is important.

Geoelectrical imaging is used for measuring the spatial variation in the resistivity of the subsurface. The resistivity of the different geological materials differs greatly, see figure 2. Most rock forming minerals are insulators so the resistivity of crystalline rock depends largely on the amount and salinity of water present in fractures and the degree of weathering of the rock (Binley and Kemna, 2005; Parasnis, 1986). When electrical resistivity measurements are done, a direct current is transmitted between two electrodes and the potential difference is measured between two other electrodes, see figure 3. The convention today is to perform a large number of four electrode measurements along profiles or over areas to achieve resistivity models as 2D sections or as 3D volumes respectively. This is normally done using multi-electrode systems, i.e. Continuous Vertical Electrical Sounding (CVES) (Dahlin, 1996). Techniques for acquisition and

interpretation of resistivity data have been developing continuously during the last century.

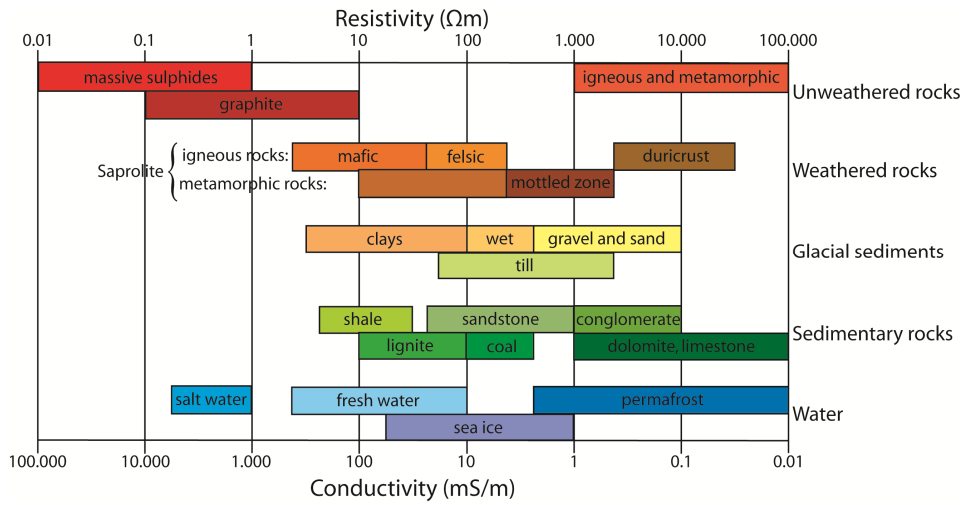


Figure 2. Resistivity of different materials measured in Ωm . The reciprocal of resistivity is conductivity which is measured in mS/m . Modified from Palacky (1987).

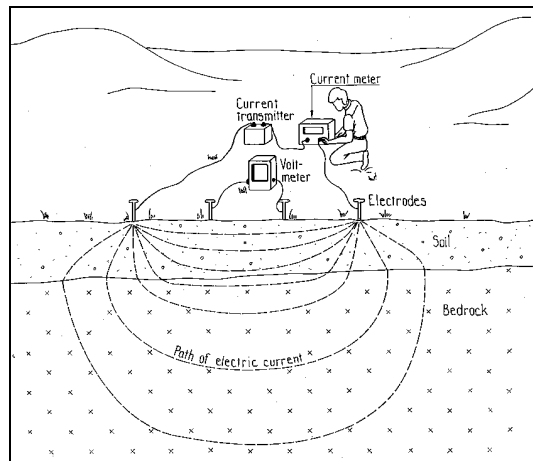


Figure 3. Principles of resistivity surveying (modified from Robinson and Coruh, 1988).

Generally the depth of investigation of the method increases with increasing electrode distance. The current will go through the lowest possible total resistance on the path between the two current electrodes. For example a very low resistive layer near the surface would prevent the current from penetrating deeper into the ground. In this case the resolution of the deeper layer will be limited. In contrast, a very high resistivity layer close to the surface would force the current down to a less resistive layer. The depth of investigation thus depends much on the resistivity of the different layers as well as the largest electrode distance.

Borehole geophysics

For obtaining detailed information from borehole geophysics numerous different logging probes exist. Strictly speaking borehole logging is an alternative or supplement

to the analysis of drill cores and cuttings. However, core drillings are often preferred because of the possibility of continuous analysis of the rock formation over a given interval, but economic and technical problems limit the use of cores. A core drilling is about five times as expensive as a percussion drilling (Swedish prices 2010, without mobilization/demobilization (Bjelm, 2010)). In many soft and friable rocks, e.g. in clay weathered rocks it might only be possible to recover part of the interval cored. Geophysical logging gives in situ measurements which are of great value when there is poor or no core recovery (Ellis and Singer, 2007).

Natural gamma logging is a passive logging technique where the natural gamma-ray intensity of the formation along the borehole is measured. The gamma photons are mainly produced by decay of naturally occurring potassium, uranium and thorium. For example K-feldspars are radioactive because of the large content of potassium. On the other hand amphiboles and quartz are not radioactive. Thus gneiss is more radioactive than amphibolites (Ernstson, 2006; Nielson et al., 1990). The radioactivity is often measured in count per second (cps). The three-arm caliper measures variations in borehole diameter with depth. The diameter is determined by three mechanically coupled arms in contact with the borehole walls. The use of a caliper tool to locate fractures requires the fractures to be either open or sufficiently enlarged by drilling, e.g. clay weathered rock can be washed out, to permit a change in borehole diameter to be detected by the tip of the caliper arm (Howard, 1990). The borehole diameter is given in mm. The resistivity log measures the same physical property as for geoelectrical imaging. There exists several different instrument setups but in this thesis the short and long normal resistivity logs are used. The probe has a current and two potential electrodes with different intervals of 16" (short) and 64" (long).

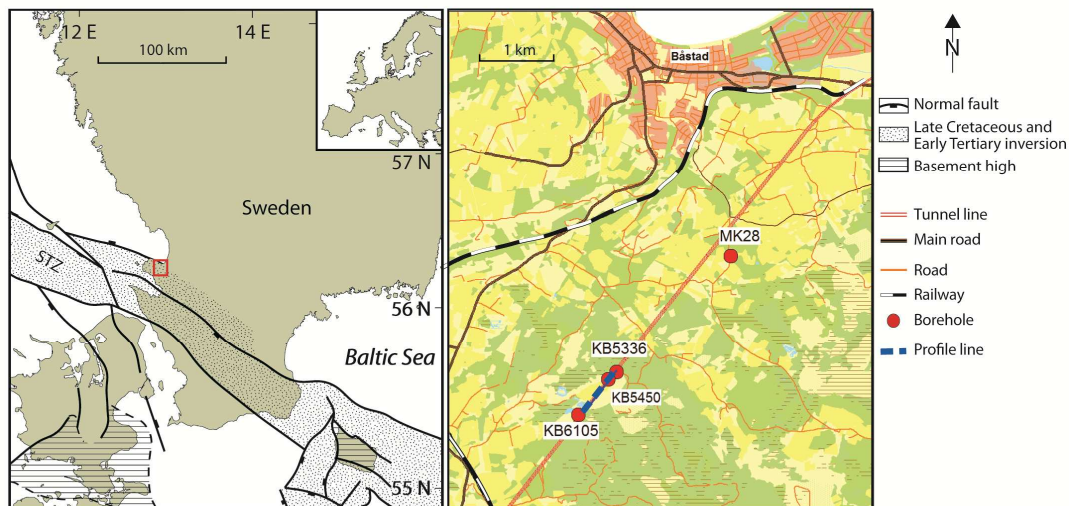


Figure 4. Left: Map of Southern Sweden showing the position of the investigated area and the outline of the Tornquist Zone (STZ). Right: Map of northwestern part of the Hallandsås with position of the core drilled holes KB5336, KB5450, KB6105 and the percussion drilled hole MK28. The CVES/IP profile is measured between KB5336 and KB6105. Maps are modified from Graversen (2009), Lantmäteriverket (2001) and Liboriussen et al. (1987).

Geological setting

The Hallandsås Horst, located in Southern Sweden (Fig. 4), is the result of a tectonic activity that has been ongoing since Silurian times. The uplifted blocks have a NW-SE orientation and occur in the Tornquist Zone. This tectonic element stretches all the way to the Black Sea. The Hallandsås Horst is 8–10 km wide, 60–80 km long and reaches an elevation of 150–200 metres in the tunnel area. Crystalline Precambrian rocks and gneisses presumably of intrusive origin compose most of the bedrock, whereas sedimentary rock covers minor areas. Amphibolites of several generations occur where the oldest often are seen as minor layers or schlieren parallel to the layering in the gneisses. The bedrock is intruded by a set of younger dolerite dykes with their trend parallel to the Scanian horsts. The dominant fracture system is oriented in NW-SE direction corresponding to the Tornquist Zone. Another distinct fracture system has a NNE-SSW direction and is younger than the NW-SE system. Substantial deep weathering of the bedrock began during Triassic and continued periodically during the Cretaceous and to the present day. This resulted in weathering of bedrock to mainly kaolinite. The weathering is documented in drill cores from the area (Wikman and Bergström, 1987).

Geoelectrical and IP imaging used for pre-investigation at a tunnel project

At the Hallandsås Tunnel geoelectrical and induced polarization (IP) measurements have been performed together with ground based magnetic measurements as part of this research project. The purpose of the investigations was to follow up on the geoelectrical data measured in 1998 and do a more detailed study of the selected area. By this some of the key questions regarding rock type, weathering/rock cover and water should be answered. A 900 metre long resistivity and IP profile was measured using the pole-dipole array to obtain a larger median depth of penetration (Fig. 5). The measured data was inverted in the program Res2dinv using robust inversion. The magnetic profiles cover only 480 metres from $x = 400$ to $x = 880$. Two existing core drillings (KB5336 and KB5450) as well as geological maps were available as reference data.

Based on the resistivity data the investigated area can be divided into two sections. The northernmost has a higher resistivity due to fewer fractures and the southernmost has slightly lower resistivity and more fractures. The IP and magnetic data adds information on a dolerite dyke occurring in the area and locates it with high precision (± 5 m). If the position should be even more precise, modelling of the magnetic anomaly could be done. The dolerites in the area are known to contain high amounts of water in the fractures in the contact to neighbouring rock (Wikman and Bergström, 1987), thus the location of the dolerite is important with respect to water content. Combined with reference data from core drillings (Tab. 1 in Danielsen et al. 2008) and general information about the geological setting a geological model is compiled (Fig. 6). By combining the different types of data a more detailed and reliable geological model can be compiled and the key questions answered. Unfortunately the boreholes were drilled prior to the geophysical survey, and thus the boreholes are not positioned optimally for the present study. However the information from the boreholes still contributes with information about e.g. lithology and fracture frequency. With the borehole information the uncertainty of the geological model is reduced, but could have been further reduced

if the boreholes would have contributed with information from the area at x = 600 m where there is a high IP effect.

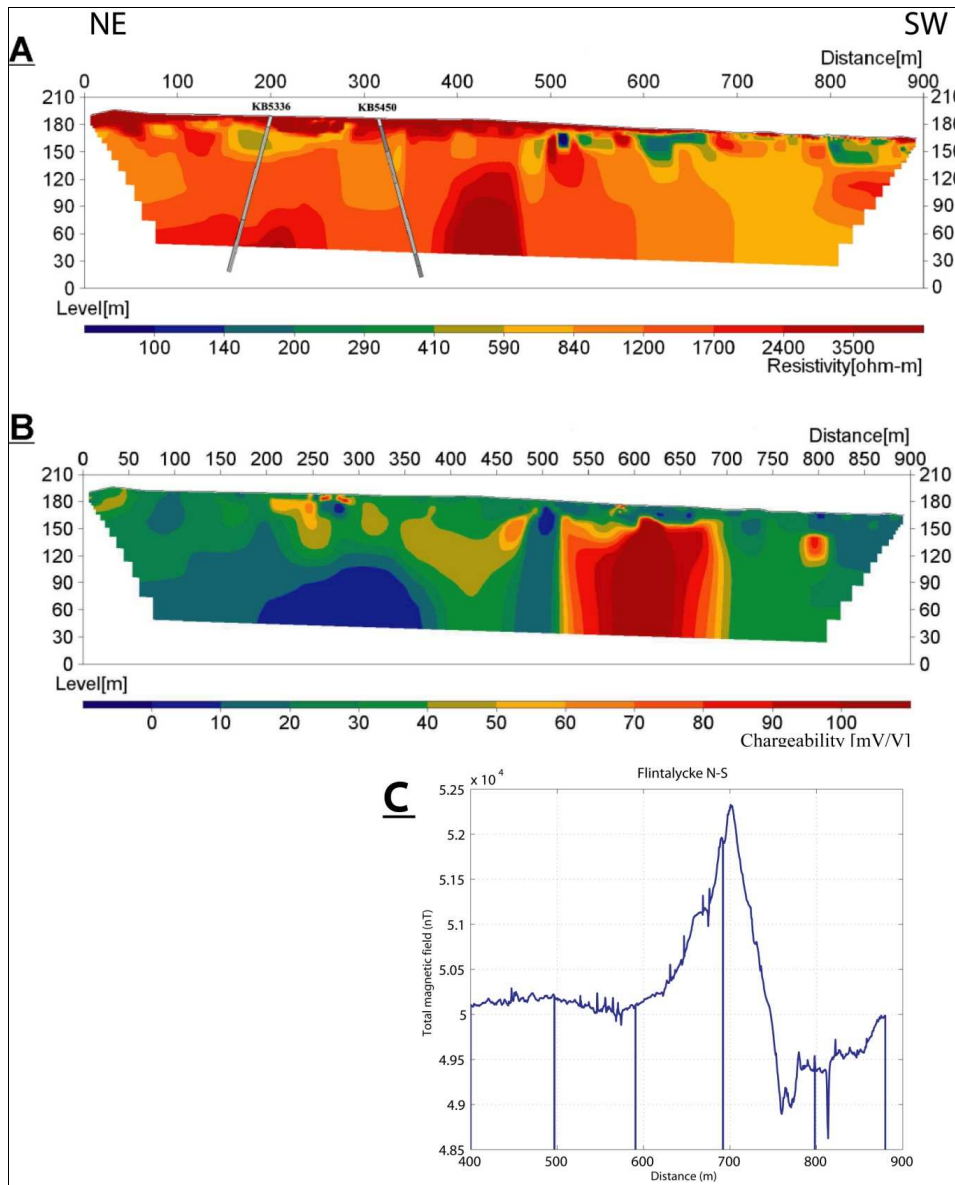


Figure 5. (A) Inverted resistivity results for the 900 metre profile. The positions of two existing core drillings are marked in the profile. In (B) the inverted IP can be seen and in (C) the result from the magnetic measurement is shown.

Geoelectrical and IP imaging in combination with ground based magnetic measurements and geophysical and geological borehole information are useful in the design/production planning stage for compiling a geological model of the subsurface. The continuous geophysical measurements should be performed prior to drillings with the purpose to make a targeted and optimized drilling campaign and perhaps even reduce the number of drillings.

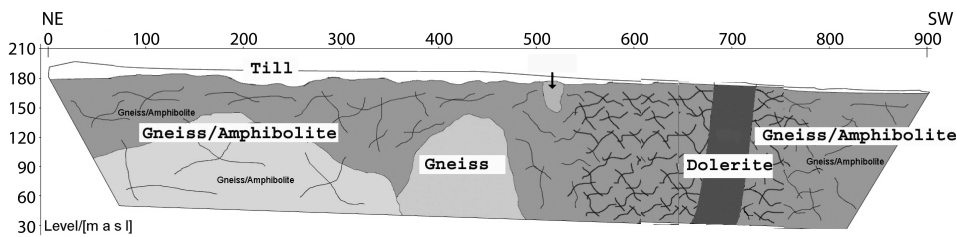


Figure 6. Detailed geological interpretation of the 900 metre profile.

Borehole geophysics provides detailed information in pre-investigation for rock tunnel construction

The scope with this study is to show that borehole geophysics can give detailed information of lithology changes, fractures and weathering of crystalline bedrock. In two core drilled boreholes at the Hallandsås Horst, geophysical logging was performed in order to evaluate the resolution and usefulness of the method. For evaluation the logs were compared with the cores. The result suggests that logging of non-cored boreholes potentially reveals very useful information especially when there are a few cored drill holes to correlate with. As an example geophysical logging was done in a percussion drilled borehole in the same area. The experience from the logging in the core drilled holes was then used for the interpretation. Only the result from the logging of KB5336 (fig. 7) will be shown here. For the results from the logging of KB6105 and MK28 the reader is referred to Danielsen (2010).

The different logs respond to different physical properties and in this case the three types of geophysical logs have the following characteristics: **Natural gamma:** Low count when the lithology is amphibolite or dolerite and high count when the lithology is gneiss. The gneiss contains potassium rich minerals as K-feldspar and biotite and thus the gamma log has a higher count in these parts. This is regardless of fractures. It is however not possible to distinguish between amphibolite and dolerite, because mineralogically they are similar but with different texture. **Caliper:** Increased diameter in a limited interval indicates fractured rock and the wider peaks are joint sets and weathered zones. **Normal resistivity:** Low resistivity (800–2 000 Ωm) indicates where the rock is fractured and/or weathered. A high resistivity (>6 000 Ωm) indicates a homogeneous rock. Figure 8 shows examples of weathered, fractured and fresh rock.

A lithological description done at the drilling site is relatively detailed and is based on the drill cuttings (< 2x2 cm). This demands a very skilled driller and/or geologist at the site. Thus there might be some uncertainties in the determination of the lithology and the position of the different lithological contacts. Furthermore there is ambiguity about the depth of interfaces between different rock units due to mixing of cuttings and delays in their arrival to the surface. An advantage with logging is that it is in situ measurements and that the data is recorded, so that any ambiguity in the result it can be viewed by more than one person.

Borehole geophysics can contribute with information about lithology, structural and rock mechanical properties. The borehole geophysics can also be used to calibrate the

results from surface geophysics and should therefore be an integrated part at all stages in the pre-investigation. It can be recommended that borehole geophysics is done in the cheaper percussion drilled holes and thereby be a good alternative to the expensive core drilled holes.

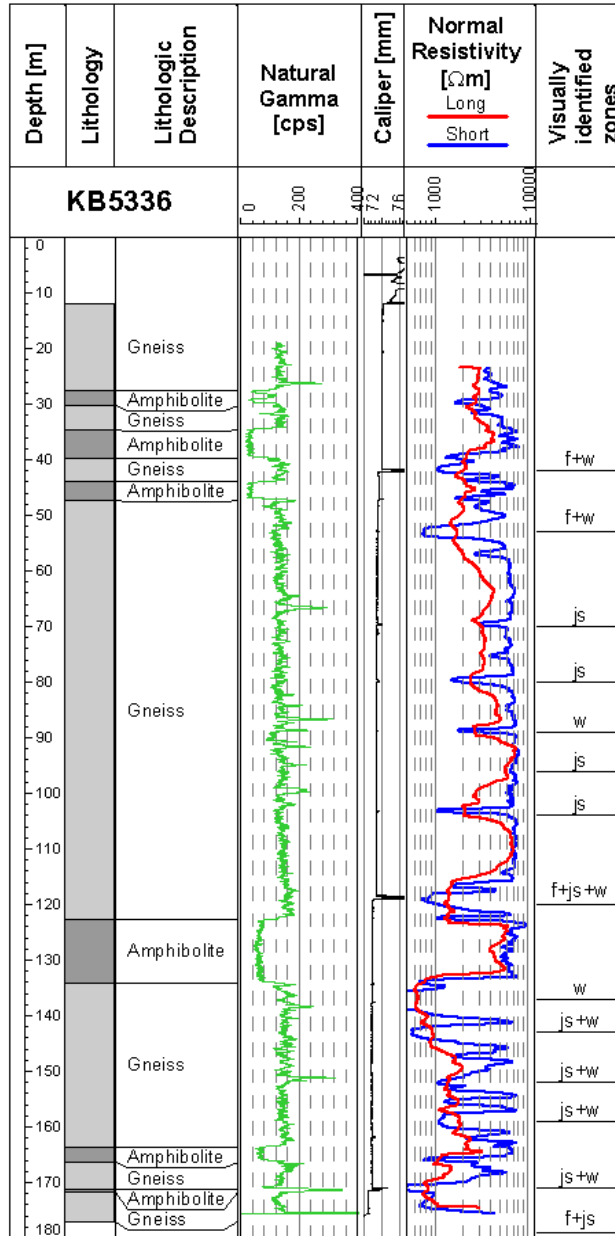


Figure 7. Lithological and petrophysical logs of KB5336. The identified occurrences are abbreviated fracture (f), weathering (w), joint set (js).

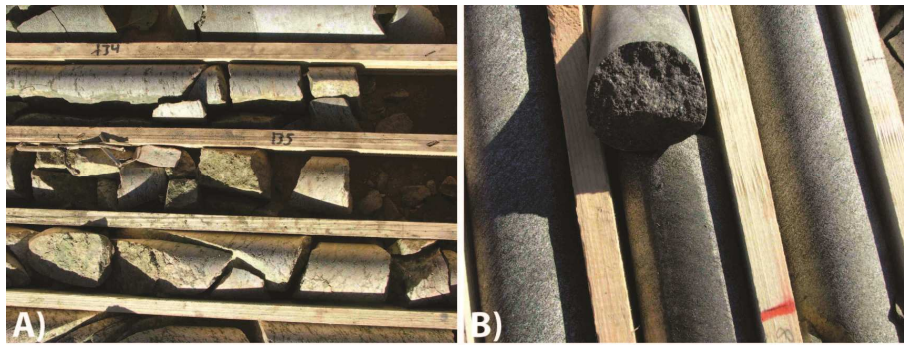


Figure 8. A) KB5336: highly weathered and fractured rock at 135 m. B) KB6105: fresh amphibolite at 88 m (the author broke the core in order to take a sample).

Comparison of geoelectrical imaging and tunnel documentation at the Hallandsås Tunnel, Sweden

The results in the previous chapters show that in a pre-investigation geoelectrical imaging and borehole geophysics provide useful information about the rock properties. However it is important to evaluate the data as the project progresses, because by calibrating with e.g. tunnel documentation the interpretation of the geophysical data can become even more reliable. Thus the interesting question is: what else can be resolved by geoelectrical imaging? The evaluation is done by comparing the electrical imaging with tunnel documentation from the completed part of the Hallandsås Tunnel. The documentation includes information on e.g. rock type, weathering, water leakage, RQD and fracturing. (For more information about these parameters the reader is referred to Danielsen and Dahlin, 2009). The comparison is done merely by visual evaluation of three different sections of the tunnel referred to as North, South and TBM in the following section. The distance between the centrelines of the two tunnels is 25 metre.

In figure 9 the tunnel documentation gathered in front of the TBM is compared with the resistivity data from the same section. The resistivity data are shown as the full model and as sub-models extracted at 60 metres and 25 metres above sea level. To make the evaluation of the results easier, different resistivity zones are marked with a letter and a number. The data are divided into three categories i.e. low (L), intermediate (I) and high (H) resistivity. The three categories cover the same resistivity interval in all three tunnel sections. The concept is to focus on the change in resistivity, e.g. from high to low, and not on the specific numerical value of the resistivity.

The comparison of resistivity data and tunnel documentations from the Hallandsås Tunnel shows that changes in resistivity in most cases are related to some kind of change in rock. High resistivity corresponds well with good quality gneiss as the dominant rock type. In general low resistivity corresponds to a varying lithology with several fractured contacts or merely rock with a poor quality ($RQD < 25$). The intermediate resistivity often coincides with areas of amphibolite with an average RQD of 25-75 (fair quality). Danielsen (2010) showed that intermediate resistivity in amphibolite indicate initial weathering of pyroxenes which can be expected to weaken the rock. The results also show that in some cases the intermediate resistivity corresponds to increased water content. The presence of water can decrease the

resistivity of a rock with an otherwise fair rock quality. As an example, very large amounts of water can originate from a single fracture and this is not synonymous with a low RQD. This clearly shows the ambiguity of geoelectrical imaging. Although in most cases there is a correlation between resistivity and rock conditions, there are also exceptions.

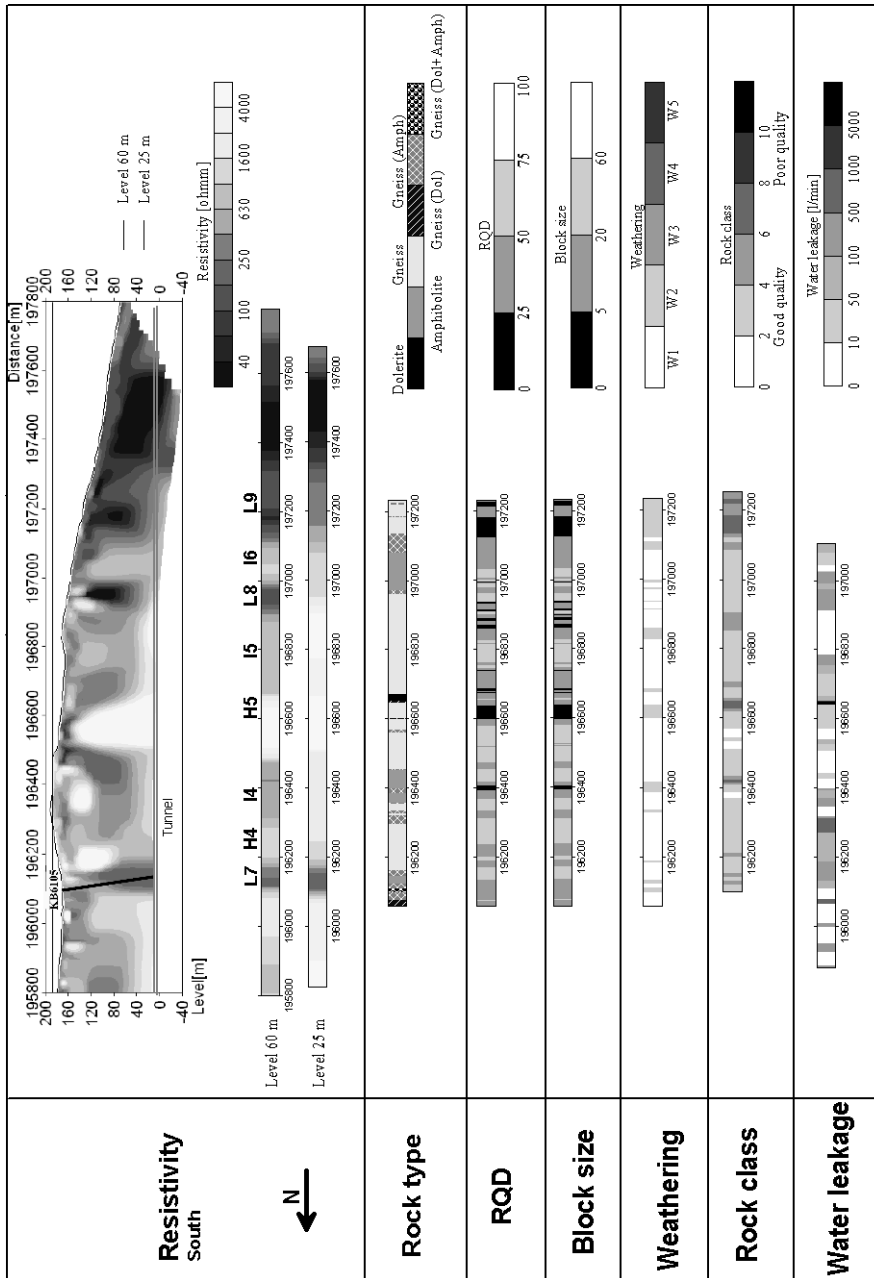


Figure 9. Visualization of resistivity and mapped data from the southern part of the Hallandsås tunnel. The mapping is done in front of the TBM at every operational stop. The mapped data were rock type, RQD, block size, weathering, rock class and water leakage. The resistivity data are shown as full model and as sub-models extracted at 60 metre and 25 metre above sea level.

A disagreement in correlation between resistivity and rock conditions may have several different causes. The tunnels are only separated by 25 metres and even so there is still a significant difference between the lithology and rock properties documented in the eastern and western tunnels, emphasising the high variability in the rock mass properties. Thus 3D effects in the resistivity data should be expected. Another issue is the difference in the scale of the data. The tunnel documentation shows every small change in the rock conditions. For the resistivity method to be successful a zone has to be sufficiently large and have large enough contrast in the physical properties, otherwise it will show an average of the zones. A complicating factor in this particular tunnel project is that the tunnel is situated at great depth giving poor geophysical data resolution at tunnel level. Lack of resolution can cause a low resistivity body at a shallower depth to apparently extend down to tunnel level. The resistivity data are measured at the ground surface, 120-150 metre above the tunnel. Therefore these data have a much lower resolution at tunnel level than the detailed tunnel documentation. A zone can be too narrow to be visible in the resistivity data if the resistivity contrast with the surrounding rock is not sufficiently large. Longer layouts and a pole-dipole array would give a larger penetration depth and a better resolution at tunnel level. In the mapping of the tunnel there is also the human factor to acknowledge. The mapping of RQD, weathering and lithology is a quasi-subjective assessment done by geologists at the tunnel site. There is no big difference in rock mass properties if the rock has a RQD of e.g. 28 or 23 but it means that the conditions look more serious in the plot intervals used in this study. So the mapping is somewhat subjective and might bias the results in some parts.

Conclusions

In this research the main focus has been on the applicability of the geoelectrical method as a tool for predicting geological and rock mass conditions. Applying the geoelectrical method at different scales has proven to provide useful information at different stages of rock tunnel construction. The large scale geoelectrical imaging is useful in the design/production planning stage and in the construction stage. At even smaller scale the geoelectrical method can be combined with other geophysical methods in borehole logging and applied late in the design/production planning stage.

Before the geoelectrical method is used it is important to ask what can be expected when applied in a specific bedrock environment with regards to rock mass variations. Here the engineer's key questions are important in order to identify plausible problems. To answer such questions is complex, because the resolution of the method will differ from site to site. The method responds to changes in resistivity and the range of the variations to be detected; the resistivity contrast and size of the different zones have to be sufficiently large for the method to resolve. When interpreting geoelectrical data it is important to keep in mind that the resolution of the method decreases with depth. The penetration depth of the method depends on several factors, e.g. maximum electrode separation, array types and resistivity of the bedrock. In general the target depth should not be more than half of the penetration depth in order to obtain a reasonable resolution. Nevertheless it is feasible for the target depth to be larger, but this has to be acknowledged in the interpretation of the result. The advantage with geoelectrical

imaging is that it gives continuous data in 2D or 3D whereas drilling provides only point information. When considering using geoelectrical imaging it is vital that reference data, such as borehole geophysics and drill cores, exist for calibration and interpretation of the data. However reference data is also needed for the interpretation of any other geophysical data. Geoelectrical imaging is generally cheaper than seismic refraction. However the two methods should not be compared because they respond to completely different physical properties and should rather be used in combination instead of at the expense of each other.

The use of geoelectrical imaging at the Hallandsås Horst demonstrates that the method can indicate fractured, water bearing rock, weathered rock and to some extent lithology changes in crystalline bedrock. In this particular geological environment with the tunnel drilled 150 metre beneath the surface, the scale of resolution of the resistivity method is tens of metres at tunnel level. Thus in this case the method cannot resolve bodies or structures smaller than this.

Borehole geophysics (incl. resistivity logs) supplies valuable small scale information late in the pre-investigation. The advantage with borehole geophysics is that they provide high resolution in-situ data. These data are useful for calibration of the large-scale measurements and are especially important because they give information about weak rock at localities where there might not be full core recovery. In addition the data are recorded and can be re-interpreted at a later date if that becomes necessary. The combination of borehole geophysics in percussion drilled boreholes is a cheaper alternative to core drilling, especially if a core drilled hole exists for calibration.

Several factors are important for a successful pre-investigation and tunnel construction. The pre-investigation should be performed top down so that the investigations start at large scale and continue into more and more details which follows the need for information in the different project stages. The focus should all the time be on the key questions necessary for making the best decisions through the project. The pre-investigation should be a dynamic process where the prognosis is updated when new information is available. The report presenting the results from the investigations should be structured in a consistent way following the top down approach. Communication within a project and thereby also the integration of the knowledge is essential for the outcome of the project. It does not matter how many methods are used if the results are disregarded. A project database with all geo-data helps the integration of information and keeps a dynamic flow in the project.

With profound and optimised pre-investigation and well-integrated results, the reliability of the engineering geological prognosis is higher and the risk that something unexpected happens is thereby reduced. Geoelectrical imaging and borehole geophysics contribute to reduce the uncertainties and should therefore be considered as a prospective part of all pre-investigations as well as of the production stage.

Acknowledgement

Our gratefulness goes to those financing the project; Rock Engineering Research Foundation (BeFo), Swedish Construction Industry (SBUF), Swedish Railroad Administration (Trafikverket) and Skanska-Vinci HB.

References

- Baynes, F.J., Fookes, P.G., and Kennedy, J.F., 2005, The total engineering geology approach applied to railways in the Pilbara, Western Australia: *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, v. 64, p. 67-94.
- Binley, A. and Kemna, A., 2005, DC resistivity and induced polarization methods, in Rubin, Y. and Hubbard, S., eds., *Hydrogeophysics*: Springer, p. 129-156.
- Bjelm, L., 2010, Personal Communication, *Engineering Geology*, Lund University, Sweden.
- Cavinato, G.P., Di Luzio, E., Moscatelli, M., Vallone, R., Averardi, M., Valente, A., and Papale, S., 2006, The new Col di Tenda tunnel between Italy and France: Integrated geological investigations and geophysical prospections for preliminary studies on the Italian side: *Engineering Geology*, v. 88, p. 90-109.
- Dahlin, T., 1996, 2D resistivity surveying for environmental and engineering applications: *First Break*, v. 14, p. 275-283.
- Dahlin, T., Bjelm, L., and Svensson, C., 1999, Use of electrical imaging in site investigations for a railway tunnel through the Hallandsås Horst, Sweden: *Quarterly Journal of Engineering Geology*, v. 32, p. 163-172.
- Daniels, J.J. and Keys, W.S., 1990, Geophysical Well Logging For Evaluating Hazardous Waste Sites, in Ward, S.H., ed., *Geotechnical and Environmental Geophysics, Vol 1, Review and Tutorial*: Society of Exploration Geophysicists, p. 263-285.
- Danielsen, B.E., 2010, The applicability of geoelectrical methods in pre-investigation for construction in rock. *Engineering Geology*, Lund University.
- Danielsen, B.E., Arver, H., Karlsson, T., and Dahlin, T., 2008, Geoelectrical and IP imaging used for pre-investigation at a tunnel project, Krakow, Poland.
- Danielsen, B.E. and Dahlin, T., 2009, Comparison of geoelectrical imaging and tunnel documentation at the Hallandsas Tunnel, Sweden: *Engineering Geology*, v. 107, p. 118-129.
- Einstein, H.H., Labreche, D.A., Markow, M.J., and Baecher, G.B., 1978, Decision analysis applied to rock tunnel exploration: *Engineering Geology*, v. 12, p. 143-161.
- Ellis, D.V. and Singer, J.M., 2007, *Well Logging for Earth Scientists*: Springer.
- Ernstson, K., 2006, Magnetic, geothermal, and radioactivity methods, in Kirsch, R., ed., *Groundwater Geophysics - A tool for hydrogeology*: Springer, p. 275-320.
- Ganerød, G.V., Rønning, J.S., Dalsegg, E., Elvebakk, H., Holmøy, K., Nilsen, B., and Braathen, A., 2006, Comparison of geophysical methods for sub-surface mapping of faults and fracture zones in a section of the Viggja road tunnel, Norway: *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, v. 65, p. 231-243.

- Graversen, O., 2009, Structural analysis of superposed fault systems of the Bornholm horst block, Tornquist Zone, Denmark: *Bulletin of the Geological Society of Denmark*, v. 57, p. 25-49.
- Howard, K.W.F., 1990, Geophysical Well Logging Methods for the Detection and Characterization of Fractures in Hard Rock, in Ward, S.H., ed., *Geotechnical and Environmental Geophysics*, Vol. 1, Review and Tutorial: Society of Exploration Geophysicists, p. 287-307.
- ISRM, 1981, Suggested methods for geophysical logging of boreholes: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, v. 18, p. 67-84.
- Lantmäteriverket, 2001, GSD - Terrängkartan (Map):513.
- Liboriussen, J., Ashton, P., and Tygesen, T., 1987, The tectonic evolution of the Fennoscandian Border Zone in Denmark: *Tectonophysics*, v. 137, p. 21-29.
- Ngan-Tillard, D., Venmans, A., and Slob, E., 2010, Total engineering geology approach applied to motorway construction and widening in the Netherlands: *Engineering Geology*, v. 114, p. 164-170.
- Nielson, D.L., Linpei, C., and Ward, S.H., 1990, Gamma-Ray Spectrometry and Radon Emanometry in Environmental Geophysics, in Ward, S.H., ed., *Geotechnical and environmental geophysics*, vol 1: Review and tutorial: Tulsa, Society of Exploration Geophysicists, p. 219-250.
- Paillet, F.L. and Ellefsen, K.J., 2005, Downhole Application of Geophysics, in Butler, D.K., ed., *Near-Surface Geophysics*: p. 439-471.
- Palacky, G.J., 1987, Resistivity Characteristics of Geologic Targets, in Nabighian, M.N., ed., *Electromagnetic methods in applied geophysics*: Society of exploration geophysics, p. 56-130.
- Parasnis, D.S., 1986, *Principles of Applied Geophysics*: Chapman and Hall.
- Rasmussen, K.R. and Bai, W., 1987, Logging in deep water wells in central Jutland, Denmark: *Boreas*, v. 16, p. 393-404.
- Robinson, E.S. and Coruh, C., 1988, *Basic exploration geophysics*: Wiley.
- Rønning, J.S., 2003, Miljø- og samfunnstjenlige tunneler. Sluttrapport delprosjekt A, Forundersøkelser, NGU, p. 1-64.
- Schepers, R., Rafat, G., Gelbke, C., and Lehmann, B., 2001, Application of borehole logging, core imaging and tomography to geotechnical exploration: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 38, p. 867-876.
- Segesman, F.F., 1980, Well-logging method: *Geophysics*, v. 45, p. 1667-1684.
- Stanfors, R., 1987, The Bolmen tunnel project. Evaluation of geophysical site investigation methods, Stockholm, SKB Swedish nuclear fuel and waste management co.
- Wikman, H. and Bergström, J., 1987, *Beskrivning till Berggrundskartan Halmstad SV*, Uppsala, Swedish Geological Survey.

SPRÄNGSKADEZONENS BERGMEKANISKA BETYDELSE

ROCK MECHANICS ASPECTS ON THE EXCAVATION DAMAGE ZONE

Rolf Christiansson, SKB

Mats Olsson, EDZ-consulting

Ingemar Markström, SKB

Sammanfattning

En av de viktigaste frågorna för SKB inför sprängningen av deponeringstunnlarna är att få en god konturhållning samt att kunna begränsa skadezonen. En undersökning av sprickutbredningen i TASS-tunneln i Äspö, som drevs med skonsam sprängning, visade att det är möjligt att borra och spränga en tunnel med stor precision och kvalitet och med en mycket begränsad och lokal skadezon. En hög kvalitet på borrning och sprängning kan också ge möjlighet att reducera bergförstärkningsinsatserna och medför i så fall att tunnelkostnaderna kan reduceras.

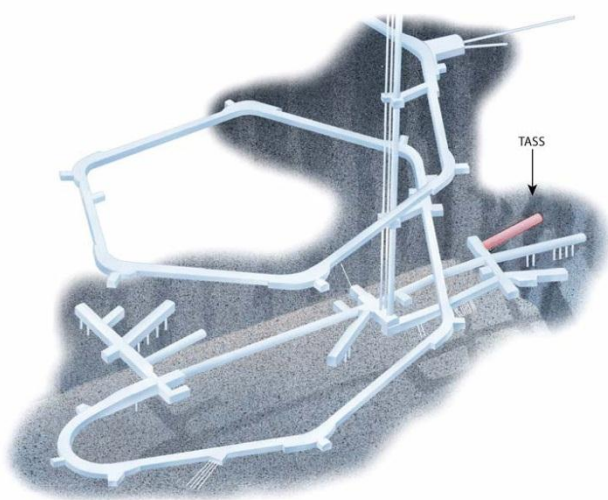
Summary

One of the most important issues for SKB regarding excavation of the deposit tunnels is the possibility to reduce overbreak and the damage zone. Smooth blasting of the TASS-tunnel at Äspö showed that it is possible to excavate a tunnel with high drilling precision and quality and with only locally situated damage zones. With high quality in drilling and blasting it might be possible to reduce the rock reinforcements resulting in lower tunneling costs.

Bakgrund

SKB:s planerade slutförvar för använt kärnbränsle ska utföras enligt den s.k. KBS-3 metoden. Det använda bränslet placeras i kapslar, som placeras i vertikala borrhål från tunnlar på ca 500 m djup. Kapslar omges av högkompakterad bentonit, och tunnlar återfylls med bentonit. Återfyllda tunnlar ska ha en täthet som i genomsnitt är som det berg som sprängdes bort. Konventionell borrning och sprängning är den valda referensmetoden för bergschakt. Sprängningens utförande i fråga om en god konturhållning för att underlätta återfyllning med kompakterad lera, samt möjligheten att begränsa uppkomst av en kontinuerlig skadezon som kan orsaka en oönskad flödesväg efter förslutning är de viktigaste frågorna för SKB vid formulering av de krav som ska gälla vid sprängning av deponeringstunnlar.

För att öka förståelsen för hur olika krav påverkar slutresultatet beslöt SKB att genomföra en undersökning av sprickutbredningen i en utvald sektion i en tunnel som drevs i Äspö under 2008, den s.k. TASS-tunneln, se Figur 1.



Figur 1. TASS-tunnelns läge i Äspölaboratoriet. *The location of the TASS tunnel in the Äspö Hard Rock Laboratory.*

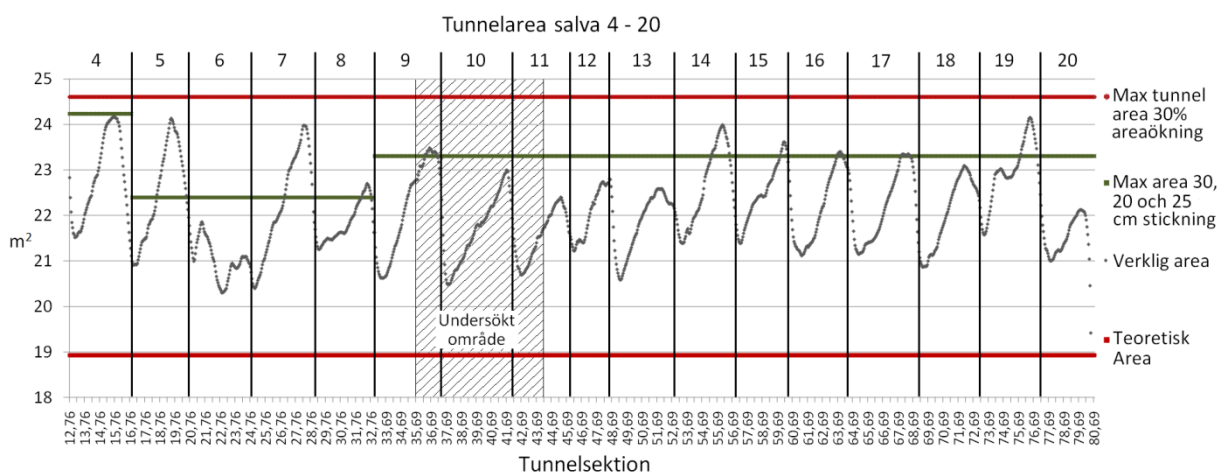
Drivningsmetod

TASS-tunneln ligger på 450 m nivån i Äspölaboratoriet. Tunneln, som har en tvärsnittsarea av ca 20 m² planerades till 90 m längd i SKB-projektet ”Fintätning på stort djup”. TASS-tunneln blev därför lagd i ett område med varierande förekomst av vattenförande sprickor. Tunnelns riktning var vinkelrätt mot största huvudspänningen. Berget var en i huvudsak medelkornig röd-gråaktig Äspödiorit, med en tryckhållfasthet på 210-225 MPa och med en elasticitetsmodul på 75-80 GPa.

Tunneln drevs med skonsam sprängning i sju etapper där varje etapp bestod av fyra salvor med avbrott i drivningen för injektering och mätning av inläckage. Eftersom injektering var projektets främsta syfte fanns gott om tid att utvärdera bergschaktresultaten mellan drivningsetapperna. Borrplanen bestod normalt av 92 st 48 mm spränghål samt fyra st 102 mm öppningshål. Hållängden var normalt 4,6 m och hålen borrades med stor precision av en Atlas Copco Rocket Boomer E2c30 med 3 generationens ”Rig Control System”. Den specifika borrhningen var 4,6 m/m³. De ställda kraven på borrhning framgår av Tabell 1. Krav och resultat presenterades av /Christiansson et.al., 2009/. Detaljer i utförande framgår av /Karlzén och Johansson, 2010/.

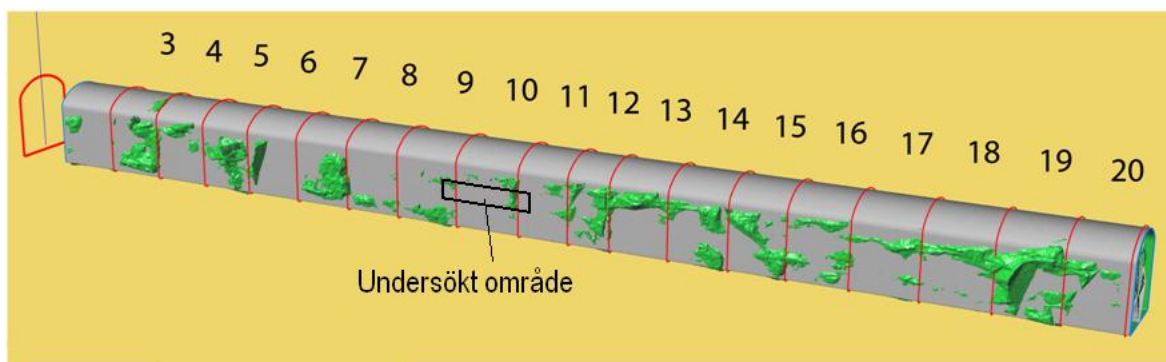
Tabell 1. Krav på borrhnoggrannhet. *Requirements on drilling precision*

	Planerade krav
Stickning	< 25 cm i väggar i sula < 20 cm i anfang och tak
Påhuggsnoggrannhet	± 50 mm i höjd + 100 mm horisontellt
Tillåten avvikelse från teoretisk botten	± 50 mm



Figur 2. Tunnelareans variation för salva 4-20 /Karlzén och Johansson, 2010/. *Tunnel area for rounds 4-20 of the TASS tunnel.*

För att kunna ha stor kontroll på laddningsvikter och för att kunna minimera skadezonen så användes patronerade laddningar i samtliga salvor. Konturhålen laddades med 17 mm Dynotex 1 och förladdades med grus. Nonel användes i de första 8 salvorna men för salva 9-20 användes elektroniska sprängkapslar i-kon från Orica i kontur och hjälparhål för minimering av sprickbildningen /Olsson & Bergqvist, 1995/. Tunnelns borrh- och laddplan designades efter de principer som tagits fram under forskningen på SveBeFo och Swebrec. Figur 3 visar en illustration av uppmätt överberg.



Figur 3. Illustration av överberg. Den grå ytan är 25 cm utanför teoretisk kontur. De större överbergen är orsakade av blockutfall, och viss tendens till överberg pga felborrning i anfang. *Illustration of overbreak. The grey surface is drawn 25 cm outside the theoretical tunnel profile. Areas with larger overbreak are caused by fallouts and low drilling precision in the abutment.*

Undersökning av sprängskadezonen

Skadezonen från tunnelsprängning har tidigare undersökts ett antal gånger i Äspö och har då bestått i att man sågat ut skivor från bergväggen som därefter karterats på sprickor /Olsson et al. 2004/. Undersökningsmetodiken för TASS-tunneln /Olsson et al. 2009/ baserades på liknande teknik och omfattade följande steg: val av försöksområde,

inmätning av försöksområdet, uttag av block i väggen genom sågning, upptransport av block, sågning av blocken till skivor, sprickkartering av skivorna, inmätning av skivorna, digitalisering av sprickorna och 3D modellering.

Uttag av block

Ett område omfattande 3 salvor utvaldes som försöksområde. Det bedömdes som speciellt intressant att studera övergången mellan salvor för att undersöka om skador från bottenladdningen i en salva kunde bilda en kontinuerlig skadezon över till nästa salva. Försöksområdet omfattade en 8 m lång och 1,5 m hög sektion av tunnelväggen. Sektionen täckte 3 halvpipor i konturen och omfattade slutet av salva 9, hela salva 10 och första delen av salva 11. Skadezonen studerades genom block togs ut från bergväggen genom sågning med diamant-wire. Varje block var 1 m brett, 1,5 m högt och 0,6 – 1.0 m djupt. Den samlade provmängden var ca 25 ton. Dessa block fraktades sedan upp och sågades i skivor för kartering av sprickor.



Figur 4. Wiresågning och blockuttag. *Wire sawing and block excavation.*

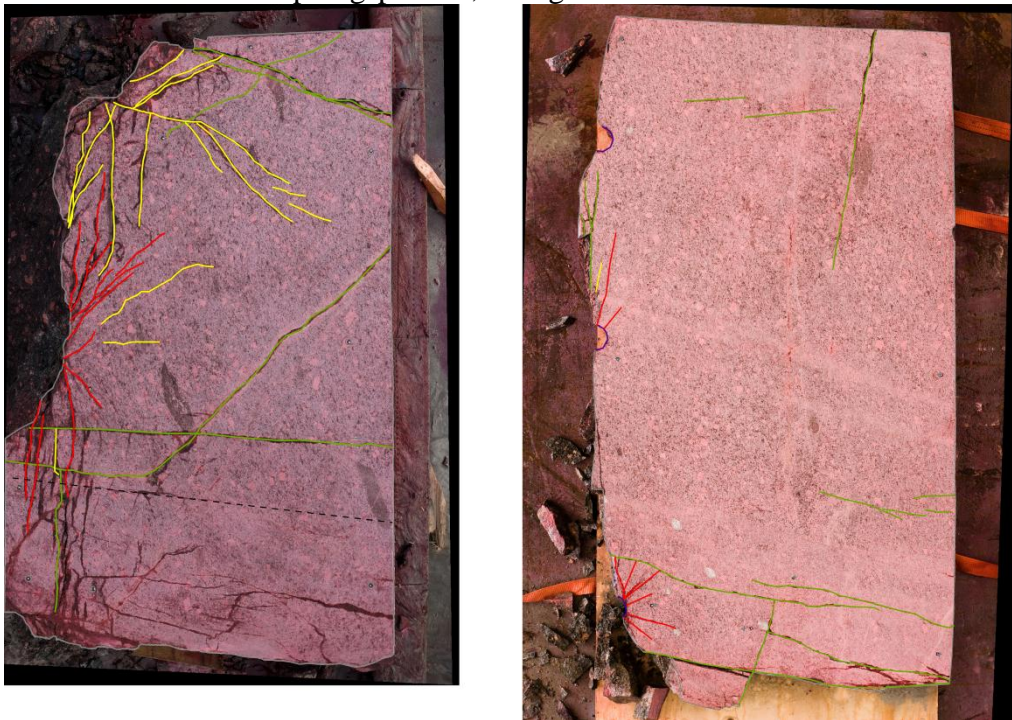
Inmätning av block och sågning till skivor

Efter uppfukt till ytan vändes blocken och sågades sedan i skivor vinkelrätt mot tunnelriktningen. Varje skiva var ca 10 cm vilket innebär att det totalt blev ca 80 skivor. Innan skivorna sågades mättes dessa in med totalstation, se nedan. Skivyten rengjordes, torkades och sprayades med penetrantvätska. Överflödigt vätska spolades bort, skivyten torkades på nytt och sprickorna som då framträdde fotograferades. Penetrantvätskan gör det möjligt att se sprickor ner till 20 µm.

Dokumentation av skivsidor och digitalisering av sprickor

De inmätta punkterna på skivorna överfördes till 2D CAD-filer. Noggrannheten på de inmätta punkterna låg inom $\pm 1,5$ mm. Sprickspåren digitaliserades och indelades i tre typer med olika färgmärkning; sprängsprickor, spränginducerade sprickor samt naturliga sprickor. Sprickor som utgick från borrhålen definierades som sprängsprickor, sprickor som orsakats av sprängning men som inte utgick från borrhålen kallades spränginducerade och slutligen de naturliga sprickorna var sprickor som fanns i berget innan sprängningen.

Samtliga sprickspår gavs ett ID-nummer och längden på sprickspåren mättes. Därefter överfördes de digitaliserade filerna till 3D-format för vidare bearbetning. Det var stor skillnad på förekomsten av sprickor beroende på var i salvan man tittade. I början av salvorna fanns enbart naturliga sprickor (denna del var ju oladdad) och längre in i salvan fanns enstaka kortare sprängsprickor, se Figur 5.



Figur 5. Sprickutbredning (bottenladdning i vänster bild, pipladdning i höger bild). *Fractures from the bottom charge (left picture) and fractures from column charge (right picture).*

Det var också stor skillnad på sprickutbredningen längs hålen, se Figur 5. Den största förekomsten av sprängsprickor fanns, föga överraskande, i botten av varje salva orsakade av bottenladdningen. Det längsta sprickspåret som hittades var här ca 45 cm medan spricklängden i mitten av salvan, orsakade av pipladdningen, inte översteg 15 cm.

Inpassning av digitaliserade skivor i 3D-rymden

Före blockuttaget mättes ett stort antal fixpunkter in på tunnelväggen där blocken skulle tas ut. Blocken sågades därefter ut och transporterades till sågningsplatsen på markytan. Innan blocket sågades till skivor refererades de inmätta fixpunkterna, med kända koordinater, in mot referenspunkter vid sågningsplatsen. Med hjälp av dessa kunde referensfiler med de digitaliserade skivsidorna passas in i 3D-rymden, se Figur 7. Med alla tänkbara felkällor i åtanke bedömdes noggrannheten för varje inplacerad skivside till ca. ± 1 cm.

Modellering

Sprickmodelleringen gjordes i SKBs modelleringssystem RVS (Rock Visualization System) en applikation till CAD-programmet MicroStation. Sprickplanen skapades genom att använda RVS modelleringsfunktion Surface by Profiles, där man kan binda samman sprickspår till sprickplan.

Det finns ett antal kriterier som kan användas för att tolka vilka sprickspår som ska bindas samman till sprickplan. Här ligger förstås de största osäkerheterna i modellen. Vid digitaliseringen klassificeras alla sprickplan, som tidigare nämnts, detta är en viktig input när man ska besluta vilka sprickspår som ska knytas samman till sprickplan.

Det första kriteriet för att knyta samman sprickor är visuell tolkning. När man sakta roterar 3D-bilden med sprickspår kan man urskilja ett mönster där de större naturliga sprickorna, som går genom flera skivsidor, är ganska enkla att följa och tolka. Sprickornas riktning mot nästa skivsida kunde följas på fotografier som visar den undersökta överytan och en eller två av sidorna. Förutom detta är noteringar från karteringen rörande sprickornas riktning till hjälp vid modelleringen.

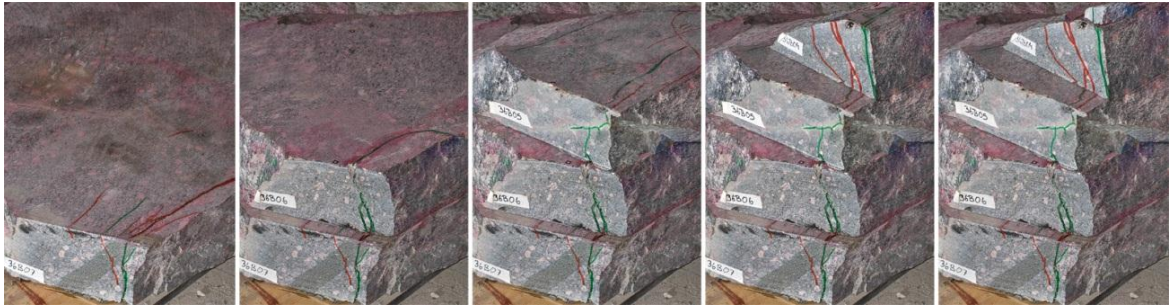
Nästa kriterium för att knyta samman sprickspår är sprickspårens observerade egenskaper från karteringen. Detta kan vara fysiska egenskaper som om de är öppna eller slutna, typ av mineralfyllning, oxidation mm. Dessa egenskaper, tillsammans med placering och sprickgeometri var också till hjälp för att skilja mellan naturliga och spränginducerade sprickor vid klassificeringen.

Det sista kriteriet är kunskap och erfarenhet rörande sprängsprickors natur och rörande det naturliga sprickmönstret på platsen.

Det fanns ett antal sprickspår som inte gick att knyta mot andra sektioner. Dessa modellerades som rektangulära plan vinkelrät skivorna. De är naturligtvis mycket osäkra rörande orientering.

Detaljundersökning

Att modellera spräng- och spränginducerade sprickor var svårast och dessa sprickor är mest osäkra i modellen. För att verifiera modelleringen valdes sex representativa platser ut för detaljundersökningar. Figur 6 visar ett av dessa fall där ett antal av de sågade skivorna lades ovanpå varandra för att följa sprickorna över ett större område. Erfarenheterna härifrån användes för att omtolka vissa sprickor som modellerats före detaljundersökningen.



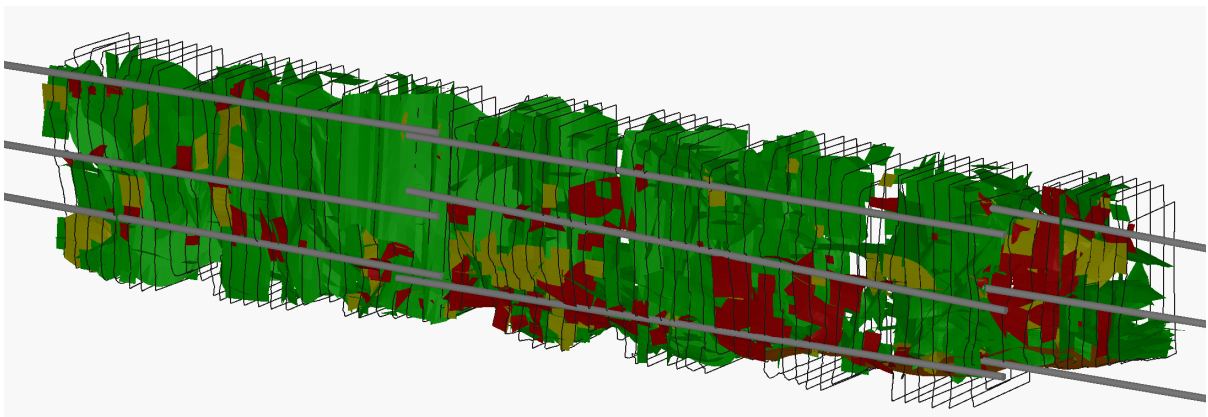
Figur 6. Fem skivor lagda på varandra för detaljstudie av sprickutbredning. *Detailed investigation of fracture propagation through five slabs.*

Slutsatsen av dessa undersökningar visade att modelleringen av sprängsprickorna i stort var riktig. Det framgick vidare att sprängsprickorna ofta mynnar ut i tunnelväggen.

Sprickmodellen

Majoriteten av de modellerade sprängsprickorna är sub-parallella med tunnelväggen, deras bidrag till den sammanlagda sprickbilden är mycket litet. Naturliga sprickor kan ha påverkats av sprängprocessen på så sätt att en sluten spricka kan öppnas.

Alla modellerade sprickplan konfidensklassades. För alla spricktyper dominerar sprickorna med låg eller väldigt låg konfidens. För de naturliga sprickorna är konfidensen generellt högre eftersom dessa sprickor i allmänhet är mycket längre än sprängsprickorna.



Figur 7. Samtliga modellerade sprickor, skivkonturer och salvhål. Naturliga sprickor i grönt, sprängsprickor i rött och spränginducerade sprickor i gult. *All modelled fractures, section outlines and blast holes. Natural fractures in green, blast fractures in red and blast induced fractures in yellow.*

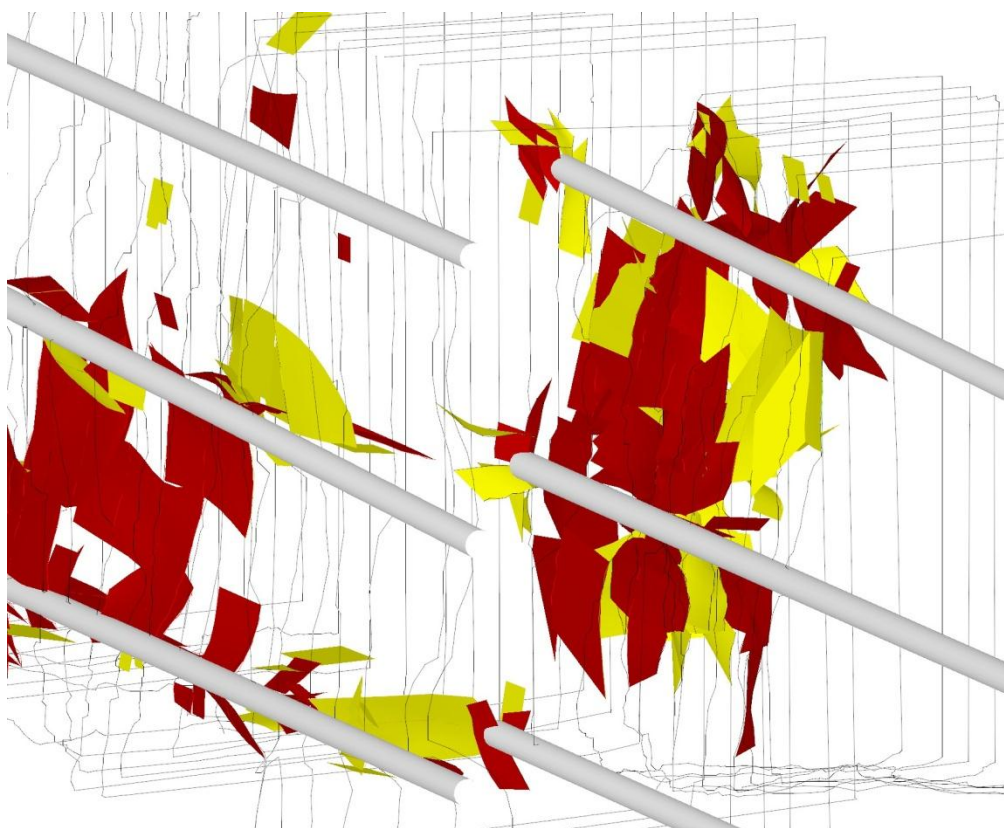
Slutsatser angående skadezonens utbredning

Det finns inga tecken på att det har bildats en kontinuerlig sprängskadezon i det undersökta området. Sprängsprickorna uppträder som korta sprickor längs borrhpiporna. De längsta sprickorna är nära parallella med tunnelväggen, och bildar konturen.

Det finns inga tecken på att sprängsprickor mellan olika salvor skulle ha kontakt. Förskjutningen mellan hålbotten och hålstart för nästa salva och det faktum att den första delen av borrhålet är oladdad gör att avståndet mellan sprickorna är längre än sprickornas utbredning, se Figur 8.

Sprängsprickorna påverkas mycket av närvaron av naturliga sprickor på så sätt att spricklängden för sprängsprickorna kan bli större när de dras mot naturliga sprickor.

Eftersom sprängsprickorna ansluter mot det naturliga spricknätverket kan de öppna upp för potentiella nya vattenvägar. Dock, eftersom de inte formar ett sammanhängande nätverk, är de naturliga sprickorna fortfarande de huvudsakliga vattenledarna och deras kapacitet bör därför utgöra begränsningen för vattenflöde i berget.



Figur 8. Modellerade sprängsprickor i övergången mellan salva 9 och 10. *Modelled blasting fractures at the transition zone between round 9 and 10.*

Sprickor med en vidd mindre än 20 μm kunde inte detekteras, inga sådana sprickor är modellerade.

Skadezonens betydelse för bergförstärkning

Försök i LKAB visar att skrotnings-förstärkningskostnaden kan reduceras med 30 % om tunneln sprängts skonsamt. Skrotningsvolymen minskade med 50 %. Överbergs-mängden kunde reduceras från 30 % till 12 % vilket betyder att kostnaden för skrotning och bergförstärkning kunde reduceras med minst 30 % /Fjellborg & Olsson, 1996/.

Snittkostnader per meter tunnel för TASS-tunnel har använts för att bedöma kostnads-skillnaden mot en mer konventionellt utförd tunnel. Antaganden för kalkylen visas i Tabell 2. Förstärkningskostnader är hämtat från ett större infrastrukturprojekt och avser totalkostnad mot kund.

Räkneexemplet i Tabell 2 innehåller en hel del osäkerheter. Det förutsätts att exemplet med antagen konventionell drivning har samma arbetskostnader som i TASS-entreprenaden. Tid för borrning och laddning är direkt proportionerad mot antal hål. Det är antaget att en tunnel sprängd med mindre toleranskrav kräver mer skrotning, och genererar 10 % mer berg för utlastning, vilket är lågt i förhållandena från referensfallet i LKAB. Mindre kostnad för förbrukningsmaterial för konventionell tunnel är främst beroende på högt ansatt pris för elektronisprängkapslar. Det finns även osäkerheter i omfattning av bergförstärkning. TASS-tunneln har hittills förstärkts i mycket begränsad grad. Antagandena i exemplet är att tunneln skulle ha en standard som publik tunnel.

Tabell 2. Kostnadsjämförelse mellan TASS och en mer konventionellt utförd tunnel. Medel salvlängd är 4,6 m. *Comparison of cost between the TASS tunnel and a conventional tunnel with an average advance per round of 4.6 m.*

Enhetsoperation	TASS, dokumenterad tidsåtgång/salva	TASS, antaget	Antaganden för konventionell tunnel
Salvborrning	96 hål, 5 tim		70 hål, 3 tim 40 min
Laddning	3 tim		2 tim 12 min
Skrotning och förstärkning	4 tim		5 tim
Utlastning	6 tim		+ 10 %
Förbrukningsmaterial		10 000 kr	5 800 kr
Tunneldrivning, bedömd kostnad/m		16 400	14 800
Bergförstärkning			
Bult, 3 m Antal/m tunnel		1,25	2,0
Sprutbetong, 5 cm		40 % av ytan	55 % av ytan
Förstärkning, bedömd kostnad/m		3 810	5 220
Bedömd totalkostnad, kr/m		20 210	20 020

Trots osäkerheter i vissa antaganden visar räkneexemplet i Tabell 2 på att det finns en potential att spara pengar på bergförstärkning om tunneln sprängs skonsamt och med god kontroll av konturen. Det man tjänar på konventionell drivning kan man förlora på mer skrotning, mer utlastning av överberg samt ökad förstärkningsmängd.

Diskussion

Provtagning och modellering av skadezonen i TASS bekräftade att en modern sprängdesign kan generera en så begränsad skadezon att den endast är lokal och inte kontinuerlig. De största skadorna kom från bottenladdningen. De spränginducerade sprickplanen är ofta sub- parallella med tunneln, propagerar ut i tunneln och skapar därmed konturen.

En begränsad skadezon och god konturhållning ger möjlighet till en minskning av skrotning, överberg och förstärkningsåtgärder vilket då resulterar i reducerade kostnader för bergförstärkning. Hur mycket besparingar man kan göra beror på projektet och de krav som ställs. För beställaren är det således viktigt att vara medveten om den reduktion i överberg, skrotning och förstärkning som kan bli fallet vid skonsam sprängning.

Förutsättningen för en god slutprodukt är en bra och kontinuerlig kontakt mellan beställare och utförare. Det är mycket viktigt med ett stort engagemang och att skapa en laganda i utförandet där beställare och entreprenör arbetar tillsammans mot samma mål.

SKB, Posiva och Swebrec har tillsammans tagit fram ett rådgivande dokument för tunneldesign /Olsson, 2010/ där man vidare bl.a. diskuterar hur kvalitén på tunneldrivningens olika delmoment definieras och kan kontrolleras.

Referenser

- Olsson M., Bergqvist I. *Sprickutbredning vid flerhålsprängning*. SveBeFo rapport nr 18, 1995.
- Fjellborg S., Olsson M. *Grovhål I centrum*. SveBeFo rapport nr 27, 1996.
- Olsson M., Nikasson B., Wilsson L., Andersson C., Christiansson R. *Experiences of blasting of the TASQ tunnel*. SKB R-04-73, 2004.
- Olsson M., Markström I., Pettersson A., Sträng M. *Examination of the Excavation Damaged Zone in the TASS tunnel, Äspö HRL*. SKB Rapport R-09-39, 2009.
- Christiansson R., Karlzén R., Olsson M., Salo J-P, Lehtola K, Lyytinen T. *How high Quality Requirements can be met by the Tunnelling Industry?* Bergsprängningskommitténs årsmöte, Stockholm 2009.
- Karlzén R. och Johansson E. *Slutrapport från drivningen av TASS-tunneln*. SKB rapport R-10-31, 2010.
- Olsson M. *Guidance document for tunnel blast design with focus to minimize the damage zone*. Swebrec Report 2010:4, 2010.

EUROKOD 1997-1, TILLÄMPNINGSDOKUMENT BERGTUNNLAR OCH BERGRUM

Eurocode 1997-1, Application document Rock tunnels and Rock caverns

Beatrice Lindström, Golder Associates AB
Thomas Dalmalm, Trafikverket
Rolf Christiansson, SKB
Mats Holmberg, Tunnel Engineering AB
Lars Rosengren, Rosengren Bergkonsult AB

Sammanfattning

Denna artikel presenterar i korthet resultatet av det arbete som genomförts inom IEG för att ta fram IEGs Tillämpningsdokument för Eurokod 7 avseende Bergtunnel och bergrum (IEG Rapport 5:2010). Artikeln fokuserar vidare på frågeställningar som geoteknisk kategori, metoder för kontroll av gränstillstånd, kontroll och uppföljning samt dokumentation.

Summary

This paper shortly presents the work which is conducted by IEG about the Application document for Eurocode 7 regarding rock tunnels and rock caverns (IEG Rapport 5:2010). The paper focus on subjects as geotechnical category, the different methods for verifying the limit states, supervision and monitoring and finally documentation.

Bakgrund

Under 2010 har IEG (Implementeringskommission för Europastandarder inom Geoteknik) arbetat med att ta fram ett tillämpningsdokument för bergkonstruktioner. Tillämpningsdokument Bergtunnlar och bergrum ska vara ett hjälpmedel för konsulter, entreprenörer och beställare och det ska beskriva hur Eurokod 7 (SS-EN 1997) bör användas vid dimensionering, uppföljning och kontroll av bergkonstruktioner. Tillämpningsdokumentet är endast rådgivande om inget annat anges av byggherren.

Arbetet har genomförts i en arbetsgrupp bestående av Håkan Stille, Thomas Dalmalm, Rolf Christiansson, L-O Dahlström, Lars Rosengren, Mats Holmberg och Beatrice Lindström.

Tillämpningsdokumentet (TD) har remissats till IEGs medlemmar samt BeFos programråd. Synpunkter har inkommit från Geosigma, Golder, LKAB, Skanska-Vinci HB, Sweco, Tyréns och Vattenfall.

Sammanfattning av Tillämpningsdokument Bergtunnlar och Bergrum

I TD behandlas geoteknisk kategori, fält- och laboratorieundersökningar, tillämpliga metoder för att kontrollera gränstillstånden, vad som avses med kontroll av utförande, uppföljning och underhåll samt förtydliganden avseende de dokument som ska upprättas enligt SS-EN 1997-1.

I nedanstående avsnitt summeras några av delarna i Tillämpningsdokumentet. För vidare läsning hänvisning till Tillämpningsdokument Bergtunnel och bergrum.

Geoteknisk Kategori

Geoteknisk kategori (GK) är ett nytt begrepp som introduceras i SS-EN 1997-1. Mycket av arbetet med TD har varit att tydliggöra hur geoteknisk kategori ska tillämpas för berganläggningar.

I SS-EN 1997-1 omnämns tre geotekniska kategorier, GK1, GK2 och GK3 med följande rekommendationer:

”Geoteknisk kategori 1 bör endast omfatta små och relativt enkla byggnadsverk”

”Geoteknisk kategori 2 bör inkludera konventionella typer av byggnadsverk och grundläggning utan exceptionell risk eller svåra jord- och bergförhållanden”

”Geoteknisk kategori 3 bör omfatta byggnadsverk eller delar av byggnadsverk som faller utanför gränserna för Geoteknisk kategori 1 och 2”

Vidare anger SS-EN 1997-1 flera exempel på konventionella byggnadsverk tillhörande Geoteknisk kategori 2, bland annat

”tunnlar i fast, osprucket berg utan speciella krav på vattentäthet eller andra krav”

Ovanstående formulering beträffande GK 2 skulle innebära att i princip att alla bergtunnlar i Sverige faller inom GK3, eftersom den svenska berggrunden oftast är sprucken samt att det oftast finns krav på vattentäthet mm. Formuleringen kan därför inte anses vara tillämplig för svenska bergtunnlar och bergrum.

Val av geoteknisk kategori för bergtunnlar i Sverige ska istället göras enligt nedanstående indelning kategorier.

GK 1: är inte tillämbart på bergtunnlar

GK 2: kan tillämpas då allmän praktisk erfarenhet föreligger av bergkonstruktionen. Dimensionering och utförande kan ske med allmänt accepterade metoder

GK 3: bergtunnlar eller delar av bergtunnlar som inte faller inom GK 2.

Tillämpningsdokumentet ger exempel på förutsättningar som ska gälla för att hela eller delar av bergtunnel/bergrummet ska falla inom GK2. Utöver dessa förutsättningar kan det finnas plats-specifika faktorer och krav som också kan påverka valet av geoteknisk kategori.

Enligt SS-EN 1997-1 bör dimensionering av konstruktioner i GK 3 normalt omfatta alternativa föreskrifter och regler. I TD anges att det är byggherren som ansvarar för att ange vilka föreskrifter och regler som ska gälla.

Kontroll av gränstillstånd

För kontroll av brott- och brukgränstillstånd är tre av de fyra av SS-EN 1997-1 föreslagna metoderna tillämpbara. De metoder som kan användas tillsammans eller var för sig är:

- dimensionering genom hävdvunna åtgärder
- dimensionering genom beräkningar
- observationsmetoden.

Den metod som inte anses tillämpbar är modellförsök och provbelastningar.

Med dimensionering genom hävdvunna metoder avses att dimensionering baseras på beprövad erfarenhet genom användandet av konservativa utformningar med betryggande säkerhet mot brott, baserade på konventionella metoder och/eller baserade på tidigare erfarenhet. Exempel på detta är då dimensionering sker enligt Banverkets Handbok för Projektering av bergtunnlar (BVH 1585.36).

Dimensionering genom beräkningar kan utgöras av analytiska-, halvempiriska- eller numeriska beräkningsmodeller. Enligt SS-EN 1990 bör dimensioneringen utföras med partialkoefficienter, men kan även utföras genom sannolikheteoretiska metoder. Tyvärr ger inte SS EN 1990 eller SS-EN 1997-1 några råd eller rekommendationer kring sannolikheteoretiska metoder utan endast kring användningen av partialkoefficienter. I TD ges rekommendationer vilken av de i SS-EN 1997-1 definierade dimensioneringssätten (eng. Design Approaches) som är lämplig vid användning av partialkoefficientmetoden. Dimensioneringssätten anger hur man ska kombinera partialkoefficienterna för laster, materialegenskaper och bärförmåga.

Dimensionering med observationsmetoden är lämplig att använda när det är svårt att förutsäga det geotekniska beteendet. Tillämpningen av Observationsmetoden avhandlas i ett separat Tillämpningsdokument (IEG Rapport 9:2010).

Kontroll av utförande, uppföljning och underhåll

För att garantera säkerhet och kvalitet hos en konstruktion skall i tillämpliga delar följande utföras (SS-EN 1997-1):

- *byggprocessen och utförandet ska kontrolleras*
- *konstruktionens uppförande ska följas upp under och efter utförandet*
- *konstruktionen ska underhållas på ett tillfredsställande sätt*

För bergtunnlar och bergrum tolkas delar av ovanstående motsvara uppföljning och kontroll av bergtekniska förhållanden, kontroll av utförande och kontroll av det bärande huvudsystemets beteende (respons), samt uppföljning av det bärande huvudsystemets tillstånd.

I TD ges exempel på vad de olika kontrollerna och uppföljningen kan utgöras av.

Dokumentation

I samband med projektering av bergtunnlar och bergrum sker redovisning av alla fält- och laboratorieundersökningar i Förundersökningsrapport Berg, som ersätter Markteknisk Undersökningsrapport. Utöver krav och rekommendationer i SS-EN 1997-1 och SS-EN 1997-2 avseende förundersökningsrapportens innehåll bör rapporten även omfatta bland annat information om läge, grundläggningssätt och konstruktionssätt för befintliga anläggningar, så väl ovan som under jord, uppgifter om den planerade bergtunneln eller bergrummet, m.m.

I TD föreslås att Projekterings-PM delas upp i flera delar. En del är den Ingenjörsgelogiska prognosen som ska innehålla tolkningen av de berg- och grundvattenförhållanden som förekommer för den specifika konstruktionen. Övriga delar av Projekterings-PM bör normalt innehålla bland annat dimensioneringsberäkningar, redogörelser för hur man avser att utföra berguttag, förstärkning, injektering, inklädnad, m.m., samt vilka kontroller och uppföljningar som krävs.

Projekterings-PM ligger till underlag för upprättande av förfrågningsunderlag/bygghandlingar.

Referenser

IEG Rapport 5:2010, Tillämpningsdokument Bergtunnel och bergrum

SS-EN 1997-1, Eurokod 7, Dimensionering av geokonstruktioner – Del 1: Allmänna regler, SIS

SS-EN 1990, Eurokod, Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk, SIS

IEG Rapport 9:2010, Tillämpningsdokument Observationsmetoden

BVH 1585.36, Projektering av bergtunnlar, 2009, Banverket

REAL LIFE GROUTING SINGAPORE –TEMPORÄR RIDÅINJEKTERING FÖR “BUKIT PANJANG STATION”

Real life grouting Singapore-Temporary curtain grouting for Bukit Panjang Station

Mikael Creütz, Golder Associates AB

Lars Hässler, Golder Associates AB

Sammanfattning

Ökad miljömedvetenhet har medfört ökad fokus på betydelsen att bibehålla grundvatten-nivån och därmed minimera risken för omgivningspåverkan i samband med stora infra-struktursatsningar i tätort. Det har därför blivit en vedertagen metod i Sverige att utföra ridåinjektering med mikrocement i syfte att åstadkomma en tätning av underliggande berg i samband med stödkonstruktioner.

Aktuell svensk injekteringskunskap har tagits bruk i ett projekt i Singapore för en temporär ridåinjektering av berget i under en sekantpålevägg. Ridåinjekteringen och sekantpålevägg-en bildar tillsammans en nödvändig tätskärm för att möjliggöra schaktningsarbeten under grundvattenytans nivå för en ny tunnelbanestation (Bukit Panjang Station). Stationen utgör en del av byggandet av ”Down Town Line 2”.

Inledningsvis utfördes ett fullskale-test i syfte att objektsanpassa injekteringsarbetet dels med avseende på teknisk lösning, dels med avseende på praktiskt utförande. I testet krävdes utöver de mer vanliga frågeställningarna i Sverige, att även ta hänsyn till de lokala bergför-hållandena likväl som det ur injekteringssynpunkt tuffa klimatet.

Brukets egenskaper påverkas kraftigt av det varma klimatet med höga temperaturer i både luften och i bergmassan. Temperaturen i luften varierar normalt mellan 30 till 35°C året runt för att i berget ligga mellan 20 till 25°C. Detta ställer höga krav på val av produkter och utrustning såväl som på hanteringen i samband med genomförandet, som till större delen av tiden pågår i tropiskt solsken, eftersom ridåinjekteringen utförs ovanjord.

Det är alltid svårt att applicera erfarenheter från en plats till en annan. Även om vi har lärt oss mycket från Svenska förhållanden så uppstår nya oförutsedda komplikationer, speciellt i ett så annorlunda land som Singapore. Okunskapen i Singapore ledde till mycket låg budget avseende utrustning, personal och delvis avseende val av cement. Under vårt arbete utvecklades förutom hela injekteringskonceptet främst injekteringsbruk, vattenförlust-mättningsfilosofi, löpande kontroller i fält, dokumentation och uppföljning. Vissa försök gjordes också för att förbättra borrhmetod. Det är det som den här artikeln handlar om.

Summary

Increased awareness of possible impact on the surroundings has resulted in more focus on keeping groundwater elevations undisturbed during construction and operation of larger infrastructure projects in heavily populated areas. Curtain grouting with microfine cement based grouts has in Sweden become an accepted and commonly used method to seal the rock underneath normal support structures (for example secant pile walls or sheet pile walls)

Swedish grouting related experience and know-how has been applied to a project in Singapore during construction of temporary grout curtains under secant pile walls. The grout curtains and the secant pile walls forms together a necessary barrier against detrimental inflow of water to enable the construction of a new subsurface subway station (Bukit Panjang Station). This station is a part of the “Down Town Line 2”.

As a first task a full scale grouting test was performed with the aim to adapt grouting methods and means to actual local circumstances. This included not only adjustments normal in Sweden but also special adjustments to local rock conditions and for the grouting very harsh climate.

Grout properties are dramatically affected by the hot climate with high temperatures both in air and rock. Air temperature normally varies between 30-35°C all year around with rock temperatures of around 20-25°C. This not only places high demands on the choice of grout components and grout equipment but also on handling and execution of the grouting works which for the major part of time is performed under tropical sunshine.

It's not necessarily easy to implement experiences from one project to another. Even though we have learned a lot over the years in Sweden in how to execute grouting works; new unpredictable complications always occurs when starting a new grouting operation. In a different country like Singapore this is even more evident. The lack of knowledge about grouting in Singapore led to a very limited budget, e.g. when buying equipment, hiring of personnel as well as choosing the right cement for grouting. During our Swedish participation in the project, we have first and foremost been able to develop; besides outlining the whole grouting methodology; suitable grout mixes, strategies for water testing, procedures for routine testing of the grout mixes, documentation and routines for follow-up of the grouting results. Some attempts have also been made to improve the drilling technique. This article will give you an overview of the outcome of the above mentioned.

1. Inledning

Singapore, formellt republiken Singapore, är en önation och en stadsstat som är Sydostasiens minsta land. Singapore blev självständigt 1965 och har en befolkning på ca 5 miljoner.

Singapore är beläget vid Malackahalvöns sydspets (skild från Malacka genom Johoresundet). Singapore gränsar till Malaysia i norr och omges i övrigt av Singaporesundet. Landet har havsgräns till Indonesien i syd och sydväst.

Singapore består av 63 stycken öar, inklusive huvudön. Den största av Singapores öar är Jurong Island följt av Pulau Tekong, Pulau Ubin och Sentosa. Den högsta punkten är Bukit Timah ("tenn-fyndig kulle") med en höjd på 166 m över havet. Den lägsta punkten är Singapore Strait (havsnivån).

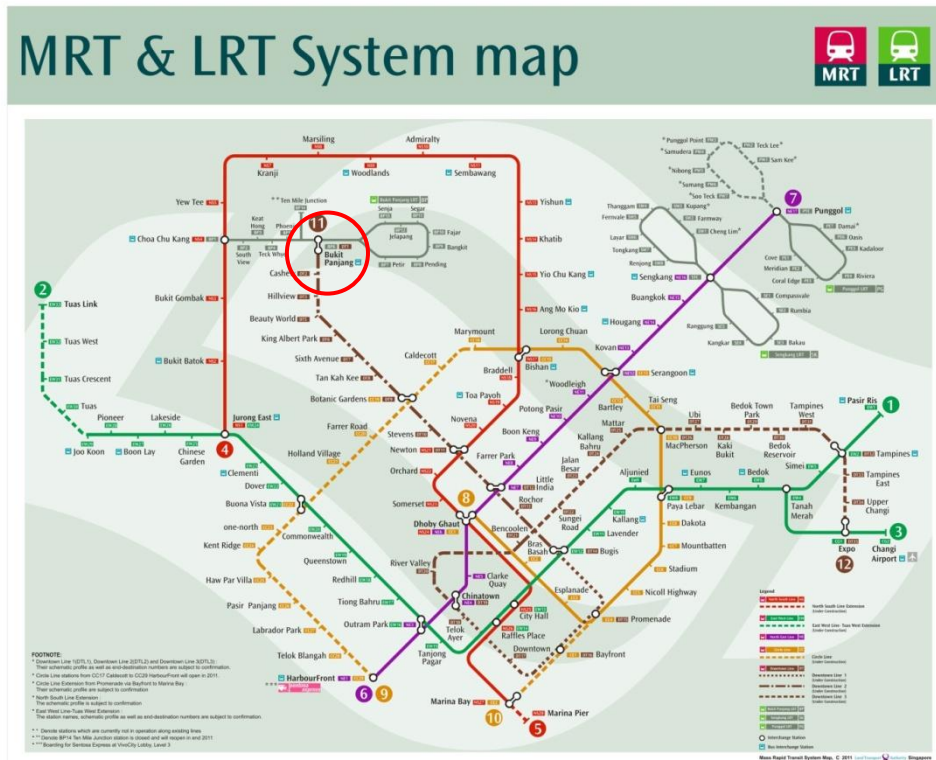
Storstadsområdet var förr koncentrerat till landets södra del, medan resten av landet var regnskog eller användes till jordbruk. Sedan 1960-talet har dock regeringen i landet byggt nya städer i utanförliggande områden, vilket resulterat i ett storstadsområde som täcker hela landet. Singapore byggs ut i vattnet med hjälp av jord som tas från dess egna kullar, havs-botten och grannländer, sk "Reclaimed land". Som resultat av detta har Singapore växt från 581,5 km² på 1960-talet till 697,2 km² idag och kan komma att växa ytterligare 100 km² fram till 2030.

Singapore ligger 137 km norr om ekvatorn. Singapore har ett tropiskt klimat och saknar distinkta årstider. Dess klimat karakteriseras av hög värme och luftfuktighet samt riklig nederbörd. Temperaturen ligger vanligtvis mellan 22 och 34° C och luftfuktigheten är normalt dryga 90 % på morgonen och ca 60 % på eftermiddagen. Urbaniseringen har lett till att regnskog har avverkats och den enda ursprungliga regnskog som finns kvar finns kring Bukit Timah. Landets huvudsakliga vattenkälla är, då det inte finns någon tillgång till färskvatten i floder eller sjöar, regnvatten. Regnvatten utgör ca 50 % av landets vatten-utbud, resten importeras från Malaysia eller består av avsaltat havsvatten.

Singapore har även en av världens mest aktiva containerhamnar "Port of Singapore", som baseras på export av elektronik och tillverkade varor.

Mer än 90 % av Singapores befolkning bor i flerbostadhus och nära hälften använder kollektivtrafiken dagligen. Detta är en stor anledning till varför så stora satsningar görs på utbyggnaden av befintlig tunnelbana.

I Singapore pågår för fullt utbyggnaden av befintlig tunnelbana. Tunnelbanan i Singapore kallas för "MRT System" vilket står för "Mass Rapid Transit System". För närvarande 2011 pågår utbyggnaden av "North South Line"Extension", "East West Line-Tuas West Extension", "Circle Line" och "Downtown Line 1-3", se figur 1.



Figur 1: Översiktskarta över Singapores tunnelbane-system (MRT) med Bukit Panjang station inringad.

Figure 1: MRT och LRT System map. Bukit Panjang Station within the red circle.

Down Town Line består alltså av tre delar. Del 1 skall vara färdigställd 2013, del 2 2015 och del 3 2017. När hela Down Town Line är färdig beräknas den att dagligen trafikeras av mer än en halv miljon passagerare.

Detta föredrag behandlar ”Down Town Line 2 som utgör en sträcka av 16,6 km tunnel med 12 stycken nya stationer. Stationerna utförs med s k ”cut-and-cover” teknik medan tunnlar-na mellan stationerna kommer att utföras med s k tunnelborrningsmaskiner.

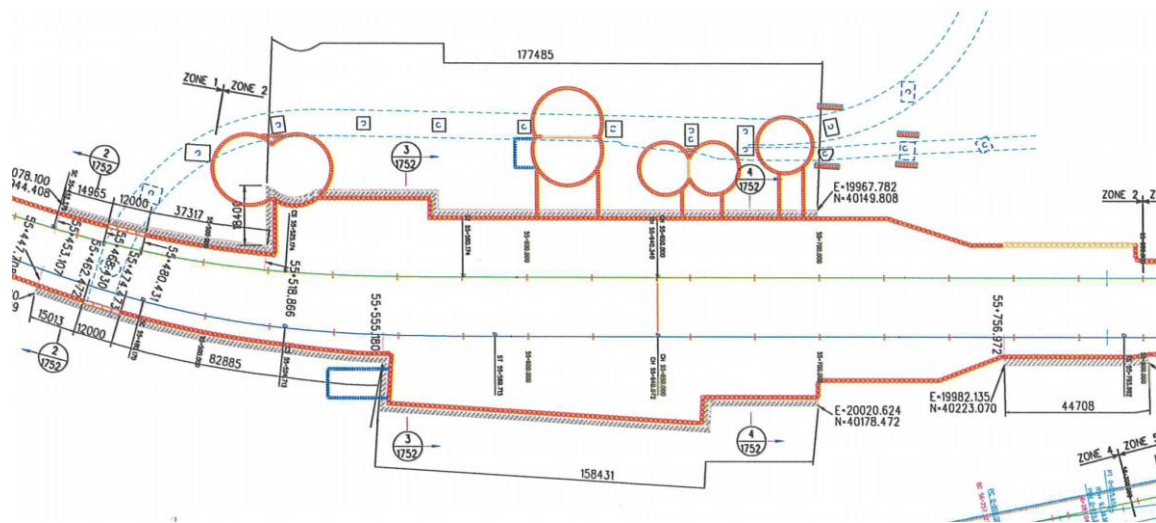
2. Projektet

Projektet utgörs av den ena ändstationen inom Down Town Line 2 och heter ”Bukit Panjang Station” med entreprenadbeteckning C912. Stationen är belägen centralt i Singapore stad, se figur 2.



Figur 2: Pågående installation av temporära sekantpåleväggar för stationsdelen.
Figure 2: Installation of the temporary secant pile walls.

Stationen kommer att utföras som en ”cut-and-cover” schakt inom stödkonstruktioner som består av sekantpåleväggar. Schakten kommer att utföras i direkt anslutning till befintliga byggnader och anläggningar och flertalet är känsliga för en grundvattensänkning. Detta ställer krav på ”vattentäta” konstruktioner (sekantpålevägg/slitsmurar och ridåinjektering) för att inte påverka omgivningen i samband med utförandet. Se figur 3. Under sekantpåleväggarna kommer därför känsliga partier utföras med temporär ridåinjektering av underliggande berg i syfte att dels reducera inläckande grundvatten till stationsschakten, dels förhindra en grundvattensänkning och därmed minimera en oönskad omgivningspåverkan. Totalt kommer 3 zoner med temporär ridåinjektering att utföras inom ”Contract 912”. Detta innebär att under ca 600 sekantpålar kommer ridåinjektering genomföras och i varje påle kommer minst två injekteringar att utföras, vilket innebär ca 1200 stycken borrhinar och injekteringstillfällen.

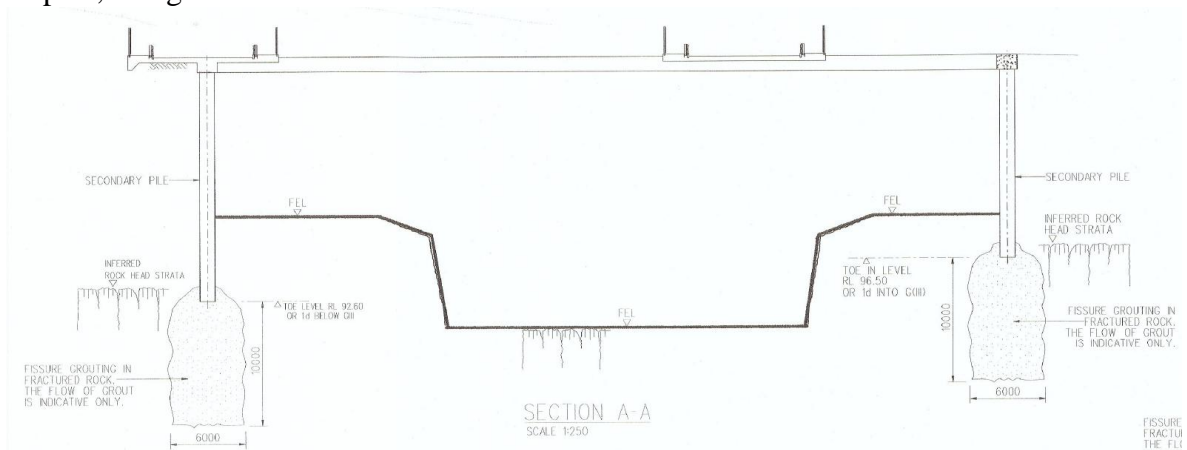


Figur 3: Planritning av stationsdelens (zon 2) temporära sekantpåleväggar och tillhörande ridåinjektering.

Figure 3: Plan view of Bukit Panjang Station (zone 2) with temporary secant pile walls and curtain grouting.

Contract 912 har en längd av ca 1800 m och själva stationsdelen är ca 270 m och schakt-bredd ca 60 m. Schaktdjupet är ca 21 m inom stationsdelen. Detta innebär borrning för ridåinjektering upp till mer än 30 meters djup.

Ridåinjektering skall enligt beställarens projektör borrar minst 10 m i berg räknat från uk påle, se figur 4.



Figur 4: Tvärsnitt med temporära sekantpåleväggar och ridåinjektering.

Figure 4: Cross section with temporary secant pile walls and curtain grouting.

När ridåinjekteringsarbetena är avslutade kommer funktionen att kontrolleras genom provpumpning. Beredskap finns även att installera infiltrationsbrunnar i det fall berginjekteringen inte är tillräcklig för att upprätthålla befintliga grundvattennivåer.

Tidigare erfarenheter av berginjektering med användning av mikrocement är mycket begränsad i Singapore. Tidigare har liknande injekteringar enkom utförts med standardcement, vilket hädanefter i denna artikel anges som **OPC** ($d_{95} \approx 100 \mu\text{m}$).

3. Aktörer

Beställare av Down Tomn Line 2 är ”Land Transport Authority” och injekteringsarbetena på plats utförs av en lokal aktör ”WAK Consultants”, som agerar som underentreprenör. Huvudentreprenören ”Lum Chang Building Contractors” är också en lokal aktör.

Som projektör har underentreprenören WAK Consultants anlitat Golder Associates i Singapore, som i sin tur har valt att ta hjälp av Golder Associates AB i Sverige som tekniskt stöd dels för provning av injekteringsbruk, dels för rekommendationer vid val av injekteringsmetodik m m.

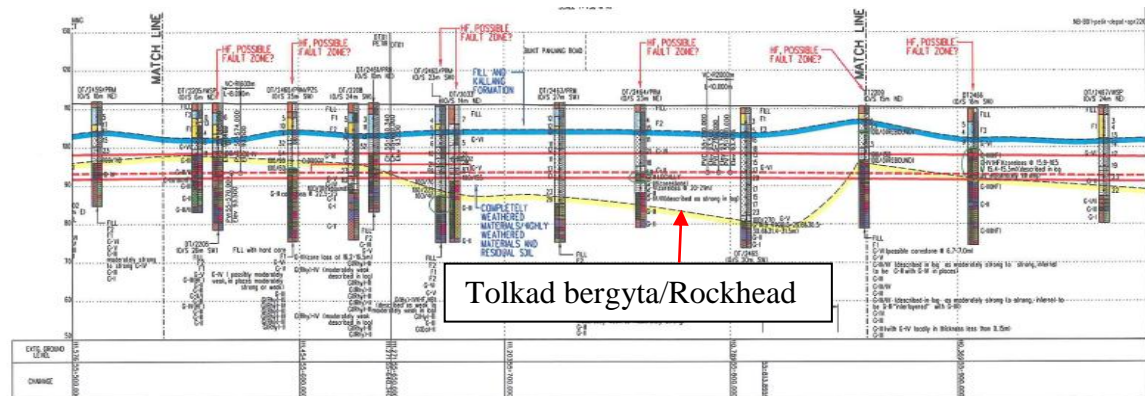
Designen av ridåinjekteringens omfattning i plan och i djup har beslutats av beställarens projektör LSW Consulting Engineerings. Golder och WAK Consultants utför därefter själva injekteringsarbetet på plats, som underleverantör till Lum Chang.

4. Geologiska och geohydrologiska förutsättningar

Berget utgörs huvudsakligen av granit (Bukit Timah granite) och lokalt även gnejs liknande den som vi finner i Sverige, men med skillnaden att i Singapore är graniten och gnesjen på-verkad av tropisk vittring. I Sverige är övergången mellan berg och jord för det mesta väl-definierad. I Singapore är övergången dock betydligt mer diffus och utgörs av en övergång mellan saprolit till olika grader av vittrat berg. Den vittrade graniten som följer under saproliten är dessutom mer svårinjekterad än svensk granit just pga dess vittrade karaktär.

Nedan visas en geologisk profil för zon 2. För bedömning av bergytans läge gäller följande definition: ”*The location of bedrock shown on the drawings has been inferred from borehole data based on the criterion of at least 5m penetration by borehole into decomposition Grade III or better quality insitu rock materials with a total core recovery of at least 80%, with less than 1m of insitu materials more decomposed than Grade III below the base of the Grade III or better rock. Rockhead is the surface of the Bedrock*”.

Sekantpålarna drivs ned genom de övre sämsta delarna av vittrat material till dess att ”Grad III” berg eller bättre påträffas. Grad III står i detta fall för ”*Generally moderately strong to strong locally moderately weak. Generally 2 to 3 sets of joints as very closely to medium spaced*”.



Figur 5: Geologisk profil för zon 2. Gula linjen visar bedömd bergyta.

Figure 5: Geological profile of zone 2. The yellow line shows the interpreted rockhead.

Bergets hydrauliska konduktivitet före injektering är angiven till 2×10^{-6} m/s i beställarens underlag. Detta värde är baserat på mätningar i bergövertytan (övre två meter) där berget är betydligt mer uppsprucket än underliggande berg. Underliggande bergmassa har förutsatts ha en hydraulisk konduktivitet på $> 5 \times 10^{-7}$ m/s före injektering.

Enligt beställarens undersökningar varierar RQD-värdena generellt mellan 38-56 % på djup mellan 2 och 10 meter under bergytan. Men även lägre värden kan förväntas, särskilt i områden där gnejs förekommer. Sprickfrekvensen har bedömts variera från 1 till mer än 16 stycken per meter.

Markytan är ganska plan och varierar mellan 108 och 112,5 mRL (nivå över havet). I undersökningspunkterna har grundvattenytan observerats på djup mellan 0,4 m och ned till max. 2,6 m under markytan.

5. Utmaningar

Tidigare försök till berginjektering med mikrocement i Singapore har enligt uppgift använts i begränsad omfattning och inte varit framgångsrika. Vad gäller teknisk förståelse för berginjektering ansågs Sverige ligga i fronten, vilket är en stor anledning till varför Golder Sverige blev involverade i detta projekt. I synnerhet med tanke på den omfattande forskning som pågått i Sverige och då särskilt de senaste tio åren samt att flera stora ridåinjekteringsprojekt har genomförts i Sverige i samband med stora infrastruktursatsningar i stor-stadsregionerna med stor framgång.

Vad är då de största skillnaderna i förutsättningar i jämförelse med förutsättningar i Sverige? De mest betydelsefulla skillnaderna som vi har identifierat är i:

- Hög värme och hög luftfuktighet.
- Bergmassans temperatur är ca 25 grader jämfört med i Sverige där bergtemperaturen varierar mellan 5 och 10 grader Celsius.
- Vittrat berg.

- Oftast användning av standardcement (OPC)
- Brist på kompetens vad gäller utförande på plats (personal, handhavande, förståelse för berginjektering).
- Val av borr- och injekteringsutrustning.
- ”Kranvattentemperatur”, ca 20-25 grader Celsius.

Den största utmaningen var den höga lufttemperaturen och vattentemperaturen, eftersom båda dessa minskar brukets öppethållandetid. Dessa förutsättningar i kombination med användning av ett snabbhärdande cement var något som behövde testas för att möjliggöra en praktiskt genomförbar injektering.

6. Förberedelser

Innan Golder Sverige blev involverade i projektet hade redan produkter valts och vi blev tillfrågade om vi kunde hjälpa till med att ta fram lämpliga blandningar för dessa material.

Följande injekteringsmaterial hade valts ut:

- Mikrocement Microcem 650 ($d_{05}=15\mu\text{m}$) som levereras av Lafarge i Storbritannien
- Flytmedel PowerFlow 2240 som leveras av MC Bauchemie i Tyskland.

Eftersom vi inte hade några erfarenheter av dessa produkter valde vi att som i ett första steg genomföra ett enklare lämplighetstest på lab och därefter i ett andra steg prova fram lämp-liga blandningar genom en mer detaljerad provning på lab. Samtliga tester genomfördes hos Vattenfall Utveckling AB.

De tester som utfördes var följande:

- Mud balance för kontroll av vct.
- Marsh-kon för kontroll av flödesegenskaper.
- Vattenseparation.
- Filterpump för kontroll av penetrationsegenskaper och för utvärdering av b_{krit} och b_{min} .
- Fallkonsapparat för kontroll av hållfasthetstillväxt.
- Test med Rheometer för kontroll/bedömning av de reologiska egenskaperna flytgräns och viskositet som underlag för beräkning av inträngningslängder.

I samband med testerna mättes även luft- och vattentemperatur. Det som dock inte mättes var cementtemperaturen, vilket visade sig ha stor betydelse för öppethållandetiden. Detta är något som vi normalt inte tar hänsyn till i Sverige.

Baserat på lab-testerna valdes för fortsatta tester på plats i Singapore bruksblandning med vct 1,2 och 5 % flytmedel (PowerFlow 2240). Utvärdering av penetrationsegenskaperna gav $b_{\text{krit}} = 87 \mu\text{m}$ och $b_{\text{min}} = 46 \mu\text{m}$. Anledningen till det

något högre vattencementalet jämfört med vad som normalt används i Sverige var just behovet att bemästra den höga temperaturen (uppnå en praktisk genomförbar injektering). Dessutom har den senaste injekteringsforskningen visat att ett ”högre” vattencemental kan nyttjas vid användning av mikrocement, så länge vattenseparationen kan hållas på en acceptabel nivå och kravet på hållfasthet inte är avgörande. I detta fall uppmättes vattenseparationen till mellan 5 och 7 %, vilket ansågs godtagbart.

Blandningar gjordes på plats i Singapore under augusti 2010 för att kontrollera huruvida fältutrustningen skulle kunna reproducera lab-resultaten i Sverige. Av olika anledningar beslutade entreprenören att byta ut det tidigare använda flytmedlet, vilket gjorde inledande provningar på plats svåra att utvärdera. Även provningar med retarder utfördes, men valdes senare bort, eftersom den gav ökad vattenseparation och inte den önskade effekten att öka öppethållandetiden. Mer effektivt var istället att kyla blandningsvattnet ned till en temperatur under 10°C. Med en cementtemperatur på över 30 grader uppnåddes en blandnings-temperatur på ca 20 grader, vilket gav en öppethållandetid på ca 30-40 min (i omröraren).

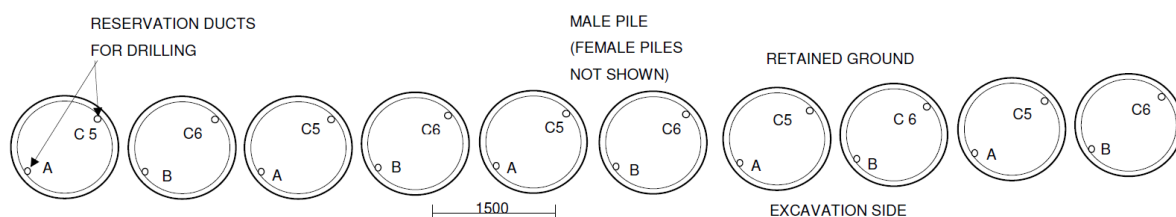
Trots valet av vct insågs att vattnet skulle behöva kylas i samband med blandning på plats. Detta kom att utföras med isblock. Kritisk blandningstemperatur visade sig vara ca 30°C, efter det var sannolikheten stor för att få problem med igengjuten injekteringsutrustning.

Det slutliga valet föll på Microcem 650 vct 1,2 med 1 % Muraplast 120S (MC Bauchemie), vilket med fältutrustningen gav $b_{krit} = 95 \mu\text{m}$ och $b_{min} = 41 \mu\text{m}$.

I vissa inledande injekteringsomgångar kom även standardcement (OPC) att nyttjas för injektering av pålfoten (Toe grouting) och för första omgångens injektering. För denna injektering användes vct 1,0 med tillsats av 1 % bentonit för att erhålla en acceptabel vattenseparation.

7. Injekteringsmetodik

Sekantpålegväggarna utförs med två olika påldimensioner 1,2 m (sekundärpålar/”male piles”) och 0,8 m (primärpålar/”female piles”). Sekundärpålarna är de bärande pålarna och armeras därmed och i varje armeringskorg installeras två stycken foderrör för vidare borrning för ridåinjektering av underliggande berg. Efter att sekundärpålarna har installerats på-börjas ridåinjekteringen genom borrning av injekteringshål via de förinstallerade foderrören i respektive sekantpåle. Se figur 6.



Figur 6: Hålkonfiguration i sekantpållevägg för utförande av ridåinjektering.

Figure 6: Hole configuration for curtain grouting through the secant pile wall.

De förinstallerade foderrören, $\Phi 110$ mm, har delats in i A-, B- och C-hål. C-hål finns i varje bärande påle medan A- och B-hål endast förekommer i varannan påle.

I ett första steg utförs en injektering av pålfoten sk ”Toe grouting” innan själva ridåinjekteringen påbörjas. Injektering av pålfoten utförs först i alla A-hål och därefter i B-hålen. Hålen borras ca 1 m under uk påle och injekteringen utförs med standardcement (OPC). Stoppkriterierna för att avsluta injekteringen är antingen att trycket 10 bar har upprätthållits i 10 minuter eller att max. volymen 200 l överskridits.

Ridåinjektering utförs därefter enligt följande princip (split-spacing) och sekvens:

- Borring av A-hålen till fullt djup (injekteringsomgång 1).
- Vattenförlustmätning. Endast utvalda hål testas i detta fall.
- Ridåinjektering i tre nivåer nedifrån och upp med standardcement (**OPC**).
- Borring av B-hålen till fullt djup (injekteringsomgång 2).
- Injektering i tre nivåer nedifrån och upp med mikrocement (**MFC**).
- Borring av C-hålen (injekteringsomgång 3). Dvs minst tre omgångar injektering utförs systematiskt.
- Vattenförlustmätning av utvalda hål för kontroll av tätningseffektivitet.
- Injektering nedifrån och upp i tre nivåer med mikrocement (**MFC**).

Enligt sekvensen utförs all ridåinjektering i minst tre omgångar oavsett resultat, vilket innebär att injekteringsinsatsen inte är resultatbaserad, som den vanligtvis är med sk split-spacing.

Ridåinjektering utförs alltså i tre nivåer med följande packerplacering och injekteringsförfarande:

- Nivå 1: Packern placeras 5 m under uk sekantpåle.
- Nivå 2: Packern placeras 1 m under uk sekantpåle.
- Nivå 3: Packern placeras strax ovanför uk sekantpåle.

Stoppkriterierna för att avsluta injekteringen på respektive nivå är baserade på injekteringstryck med tillhörande injekteringstid samt max. volym enligt tabell 1.

Typ av bruk	OPC nivå 1	OPC nivå 2	OPC nivå 3	MFC nivå 1	MFC nivå 2	MFC nivå 3
Injekteringsstryck [bar]	25	15	10	25	15	10
Injekteringstid [min]	2	3	4	3	5	7
Max.volym [l/m]	80	80	80	80	80	80

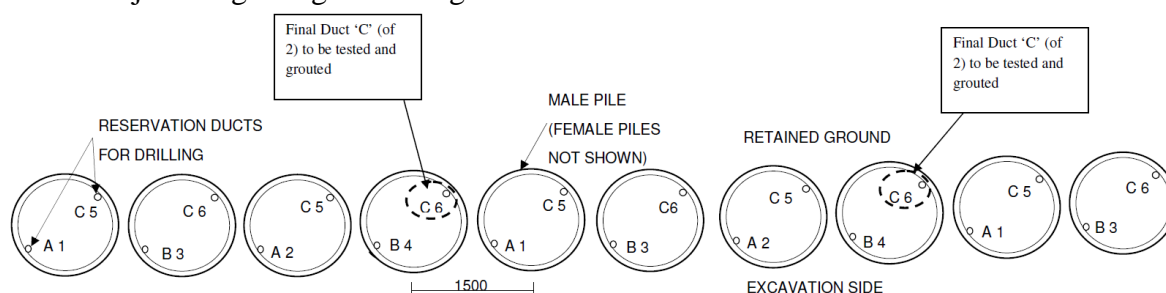
Tabell 1: Stoppkriterier för ridåinjektering med OPC och MFC.

Table 1: Stop criteria for the curtain grouting with OPC and MFC.

Injekteringstiderna enligt ovanstående är beräknade för en viss inträngningslängd för en bedömd injekterbar sprickvidd på 100 µm.

8. Utförande av testsektion

Inledningsvis utfördes en testsektion bestående av tio stycken sekundärpålar i syfte att slutföra injekteringsdesignen. Se figur 7.



Figur 7: Utseende på inledande testsektion.

Figure 7: Plan view of the initial grout test section.

I samband med testsektionen utfördes vattenförlustmätningar i varje hål. Dessutom delades respektive injekteringsomgång upp i två delar, dvs A1, A2, B3, B4, C5 och C6.

I samband med testet uppstod en del problem med igenrasade borrhål, varför dessa fick borraras om och injekteras uppifrån och ned s.k. "Top down"-injektering. Men i det stora hela följs injekteringsmetodiken under rubrik 7 med anpassningar vid behov. Testet renderade dock en del förändringar och förenklingar för att uppnå en mer praktiskt genomförbar injektering och ett bättre injekteringsresultat.

Ridåinjektering med OPC har helt utgått. Används bara för injektering av pålfoten. Beträffande injekteringen av pålfoten så har max. volymen ändrats till 1000 l jämfört med 200 l. Beträffande stoppkriterierna för att avsluta ridåinjekteringen för MFC så är de desamma som tabell 1.

Även omfattningen av antalet vattenförlustmätningar har ökat vid injekteringsomgång 1 och 3 i syfte att bättre bedöma tätningseffektiviteten. Fortfarande mäts inte alla hål dock.

Bergborrningen gick betydligt långsammare än förväntat och med stor förslitning på både borrhälskronor och borrhälsstänger. Borrningen utfördes som topphammarborrning med luftspolning. Önskvärt vore att antingen gå över till borrning med vatten, t ex Wassara-borrning eller topphammarborrning med vattenspolning. Men dessvärre är vattentillgången på arbetsplatser i Singapore reglerad, vilket ställer krav på en reningsanläggning för att inte överskrida tillåtet vattenuttag. Därmed föredrar man att använda luft före vatten.

De ändringar som gjorts map borrning är att borra med luftdriven sänkborrhämmare samt införande av större luftkompressorer och byte till en annan typ av borrhälskronor. Ändringarna har medfört en snabbare borrning, men borrningen är fortfarande ett av de mest tidskrävande arbetsmomenten. Vi har dock vissa invändningar mot användning av luftborrning då denna teknik inte är att föredra vid borrning i berg pga större risk för igenrasade borrhål, risk att förstöra tidigare utförd injektering. Jämfört med vatten har luft ingen förmåga att stabilisera borrhålet i samband med borrningen.

9. Tester på injekteringsbruk

Rutintester på injekteringsbruket utfördes löpande för att kontrollera att bruket och utrustningen fungerade ändamålsenligt. De tester som utfördes i samband med varje injekterings-tillfälle var följande:

- Mud balance
- Filterpump
- Marsh-kon
- Visuella observationer för kontroll av härdningsförlopp.

10. Slutsatser

I Sverige utförs i regel inga inledande testsektioner i syfte att kontrollera och utvärdera injekteringsdesignen. I detta fall var testet av oerhört stort värde, eftersom liknande injekteringsarbeten inte tidigare utförts i Singapore och stora delar av injekteringskonceptet är baserat på svensk kunskap och svenska erfarenheter. Vi vill dock poängtera att berg-injektering kräver ett ständigt förbättringsarbete för att uppnå för platsen optimal effekt. Alla i injekteringsprocessen ingående delar från teoretiska till praktiska kunskaper måste även beaktas för att uppnå bästa möjliga injekteringsresultat. Sen krävs kompetens från start till mål. Dvs kompetens måste finnas tillgänglig under hela resan, ej endast under projekteringsfasen.

Utifrån våra erfarenheter från Singapore vill vi hävda följande:

- ”Svensk” injekteringsmetodik och injekteringskunskap är fullt gångbar internationellt.
- Erfaren och kompetent injekteringspersonal krävs genom hela injekteringsprocessen för att möjliggöra en kontinuerlig förbättring.

- En löpande och rigorös uppföljning och utvärdering av injekteringsarbetet är nödvändig för att kunna göra nödvändiga förändringar löpande (aktiv design). Detta ställer höga krav på dokumentation och uppföljning.
- Rutinprovningar med ”enkla” och fältanpassade testutrustningar fungerar mycket väl och ger ett tidigt besked huruvida material och injekteringsutrustning fungerar eller inte.
- Klimatskillnader är mycket viktiga att beakta vid val av injekteringsmaterial och injekteringsutrustning samt vid handhavande.
- Val av borrhäls teknik och borrhälsutrustning skall inte underskattas, eftersom borrhälsarbetet har en stor betydelse både vad gäller hållbarhet och produktivitet.
- Kulturella skillnader gör det svårare att implementera ändringar i injekteringsdesign såväl före som under själva injekteringsprocessen. De är svårt att ta in för mycket information på en och samma gång, vilket gör förbättringsarbetet långsamt.
- Vi har kommit en bra bit på vägen, men arbete kvarstår med att ytterligare införa resultaten från injekteringsforskningen i det praktiska arbetet.

Detta är några av de observationer vi gjort och som vi ansett värdefulla att belysa. Det är således många saker att beakta innan man sätter ”Packern i backen”.

SKATTNING AV SPRICKSTYVHET BASERAT PÅ HYDRAULISKA TESTER OCH INJEKTERINGSDATA

Estimation of fracture stiffness based on hydraulic testing and grouting data

Johan Thörn, Avdelningen för geologi och geoteknik, Chalmers

Åsa Fransson, Avdelningen för geologi och geoteknik, Chalmers

SAMMANFATTNING

När spricksystem i kristallint berg injekteras kan bergmassan deformeras. Sådana deformationer kan reducera injekteringseffektiviteten eftersom nya flödesvägar skapas. Arbetet som presenteras här visar att deformation förekommer vid hydrauliska tester och injektering och att man både kan mäta deformation i fält och utvärdera sprickstyvhet därifrån. Deformationsmätningar, hydrauliska tester och injektering utfördes under våren 2010 i Hallandsåstunneln och hydrauliska tester utfördes i en installations-tunnel i Göteborg (Runslätt & Thörn, 2010).

För mätning av fysisk deformation användes en nyutvecklad mätutrustning från Chalmers tekniska högskola. Deformation uppmättes sju gånger i ett borrhål i Hallandsås. Tre av dessa var för injektering, och fyra vid vattenförlustmätningar i närliggande borrhål. Majoriteten av deformationerna skedde vid pumptryck på 1-1,4 MPa, vilket är lägre än den beräknade bergspänningen. Sprickstyvheter har utvärderats på olika sätt, däribland en ny metod, (Fransson, et al., 2010). Generellt är styvheten lägre i Hallandsås än i Göteborgstunneln. Resultaten är i linje med resultat från andra undersökningar i fält.

ABSTRACT

When a fracture system in crystalline rock is grouted the rock mass may deform. Such deformations may reduce the grouting efficiency since new flow paths are opened. The work presented here show that deformations occur during hydraulic tests and grouting and that deformation can be measured and evaluated as stiffness from in situ tests. Deformation measurements, hydraulic testing, and grouting were conducted in spring 2010 in the Hallandsås tunnel and hydraulic testing was performed in a service tunnel in Gothenburg (Runslätt & Thörn, 2010).

For measuring physical deformation recently developed equipment from Chalmers University of Technology was used. Deformations were measured seven times in the same borehole. Three measurements were performed during grouting, and the remaining four during water pressure tests. Most deformations occurred at pump pressures of 1-1.4 MPa, which is lower than the calculated normal rock stress. Fracture stiffness has been evaluated in several ways, including a new method, (Fransson, et al., 2010). Generally the evaluated fracture stiffness is lower in the Hallandsås tunnel than in the Gothenburg tunnel. The results show agreement with other in situ experiments.

INTRODUKTION

Vid injektering i kristallint berg används ett betydande övertryck för att få in bruket i sprickorna. Detta övertryck kan få enskilda sprickor att vidgas, och en sådan deformation kan därför leda till vidgningar och skjuvrörelser längs det deformerade blockets andra kanter. Den här typen av rörelser kan försämra injekteringsresultatet, eftersom nya flödesvägar öppnas. Beroende på formen hos tunneltvärsnittet och riktningen hos bergsspänningsfältet lämnas ett område nära tunneln relativt avlastat i radiell riktning. I denna region är risken för injekteringsinducerade deformationer större.

I denna presentation ges resultatet och metodiken för en uppsättning deformationsmätningar som genomförts vid efterinjektering med silica sol i Hallandsås, samt kompletterande hydrauliska tester i en installationstunnel under Göteborg (Runslätt & Thörn, 2010). Resultaten presenteras som uppmätta deformationer, och omräknat i normalsprickstyvhet, enligt ett par olika metoder. Bergsspänningarna i Hallandsås varierar men har uppskattats till 4 respektive 2 MPa för största och minsta horisontella huvudspänningen. Tunneldimensionerna är ungefär 7 m bredd, 9 m höjd och borrhålen är 6 m långa med en lutning av 40° från tunnelmittlinjen. För den mer inspända Göteborgstunneln är motsvarande värden 10 och 5 MPa, 4 m bredd och höjd samt 30°.

TEORI

Effektivspänning, definierad enligt Terzaghi (ter Terzaghi (1943)), ekvation (1), kan här ses som summan av bergspänningen och portrycket, räknat över en spricka. Detta kan användas för att beräkna hydraulisk normalsprickstyvhet som ett mått på hydraulisk viddförändring per spänningsändring, ekvation (2).

$$\sigma' = \sigma - p \quad (1)$$

$$k_n = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta b} \quad (2)$$

Sprickors normalstyvhet (vinkelrätt mot sprickytan) har behandlats tidigare, i t.ex. Bandis, et al., (1983) och Goodman, (1974). Dessa tar fram sprickstyvheter genom att mäta hoptryckning av prover, se Figur 1a. Initiellt fås en stor sprickstängning, d v s deformation vid liten spänningsökning; detta mindre styva stadium kallas här stadium B och den styvare delen kallas stadium A. Om sådana försök körs i flera cykler uppvisar resultaten en hystereseffekt. Rutqvist, (1995) använder hydrauliska tester för att bestämma sprickstyvhet i fält. Vidare presenterar Fransson, et al., (2010) en metod för att utvärdera sprickstyvhet och deformation ur hydrauliska tester i kombination med injekteringsdata.

I detta arbete har fältmätningar genomförts och sprickstyvheter utvärderas både via uppmätta deformationer och via hydrauliska tester samt injekteringsdata. Det styvare beteendet (A i Figur 1) hos en spricka med många kontaktpunkter fås då i början av testet. Ett samband mellan magasinskoefficient, S , och transmissivitet, T , framtaget för det kristallina berget i Äspö, (3) (Rhén et al., 2008) kombineras i Fransson, (2009) med ett samband mellan sprickstyvheter, k_n , och magasinskoefficient (4) (Doe & Geier, 1990) och samband (5) fås. Transmissiviteten här approximeras som $Q/\Delta h$, i enlighet med Fransson, (1999).

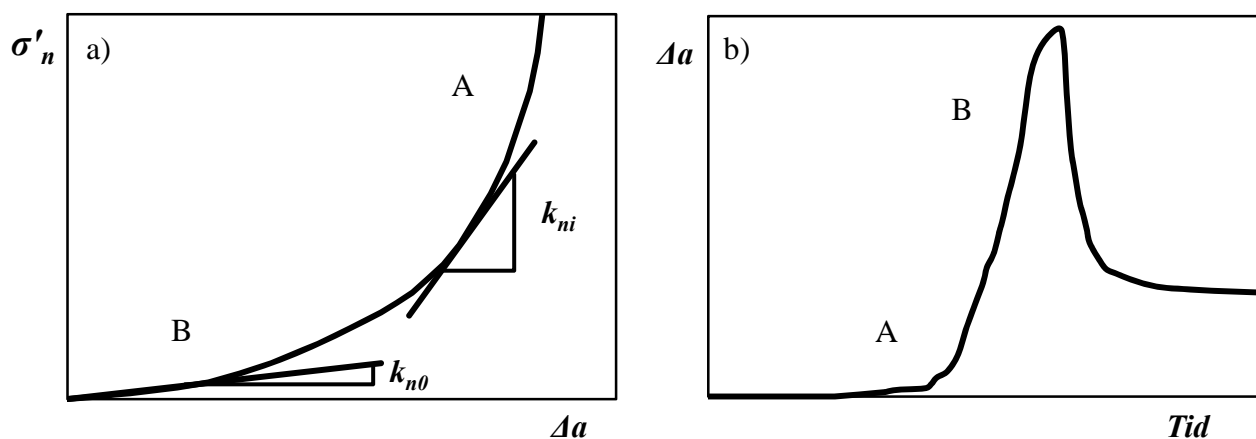
$$S = 0.0109T^{0.71} \quad (3)$$

$$S = \rho_f g \left(\frac{1}{k_n} \right) \quad (4)$$

$$k_n^S = \frac{\rho_f g}{0.0109T^{0.71}} \quad (5)$$

En ökning av portrycket, Δp , minskar effektivspänningen och kan därmed vidga sprickan. En viddförändring kan antingen kvantifieras som uppmätt fysisk deformation, Δa , ekvation (7) eller ändring i hydraulisk vidd, Δb , ekvation (8), där hydrauliska vidder utvärderas enligt kubiska lagen, (Snow, 1968) ekvation (6).

$$b = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot \mu \cdot T}{\rho \cdot g}} \quad (6)$$



Figur 1: a) En sprickstängningskurva (avritad från Rutqvist & Stephansson, 2003)

b) En deformationsgraf från denna studie; sprickan separeras genom ökat portryck.

Figure 1: a) A traditional closure curve (redrawn from Rutqvist & Stephansson, 2003).

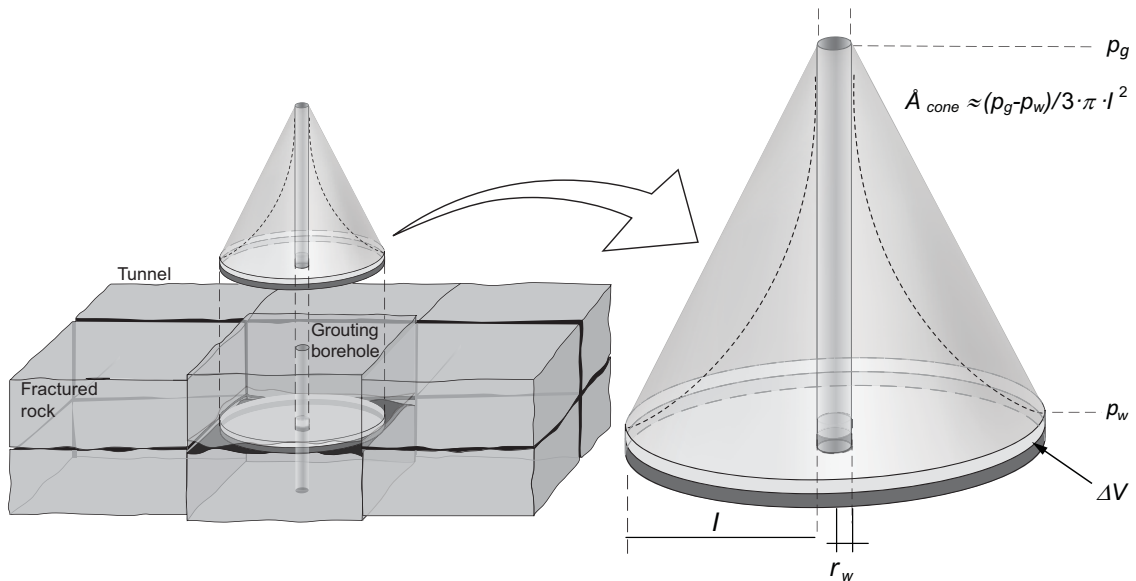
b) A deformation curve from this study, where a fracture is separated with increased pore pressure.

Fransson, et al., (2010) approximerar att injekteringstrycket avtar linjärt med avståndet från borrhålet, se Figur 2. Om ett 2D (radiellt) flöde är fallet kommer tryckprofilen i sprickplanet likna en kon. Medeltrycket hos en sådan profil är $\Delta p/3$, vilket har använts för att beräkna sprickstyvheter från ändrad hydraulisk och fysisk vidd enligt ekvation (7) och (8). I ekvation (9) presenteras översiktligt den formel som används för styvhetsberäkningar enligt Fransson, et al., (2010). \dot{A} är ett uttryck för areaintegralen av portrycksförändringen (Fransson, et al., 2007). ΔV är volymförändringen av sprickan, som beräknas genom ett hydrauliskt test före; och bruksåtgång under injektering.

$$k_n^a = \frac{\frac{\Delta p}{3}}{\Delta a_2 - \Delta a_1} \quad (7)$$

$$k_n^b = \frac{\frac{\Delta p}{3}}{b_2 - b_1} \quad (8)$$

$$k_n^{\dot{A}} = \frac{\dot{A}}{\Delta V} \quad (9)$$

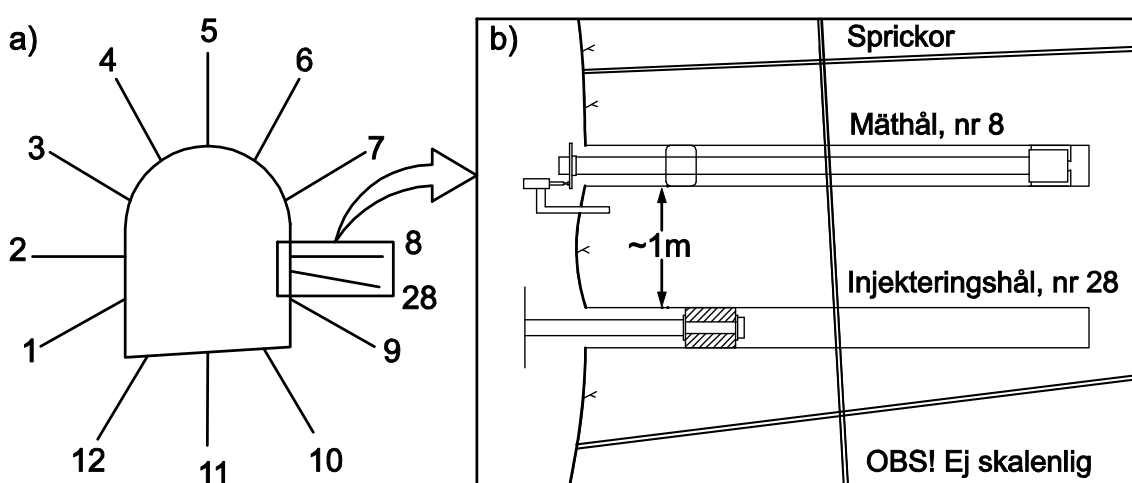


Figur 2: Konceptuell beskrivning av bruksinträngning och deformation (modifierad från Fransson, et al., (2010) Indata är ursprunglig hydraulisk apertur, ändring i tryck (kraft) och injekterad volym.

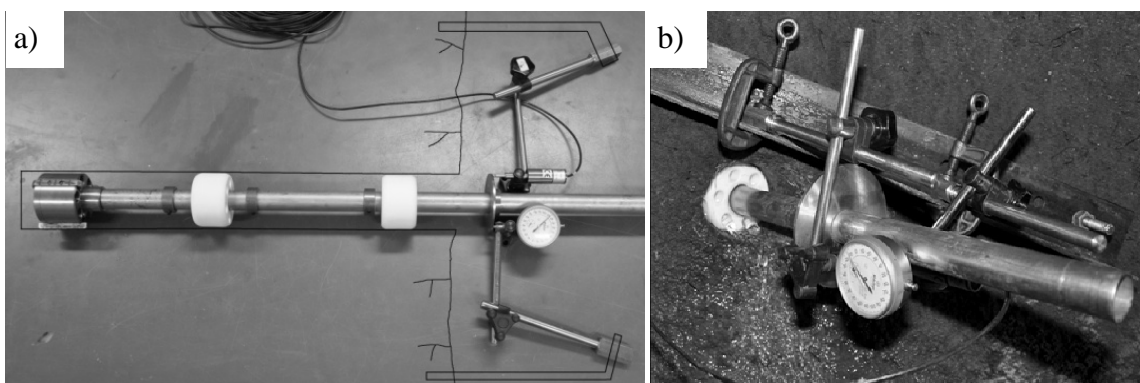
Figure 2: Conceptual sketch of grout penetration and fracture deformation (modified from Fransson, et al., (2010) Input data is initial hydraulic aperture, change in overpressure (force) and grouted volume.

MÄTMETOD

Mätningar av ändring i fysisk vidd utfördes genom att mäta lägesförskjutningar mellan en punkt i ett borrhål (nr 8) och väggen utanför hålet, se Figur 3. Mätningarna fortlöpte under tiden som närliggande borrhål injekterades, först via vattenförlustmätningar i borrhål (BH) 28, se Figur 3, sedan vid injekteringen av BH9, BH28 och BH7. Mätutrustningen presenteras schematiskt i Figur 4 och är uppbyggd enligt följande: Ett stålrör är monterat på ett ankare, som spänns ut mot borrhålsväggen. Stången centreras i borrhålet med hjälp av teflonbussningar. På den del av stången som sticker ut ur borrhålet sitter en skiva, som lägesgivare ligger emot. Givarna bultas i tunnelväggen invid hålet.



Figur 3 a) Borrhålsgeometrin för skärmen i Hallandsås. b) skiss över mätprincipen.
 Figure 3: a) Borehole geometry of the grouting fan in Hallandsås tunnel. b) Principal sketch of deformation measurement.

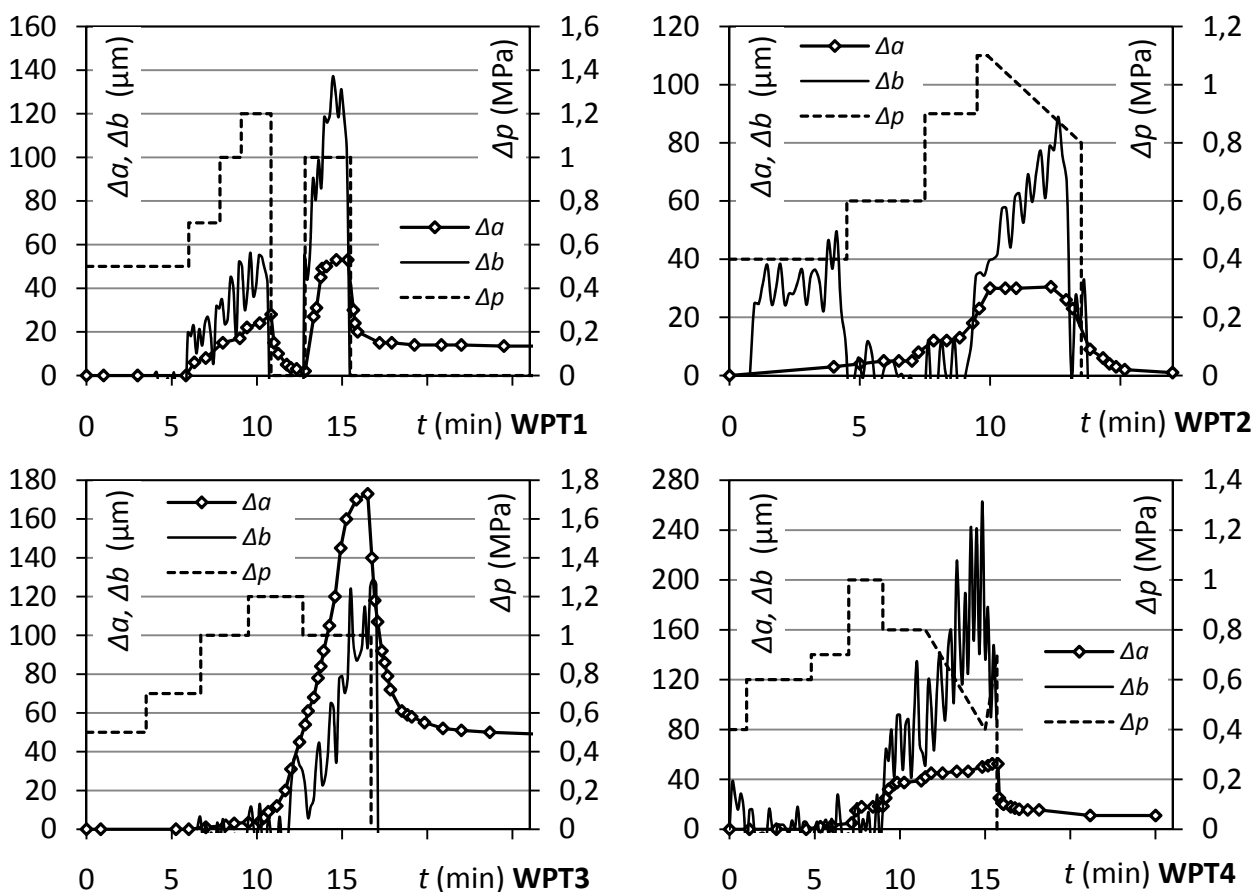


Figur 4: a) Deformationsmätutrustningen schematiskt upplagd. b) Utrustningen monterad i BH8, Hallandsås.
 Figure 4: a) Equipment schematically arranged. b) Equipment installed in BH8, Hallandsås tunnel.

Med denna uppställning mättes summan av de deformationskomponenter som var i linje med röret. Två givare användes, där den ena är en mätklocka med en upplösning på 1 μm och den andra är en elektrisk LVDT-givare med en upplösning på ungefär 1,6 μm . Värderna från denna givare loggades per sekund, och data exporterades till Excel för vidare behandling. De båda givarna visade god överensstämmelse med varandra.

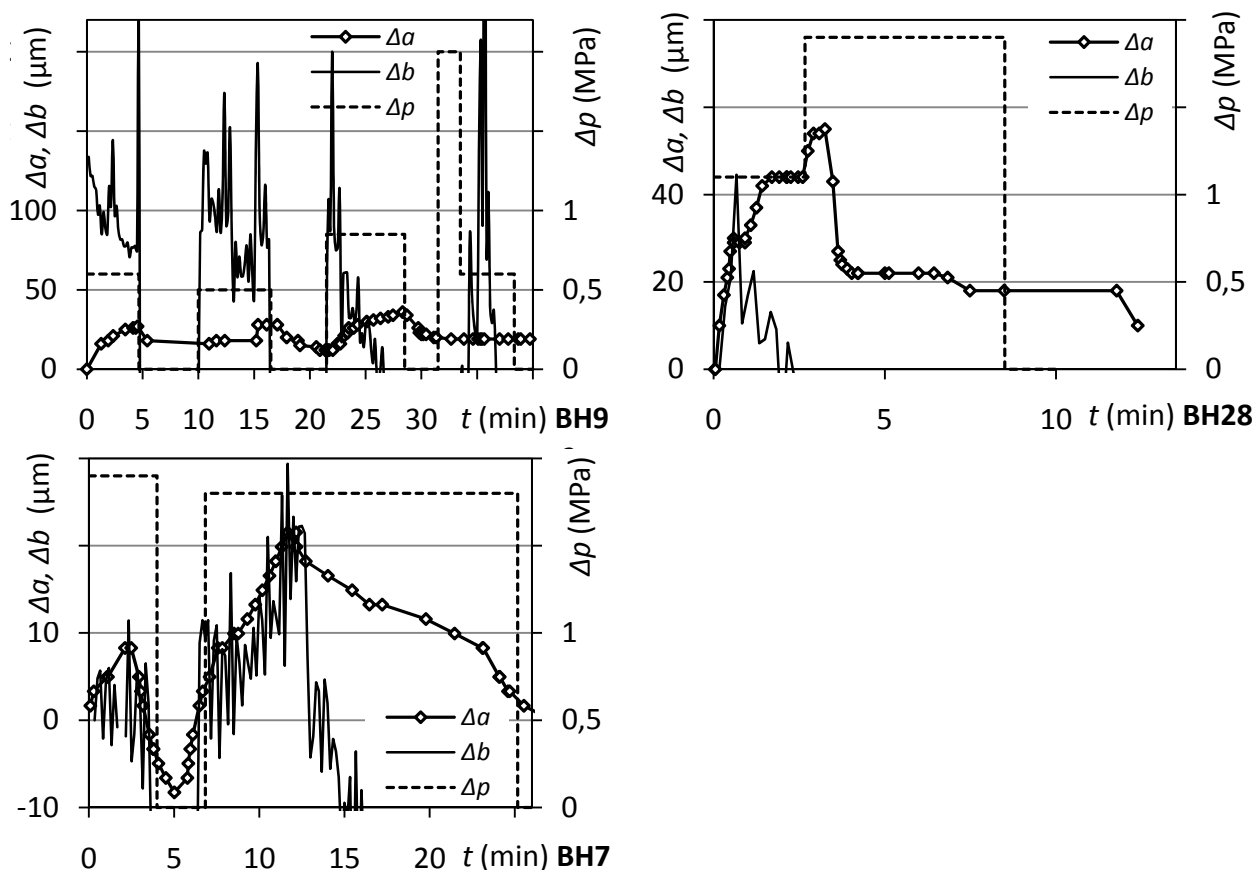
RESULTAT

Här presenteras uppmätta deformationer från försöken i Hallandsås. Varje graf i Figur 5 motsvarar ett vattenförlusttest i BH28. Kurvorna representerar uppmätt fysisk deformation, Δa , ändring i hydraulisk vidd för pumpflödet, Δb , och en generalisering av pumpövertrycket, Δp .



Figur 5: Uppmätt deformation, Δa , ändring av hydraulisk vidd, Δb , samt pumpövertryck, Δp , för de fyra vattenförlustmätningarna som utfördes i BH28.
 Figure 5: Measured deformation, Δa , change in hydraulic aperture, Δb , and pump overpressure for the four water pressure tests conducted in BH28.

I Figur 6 presenteras injekteringen av BH9, BH28 och BH7 på samma vis. Här har antagligen brukets gelände påverkat resultaten. I Tabell 1 finns värden på uppmätta fysiska deformationer i Hallandsås vid vattenförlustmätningar (WPT) och injektering (G). Under testen uppnåddes både resultat med återgående deformation (WPT2 i Figur 5) och med delvis kvarstående deformation (WPT1, WPT3 och WPT4 i Figur 5). Vid WPT4 var mätutrustningen förankrad på ett djup av 2,0 m, i övriga test 4,5 m. Vid 2,1 m fanns en större spricka, som stod för en betydande del av inflödet till hålet.



Figur 6: Uppmått deformation, Δa , ändring av hydraulisk vidd, Δb , samt pumpöverttryck, Δp , för injekteringen av BH 9, 28 och 7.

Figure 6: Measured deformation, Δa , change in hydraulic aperture, Δb , and pump overpressure for the grouting of BH 9, 28 and 7.

Tabell 1: Permanenta och återgående deformationer uppmätta i Hallandsås.

Table 1: Permanent and resilient deformations of the Hallandsås measurements.

Test	WPT1	WPT2	WPT3	WPT4	G-BH9	G-BH28	G-BH7
Avstånd till BH8 (m)	1	1	1	1	4	1	4
Permanent a (μm)	14	0	48	11	19	18	0
Återgående a (μm)	39	31	125	42	17	37	30
Total a (μm)	53	31	173	53	36	55	30

ANALYS

Från dataloggern på injekteringspumpen som användes för vattenförlustmätningar och injektering kom *pvt*-data; momentantryck, (*p*), total pumpad volym, (*v*), och momentanflöde för tiden (*t*) var tionde sekund. *pvt*-data synkroniserades med deformationsloggern varpå beräkningar utfördes. Transmissivitet utvärderas som pumpflöde/pumpövertryck; $Q/\Delta h$, och hydraulisk vidd, *b*, enligt kubiska lagen (6). Viskositeten μ , sattes till $1.3 \cdot 10^{-3}$ Pas för vatten och $5.5 \cdot 10^{-3}$ Pas för ogelad silica sol, densiteten, ρ , sattes till 1000 kg/m^3 för vatten och 1300 kg/m^3 för silica sol. För deformationsgraferna sattes intervall där stadium A och B definierades, se Figur 1b och utifrån transmissivitet, hydraulisk vidd och uppmätt deformation i respektive stadiums ändlägen beräknades sprickstyvheter enligt (5), (7) och (8). En sammanställning av dessa utvärderingar för Hallandsås finns i Tabell 2. För Göteborgstunneln har sprickstyvheter baserade på ändring i hydraulisk vidd och magasinskoefficient beräknats från utförda tester, Tabell 3. Sprickstyvheter enligt ekvation (9) har utvärderats för de tre injekterade hålen i Hallandsås till 1, 3 och 70 GPa/m, se Figur 7a. En detaljerad beskrivning av analysmetoden finns i Fransson et al. (2010). I Figur 7b plottas uppmätta fysiska deformationer, Δa , mot ändring i hydraulisk vidd, Δb . De kvarstående deformationerna, samt att deformationer erhöles vid så pass låga tryck kan kanske förklaras med inverkan av skjuvspänningar.

Tabell 2: Sammanställning av styvhetsberäkningar för Hallandsås. Siffrorna 1 och 2 för *b* och k_n^S avser början och slutet på det intervall som använts för utvärderingen.

Table 2: Compilation of calculated stiffness data from the Hallandsås tunnel. The index numbers 1 and 2 for *b* and k_n^S refer to start and end of the interval for which the stiffness is evaluated.

BH Test	Stadium	Δp	b_1	b_2	ΔE	k_n^b	k_n^a	$k_n^{S,1}$	$k_n^{S,2}$
		Enhet: (MPa)	(μm)	(μm)	(μm)	(GPa/m)	(GPa/m)	(GPa/m)	(GPa/m)
Ekvationsnummer: -			(6)	(6)	-	(8)	(7)	(5)	(5)
28 WPT	A	0,9	110	128	- ^a	16	- ^a	19	13
	B	1,2	138	236	- ^a	4,1	- ^a	11	3,7
28 WPT	A	0,8	231	272	28	6,6	9,6	3,8	2,7
	B	1,0	266	317	53	6,8	6,5	2,8	1,9
28 WPT	A	0,3	292	320	5	4,0	23	2,3	1,9
	B	0,8	296	316	25	14	11	2,3	2,0
28 WPT	A	1,0	202	209	4	45	79	5,1	4,7
	B	1,0	209	292	125	3,9	2,6	4,8	2,3
28 WPT	A	0,6	247	250	5	52	37	3,3	3,2
	B	0,8	220	325	32	2,6	8,6	4,3	1,8
9 Injekt.	B	0,4	470	417	27	(-2,5)	4,9	- ^b	- ^b
28 Injekt.	B	0,9	283	314	45	9,4	6,6	- ^b	- ^b
7 Injekt.	B	1,4	51	119	25	6,8	19	- ^b	- ^b

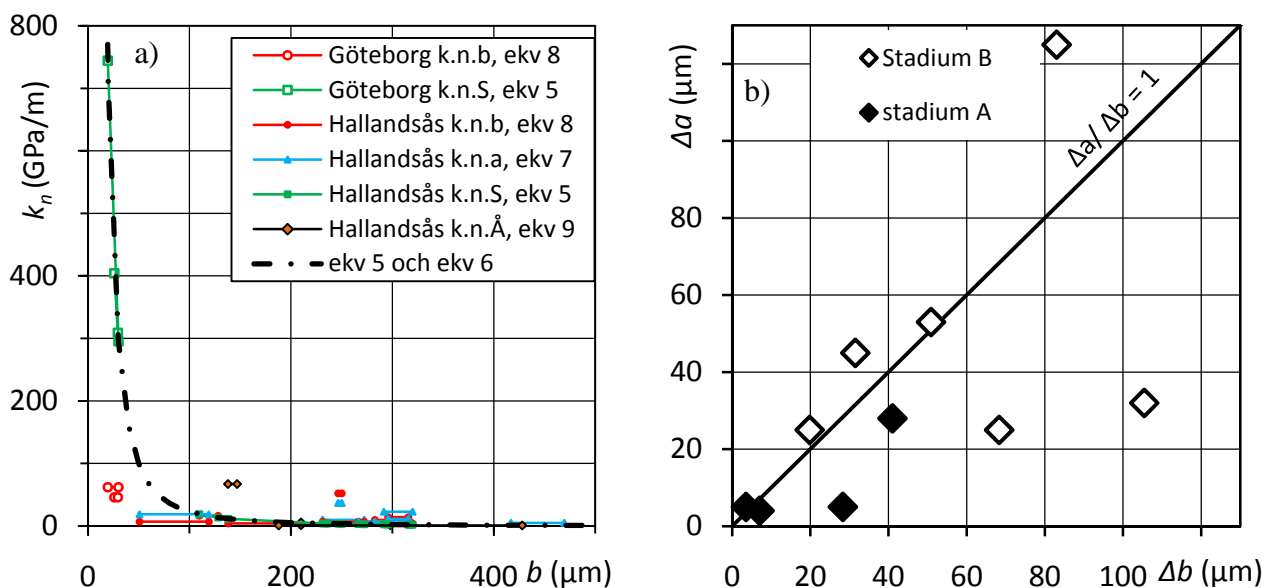
^a Tryck loggades istället för deformation /Pressure logged instead of deformation

^b Endast giltig för vatten /Only valid for water

Tabell 3: Sammanställning av sprickstyvhetsdata för tunneln i Göteborg.

Table 3: Compilation of fracture stiffness data from the Gothenburg tunnel.

BH	Test	Δp	b_1	b_2	k_n^b	$k_n^{S,1}$	$k_n^{S,2}$
		Enhet: (MPa)	(μm)	(μm)	(GPa/m)	(GPa/m)	(GPa/m)
		Ekvationsnummer: -	(6)	(6)	(8)	(5)	(5)
KBH2	WPT	0,5	26	29	46	404	309
KBH3	WPT	2,0	19	30	62	744	296



Figur 7: a) Sammanställning av hydraulisk apertur och normalsprickstyvhets (värden från Tabell 2 och Tabell 3). Data från Hallandsås resulterar i styvheter på mellan 1 och 70 GPa/m vid utvärdering enligt ekvation (9). b) Fysisk viddändring mot hydraulisk viddändring för de olika testernas styvhetsstadier.

Figure 7: a) Compilation of hydraulic aperture and normal stiffness (values from Table 2 and Table 3). Data from Hallandsås result in stiffness in the range of 1 – 70 GPa/m when evaluated according to equation (9). b) Crossplot of physical aperture change and hydraulic aperture change, for the stiffness stages defined for the various tests.

SLUTSATSER

Deformationsmätningar med metoden som presenteras ovan är enkla och billiga att genomföra, och ger indata till olika sprickstyvhetsutvärderingar på olika sätt, som alla visar på resultat i linje med fältundersökningar (se exempelvis Fransson, 2009). Deformationer i Hallandsås kunde mätas redan vid de låga tryck som användes i efterinjekteringen. Både permanenta och återgående deformationer uppmättes, där de permanenta kan vara skjuvdeformationer. Generellt är sprickstyvheten lägre i Hallandsås än i den mer inspända Göteborgstunneln.

SLUTORD

Tack till Edward Runslätt, som var andra halvan av examensarbetet vari föreliggande mätningar utfördes, Johan Funehag och Gunnar Gustafson för handledning och examinering av detsamma, samt till SKB för finansiering av detta skrivarbete.

REFERENSER

- Bandis, S. C., Lumsden, A. C., & Barton, N. R. (1983). Fundamentals of rock joint deformation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 20(6), 249-268. doi: 10.1016/0148-9062(83)90595-8
- Doe, T. W., & Geier, J. E. (1990). Interpretations of Fracture System Geometry Using Well Test Data SKB Stripa Project TR 91-03, Svensk Kärnbränslehantering AB.
- Fransson, Tsang, C. F., Rutqvist, J., & Gustafson, G. (2010). Estimation of deformation and stiffness of fractures close to tunnels using data from single-hole hydraulic testing and grouting. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 47(6), 887-893. doi: 10.1016/j.ijrmms.2010.05.007
- Fransson, Å. (1999). Grouting Predictions Based on Hydraulic Tests of Short Duration: Analytical, Numerical and Experimental Approaches. Licentiatavhandling, Chalmers tekniska högskola, Göteborg
- Fransson, Å. (2009). Literature survey: Relations between stress change, deformation and transmissivity for fractures and deformation zones based on in situ investigations. SKB R-09-13, Svensk Kärnbränslehantering AB
- Fransson, Å., Tsang, C. F., Rutqvist, J., & Gustafson, G. (2007). A new parameter to assess hydromechanical effects in single-hole hydraulic testing and grouting. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(7), 1011-1021. doi: 10.1016/j.ijrmms.2007.02.007
- Goodman, R. E. (1974). The mechanical properties of joints. *Proceedings of the 3rd Int. Congr. International Society of Rock Mechanics*, Denver, Colorado.
- Rhén, I., Forsmark, T., Hartley, L., Jackson, P., Roberts, D., Swan, D., & Gylling, B. (2008). Hydrogeological conceptualisation and parameterisation, Site descriptive modelling SDM–Site Laxemar, SKB R-08-78, Svensk Kärnbränslehantering AB.
- Runslätt, E., & Thörn, J. (2010). Fracture deformation when grouting in hard rock: In situ measurements in tunnels under Gothenburg and Hallandsås. Masterexamensarbete, Chalmers tekniska högskola, Göteborg. Tillgänglig: <http://publications.lib.chalmers.se/records/fulltext/126954.pdf>
- Rutqvist, J. (1995). Determination of hydraulic normal stiffness of fractures in hard rock from well testing. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts*, 32(5), 513-523. doi: 10.1016/0148-9062(95)00039-j
- Rutqvist, J., & Stephansson, O. (2003). The role of hydromechanical coupling in fractured rock engineering. *Hydrogeology Journal*, 11(1), 7-40. doi: 10.1007/s10040-002-0241-5
- Snow, D. T. (1968). Rock fracture spacings, openings and porosities. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 94(SM1), 73-79.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. New York: Wiley

EFFEKTIV SPRICKÖPPNING OCH BRUKSVAL BASERAT PÅ VATTENFÖRLUSTMÄTNINGAR

Effective aperture for grout penetration and grout choice assessed by water pressure tests

Åsa Fransson, Gunnar Gustafson, Christian Butron och Lisa Hernqvist

Avdelningen för geologi och geoteknik, Chalmers tekniska högskola

SAMMANFATTNING

Inträngningsförmågan hos cementbruk i spalter har undersökts grundligt. Emellertid styrs bruks-spridning av två processer; inträngning av bruket genom sprickorna och blockering och filtrering av bruket i förträngningar längs flödesvägen. I denna uppsats utvärderas den för dessa processer och ett givet bruk kritiska spricköppningen i en spricka (ett spricksystem) med varierande sprickvidd. Med utgångspunkt från detta ges sedan en enkel metod för att skatta sprickvidd och välja brukstyp och reologiska egenskaper för injektering av ett borrhål i en injekterings-skärm.

Inledningsvis analyseras möjliga flödesvägar genom ett system av kanaler med perkolations- teori. Denna visar att sprickviddsfördelningen och förgreningarna av möjliga kanaler bestämmer den effektiva öppningen. Resultaten av denna analys kan redovisas med en enkel numerisk modell där inflytandet av medianvidden och variabiliteten kan varieras. Resultaten verifieras sedan med fältdata från Äspölaboratoriet och Nygårdstunneln, som nyligen byggts norr om Göteborg. Sammantaget visar detta att den hydrauliska sprickvidden också är ett rimligt mått på den effektiva spricköppningen (tröskelvärdet för genomflöde) för injekteringsmedlet.

Baserat på dessa resultat har ett diagram konstruerats för att välja mellan cementbruk och fintättningsmedel (t.ex. silica sol). Diagrammet baseras på en bestämning av den hydrauliska sprickvidden på grundval av vattenförlustmätningar eller inflödesmätningar i injekteringsborrhålen under antagandet att en spricka står för det huvudsakliga flödet. Även detta diagram har verifierats med data från Äspölaboratoriet och Nygårdstunneln. Analyserna pekar på att en hydraulisk sprickvidd av 50-100 μm är gränsen för vad som kan tätas med cementinjektering. Detta överensstämmer också med resultaten från undersökning av inträngningsförmågan hos cementbruk. Diagrammet är enkelt att använda i fält och en användning bör kunna minska risken för fel bruksval i s.k. nollhål för cement vid injekteringsprojekt.

SUMMARY

The penetrability of cement grout in slots has been thoroughly investigated. However, the penetration of cement grout in rock fractures is governed by two processes – the penetration of the grout through the fractures by the applied grouting pressure and the blocking and filtration of the grout at constrictions along the flow path. In this paper the critical aperture for a given grout to penetrate through a fracture (fracture system) with varying aperture. Based on this a simple method to assess the effective fracture aperture and to choose a suitable grout with appropriate properties.

INLEDNING

För tunnlar där det tillåtna inläckaget är litet finns ett behov att tätas både små och stora sprickor. De större sprickorna kan tätas effektivt med cementbaserade bruk medan de små sprickorna kräver ett fintättningsmedel. Speciellt gäller detta om man vill minska dropp från tunneltaket. För både injekteringsdesign och bruksval har sprickvidden stor betydelse eftersom den påverkar både brukets inträngningsförmåga och inträngningslängd. För inträngningsförmågan bestämmer relationen mellan vidden och brukets kornstorlek om bruket

kan tränga in i en spricka eller inte. En spricka med en öppning av 50 – 100 μm kan förväntas vara injekterbar med vanliga injekteringsbruk^{1,2}. För sprickor med mindre vidd krävs andra typer av injekteringsmedel. Om cementbruk används där ett fintättningsbruk krävs medför det att sprickorna inte tar emot något bruk. I bästa fall går det att fylla borrhålet. Man får ett så kallat nollhål.

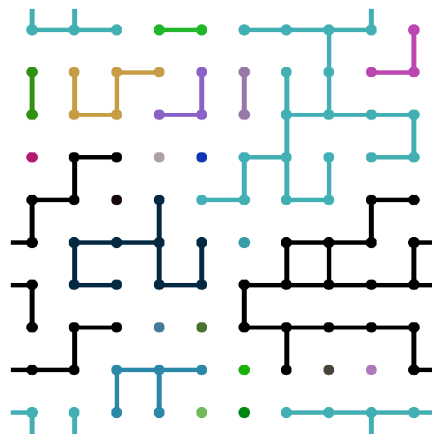
För att belysa detta analyseras först bruksinträngning i sprickor och spricksystem med varierande öppning för att finna ett effektivt värde för den kritiska spricköppning som bruket kan penetrera med utgångspunkt från vattenförlustmätningar eller inflödestester. Vidare verifieras detta teoretiska värde med data från genomförda injekteringsprojekt. Slutligen presenteras ett diagram som kan användas som stöd för bruksval i praktisk injektering som baseras på dessa resultat.

KRITISK SPRICKÖPPNING I SPRICKOR OCH SPRICKSYSTEM

Vi vet att den fysiska sprickvidden, a , varierar över sprickplanet och mellan olika sprickor^{3,4,5}. Vi vet också att cement är en suspension av cementkorn med en kornstorlek, d_{95} , som begränsar inträngningsförmågan^{1,2} i spalter så att $b_{crit} \approx 3d$. Att finna den undre gränsen för om cementbruk kan tränga in i sprickigt berg är därför att finna om det finns en väg genom spricksystemet där en cementsuspension med en inträngningsförmåga motsvarande, b_{crit} , kan tränga in och spridas på avstånd från injekteringshålen.

Perkolation

Problem av denna typ studeras i perkolationsteori. Principen kan illustreras med ett enkelt exempel. Figur 1 visar ett kvadratisk raster där det finns förbindelse mellan vissa noder medan andra är slutpunkter i en kedja eller helt isolerade.



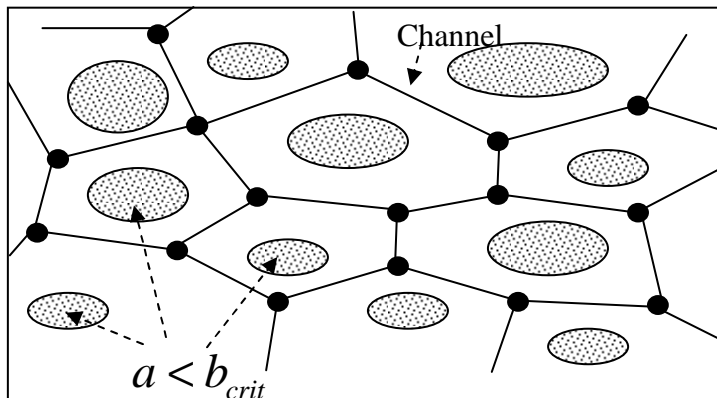
Figur 1. Perkolation i ett kvadratisk nätverk.

Figure 1. Percolation collation through a square grid. (<http://pages.physics.cornell.edu>).

Det är lätt att tänka sig att det krävs en viss sannolikhet, $p \geq p_c$, för att kanaler mellan noderna ska vara öppna för att det ska finnas en öppen väg genom nätverket. Ett av perkolationsteoriens grundläggande resultat⁶ är att för ett kvadratisk nät är $p_c = 0,5$. Man kan

se att i nätverket i figuren är $p \approx 0,37$ och det finns inte heller någon väg genom nätverket, det perkolerar inte. Vi finner dock att det finns flera begränsade kluster av upp till ca 20 noder som är förbundna.

En spricka är i princip en öppning mellan två bergytor. Vidden varierar över planet och det finns kontaktpunkter där krafterna mellan bergblocken överförs. Vi kan alltså se sprickan som ett nätverk mellan kontaktpunkterna och specifikt som ett kanalnätverk mellan områden som har en vidd $a < b_{crit}$, se Figur 2.



Figur 2. Sprickplanet som ett oregelbundet nätverk

Figure 2. The fracture plane as an irregular grid.

Nätverket i ett sprickplan är inte regelbundet och antalet kanaler med $a \geq b_{crit}$, som möts i nodpunkterna, koordinationstalet w , är inte alltid fyra. Vi vet dock att $3 \leq w \leq 6$ som är koordinationstalen för hexagonala och triangulära nät som begränsar möjligheterna att arrangera nätverk i ett plan. I verkligheten kan man dock anta att koordinationstalet ligger nära 4. Om vi känner den statistiska fördelningen för spricköppningen i planet, $p(a_n \leq a) = F(a)$, så kommer också den kritiska vidd som ger en passage genom sprickan att vara medianen, a_{50} , eftersom $p(a_n \leq a_{50}) = F(a_{50}) = 0,5$.

I många fall har man funnit sprickvidden vara lognormalfördelad^{3,4}. För denna fördelning är medianen också lika med det geometriska medelvärdet. Detta innebär att man kan förvänta sig inträngning av cementbruk för $a_{50} = a_{geom} \geq b_{crit}$.

Flöde, tryck och hydraulisk sprickvidd

En sprickas förmåga att transportera vatten, transmissiviteten, T , relateras till den *hydrauliska sprickvidden*, b , och vi kommer att visa hur den är kopplad till bruksvalet. Relationen mellan transmissivitet och hydraulisk vidd beskrivs av den kubiska lagen⁷:

$$T = \frac{\rho g b^3}{12 \mu_w} \quad (1)$$

Här är ρ [$\sim 1000 \text{ kg/m}^3$] vattnets densitet, g [$9,81 \text{ m/s}^2$] tyngdaccelerationen och μ_w [$1,3 \text{ mPas}$] vattnets viskositet. För korta flödestester i borrhål, vattenförlustmätningar och inflödesmätningar finner man att transmissiviteten ligger nära den specifika kapaciteten.

$$T \approx \frac{Q}{dh_w} \quad (2)$$

Här är Q [m^3/s] vattenflödet och dh_w [m v.p.] tryckförändringen i borrhålet under testen⁸.

När ett borrhål korsar flera sprickor är det vanligen en eller ett litet fåtal som har stor spricköppning⁵ medan de flesta är täta. På grund av kubiska lagen, Ekvation 1, kommer skillnaden i genomsläpplighet att förstärkas så att vattenflödet i stort sett endast kommer från den med störst vidd. Ur injekteringssynpunkt är det en fördel eftersom man, om man kan täta den, får en stor sänkning av genomsläppligheten.

Vidare har man visat att den hydrauliska vidden, som den definieras av Ekvation 1, är lika med det geometriska medelvärdet för en lognormalfördelad sprickvidd. Enligt ovan kan vi då ge ett villkor för att ett borrhål är möjligt att med gott resultat injekteras med cement:

$$b_{crit} < a_{50} \approx a_{geom} \approx b \quad (3)$$

INFLÖDES- OCH VATTENFÖRLUSTMÄTNINGAR

Kortvariga hydrauliska tester har länge använts för att styra injekteringen⁹. En viktig utveckling är att man också använder dem kvantitativt. För att kunna det måste noggrannheten i utförandet betonas. Dels bör flödet kunna mätas nedtill ca $Q \approx 0,1 \text{ l/min}$. Vidare är det viktigt att hålla reda på det vilande grundvattentrycket eller grundvattennivån,

$$H_w = p_w / \rho_w g .$$

Inflödesmätningar

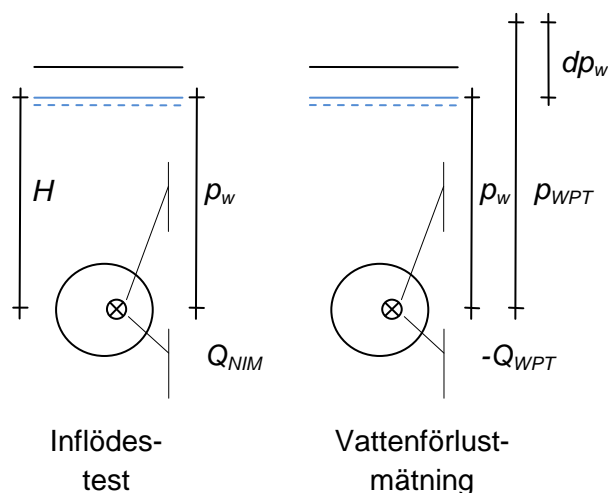
Under en inflödesmätning (NIM) mäts det naturliga inflödet, Q_{NIM} , från det öppna borrhålet eller en öppen mätsektion, se Figur 3. Innan borrhålet öppnas bör man mäta (det stabiliserade rådande) vattentrycket, p_w . Den hydrauliska vidden kan då beräknas som:

$$b \approx \sqrt[3]{\frac{Q_{NIM}}{p_w - 0} \cdot 12\mu_w} = \sqrt[3]{\frac{Q_{NIM}}{H_w} \cdot \frac{12\mu_w}{\rho_w g}} = \sqrt[3]{\frac{Q_{NIM}}{dh_w} \cdot \frac{12\mu_w}{\rho g}} \quad (4)$$

Vattenförlustmätningar

En vattenförlustmätning (WPT) gör man genom att trycka in vatten i det manschetterade borrhålet ; Figur 3. Det drivande trycket är skillnaden mellan injektionstrycket, p_{WPT} , och det vilande vattentrycket. Injektionsflödet är Q_{WPT} . Den hydrauliska vidden beräknas som:

$$b \approx \sqrt[3]{\frac{-Q_{WPT}}{p_w - p_{WPT}} \cdot 12\mu_w} = \sqrt[3]{\frac{Q_{WPT}}{p_{WPT} - p_w} \cdot 12\mu_w} = \sqrt[3]{\frac{Q_{WPT}}{dh_w} \cdot \frac{12\mu_w}{\rho g}} \quad (5)$$



Figur 3. Principbilder av inflödestester (NIM) och vattenförlustmätningar(WPT) som utförs i en tunnel. Flöde, Q , och tryckförändring, $dh_w=dp_w/\rho g$, mäts på olika sätt. Det naturliga vattentrycket, p_w , motsvarar tunneldjupet, $H=p_w/\rho g$. En trycksänkning (gradient) på grund av läckaget till tunneln kan resultera i ett lägre vattentryck, p_w .

Figure 3. Principal drawings of a Natural Inflow Measurement (NIM) and a Water Pressure Test (WPT) performed in a tunnel. Flow, Q , and pressure change, $dh_w=dp_w/\rho g$, are measured in different ways. Here, the pressure, p_w , corresponds to the depth of tunnel, $H=p_w/\rho g$. A decrease in pressure (gradient) due to and in the vicinity of the tunnel may result in a lower water pressure, p_w .

MODELLERING AV BRUKSINTRÄNGNING

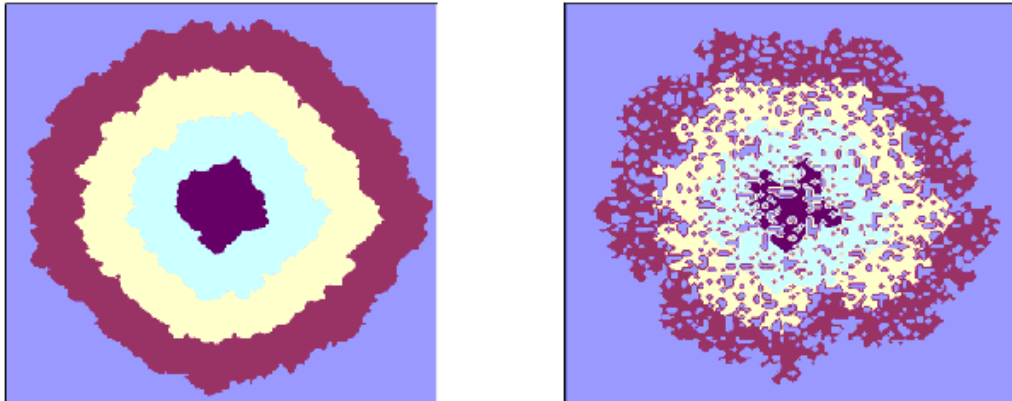
För att verifiera och illustrera slutsatserna av perkolationsteorin har bruksinträngning i ett sprickplan modellerats¹⁰. Det har en utbredning av $20 \times 20 \text{ m}^2$ och en lognormalfördelad vidd med $a_{geom} = a_{50} = 110 \text{ }\mu\text{m}$ och en ln-standardavvikelse av $\sigma_{lna} = 0,5$. Cellstorleken är $\Delta x = \Delta y = 0,2 \text{ m}$. Injekteringen har simulerats med värden typiska för ett ganska styvt IC 30-bruk med flytstyrka $\tau_0 = 5 \text{ Pa}$ och $b_{crit} = 80 \text{ }\mu\text{m}$. Vidare har maxinträngning vid ett injekteringsövertryck $\Delta p = 1 \text{ MPa}$ (10 bar) modellerats. Figur 4 visar dels inträngningen om man inte antar några inträngningsrestriktioner på grund av brukets kornstorlek och inträngningen om bruket inte kan tränga in i spricköppningar mindre än $80 \text{ }\mu\text{m}$.

Vid en första anblick är den tydligaste skillnaden det "malättna" utseendet på tryckfältet till höger som visar att bruket inte fyller alla celler. Emellertid bildar alla fyllda celler ett sammanhängande kluster som helt blockerar ett grundvattenflöde genom det. Granskar man figurerna vidare ser man att bruksutbredningen och tryckfälten trots "malhål" är mycket lika. Maxinträngningen i motsvarande spricka med konstant vidd, $b = 110 \text{ }\mu\text{m}$, blir¹¹:

$$I_{\max} = \frac{\Delta p}{2\tau_0} \cdot b = \frac{10^6}{2 \cdot 5} \cdot 110 \cdot 10^{-6} = 11 \text{ m. Det kan jämföras med den modellerade}$$

medelinträngningen utan inträngningsrestriktioner, $I_{\max u} = 11.1 \text{ m}$, och för IC 30, $I_{IC30} = 10,0$

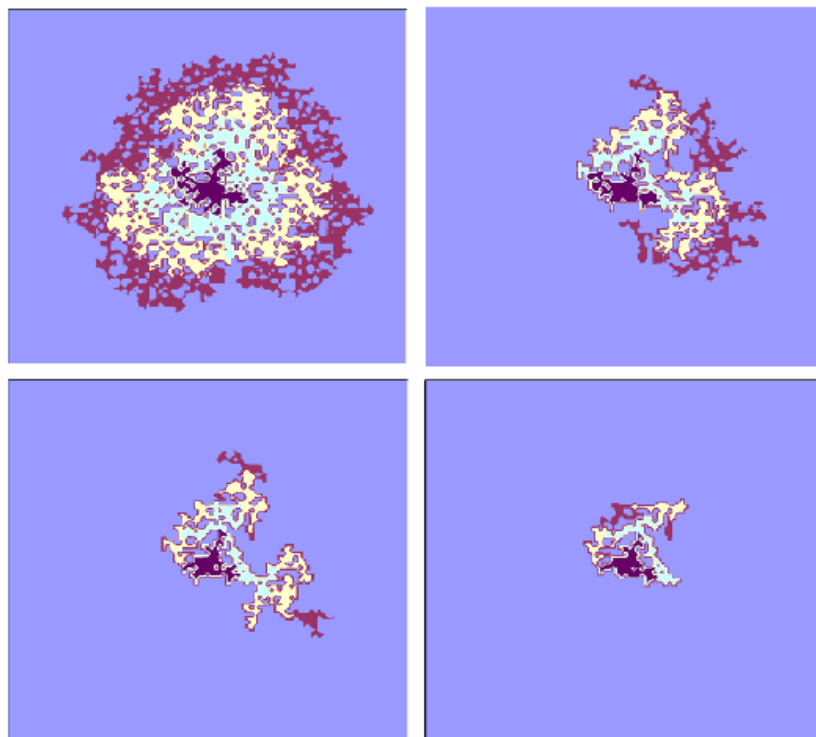
m. Vi finner alltså att medianvidden ger en god prognos av bruksinträngningen i ett sprickplan.



Figur 4. Brukstryck vid maximal inträngning i ett sprickplan. Till vänster utan inträngningsrestriktioner. Till höger med $b_{crit} = 80 \mu\text{m}$. $\Delta p = 1 \text{ MPa}$ (skalintervall 0,2 MPa). Sprickplan $20 \times 20 \text{ m}^2$.

Figure 4. The grout pressure at maximum penetration in a fracture plane. Left – without penetration restrictions. Right – with $b_{crit} = 80 \mu\text{m}$. $\Delta p = 1 \text{ MPa}$ (scale interval 0,2 MPa). Fracture plane $20 \times 20 \text{ m}^2$.

I nästa steg har en spricka med samma ln-standardavvikelse av $\sigma_{lna} = 0,5$ modellerats. För att analysera inträngningsbegränsningens betydelse nära perkolationsströskeln har medianvidden, a_{50} , stegvis minskats ned till brukets inträngningsförmåga, $b_{crit} = 80 \mu\text{m}$. Fyra fall från $a_{50} = 100$ ned till $80 \mu\text{m}$ visas i Figur 5.



Figur 5. Brukstryck vid max inträngning i ett sprickplan med $a_{50} = 100 \mu\text{m}$ (överst till vänster), $90 \mu\text{m}$ (överst till höger), $85 \mu\text{m}$ (nederst till vänster) och $80 \mu\text{m}$ (nederst till höger). Cementbruket har $b_{crit} = 80 \mu\text{m}$. Sprickplanet är $20 \times 20 \text{ m}^2$.

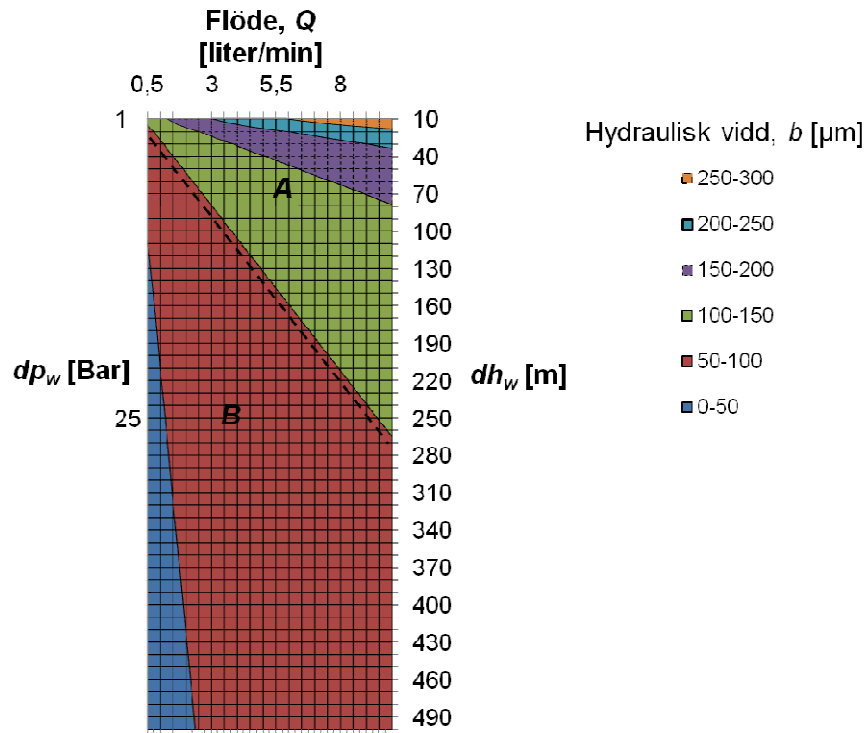
Figure 5. The grout pressure at maximum penetration in a fracture plane with $a_{50} = 100 \mu\text{m}$ (upper left), $90 \mu\text{m}$ (upper right), $85 \mu\text{m}$ (lower left) and $80 \mu\text{m}$ (lower right). A b_{crit} of $80 \mu\text{m}$ is used for all simulations. Fracture plane $20 \times 20 \text{ m}^2$.

För dessa simuleringar är $a_{50} = 100 \mu\text{m}$ mycket lik den högra delen av Figur 4. För $a_{50} = 90 \mu\text{m}$ och $85 \mu\text{m}$ blir den minskade inträngningen tydlig. För $a_{50} = 80 \mu\text{m}$, d.v.s. vid perkolationströskeln fylls endast ett lokalt kluster, jämför med Figur 1. Modellsimuleringarna stöder således resultatet från perkolationsteorin att den hydrauliska vidden också är kritisk för bruksinträngningen och utgör ett tröskelvärde för genomflöde av en partikelsuspension eftersom:

$$b_{crit} \approx a_{50} = a_{geom} \approx b \quad (6)$$

BRUKSVAL

Den hydrauliska vidden kan alltså användas som bas för om man bör välja ett cementbaserat bruk eller ett fintättningsmedel. Figur 6 visar ett diagram som gör valet enkelt. Flödet, Q , i l/min för en vattenförlustmätning eller inflödestest visas på x -axeln. På y -axeln anges vattentrycket (WPT) minus vilande grundvattentryck, dp_w , eller vilande grundvattennivå, $H = dh_w$, för ett inflödestest (NIM). I diagramytan identifieras intervall för den hydrauliska vidden, b , baserat på kubiska lagen. I figuren visas också vilken brukstyp som är lämplig att använda: A = cementbruk, B = fintättningsmedel. För en hydraulisk vidd mindre än $50 - 100 \mu\text{m}$ förväntas injektering med cementbruk olämplig och ett fintättningsmedel rekommenderas.



Figur 6. Bruksvalsdiagram baserat på flöde, Q , och tryck, dp_w [bar] eller grundvattennivå, dh_w . Intervall för den hydrauliska vidden, b , och brukstyp (A = cementbruk, B = fintättningsmedel). Kombinationer av flöde och tryck under den streckade linjen anger en hydraulisk vidd $< 100 \mu\text{m}$. I detta fall rekommenderas ett fintättningsmedel.

Figure 6. Grout type selection diagram including flow, Q , pressure, dp_w , [bar] or head, dh_w , intervals of hydraulic vidde, b , and grout types A (e.g. a cement-based grout) and B (e.g. a grout for fine vidde sealing). Combinations of flow, Q , and pressure head, dh_w , found below the dashed line have a hydraulic vidde $< 100 \mu\text{m}$. In this case, grout type B is recommended.

För praktiskt bruk identifierar man flöde, Q [l/min], och tryck dh_w [mvp] på x- och y-axeln och i skärningen mellan dessa kan man läsa av den förväntade hydrauliska vidden. Om den är mindre än 50 – 100 μm för man använda ett fintättningsbruk som silica sol¹² eller polyuretan¹³.

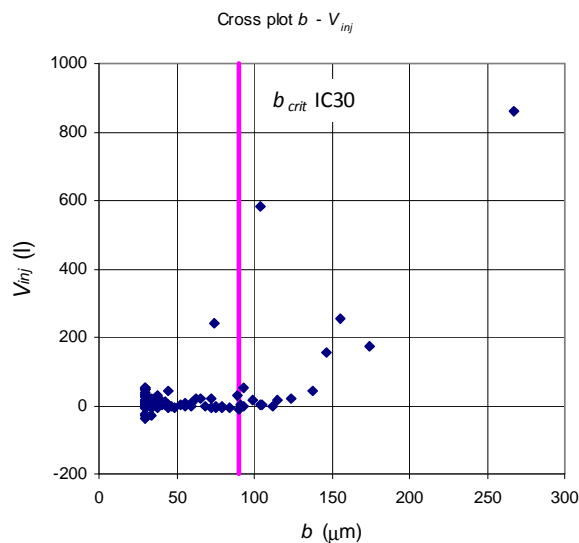
VERIFIKATION MED FÄLTDATA

En härledning baserad på perkolationsteori visar att den kritiska spricköppningen för bruksinträngning bör motsvaras av den hydrauliska vidden. Detta sammanfattas i bruksvalsdiagrammet i Figur 6. Detta har verifierats med fältdata från injektering i Nygårdstunneln (norr om Göteborg) och tre fältexperiment i SKBs Äspölaboratorium.

Nygårdstunneln

De data som används här från förinjekteringen av en provsträcka^{14,15} där cement användes i golv och väggar och taket injekterades med silica sol. Berggrunden är gnejs med inslag av amfibolit. Syftet med injekteringsförsöket var att fintäta taket mot dropp. Resultatet blev att denna del av tunneln hade mindre dropp och mindre dräner än resten av tunneln.

Vattentrycket över tunneln var ca $H_w \approx 50$ mvp och vattenförlustmätningar utfördes med ett tryck av 16 bar ($dh_w \approx 110$ m, se Tabell 1). Utvärderingen har gjorts specifikt för Skärm 1 i denna del av tunneln. Vidare har bruksvolymerna ställts mot hydraulisk vidd för de med IC 30 cementinjekterade borrhålen¹⁴, se Figur 7.



Figur 7. Bruksvolymerna ställda mot den hydrauliska vidden för cementinjekterade borrhål i Nygårdstunneln.

Figure 7. Cross-plot of injected grout volumes and maximum hydraulic radiuses from the cement holes in the Nygård tunnel.

Kornstorleken för IC30, $d_{95} = 30$ μm ger en inträngningsförmåga för bruket av $b_{crit} \approx 90$ mm. I de ovan angivna bruksvolymerna har hålvolymer subtraherats vilket förklarar att det finns negativa värden där borrhålen inte blivit fyllda. Figuren visar tydligt att bruksvolymerna börjar öka vid $b \approx 90$ μm. Detta stämmer mycket väl med perkolationsantagandet. Endast ett borrhål med $b \approx 75$ μm visar noterbara bruksvolymerna under perkolationsströskeln. De annars små bruksvolymerna i detta område överensstämmer väl med att lokala kluster nära perkolationsströskeln har fyllts med bruk.

Äspölaboratoriet

Data från tre experimentplatser i SKBs Äspölaboratorium har använts i sammanställningen i Tabell 1: Ett injekteringsförsök i en pelare invid anfallsrampen^{16,17,18}, den 70 m långa TASQ-tunneln^{19,20}, och injekteringsexperimentet i TASS-tunneln²¹.

Pelarexperimentet gjordes på ca 100 m djup. Berggrunden utgörs av granit och beskrevs vara mitt emellan fuktig och torr. Här gjordes injekteringar med både cement och silica sol. Försöket visade en tydlig skillnad mellan den begränsade inträngningen av cementbruket och inträngningen av silica sol i en spricka med en hydraulisk vidd av ca 50 μm . Vid undersökningen av platsen användes vattenförlustmätningar med en tryckhöjd $dh_w \approx 25$ m, se Tabell 1.

Det två tunnlarna, TASQ och TASS är belägna på ca 450 m djup. Berggrunden är Äspödiorit och grundvattnets tryckhöjd är ca 340 m. Resultaten från TASQ-tunneln där ett cementbruk där inträngningsförmågan gjorts så god som möjligt indikerar att sprickor ned till $b \approx 50 \mu\text{m}$ har tätats men inte 30 μm sprickor, se Tabell 1. I TASS-tunneln har sprickor med $b > 150 \mu\text{m}$ effektivt tätats med ett låg-pH-bruk. I kontrollhål intill dessa kvarstod sprickor med mindre vidd som sedan tätades med silica sol.

Datasammanställning

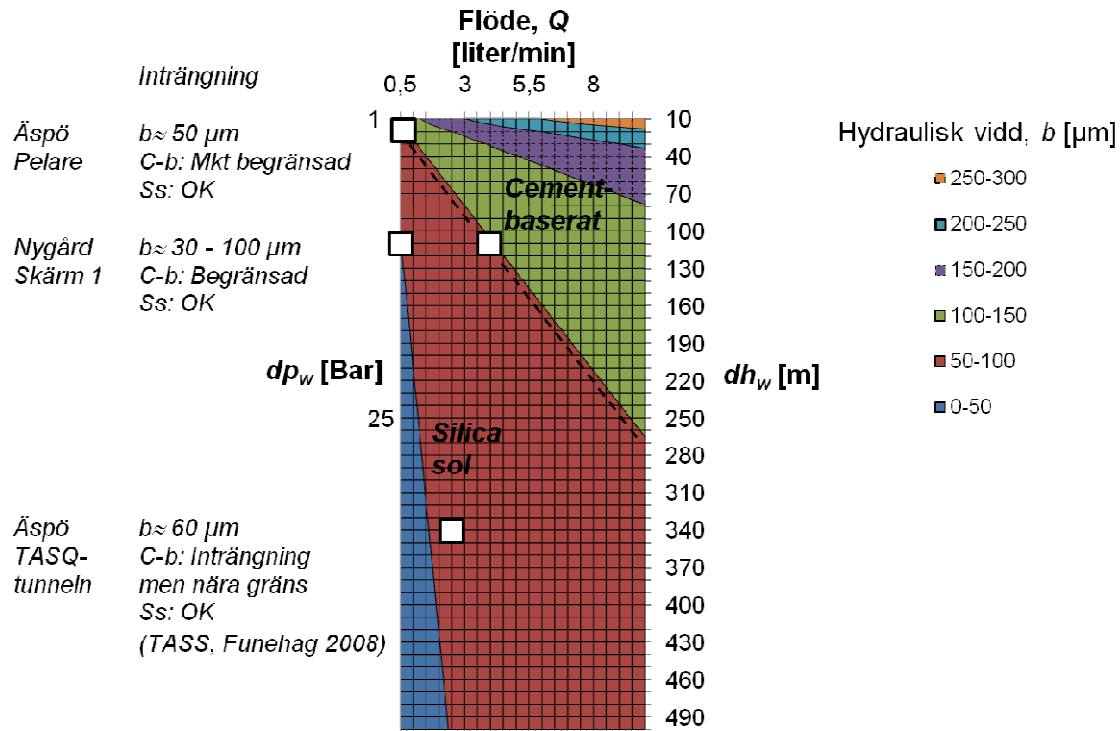
Tabell 1 och Figur 8 visar en sammanställning av dessa data med några kommentarer om den konstaterade inträngningen för cementbaserade bruk och silica sol.

Tabell 1. Sammanställning av data från Nygårdstunneln och Äspölaboratoriet och observerad inträngning för cementbruk och silica sol.

Table 1. Compilation of data from the Nygård tunnel and Äspö HRL and comments on the observed penetration of cement-based grouts and Silica sol.

Plats	Q [liter/min]	dh_w h_w/h_{WPT} [m]	Q/dh_w [m ² /s]	b [μm]	Inträngning Cement-baserat (C-b) bruk och Silica sol (Ss)
Nygårds-tunneln	0.1 - 4.2	110 50/160	$1.5 \cdot 10^{-8} - 6.4 \cdot 10^{-7}$	30 - 100	C-b: Begränsad inträngning Ss: OK
Äspö Pelar-experimentet	0.1	25 0/25	$6.7 \cdot 10^{-8}$	47	C-b: Mycket begränsad Ss: OK
Äspö TASQ-tunneln och TASS-tunneln	2.5	340 340/0	$1.2 \cdot 10^{-7}$	58	C-b: Inträngning men nära gränsen (30 μm inte tätade) Ss: OK

Enligt Tabell 1 och Figur 8 är en hydraulisk vidd av 50 – 100 μm gränsen för vad som kan injekteras med cementbruk. Detta är i överensstämmelse med vad som vanligen anges för detta material^{1,2}. Det är också i överensstämmelse med vad som kan härledas med utgångspunkt från perkolationsteori.



Figur 8. Bruksvalsdiagram baserat på flöde, Q , och tryckhöjd, dh_w , resulterande intervall för den hydrauliska vidden, b , med kommentarer till den observerade inträngningen för cementbaserade bruk (C-b) och Silica sol (Ss). Flöden och tryck (ofyllda kvadrater) från Nygårdstunneln och Äspölaboratoriet. En hydraulisk vidd av 50 – 100 μm är gränsen för vad som är injekterbart med cementbruk. Kombinationer av flöde, Q , och trycknivå, dh_w , nedanför den streckade linjen innebär en hydraulisk vidd $< 100 \mu\text{m}$.

Figure 8. Grout type selection diagram including flow, Q , pressure, dh_w , intervals of hydraulic vidde, b , and comments on the observed penetration for cement-based grouts (C-b) and Silica sol (Ss). Flow, Q , and pressure, dh_w (unfilled square) from the Nygård tunnel and Äspö HRL, see Table 1. A hydraulic vidde of 50 to 100 μm is the limit for what is groutable with a cement-based grout. Combinations of flow, Q , and pressure, dh_w , found below the dashed line have a hydraulic vidde $< 100 \mu\text{m}$.

Den hydrauliska vidden är således en användbar parameter för att välja injekteringsmedel. Inträngning av silica sol konstaterades i alla dessa fall utom TASQ-tunneln där det inte användes. Genom att använda ett fintättningsmedel, t.ex. silica sol eller polyuretan, i sprickor finare än ca. 100 μm kan borring och injektering av injekteringshål utan att tunneltätningen förbättras undvikas. Detta är fallet för kombinationer av trycknivå, dh_w , och flöde, Q , nedanför den streckade linjen i Figur 8.

SLUTSATSER

Med utgångspunkt från perkolationsteori och fälldata från Nygårdstunneln och Äspölaboratoriet drar man slutsatsen att en hydraulisk vidd av 50 – 100 μm utgör gränsen för

vad som effektivt kan tätas med (tillåter ett genomflöde av) cementbaserade bruk. Det stämmer också väl vad som normalt anses i branschen. Det Bruksvalsdiagram som presenteras i denna artikel bör vara enkelt att använda som stöd för att välja mellan fördefinierade bruk för ett injekteringsprojekt. Om man följer det minskar risken för att man borrar och injekterar hål utan att det tillför något mervärde i form av minskat tunnelläckage avsevärt.

TACK

Vi tackar SKB och Trafikverket som finansierat de injekteringsprojekt och den forskning som gett använda fälldata. Vi tackar också forskningsrådet FORMAS som stött vår forskning.

REFERENSER

- ¹ Axelsson, M. 2009. Prevention of erosion of fresh grout in hard rock. Ph.D. thesis, Division of GeoEngineering, Chalmers University of Technology, Göteborg
- ² Eklund, D. & Stille, H. 2008. Penetrability due to filtration tendency of cement-based grouts. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 23, No. 4, pp. 389-398.
- ³ Hakami E, Larsson E 1996: Aperture measurements and flow experiments on a single natural fracture. *Int. J. of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 33, No. 4, pp.395 – 404.
- ⁴ Gale J, MacLeod R, LeMessurier P 1990: Site characterization and validation – Measurement of flowrate, solute velocities and aperture variations in natural fractures as a function of normal and shear stress, stage 3. Stripa Project Report 90-11. SKB, Stockholm.
- ⁵ Fransson Å 2002: Non-parametric method for transmissivity distributions along boreholes. *Ground Water*, Vol. 40, No. 2, pp. 201-204, 2002.
- ⁶ Se bl. a: Hunt A 2005: Percolation theory for flow in porous media. *Lect. Notes in Phys.* 674, Springer, Berlin Heidelberg.
- ⁷ Snow D T 1968: Rock fracture spacings, openings and porosities. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 94, pp. 73-91.
- ⁸ Fransson Å 1999: Grouting predictions based on hydraulic tests of short duration: Analytical, numerical and experimental approaches. Licentiate thesis, Department of Geology, Chalmers University of Technology, Göteborg.
- ⁹ Fransson Å 2009: Selection of Grouting Material Based on a Fracture Hydraulic Aperture Assessment. *Nordic Symposium of Rock Grouting 2009*, Helsingfors.
- ¹⁰ Gustafson G, Fransson Å, Butron C, Hernqvist L 2009: Effective Aperture for Grout Penetration. *Nordic Symposium of Rock Grouting 2009*, Helsingfors
- ¹¹ Gustafson G, Stille H 1996: Prediction of groutability from grout properties and hydrogeological data. [Tunneling and Underground Space Technology](#), Volume 11, Number 3, pp. 325-332.
- ¹² Funehag J 2007: Grouting of Fractured Rock with Silica Sol; Grouting design based on penetration length. Ph.D. thesis, Division of GeoEngineering, Chalmers University of Technology, Göteborg.
- ¹³ Andersson H 1998: Chemical rock grouting, an experimental study on polyurethane foams. Ph.D. thesis, Department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology, Göteborg.

-
- ¹⁴ Butron, C., Gustafson, G. & Funehag, J. 2008. Grouting in the Nygård Tunnel: Pre-Grouting Design for Drip Sealing and Evaluation. Report No. 2008:2, Division of GeoEngineering, Chalmers University of Technology, Göteborg.
- ¹⁵ Gustafson, G., Butron, C. & Fransson, Å. 2008. Characterisation of the hydraulic properties of fractured rock from grouting data. In: Proceedings of the XXXVI IAH Congress, Toyama, Japan.
- ¹⁶ Fransson Å 2001: Characterisation of a fractured rock mass for a grouting field test. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 16, No. 4, pp. 331-339.
- ¹⁷ Eriksson M 2002: Grouting field experiment at the Äspö Hard Rock Laboratory. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 17, No. 3, pp. 287-293.
- ¹⁸ Funehag J, Fransson Å 2006: Sealing narrow fractures with a Newtonian fluid: Model Prediction for grouting verified by field study. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 21, No. 5, pp. 492-498.
- ¹⁹ Emmelin A, Eriksson M, Fransson Å 2004: Characterisation, design and execution of two grouting fans at 450 m level, Äspö HRL. SKB report, R-04-58, Stockholm.
- ²⁰ Hernqvist L, Fransson Å, Gustafson G, Emmelin A, Eriksson M, Stille H 2008: Analyses of the grouting results for a section of the APSE tunnel at Äspö Hard Rock Laboratory. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 26, No. 3, pp. 439-449.
- ²¹ Funehag J 2008: Injektering av TASS-tunneln Delresultat t o m september 2008. SKB-report, R-08-123, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co, Stockholm.

KUN EN ISPROPP MELLOM VANNMAGASINET OG ARBEIDSPLASSEN

Only an ice plug between the lake and the working site

Dr. ing. Anne-Lise Berggren, GEOFROST AS

Summary

An artificial ice plug for a headrace tunnel was ordered by Hålogaland Kraft. The ice plug concept developed and tested by GEOFROST, has proved to be successful in use. The system makes it possible to close a water filled tunnel, where there are no upstream gates or other easy ways to cut off the water. In this way refurbishment work of many elderly power plants may be performed in a safe and cost effective manner.

Sammendrag

En kunstig frosset ispropp ble bestilt til en inntakstunel av Hålogaland Kraft. Isproppkonseptet som er utviklet og testet av GEOFROST har vist seg å være vellykket. En ispropp gjør det mulig å blokkere for vannet i en vannfylt tunnel der det ellers ikke finnes stengemuligheter. På denne måten kan rehabilitering av mange eldre kraftverk utføres på en trygg og kostnadseffektiv måte.



Figur 1: Skoddebergvannet med inntakshvirvel midt på bildet.

Figure 1: The Skoddeberg lake with water intake whirl in the middle of the picture.

1. Innledning

Isproppkonseptet som er utviklet av GEOFROST, er basert på at frosne materialer har stor styrke når temperaturen blir tilstrekkelig lav, og at isproppen enkelt kan fjernes etter bruk. Konseptet er derfor ideelt til midlertidige konstruksjoner i forbindelse med rehabiliteringsarbeider i vannførende tunneler/rør av ulike slag, - for eksempel kraftverk, vannverk og kloakksystemer.

2. Historie

2.1 Fallforsdammen omløpstunnel

Statkraft var innovativ og åpen for å prøve nye løsninger. I 1989 fikk GEOFROST i oppdrag fra Statkraft, via Aker Entreprenør, å forsøke å stenge omløpstunnelen fra Fallforsdammen med en ispropp. Dette lyktes ikke da, - med den tid og de midler som da sto til rådighet. (Ref. 1) Forsøket var imidlertid så lovende at Vassdragsregulantenenes forening (VR senere Enfo) i samarbeid med Norges Forskningsråd (NFR), Statkraft og GEOFROST året etter startet et forskningsprosjekt for å utvikle ideen videre.

2.2 Forskningsprosjekt

Prosjektet fikk finansiell hjelp av Norges Forskningsråd gjennom EFFEN-programmet i 1992. Teoretisk forskning og laboratorieforsøk ble utført. En av utfordringene var å finne sammenhengen mellom:

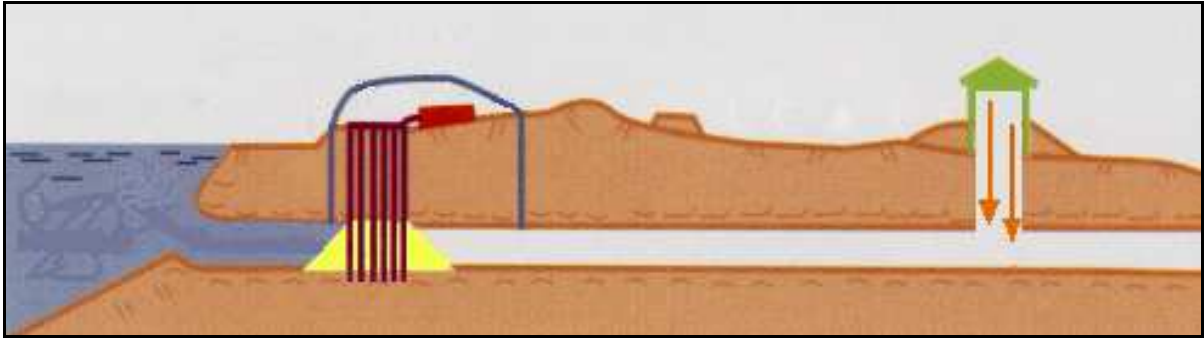
1. temperatur og dimensjon på fryserør,
2. vanntemperatur og
3. oppnåbar diameter på frostsylindrene,

sett i lys av at frysingen kompliseres av de vertikale strømmene som dannes av den termiske gradienten i fritt vann. Disse sammenhengene blir i dag brukt ved dimensjonering av ispropper. (Ref. 2)

2.3 Fullskala forsøk Røssåga

En fullskala ispropp ble testet i Røssågavassdraget, mellom Mosjøen og Mo i Rana. I en omløpstunnel som munnet ut i elva hadde man mulighet til å teste ut teoriene uten å risikere å skade noe kraftverk eller hindre kraftverksproduksjonen.

Et vannmagasin med 20 m vanntrykk ble holdt i sjakk av en 6 m lang kunstig frosset isblokk i en tunnel med et tverrsnitt på 50 m². Den ble ensidig belastet med mer enn 1000 tonn i en måned før den ble fjernet. (Ref. 3)



Figur 2: Ispropp stenger mot vannmagasinet. Vannpumping og sandfylling nøytraliserer vannstrømningene under nedfrysingen. Nedstrøms kan tunnelen deretter tømmes slik at arbeider kan foregå tørt.

Figure 2: An ice plug is holding back the water reservoir. Pumping water and gravel fill neutralizes the water movements during initial freezing. Water downstream can then be emptied and work can be done on “dry land”.



Figur 3: Venstre: Boring ned i vannfylt tunnel. Høyre: Fryserør klar for montering. Lukehuset sees i bakgrunnen.

Figure 3: Left: Drilling into the water filled tunnel. Right: Freezing pipes ready for installation. Gatehouse in the background.

3. Ispropp mot Skoddebergvannet

3.1 Oppdraget

Hålogaland Kraft planla rehabilitering av Skoddeberg Kraftverk. I den forbindelse var det nødvendig å stenge vannveien, men luka i inntakstunnelen fra begynnelsen på 1950-tallet (ca. 8 m²) var ikke tett.

Det var da først tenkt å bygge en fangdam. Imidlertid stilte man seg spørsmål ved sikkerheten til en slik løsning, ettersom vinteren som vanligvis gir lite tilsig til vannmagasinet i de senere år har overasket med midtvintersflommer. Nivået i magasinet kan da stige med en meter i døgnet, og en eventuell fangdam kunne blitt oversvømmet i løpet av kort tid.

Mange kreative ideer kom på bordet. Blant disse fantes isproppen. Undertegnede ble kontaktet og bedt om en orientering og vurdering, dernest om å gi tilbud på en ispropp. GEOFROST tilbød to alternativ, det billigere lakefrysingsalternativet og det raskere nitrogenfrysingsalternativet. Sistnevnte ble valgt, for å begrense stopptiden for kraftverket.

3.2 Forberedelser før stopping av kraftverket

Mange aktiviteter skulle koordineres. Disse tok utgangspunkt i datoen da kraftverket skulle stenge, planlagt ut fra statistisk lite tilsig til vannmagasinet. Før denne dato skulle alle hull bores, og fryserør monteres. I mangel av noe bedre, ble tunnelens senterlinjen satt ut med basis i lukehuset og inntaks-hvirvelen. Registreringer utført under boring viste at tunnelen var litt større enn de gamle tegningene viste, og dimensjoneringen ble justert deretter.

3.3 Nøytralisering av vannstrømmene

For å etablere isproppen må vannet som skal fryse helst være i ro. Både vertikale strømmer forårsaket av tetthetsforskjeller ved temperaturendring under nedkjølingen og horisontale strømmer forårsaket av utett luka og sprekker i den uforede fjelltunnelen må kontrolleres. Heri ligger den største utfordringen. Sand/grus ble fylt i tunnelen for å redusere strømninger forårsaket av de termiske gradientene, og derved gjøre nødvendig antall fryserør akseptabelt. Videre ble det pumpet vann forbi proppstedet for å nøytralisere effekten av alle lekkasjene og derved også sørge for at sanden ble liggende.

3.4 Frysing

Sandfylling og frysing kunne ikke starte før kraftverket var stoppet, 28. januar 2008. For at Hålogaland Kraft deretter kunne starte arbeidene i vannveien raskest mulig, ble kondensert nitrogen ved $-196\text{ }^{\circ}\text{C}$ benyttet til nedfrysingen. Av økonomiske årsaker gikk man deretter over til frysing med lake som typisk har en temperatur mellom $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$ og $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$.

3.5 Nedtapping av tunnelen

Da isproppen hadde oppnådd kriteriene, minimum 0,8 m tykkelse ved $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$, kunne pålastingen starte. For å unngå for brå pålasting av isproppen, ble nedtappingen foretatt over vel et døgn. Først ble vannpumpingen stoppet slik at vannet sank i lukesjakt og svingesjakt. Deretter ble en spyleluke ved overgangen mellom inntakstunnelen og rørgaten delvis åpnet. Isproppen bar så belastningen fra hele vannmagasinet, trykk fra 15 m vannsøyde.

3.6 Rehabiliteringsarbeider

Foruten at luken i inntakstunnelen måtte skiftes, skulle det installeres en ny turbin i Skoddeberg kraftstasjonen, lages en ny avgrening til denne og utføres sikringsarbeider i svingekammeret.

3.7 Isproppen fjernes

For å unngå slitasje på turbinene var det bevisst valgt sand med lavt kvartsinnhold. Fjerningen av isproppen ble forberedt mens de siste rehabiliteringsarbeidene ble utført. Deretter ble det laget hull i isproppen med høytrykksspyler, slik at vannerosjonen kunne ta seg av resten av tiningen på en rask og effektiv måte.

3.8 Tidsforbruk

Jobben ble fysisk utført i tidsrommet januar – mars 2008. Det var til dels krevende vinterforhold, men arbeidene forløp uten nevneverdige problemer av noen art. Således kom avsatt reservetid på 1 uke ikke til anvendelse.

Som det fremgår av tidplanen ble stopptiden for kraftverket kun 6,5 uker, hvorav etablering og fjerning av ispropp utgjorde i overkant av 2 uker.

Hullene i tunnelen planlegges tatt vare på for eventuelt bruk ved neste lukeskifting.

Time schedule	2007											2008										
	Uke	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Aktiviteter ved Hålogaland Kraft:																						
Bestilling, 22. okt.																						
Adkomstvei, strøm og riggplass																						
Stenging av luke, 28. jan.																						
Nedtapping av tunnel, 14. feb.																						
Skifting av luke, div sikringsarbeid																						
Vannfylling av tunnel																						
Stans i kraftverket: vel 6 uker																						
Ispropparbeider ved GEOFROST:																						
Prosjektering, mobilisering																						
Boring, montering																						
Sandfylling og nedfrysing																						
Vedlikehold av ispropp																						
Tining av ispropp og demobilisering																						

Figur 4: Medgått tid for prosjektaktivitetene.

Figure 4: Timeconsumption for different project activities.

4. Konklusjon

GEOFROST har utført forskningsarbeid og testet ut resultatene i full skala i en tunnel eid av Statkraft. De utviklede teorier og laboratorieforsøk har latt seg overføre til felten. Forskningsprosjektet viste at konseptet var gjennomførbart, og oppdraget for Hålogaland Kraft har vist at det også er økonomisk konkurransedyktig.

I ettertid viste det seg også at frykten for stor vannstand i Skoddebergvannet var berettiget, den alternative løsning med fangdam ville ha mislykkes på grunn av en særdeles nedbørsrik høst.

Som et alternativ til å bygge fangdam, tette inntaket i tunnelen, tappe ned magasinet eller lage parallelle tunneler er isproppmetoden både forutsigbar og trygg.

Referanser:

1. Sandvold, A. Frysing av ispropp i tunnel for ombygging av luke, Fallfors, Røssåga. Fjellsprengeteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 1989. ISBN 82-519-1007-2.
2. Berggren, A-L, Elster, N., Kallhovde E., Sandvold, A. Ispropp for stenging av vannfylte tunneler. Publ. nr. 2-94. ISBN 82-91533-02-4.
3. Berggren, A.-L., Sandvold, A. The world's first artificial ice plug for a hydro tunnel. The international journal on hydropower & dams. May 1995. ISSN 1352-2523.



Box 5501
SE-114 85 Stockholm

info@befonline.org • www.befonline.org
Besöksadress: Storgatan 19

kaigan tbk
digital thinking

ISSN 0281-4714