

BeFo



STIFTELSEN BERGTEKNISK FORSKNING  
ROCK ENGINEERING RESEARCH FOUNDATION

# **BERGMEKANIKDAG 2013**

**Föredrag**



## BERGMEKANIKDAGEN 2013

08.00 Registrering

*Kaffebuffe*

09.00 Inledning

*Per Tengborg/BeFo*

Inbjuden gästföreläsare:

**Thermal and mechanical damage of rocks under different loading conditions and consequences for underground opening behavior**

*Frederic L. Pellet/University of Lyon - France*

**Gruva, förstärkning och stabilitet**

**Inledare: Per-Ivar Marklund/Boliden Mineral**

**Uppblockning i Fabian – från brytningsrum till rasgrop i Malmberget**

*Jonny Sjöberg/Itasca Consultants, Tomas Savilahti/LKAB*

10.30

*Kaffe, The & Frukost*

**Bergförstärkning i Kiirunavaara gruvan**

*Linda Jacobsson/LKAB, Jimmy Töyrä/LKAB, Biruk Woldemedhin/LKAB, Håkan Krekula/LKAB*

**D-Bolt – erfaringer med dynamisk bergförstärkning utenlands**

*Gisle Østereng, Charlie C. Li/ Dynamic Rock Support*

**Empirisk och numerisk analys av bergslänt vid Ulvsunda**

*Mehdi Bagheri, Lars Bergkvist, Lars Maersk Hansen/Golder Associates, Curt Wichmann/Nitro Consult, Jan Hermanson/Golder Associates*

12.00

*Lunch*

13.00

**Injekttering och inläckage**

**Inledare: Johan Funehag/ Tyréns, Chalmers**

**In-line rheometry of cement based grout – Application of an ultrasound based non-invasive method**

*Mashuqur Rahman/ KTH, Ulf Håkansson/KTH, Skanska*

**Theoretical approaches in grouting design: estimation of penetration length and fracture deformation in real time**

*Jalaleddin Yaghoobi Rafi, Masakuni Tsuji, Håkan Stille/KTH*

**Utförande och tolkning av stegvisa vattenförlustmätningar**

*Calle Hjerne/Geosigma, Stig Jönsson/Geosigma*

14.15

*Kaffebuffé*

**Underhåll och förundersökningsmetoder**

**Inledare: Lars-Olof Dahlström/NCC Teknik, Chalmers**

**Underhåll av väg och järnvägstunnlar, en dyr historia**

*Anna Engström/Bergab, Anna Andrén/Trafikverket, Jonas Holmgren/ Bergab, KTH*

**Planering av bergunderhåll med en LCC-modell**

*Ulf Lindblom/Gecon, Sebastian Almfeldt/Keller Grundläggning*

**Vågutbredning i berg**

*Andreas Eitzenberger/Luleå tekniska universitet*

**Svenska bergbyggares inställning till förundersökningar och förslag till förändring**

*Per-Gunnar Alm, Peter Jonsson, Leif Bjelm/Lunds Tekniska Högskola*

16.00 *Paus*

**Utmaningar i stora infrastrukturprojekt**

**Inledare: Johan Brantmark/Trafikverket**

**Bergtekniska utmaningar inom projekt Förbifart Stockholm**

*Kjell Windelhed/ÅF Infrastruktur, Yanting Chang/ÅF associerad konsult, Geton Consulting, Marie Viksten/ÅF Infrastruktur, Tomas Karlberg/ÅF Infrastruktur*

**Citybanan - Tillämpning av aktiv design i entreprenad Norrströmstunneln**

*Robert Swindell/NCC Construction, Mats Holmberg/Tunnel Engineering, Lars Rosengren/Rosengren Bergkonsult, Marie von Matérn/WSP Sverige*

**Presentation av det internationella kommittéarbetet som pågår med revidering av EUROCODE 7**

*Håkan Stille*

17.15 **Utdelning av pris till årets föredragshållare**

Dagsprogrammet slut

---

17.30 - **Årsmöte - Svenska Bergmekanikgruppen**

18.30 Medlemmar och icke-medlemmar är välkomna!

17.30 ***Festlig mingelbuffé***

*Norra Latin, Norra Ljusgården. Per Fjällström jazztrio underhåller.*

20.00 SLUT

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

**Föredrag vid  
BERGMEKANIKDAG  
I STOCKHOLM, 11 MARS 2013**

**Papers presented at  
Rock Mechanics Meeting  
in Stockholm, March 11<sup>th</sup>, 2013**





# INNEHÅLLSFÖRTECKNING

Förord	
Per Tengborg, BeFo .....	i

## **Invited lecturer:**

Thermal and Mechanical Damage of Rock under Different Loading Conditions and Consequences for Underground Opening Behavior .....	1
<i>Prof. Frederic L. Pellet, INSA-University of Lyon - France</i>	

## **GRUVA, FÖRSTÄRKNING OCH STABILITET MINING, REINFORCEMENT AND STABILITY**

*Inledare: Per-Ivar Marklund/Boliden Mineral*

Uppblockning i Fabian – från brytningsrum till rasgrop i Malmberget .....	15
Caving in the Fabian orebody – from mining stope to cave crater in Malmberget	
<i>Jonny Sjöberg/Itasca Consultants, Tomas Savilahti/LKAB</i>	

Bergförstärkning i Kiirunavaara gruva.....	31
Rock support in the Kiirunavaara mine	
<i>Linda Jacobsson/LKAB, Jimmy Töyrä/LKAB, Biruk Woldemedhin/LKAB, Håkan Krekula/ LKAB</i>	

D-Bolt – erfaringer med dynamisk bergförsterkning utenlands.....	*
<i>Gisle Østereng, Charlie C. Li/ Dynamic Rock Support</i>	

Empirisk och numerisk analys av bergslänt vid Ulvsunda .....	43
Empirical and numerical analysis of rock slope at Ulvsunda	
<i>Mehdi Bagheri, Lars Bergqvist, Lars Maersk Hansen/Golder Associates, Curt Wichmann/Nitro Consult, Jan Hermanson/Golder Associates</i>	

\* Artikeln saknas i "Bergmekanikdag 2013", finns på BeFos hemsida/Article can be found on BeFos website

\*\* Artikeln och presentationen är på engelska/Article and presentation in English

\*\*\* Enbart muntlig presentation/Oral presentation only

## INJEKTERING OCH INLÄCKAGE

### GROUTING AND INFLOW

*Inledare: Johan Funehag/ Tyréns, Chalmers*

In-line rheometry of cement based grout – Application of an ultrasound based non-invasive method ..... 57\*\*  
*Mashuqur Rahman/ KTH, Ulf Håkansson/KTH, Skanska*

Theoretical approaches in grouting design: estimation of penetration length and fracture deformation in real time ..... 73\*\*  
Beräkning av bruks spridning och sprickdeformationer; realtid för styrning av injekteringsförloppet  
*Jalaleddin Yaghoobi Rafi, Masakuni Tsuji, KTH, Håkan Stille/KTH*

Utförande och tolkning av stegvisa vattenförlustmätningar ..... 85  
Performance and interpretation of stepwise water injection tests  
*Calle Hjerne/Geosigma, Stig Jönsson/Geosigma*

## UNDERHÅLL OCH FÖRUNDERSÖKNINGSMETODER

### MAINTENANCE AND PRE-INVESTIGATION METHODS

*Inledare: Lars-Olof Dahlström/NCC Teknik, Chalmers*

Underhåll av väg och järnvägstunnlar, en dyr historia ..... 93  
Drains in railway tunnels - difficult to assess and expensive to maintain  
*Anna Engström/Bergab, Anna Andréén/Trafikverket, Jonas Holmgren/ Bergab, KTH*

Planering av bergunderhåll med en LCC-modell ..... 107  
Planning of rock maintenance with a LCC model  
*Ulf Lindblom/Gecon, Sebastian Almfeldt/Keller Grundläggning*

Vågutbredning i berg ..... 115  
Wave propagation in rock  
*Andreas Eitzenberger/Luleå tekniska universitet*

Svenska bergbyggares inställning till förundersökningar och förslag till förändring ..... 127  
Attitudes of Swedish rock engineers towards pre-investigations  
*Per-Gunnar Alm, Peter Jonsson, Leif Bjelm/Lunds Tekniska Högskola*

\* Artikeln saknas i "Bergmekanikdag 2013", finns på BeFos hemsida/Article can be found on BeFos website

\*\* Artikeln och presentationen är på engelska/Article and presentation in English

\*\*\* Enbart muntlig presentation/Oral presentation only

## UTMANINGAR I STORA INFRASTRUKTURPROJEKT CHALLENGES IN LARGE INFRASTRUCTURE PROJECTS

*Inledare: Johan Brantmark/Trafikverket*

Bergtekniska utmaningar inom projekt Förbifart Stockholm.....	139
Rock engineering challenges in project Bypass Stockholm	
<i>Kjell Windelhed/ÅF Infrastruktur, Yanting Chang/ÅF associerad konsult, Geton Consulting, Marie Viksten/ÅF Infrastruktur, Tomas Karlberg/ÅF Infrastruktur</i>	
Citybanan - Tillämpning av aktiv design i entreprenad Norrströmstunneln.....	151
Application of the active design concept for City Line contract Norrströmstunneln	
<i>Robert Swindell/NCC Construction, Mats Holmberg/Tunnel Engineering, Lars Rosengren/Rosengren Bergkonsult, Marie von Matérn/WSP Sverige</i>	
Presentation av det internationella kommitté-arbetet som pågår med revidering av EUROCODE 7 .....	***
<i>Håkan Stille</i>	

\* Artikeln saknas i "Bergmekanikdag 2013", finns på BeFos hemsida/Article can be found on BeFos website

\*\* Artikeln och presentationen är på engelska/Article and presentation in English

\*\*\* Enbart muntlig presentation/Oral presentation only



## FÖRORD

### BERGMEKANIKDAGEN 2013

#### INLEDNING

### Bergbranschen

En stor händelse för BeFo förra året var det internationella symposium Eurock 2012 som vi arrangerade. Invigningstalare var Infrastrukturminister Catharina Elmsäter-Svärd och det kan man nog se som ett tidens tecken – infraprojekten är en prioriterad verksamhet för regeringen. De satsningar som regeringen beslutat om hösten 2012, både avseende gruvorna och infrastruktur-projekt så är det uppenbart att bergteknisk forskning och kompetensuppbyggnad inom vår bransch är av samhällligt intresse. Något som ger förhoppningar om att det också kommer att finnas resurser för de framtida forskningsinsatser som BeFo vill göra.

Avseende större infrastrukturprojekt så är det mesta av bergarbetena på Citybanan avslutade, men projektering och utredningar är i full gång för såväl Förbifart Stockholm som Västlänken i Göteborg och andra tunnel. Tittar man ytterligare en bit in i framtiden så utreds nu en andra förbindelse mellan Malmö och Köpenhamn – ett projekt som avser en tunnel för metro mellan städernas centrum.

### BeFo

BeFo har varit aktiva en längre tid för att tillsammans med andra intressenter få igång en samfinansiering av forskningsinsatser i branschen med Formas och Trafikverket i spetsen – GeoInfra. Under 2012 kom till slut den utlysning på 15 miljoner kr per år i fem år som många väntat på. Utlysningen som rubricerades ”GeoInfra - Transparent Underground, Sustainable Development of Urban Underground Infrastructure” rönt stort intresse och resulterade i hela 38 st forskningsansökningar från svenska forskare september 2012. Den 3 december 2012 meddelades att totalt 14 projekt beviljades anslag av Formas varav 11 av dessa sökte delfinansiering hos BeFo.

BeFo tog beslut att finansiera och starta fem nya projekt under 2012. Det är förhållandevis få projekt och det beror sannolikt på GeoInfra-utlysningen som innebar att många forskare vände sina ansökningar dit istället för direkt till BeFo. Det blev en förskjutning i projektansökningarna som resulterade i att BeFos Programråd fick hantera inte mindre än 19 st projektansökningar vid sitt januarimöte 2013 – ett svårslaget rekord. Vi kan därför förvänta oss att många nya forskningsprojekt startas upp med medel från BeFo under året. Idag har BeFo 32 pågående forskningsprojekt, varav tio är doktorandprojekt.

Att anordna mötesplatser för att informera, föreläsa, utbilda och diskutera branschens frågor är en viktig uppgift för BeFo. Och som är allmänt känt i branschen så genomförde vi det internationella symposiet Eurock 2012 i Stockholm i slutet av maj 2012. Det var ett välbesökt arrangemang med drygt 390 personer där bergmekaniker och andra i branschen kunde samlas för att utbyta erfarenheter och umgås. Mer information om Eurock 2012 finns i BeFos verksamhetsberättelse 2012 samt i decembernumret 2012 av ISRM News Journal. För närvarande pågår vår planering av Nordiska Injekterings- och Bergmekaniksymposier som hålls i Göteborg den 13 och 14 november 2013. Det är fortsättning på nordiska symposier som tidigare arrangerats av olika nordiska länder med 3-4 års intervall. Sedan förra Bergmekanikdagen har inga seminarier genomförts utan focus var Eurock-symposiet, men för 2013 så planeras ett om tätning av tunnlar och ett om riskhantering.

Ett av BeFos strategiska områden är utbildning av branschen och till hösten planeras en första utbildning för injekteringsbranschen i BeFos regi. Syftet är att nå ut med dagens samlade kunskap om injektering till bergbranschen, se vidare BeFos verksamhetsberättelse 2012 och [www.befoonline.org](http://www.befoonline.org).

BeFo har idag 36 huvudmän inklusive de fyra universiteten och vi välkomnar Norconsult som ny huvudman i år.

## **Dagens program**

Till årets Bergmekanikdag har vi som gästföreläsare Prof Frederic Pellet från INSA-Universitetet i Lyon, Frankrike, som ska föreläsa om "Thermal and Mechanical Damage of Rock under Different Loading Conditions and Consequences for Underground Opening Behaviours". Sedan har vi 12 föredrag som faller under de olika sessionerna "Gruva, förstärkning och stabilitet", "Injektering och inläckage", "Underhåll och förundersökningsmetoder" och "Utmaningar i stora undermarksprojekt". Det pågår för närvarande ett arbete med revidering av Eurokoden som Håkan Stille, vår svenske representant i detta arbete, ska berätta om.

Vid våra tekniska högskolor görs examensarbeten av eleverna som en del i utbildningen och vi vill slå ett slag för dessa arbeten som kan bidra till utvecklingen inom vår bransch. Därför har Svenska Bergmekanikgruppen valt att dela ut ett pris till bästa examensarbete under Bergmekanikdagen och liksom tidigare kommer vi också uppmärksamma "Bästa föredrag".

Välkomna till Bergmekanikdagen 2013!

*Per Tengborg*

# **THERMAL AND MECHANICAL DAMAGE TO ROCKS UNDER DIFFERENT LOADING CONDITIONS AND CONSEQUENCES FOR BEHAVIOR OF UNDERGROUND OPENINGS**

*Frederic L. Pellet, INSA-University of Lyon - France*

## **Summary**

The first part of this paper is devoted to the experimental characterization of damage in rock subjected to different loading conditions.

This study encompasses compression tests on crystalline rock specimens which were subjected, prior to testing, to high temperature (1000 °C) or to high deviator stresses (1.7 GPa). Additional experimental investigations include cyclic compression tests and dynamic loading tests (Split Hopkinson Bar Pressure) performed on granite specimens. Acoustic emission records and sonic velocity measurements will be discussed.

The second part is dedicated to the consequences of rock damage on the stability of underground openings during excavation and in the long term. After a short recap of the appropriate constitutive models, some numerical Finite Element Analyses of both long term and short term underground opening behavior will be presented. Special attention will be paid to the evolution of the EDZ (Excavation Damage Zone) with respect to time.

## **Introduction**

The behavior of underground openings excavated in a rock mass may change depending on the loading conditions. For instance, at great depth a high deviator stress could initiate rock damage which could, in turn, lead to brittle rock failure (rock burst). In other circumstances such as in a fire accident, high temperature will also lead to rock damage and the subsequent possibility of rock mass instability.

Another, important parameter for rock mass stability is the rate of loading. From rapid loading, such as rock blasting, to a low rate of loading, leading to creep deformations, rock damage occurs in a time-dependent manner.

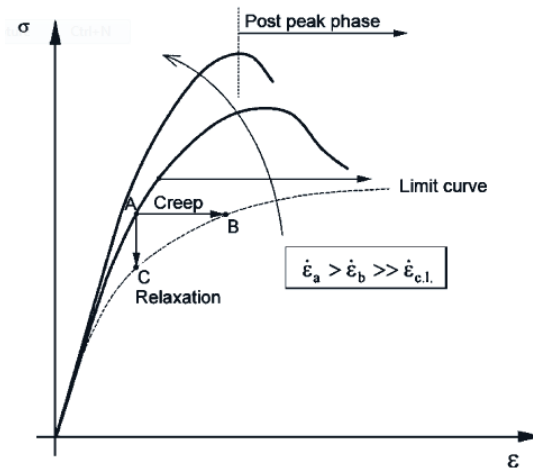
In order to come up with a suitable design for underground openings, numerical modeling analyses are nowadays routinely performed. Therefore, the different features mentioned above have to be captured by the modeling and appropriate constitutive models are needed. This implies that comprehensive experimental programs for the characterization of the rock properties have to be performed.



## Some observations of rock behavior

### *Rocks under static or quasi-static loading*

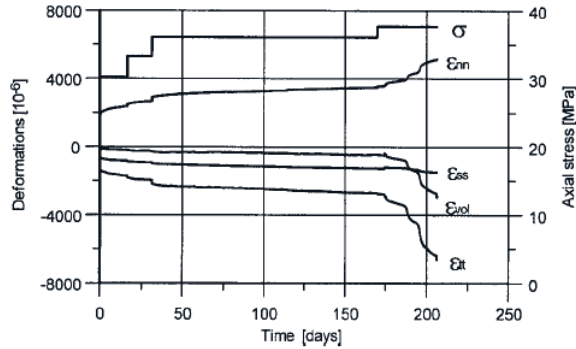
Under static or strain rate controlled compression tests, rocks behave differently (Fabre and Pellet, 2006, Pellet and Fabre 2007). Figure 1 shows the different responses as illustrated by the stress-strain curve; the higher the rate of loading, the larger the strength will be. On the contrary, when the rate of loading is low, the rock is softer and its strength is less. A limit curve is reached when the rate of loading is extremely low. The physical meaning of this curve is that all strains are developed in real time. It also means that no creep strain or stress relaxation is possible below this curve.



**Figure 1:** The limit curve and its links with the creep path (AB) and relaxation path (AC), (from Fabre and Pellet, 2006, with permission from Elsevier)

Creep strains are usually developed with respect to time in three different creep phases (Ghiabi and Selvadurai, 2009). The first phase, sometimes called primary creep, corresponds to strain hardening. During this stage, the strain rate decreases. The second phase (secondary creep) is stationary and, therefore, the strain rate is constant throughout this phase. If the stress deviator exceeds a limit, then damage is initiated and creep failure is reached (tertiary creep). Figure 2 shows the evolution of the stress component tensors with respect to time for anisotropic rocks with different deviator stresses ( $\sigma$ ). It has to be notice that damage induces anisotropy.

This typical rock behavior has to be accounted when designing underground openings excavated in rock that is prone to creep.

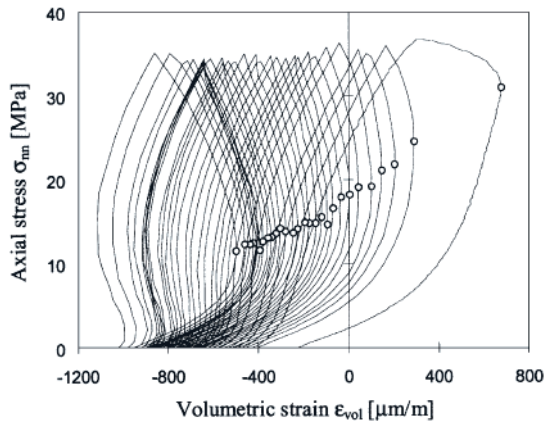


**Figure 2:** Deformations versus time for a multi-stage long duration creep test performed on marl specimen (from Fabre and Pellet, 2006, with permission from Elsevier)

*Rocks under cyclic loading*

Over the last few decades several experimental programs have been performed to characterize rock behavior under static and cyclic behavior (Erarslan and Williams, 2012). The main point is to characterize the progressive development of damage in rocks under cyclic loading.

For an unconfined compression test performed on sandstone specimens, Gatelier et al. (2002) showed that during the cycling, the progressive damage is accompanied by a change in the volumetric strain. Figure 3 clearly shows that, at the early stage, the rock specimen tends to contract whereas later in the cycling process, it exhibits dilation. This observation will be useful later when choosing an appropriate constitutive model.



**Figure 3:** Axial stress as a function of volumetric strain for an unconfined compression test (from Gatelier et al. 2002, with permission from Elsevier).

### *Rocks under dynamic loading*

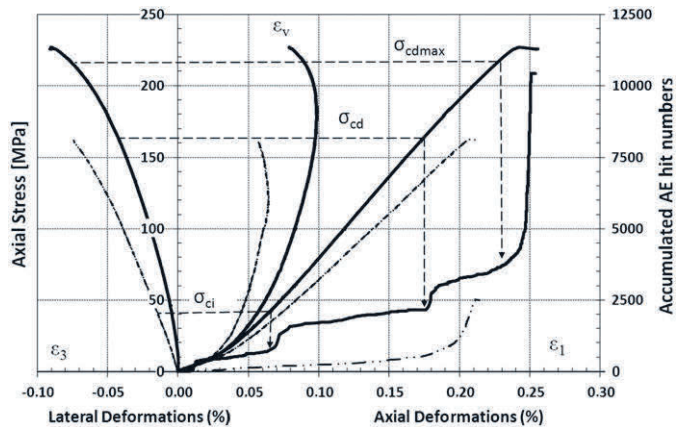
It is known that rock materials behave quite differently under dynamic loadings (Zhou et al. 2012) than cyclic loading. Recently, Keshavarz et al. (2013) tested granite under dynamic conditions using the Split Hopkinson Bar Pressure equipment (SHBP). The loading pulse was progressively increased until the specimen was destroyed. From this study, it was observed that the maximum Unconfined Compressive Strength (UCS) of the specimen increases when the loading pulse value is larger. UCS increases from 125 MPa (for static tests) to 203 MPa at the maximum loading pulse.

This observation, which is consistent with previous studies, shows the importance of the loading rate and therefore will give more information for tunnel blasting efficiency. More tests will be performed in the future to extend this conclusion to other types of rocks.

### *Rocks having experienced high deviatoric stress*

In certain conditions, rock mass may experienced high stress before they are subjected to the final state of stress. This is the case when rocks are excavated by the drill and blast method especially at great depth.

Figure 4 shows the stress-strains curves obtained from gabbro specimens (Pellet et al.2011). The results from two compression tests are presented in this figure; one was performed on an intact specimen (solid line) and the other on a specimen that was subjected to a high triaxial state of stress prior to testing in unconfined uniaxial compression. It can be observed that the unconfined compressive strength (UCS) drops from 225 MPa to 160 MPa. At the same time, the acoustic emissions are much lower in the pre-damaged specimen.

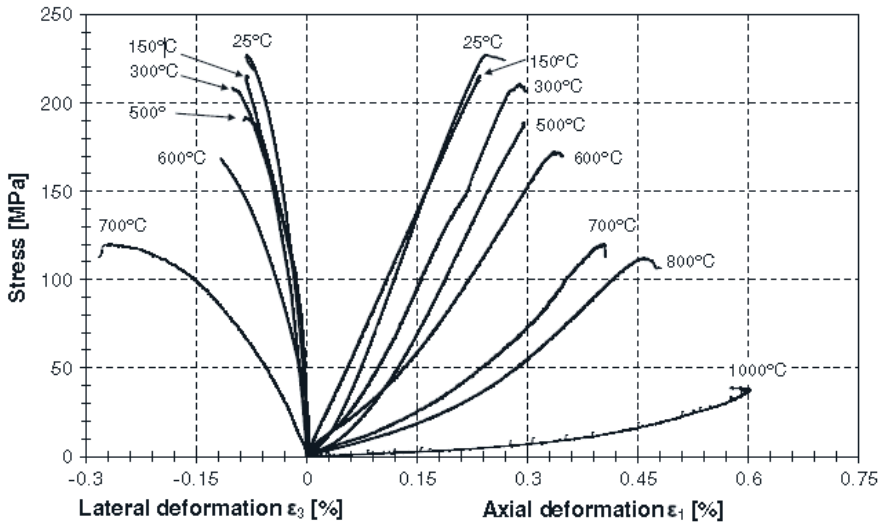


**Figure 4:** Stress versus axial, lateral and volumetric deformations as well as AE hit number for an intact gabbro specimen (solid line) and a mechanically pre-damaged gabbro specimen (dotted line) during a uniaxial compression test (from Pellet et al., 2011, with permission from Elsevier).

### *Rocks that have experienced high temperature*

Another type of loading that can be encountered in underground openings is the temperature, which can change due to a fire accident. Figure 5 shows the stress-strains curves obtained from the same gabbro as used previously (Keshavarz et al., 2010) after heating to different temperatures up to 1000°C prior to testing.

From this figure, it is clear that the UCS decreases drastically after thermal treatment.



**Figure 5:** Stress–deformation curves for thermally pre-damaged and intact gabbro specimens during uniaxial compression tests. Axial and lateral deformations at failure increase with the loading temperature. There is a noticeable increase in both deformations at temperatures higher than 700°C (from Keshavarz et al., 2010 with permission from Springer).

### **Numerical modeling of rock damage on the stability of underground openings**

Numerical modeling analysis requires the appropriate constitutive model to reproduce the phenomena under study. Despite the recent progress made in Chemo-Thermo-Hydro-Mechanical couplings (Selvadurai and Jenner, 2013, Selvadurai et al., 2005, Nguyen and Selvadurai, 1995), there is still no universal constitutive model that allows a comprehensive approach.

In underground excavations and in tunneling, it is well understood that time plays an important role not only for rock prone to creep, but also due to the continuous process of the excavation (Anagnostou, 2007, Boidy et al, 2002).

### *Constitutive model accounting for time*

Quite a few constitutive models are available to account for time-dependent behavior of rocks (Cristescu and Hunsche, 1998). Most of these models are for rocks that differ from the one being studied (e.g. salt, shale, granite, etc). In this paper, the model presented is based on the continuum damage theory. This theory relies on the concept of the effective stress:

$$\boldsymbol{\sigma} \rightarrow \tilde{\boldsymbol{\sigma}} = \frac{\boldsymbol{\sigma}}{1-D}$$

where  $\tilde{\boldsymbol{\sigma}}$  is the effective stress, which is computed based on the strain equivalence principle.

Damage is driven by a scalar  $\mathbf{D}$ , which lies between 0 and 1 ( $0 < \mathbf{D} < 1$ ). When  $\mathbf{D}$  is equal to 0 the rock is undamaged (intact specimen), whereas if  $\mathbf{D}$  close to 1 it means that total failure of the rock specimen has occurred. Lemaitre (1996) extended this theory to account for time.

Based on Lemaitre's work, Pellet et al (2005) developed a constitutive model to account for anisotropic damage and dilation of the specimens. The strain rate is expressed by the following equation:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{vp} = \frac{\partial \Omega}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{3}{2} \frac{1}{1-D} \left[ \frac{\sigma_{eq}}{(1-D) K p^{\frac{1}{M}}} \right]^N \frac{\mathbf{S}}{\sigma_{eq}}$$

where  $\Omega$  is the viscoplastic potential,  $K$ ,  $N$  and  $M$  are the viscoplastic parameters of the model,  $\sigma_{eq}$  is the von Mises stress and  $\mathbf{S}$  is the stress deviator.

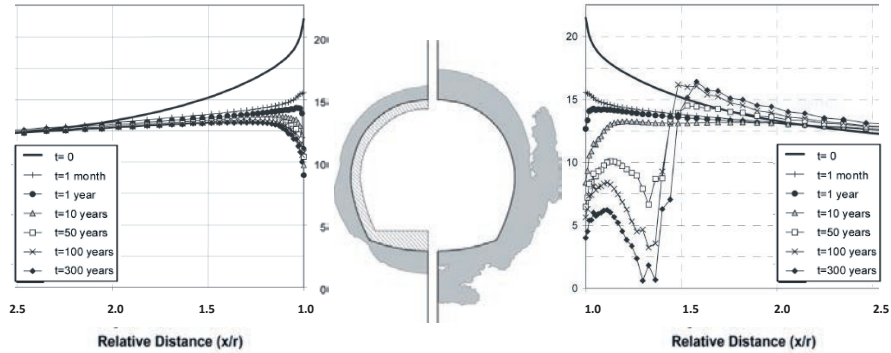
This constitutive model is more realistic from a physical point of view; the inclusion of time allows for regularization and ensur uniqueness of the solution.

### *2D modeling of the time-dependent evolution of EDZ*

To highlight the utility of this model, some numerical modeling of underground openings was carried out, first in 2D.

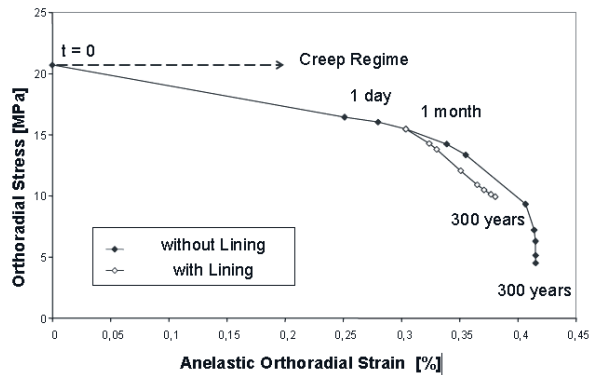
Figure 6, shows the evolution of the extension of the Excavation Damage Zone (EDZ) of a tunnel excavated in marl at a depth of 500 meters for an underground research laboratory (Pellet and Roosefid, 2007). The right hand side of the figure represents the case when the tunnel is unsupported (no lining) whereas the left hand side shows a tunnel supported by a concrete lining installed one month after excavation. It is clearly shown that for the unsupported opening, the extension of the EDZ 300 years after excavation is much greater than for the supported one. The distributions of the

orthoradial stress (hoop stress) are also quite different. The decrease of the stress in the vicinity of the wall is less pronounced for the supported opening.



**Figure 6:** Excavation Damage Zone (EDZ) and stress distribution. In the centre diagram the grey areas represent the extension of the EDZ, 300 years after the tunnel construction, for a supported tunnel (left hand side) and for an unsupported tunnel (right hand side). The orthoradial stresses in the rock mass at different times are also represented (adapted from Pellet and Roosefid, 2007).

Another important feature is the radial stress applied to the support lining. Figure 7 shows the evolution of this stress at the contact of the lining as a function of strain. The first part of the curve increases until the lining support is installed (1 month). Then, in the supported case, the stress decreases mostly due to relaxation and then stabilizes. For the unsupported case, the stress drop is much more pronounced due to greater damage to the rock mass.



**Figure 7:** Orthoradial stress versus anelastic irreversible strain at different times and for the two cases : supported and unsupported openings (adapted from Pellet and Roosefid, 2007).

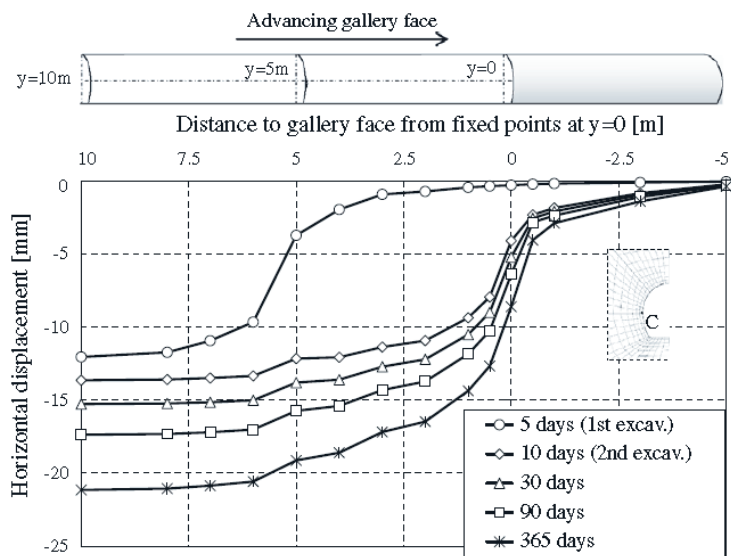
### 3D modeling of time-dependent evolution of EDZ

Because tunnel excavation is a continuous process, it is known that 3D modeling is more suitable. In particular it allows the determination of the wall displacement (convergence) whenever a section of the supporting system is installed. Moreover, it helps to get a better representation of the stress distribution close to the tunnel face.

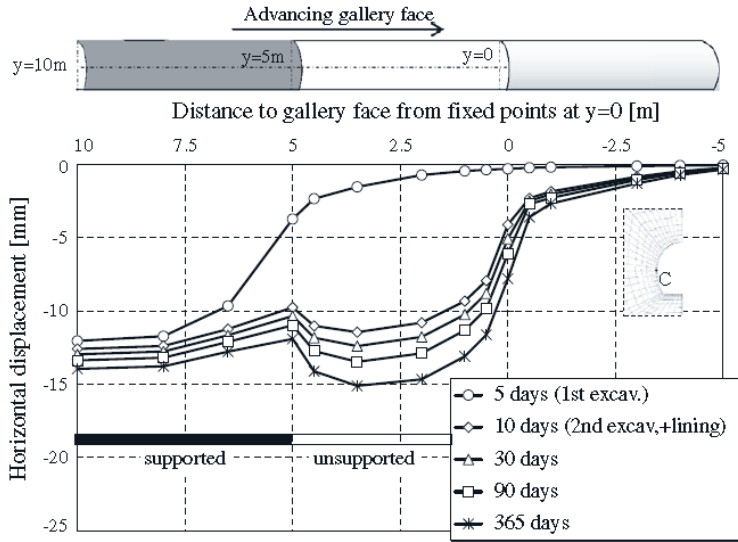
Pellet et al. (2009) presented a 3D numerical simulation of the mechanical behavior of deep underground galleries for a radioactive waste disposal site. Emphasis was put on the time-dependent development of the Excavation Damage Zone (EDZ).

Figures 8 and 9 represent the displacements along the gallery wall for different times and for two gallery face positions. The case of an unsupported gallery is shown in Figure 8; as expected, the displacement increases with the distance from the face. For the supported tunnel (Figure 9) the effect of the lining support is clearly evidenced.

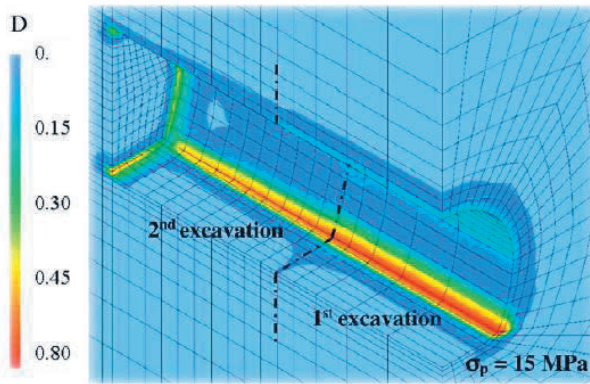
When looking at a spatial representation of the damage distribution (Figure 10), it is interesting to note that the most damaged zones are located at the corner between the floor and the wall as well as at the corner between the face and the wall.



**Figure 8:** Displacements along the gallery wall (point C) for different times and two gallery face positions (unsupported gallery) (from Pellet et al., 2009. with permission from Elsevier).



**Figure 9:** Displacements along the gallery wall (point C) for different times and two gallery face positions (supported gallery) (from Pellet et al., 2009, with permission from Elsevier).



**Figure 10:** Extension of damaged zone for different times in a section located 6 m behind the gallery face (from Pellet et al., 2009, with permission from Elsevier).

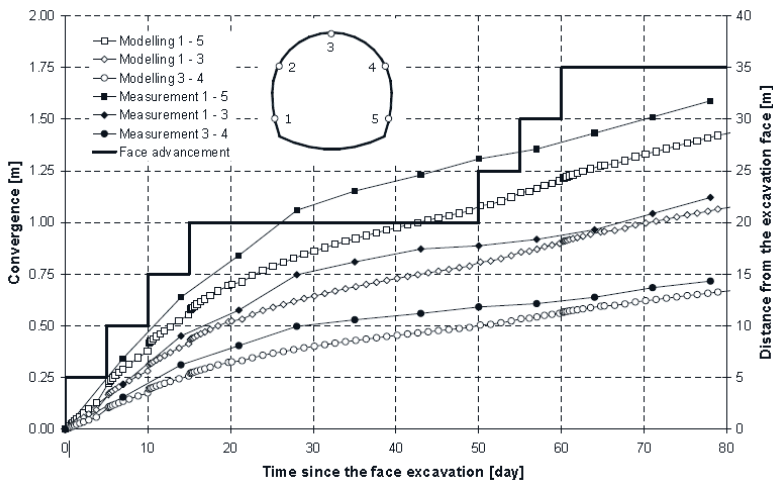
### *Tunneling in squeezing rock*

When tunnels are excavated in squeezing rocks, large deformations are expected (Cantiene and Anagnostou, 2009); because of the large strains, this can lead to problems in finding a numerical solution.

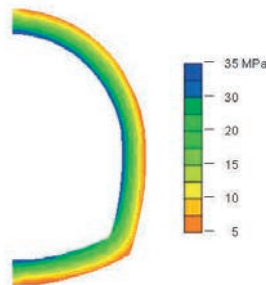


The simulation presented below (Pellet, 2009) deals with an addit excavated in carboniferous rock for the future high velocity railway link between Lyon (France) and Torino (Italy). Figure 11 gives an idea of the large convergence (about 2.0 meter). For obvious reasons, this tunnel needed to be re excavated to achieve the required diameter. The question which arose was: what kind of support could cope with such a large stress?

In order to provide an answer a numerical model of the tunnel was run using a viscoplastic constitutive model. The parameter of the model was calibrated based on the convergence measurements in the tunnel during construction. Figure 11 shows the comparison between the computed and the measured convergences for three different sections.



**Figure 11:** Convergence versus time in section C for different directions: comparison between numerical results and the measured data (adapted from Pellet 2009).



**Figure 12:** Normal stress distribution in the concrete lining support 80 days after its installation (adapted from Pellet 2009).

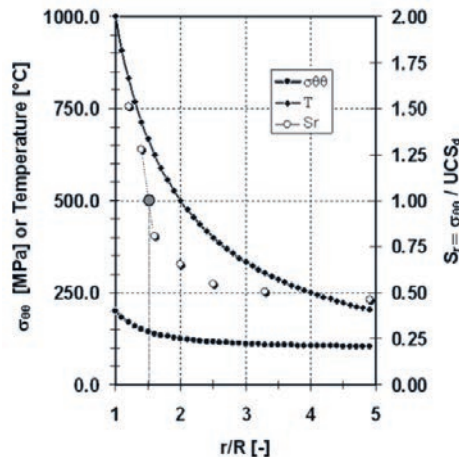
Afterwards, other numerical models were run to simulate the installation of different lining support. It was found that a 1 meter thick concrete lining could support the pressure applied by the ground. Figure 12, shows the stress in the concrete shell representing the lining support; 80 days after the lining installation, the maximum compressive stress is 35 MPa on the interior surface of the shell, whereas only 5 MPa is applied on the exterior surface of the lining. The maximum normal stress applied by the ground on the support reaches 12 MPa which is close to the value measured in situ.

*Stability of a tunnel having experienced high temperature*

When a fire accident occurs in a tunnel, the resulting temperature may be extremely high, up to 1000°C. As previously noted, the consequences to the rock strength are very critical as the Unconfined Compressive Stress (UCS) can be reduced by a factor of 10 for a gabbro rock. Additionally, the moduli decrease and, therefore, tunnel convergences could be large.

Figure 13 shows the temperature distribution for a circular tunnel inside the rock mass, computed using the Fourier equation. The initial temperature at the tunnel wall is 1000°C. On the same graph the orthoradial stress computed in elastic conditions is represented. As the initial state of stress is isotropic (100 MPa), the orthoradial stress after the excavation is twice the initial stress and reaches 200 MPa.

A stability ratio  $S_r$  can be computed dividing the orthoradial stress by the reduced UCS due to damage (Figure 5). When this ratio is greater than one, the rock is heavily damaged (failure is reached) whereas when it is smaller, the rock is simply damaged (or disturbed); the smaller the ratio, the less the rock is damaged. In the present case (Figure 13), the extension of the EDZ is 1.5 times the diameter of the tunnel.



**Figure 13:** Temperature and orthoradial stress distribution around a circular tunnel with the stability ratio with respect to the distance from the tunnel wall (adapted from Pellet and Keshavarz, 2010)

## Conclusion

The diversity of geological rock formations implies that there is a great variety of mechanical behavior. Moreover, the loading conditions (thermal, mechanical, hydraulic and chemical) to which a rock mass is exposed are also very diverse and sometimes severe. For engineering purposes, these are the principal features of the rock behavior that need to be captured by the numerical models.

In this paper, we place an emphasis on time, which is almost always involved in chemo-thermo-hydro-mechanical processes. However, the main difficulty is related to the fact that the characteristic time necessary for each process to be developed lies within a large scale.

Nevertheless, the effect of the time-dependent behavior of a rock in underground openings is clear and deserves to be accurately assessed.

## References

- Anagnostou, G., (2007), Continuous tunnel excavation in a poro-elastoplastic medium, Proceedings 10<sup>th</sup> International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, NUMOG 10, pp 183-188.
- Boidy, E., Bouvard, A., Pellet, F., (2002), Back analysis of time-dependent behaviour of a test gallery in claystone, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 17, 4, pp 415-424.
- Cantieni, L., Anagnostou, G., (2009), The interaction between yielding supports and squeezing ground, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24, pp 309–322.
- Cristescu, N.D., Hunsche, U., (1998), *Time Effect in Rock Mechanics*, Wiley: New York, 342 p.
- Erarslan, N., Williams, D.J., (2012), The damage mechanism of rock fatigue and its relationship to the fracture toughness of rocks, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 56, pp. 15-26.
- Fabre, G., Pellet, F., (2006), Creep and time-dependent damage in argillaceous rocks, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43, 6, pp 950-960.
- Gatelier, N., Pellet, F., Loret, B., (2002), Mechanical damage of an anisotropic rock under cyclic triaxial tests, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39, 3, pp 335-354.
- Ghiabi, H., Selvadurai, A.P.S., (2009). Time-dependent mechanical behavior of a granular medium used in laboratory investigations, *International Journal of Geomechanics*, 9, 1, pp. 1-8
- Keshavarz, M., Amini Hosseini, K., Dang, V.K., Pellet F.L., (2013), AE thresholds and compressive strength of different crystalline rocks subjected to static and dynamic loadings, submitted to the 1<sup>st</sup> RockDyn Conference, Lausanne, Switzerland.
- Keshavarz, M., Pellet, F., Loret, B., (2010), Damage and changes in mechanical properties of a gabbro thermally loaded up to 1000 °C, *Pure and Applied Geophysics*, 167, pp. 1511–1523.
- Lemaitre, J., (1996), *A Course on Damage Mechanics*, Second Ed. Springer, Berlin, Heidelberg, New York.

- Nguyen, T.S., Selvadurai, A.P.S., (1995), Coupled thermal-mechanical-hydrological behaviour of sparsely fractured rock: Implications for nuclear fuel waste disposal, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 32, 5, pp 465-479.
- Pellet F. L., (2009), Contact between a tunnel lining and a damage-susceptible viscoplastic medium, *Computer Modeling in Engineering and Sciences*, 52, 3, pp. 279-296.
- Pellet F., Fabre, G., (2007), Damage evaluation with P-wave velocity measurements during uniaxial compression tests on argillaceous rocks, *International Journal of Geomechanics*, 7, 6, pp 431-436.
- Pellet, F., Hajdu, A., Deleruyelle, F., Besnus, F., (2005), A viscoplastic constitutive model including anisotropic damage for the time-dependent mechanical behaviour of rock, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 29, 9, pp 941-970.
- Pellet, F. L., Keshavarz, M., Amini-Hosseini, K., (2011), Mechanical damage of a crystalline rock having experienced ultra high deviatoric stress up to 1.7 GPa, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 48, pp 1364–1368.
- Pellet, F., Roosefid, M., (2007), Time-dependent behavior of rock and practical implications to tunnel design, *Proc. 11<sup>th</sup> International Congress on Rock Mechanics*, Lisbon, Portugal: 1079-1082.
- Pellet F., Roosefid M., Deleruyelle, F., (2009), On the 3D numerical modelling of the time-dependent development of the Damage Zone around underground galleries during and after excavation, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24, 6, pp 665-674.
- Selvadurai, A.P.S., Boulon, M.J., Nguyen, T.S. (2005), The permeability of an intact granite, *Pure and Applied Geophysics*, vol. 162, 2, pp 373-407.
- Selvadurai, A.P.S., Jenner, L., (2013), Radial flow permeability testing of an argillaceous limestone, *Ground Water*, 51, 1, pp 100-107.
- Selvadurai, A.P.S., Najari, M., (2013), On the interpretation of hydraulic pulse tests on rock specimens, *Advances in Water Resources*, 53, pp. 139-149.
- Zhou, Y.X., Xia, K., Li, X.B., Li, H.B., Ma, G.W., Zhao, J., Zhou, Z.L., Dai, F. 2012. Suggested methods for determining the dynamic strength parameters and mode-I fracture toughness of rock materials, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 49, pp 105-112.



# UPPBLOCKNING I FABIAN – FRÅN BRYTNINGSRUM TILL RASGROP I MALMBERGET

## Caving in the Fabian Orebody – from Mining Stope to Cave Crater in Malmberget

*Jonny Sjöberg, Itasca Consultants AB  
Tomas Savilahti, LKAB*

### SAMMANFATTNING

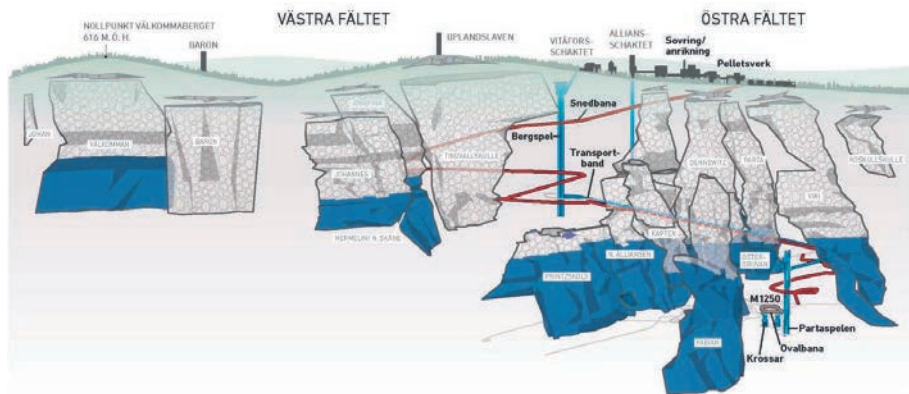
Fabianmalmen är en icke-daggående malmkropp i Malmbergsgruvan, som ursprungligen bröts med slitsblockning och skivpallbrytning under jord under 1970- och 1980-talet. Detta ledde till ett öppet rum med en takskiva (mot markytan) som var ca 250 m tjock. Malmen har därefter brutits med skivrasbrytning under det öppna rummet vilket lett till en successiv uppblockning och minskning av takskvans tjocklek. I denna artikel redovisas uppföljning och prognostisering av rasutvecklingen i Fabianområdet, samt bildandet av en ny rasgrop på markytan i mars 2012. Prognos och verkligt utfall beskrivs tillsammans med fortsatt övervakningsprogram i Malmberget, samt behovet av fortsatt forskning och utveckling inom området.

### SUMMARY

The Fabian orebody is a non-daylighting orebody in the Malmberget Mine, which was mined using slot caving and sublevel stoping during the 1970s and 1980s. Mining resulted in an open stope under a 250 m thick crown pillar. The orebody has since been mined using sublevel caving beneath the open stope, which has caused progressive caving and a reduction of the crown pillar thickness. This paper presents follow-up and prognosis of the cave development in the Fabian area, and the formation of a new cave crater on the ground surface in March, 2012. Prognosis and actual conditions are described together with a program for continued monitoring in Malmberget, as well as the need for continued research and development within this topic.

### 1 INLEDNING

Luossavaara-Kiirunavaara AB har sedan börjat av 1900-talet brutit järnmalm vid gruvor i Kiruna, Svappavaara och Malmberget. Gruvan i Malmberget består av ett stort antal malmkroppar med olika storlek, form och orientering, se Figur 1. Totalt finns ett tjugotal malmkroppar varav cirka tio bryts aktivt idag. All brytning sker underjord och numera uteslutande med metoden skivrasbrytning. En ny huvudnivå i gruvan, M1250 (belägen på 1250 m nivå), invigdes under 2012.



Figur 1 Malmkroppar samt transport- och uppfödningssystem i LKAB:s gruva i Malmberget (blå färg visar ej utbrutna områden).  
*Oreodies and transport and haulage system in the LKAB Malmberget mine (blue color shows unmined portions).*

Skivrasbrytning är en kostnadseffektiv brytningsmetod som medger en hög grad av mekanisering och automatisering. Metoden medför dock att sidoberget successivt bryts sönder och att markytan deformeras till följd av brytningen. I 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 malmbrytningen påverkat större volymer. Ett antal s.k. rasgropar har bildats över några av malmkropparna i Malmberget, där Kaptensgropen är den största av dessa. Området runt rasgroparna och där markdeformationer uppkommer har inhägnats, se Figur 2. LKAB tillämpar principen att ingen brytning ska förekomma under områden där människor regelbundet bor och vistas. All brytning, i alla malmkroppar, görs därför innanför en vertikal begränsningslinje (från markytan och nedåt) från staketgränsen. Prognoser för utvecklingen av markdeformationer görs kontinuerligt och baserat på detta utformas en s.k. staketplan, d.v.s. en plan över när och hur stängslet ska flyttas. Staketplanen görs med hänsyn till rådande detaljplaner och geografiska avgränsningar.

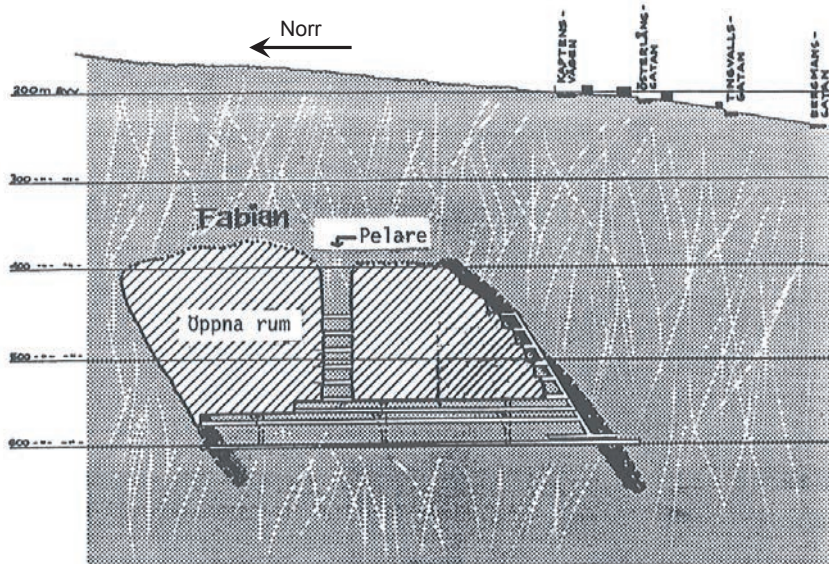
Fabianmalmen i Malmberget är en icke-daggående malmkropp, med sin övre begränsning på ca 450 m nivå. Malmen bröts ursprungligen med slitsblockning och skivpallbrytning under jord under 1970- och 1980-talet. Detta ledde till två öppna rum (med en pelare mellan) med en 250 m tjock takskiva mot markytan, se Figur 3. Malmen har där efter brutits med skivrasbrytning under det öppna rummet vilket lett till en successiv uppblockning i brytningsrummet och minskning av takskvans tjocklek. I denna artikel beskrivs historiken kring brytning och uppblockning i Fabian tillsammans med den uppföljning som gjorts under åren. Vidare beskrivs prognos och verkligt utfall samt fortsatt uppföljning och övervakning i Malmberget.





Figur 2 Horisontalkarta över Malmberget med Kaptensgropen samt befintligt stängsel (blå linje).

*Horizontal map of Malmberget and the Kapten cave crater together with the existing fence (blue line).*



Figur 3 Öppna rum i Fabian efter brytning till 548 m nivå (från Sjöberg, 1990).

*Open stopes in Fabian after mining to the 548 m mining level (from Sjöberg, 1990).*



## **2 MALMBRYTNING OCH UPBLOCKNING 1971–2010**

### **2.1 Malmbrytning i Fabian**

Fabianmalmen ligger i den södra delen av malmfältet i Malmberget, på östra sidan av Kaptensmalmen. Malmkroppen stupar ca 75° mot väster, d.v.s. med dess hängvägg mot Kaptensmalmen. Brytning med slitsblockning startade 1971 i den då ca 50 m breda och 400 m långa malmen. Fragmentering och uppblockning var sämre än förväntat.

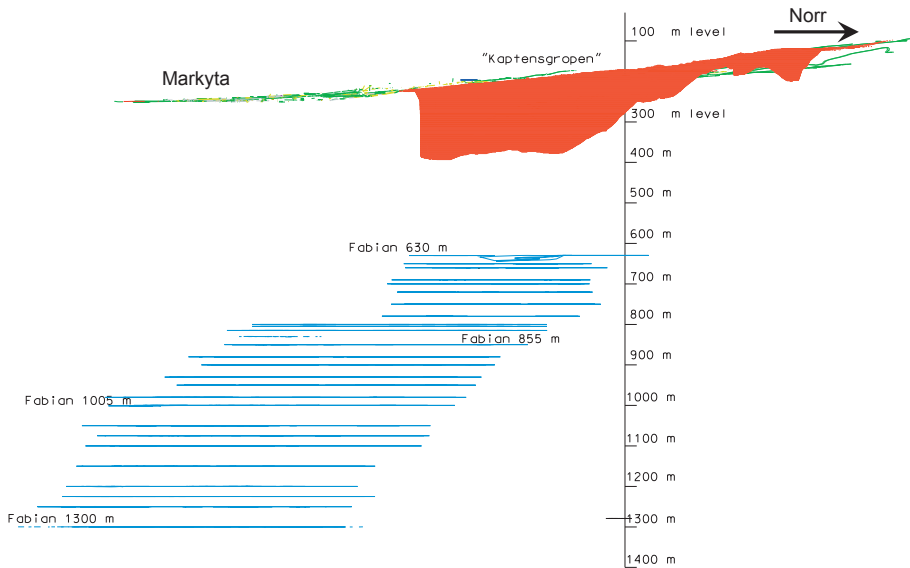
Rummets hängvägg förblev stabil utan större uppblockning under brytningen och när den var avslutad hade ett öppet rum med dimensionerna 164 m (längd), 120 m (höjd) och 30-40 m (bredd) bildats. Den södra delen av malmen bröts istället med skivpallbrytning fr.o.m. 1978. En pelare med ca 25 m bredd lämnades mellan de två rummen, och brytning gjordes ned till 548 m nivå. Hängväggen var fortsatt stabil men liggväggen förstärktes med kabelbultar.

Under nivå 548 m har all brytning i Fabianmalmen skett med skivrasbrytning. Beroende på malmens mäktighet har både longitudinell och transversell skivrasbrytning använts. På flera nivåer har tillredning skett på hängväggssidan p.g.a. dåligt berg i liggväggen. Malmen stupar brantare mot djupet och blir nära vertikal. Malmen fältstupar mot söder och blir mäktigare mot djupet, se Figur 4. Produktionen från Fabian har ökat markant under de senaste 20 åren. I slutet av 2010 skedde produktion på nivåerna 830 och 855 m och med en årlig volym på ca 1.7 miljoner ton (Mton). Framtida produktion från Fabian bedöms nå ca 5 Mton, motsvarande ca 30-40 % av total produktion i Malmberget.

### **2.2 Bergförhållanden**

Malmkropparna i Malmberget utgörs primärt av magnetitmalm med relativt hög hållfasthet och styvhet. Hematit förekommer i några malmkroppar men ej i Fabianmalmen. Omgivande berg utgörs av magmatiska, felsiska till intermediära finkorniga bergarter med varierande innehåll av glimmermineral, främst biotit. Den dominerande bergarten är leptit som indelas i grupperna röd, röd-grå, grå-röd och grå leptit. Dessutom är biotitskiffer en förekommande bergart, vilken också är den svagaste bergarten. Dessa zoner med låg hållfasthet uppträder företrädesvis nära malmkontakterna. Övriga bergarter, med undantag för grå leptit som också är relativt svag, uppvisar generellt sett god hållfasthet med den röda leptiten som den mest hållfasta.

Liggväggssidan (östra sidan) av Fabian utgörs av grå leptit närmast malmen. Den biotitrika zonen är ca 5-10 m mäktig och har orsakat stabilitetsproblem i orter. Längre från malmkroppen dominerar röd leptit. Hängväggen (vilken också utgör hängvägg till Kaptensmalmen) domineras av röd leptit med klorit- och kaolinzoner samt zoner med vittrat berg. Bergmassans hållfasthet bedöms vara relativt låg i detta område. Endast sparsamt med kärnkartering och laboratorietester har utförts i området under senare år. Kompletterande kärnbörning under 2009 från markytan visade dock på relativt bra bergförhållanden i takskivan och i malmens fältstupningsriktning.



Figur 4 Vertikal längdsektion genom Fabianmalmen från 630 till 1300 m nivå.  
*Longitudinal cross-section of the Fabian orebody from 630 m to 1300 m mining level.*

Bergmassan är normalt sprickig med två-tre dominerande sprickriktningar, orienterade subparallellt malmkroppen, samt horisontellt. En strukturgeologisk modell över större svaghetszoner i området presenterades av Magnor & Mattsson (2010). I denna modell beskrivs en kombinerad tolkning av topografiska och geofysiska data, tillsammans med fältkartering, i syfte att definiera potentiella storskaliga svaghetszoner i bergmassan. De identifierade zonerna klassificerades efter sannolikhet för existens samt tillförlitlighet vad gäller orientering. De flesta zonerna har en bedömd brantstående lutning. Förekommande zoner i närheten av Fabianmalmen visas i Figur 5.

Jordlagrens tjocklek varierar mellan ca 2 och 30 m, med de tjockaste jordlagren på västra sidan av Kaptensgropen. Ovanför Fabianrummet är jorddjupet 0-5 m. Ett antal hydrogeologiska studier har genomförts, vilka visar på en grundvattennivå vanligen mellan 0 och 4 m under markytan. Grundvattennivån i de övre jordlagren är i svag hydrologisk kontakt med vatten i sprickor och svaghetszoner i bergmassan på stort djup.

### 2.3 Uppblockning i Fabian fram till 2010

Rasutvecklingen i takskivan ovan Fabianmalmen har följts upp med varierande frekvens och med olika tekniker sedan 1987. Övervakning skedde inledningsvis via reflektionsseismik samt manuell avståndsmätning med laser, vilket under 2000-talet följts av sonderingshål samt laserskanning av det öppna rummet.



Figur 5 Tolkade storskaliga strukturer (extrapolerade till markytan) i närheten av Fabianmalmen (från Magnor & Mattsson, 2010).

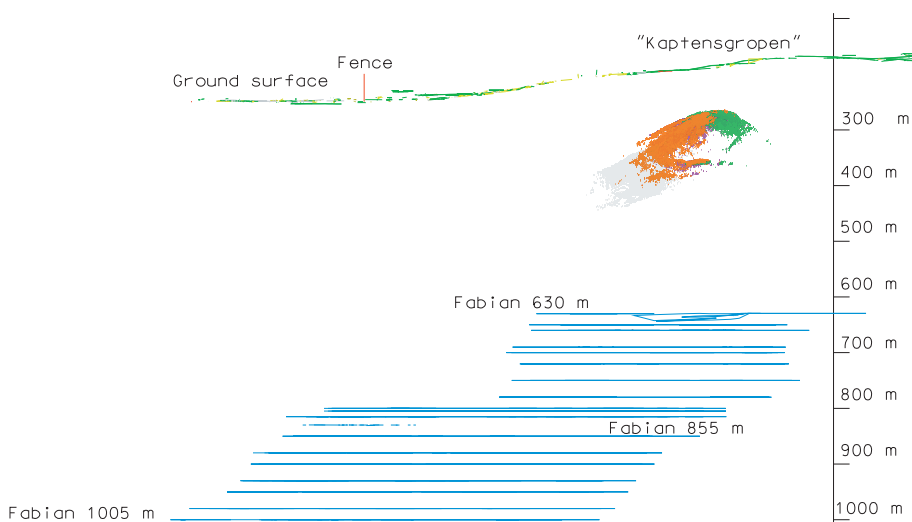
*Interpreted deformation zones (extrapolated to ground surface) near the Fabian orebody (from Magnor & Mattsson, 2010).*

Utvecklingen av storleken på Fabianrummet samt takskvivans tjocklek sammanfattas i Tabell 1. Resultat av utförd laserskanning i september 2010 visas i Figur 6. Förutom att takskvivans tjocklek minskat markant under perioden 1978 till 2010, har även det horisontella avståndet mellan det öppna rummet och Kaptensgropen minskat, för att i september 2010 uppgå till ca 50 m.

Förutom ovanstående uppföljning har också data från seismisk övervakning blivit tillgängliga i och med att ett sådant system installerades i MalMBERGET år 2005. Under 2010 omfattande systemet 140 geofoner. Det seismiska övervakningssystemet har visat sig värdefullt för att detektera begynnande uppblockning, eller förändringar i rasprocessen, kring malmkroppen. Vid ökning av seismisk aktivitet nära markytan har t.ex. ändrad stängseldragning gjorts. Deformationsmätningar på markytan har utförts med olika mät-system sedan början av 1970-talet. Under 2009 installerades ett GPS-baserat mätsystem i MalMBERGET omfattande initialt 223 stycken mätplintar placerade i ett ruttmönster i syfte att nå god täckning av möjligt påverkade områden. Fram till 2010 hade endast ett fåtal mätningar utförts, och dessa visade på försumbar påverkan (endast mm-storlek) på markytan i Fabian-området.

Tabell 1 Utveckling av Fabianrummet från 1978 till 2010 (avstånd till markytan mätt i sonderingshål är längs hålriktningen, d.v.s subvertikalt).  
*Development of the Fabian stope from 1978 to 2010 (distances measured in probe holes are along the hole orientations, i.e., subvertically).*

Årtal	Beskrivning	Bredd [m] (min-max)	Längd [m] (min-max)	Höjd [m] (min-max)	Avstånd till markytan [m]
1978	Slitsblockning	30-40	164	120	250
1980	Skivpallbrytning	35-50	125	150	250
1987	Reflektionsseismik	-	-	-	200-250
1990-1992	Lasermätning	-	-	-	160
2000-2001	Sonderingshål	-	-	-	148
2003	Sonderingshål	-	-	-	116
2004	Sonderingshål	-	-	-	105
2006	Laserskanning	50-125	280	80-110	90
2007	Laserskanning	-	-	-	90
2008	Laserskanning	100-125	160	50	90
2009	Laserskanning	130-150	280	100	90
2010	Laserskanning	130-160	300	100	77



Figur 6 Vertikal längdsektion genom Fabianmalmen (nivå 630 till 1005 m) samt resultat från laserskanning utförd i september 2010.  
*Longitudinal cross-section showing results from laser scanning in September 2010 together with the orebody outline from 630 m to 1005 m.*

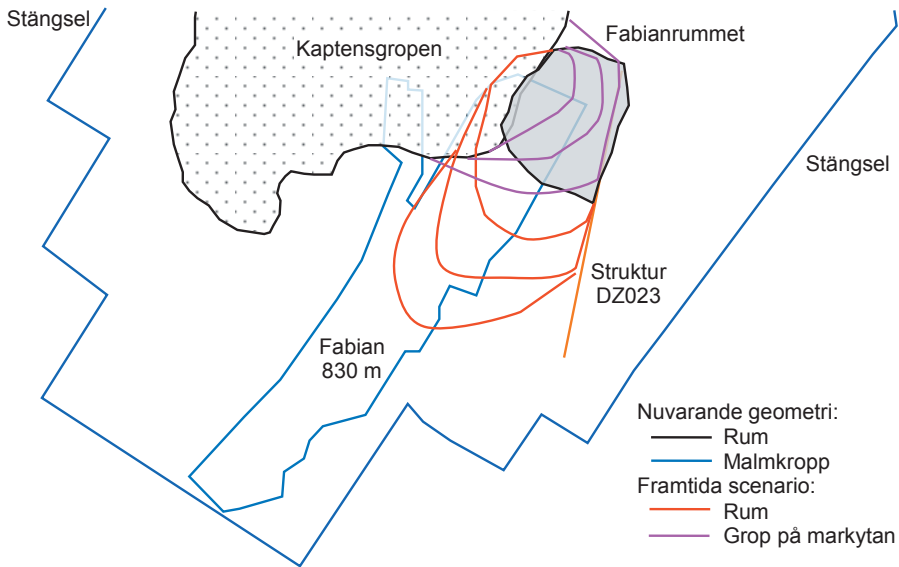
### 3 PROGNOSEN AV RASUTVECKLING

#### 3.1 Empirisk prognos och scenariobeskrivning

På initiativ av Bergsstaten genomfördes under 2010 en omfattande utredning för Fabian. För de samhällsintressen som bevakas av Gällivare kommun, Länsstyrelsen och Bergsstaten var det viktigt att det fanns en beredskap för åtgärder om en stor och plötslig kollaps av Fabians taksativa skulle inträffa. Utredningen omfattade en sammanställning av allt befintligt material samt en prognos/scenariobeskrivning av framtida uppblockning. Utredningen genomfördes av LKAB och följdes av en referensgrupp med representanter från Bergsstaten, Länsstyrelsen i Norrbottens län, Gällivare kommun och LKAB. Prognosen utgjorde underlag till var och en av dessa intressenter att vidta nödvändiga beredskapsåtgärder. Slutförd utredning granskades av en extern oberoende expert (Graham Swan, Kanada) och presenterades för alla intressenter samt för allmänheten i Malmberget i december 2010 (Sjöberg, 2010).

Scenariobeskrivningen för framtida uppblockning i Fabianrummet baserades på en ingenjörsmässig ansats, där befintlig kunskap om uppblockningsmekanismer kombinerades med erfarenheter från praktikfall (internationellt samt i Malmberget), analys av seismiska data och produktionsdata, samt kunskap om lokala bergförhållanden, särskilt förekomsten av storskaliga strukturer, i Malmberget. Vidare nyttjades empiriska verktyg, t.ex. "Modified Stability Graph" (Potvin, 1988). Uppblockningen verkade följa malmens orientering och riktningen på brytning, men på den östra sidan följde uppblockningen en storskalig geologisk struktur (deformationszon DZ023). Det fanns ingen tydlig korrelation mellan uppblockningshastighet och/eller seismisk aktivitet och produktion från Fabianmalmen. Tre tänkbara scenarion för den fortsatta utvecklingen av Fabianrummet och taksivan togs fram, enligt följande (se också Figur 7):

1. **Stabil taksiva:** Ingen, eller mycket lite, uppblockning av taksivan.  
Uppskattad sannolikhet: Låg  
Tänkbara konsekvenser: Inga
2. **Gradvis uppblockning av taksivan:** Fortsatt uppblockning längs malmens orientering ger en utvidgning av rummet mot söder, mot Kaptensgropen och mot markytan.  
Uppskattad sannolikhet: Hög  
Tänkbara konsekvenser: Små vibrationer och ljud på markytan  
Små seismiska händelser  
Gradvis utökning av Kaptensgropen mot öst  
Viss dammbildning i området  
Inga konsekvenser utanför stängslet
3. **Plötsligt ras av hela taksivan:** Uppblockning till markytan sker under en kort tidsperiod (timmar eller dagar).  
Uppskattad sannolikhet: Låg  
Tänkbara konsekvenser: Höga vibrationer och höga ljud  
Ny (större) rasgrop på markytan  
Avsevärd dammning



Figur 7 Horisontalkarta visade nuvarande rumsgeometri samt framtida trolig uppblockning och utbildande av rasgrop i Fabian.

*Horizontal projection showing current stope and caved geometry and possible future cave and stope development in the Fabian orebody.*

Det bedömt mest troliga scenariot var således scenario 2 ovan. Återställande åtgärder (t.ex. sprängning av taksdivan) var inte praktiskt möjliga. Istället implementerades ett utökat uppföljningsprogram vilket inkluderade mer frekvent laserskanning, borring av nya sonderingshål, samt installation av en övervakningskamera på markytan i syfte att erhålla en visuell dokumentation av förloppet. Seismisk övervakning fortsatte också som en del av det dagliga bergmekaniska arbetet i MalMBERGET. Den externa granskningen underströk vikten av uppföljning, särskilt som ett plötsligt ras skulle kunna medföra större konsekvenser för omgivningen. Granskaren ansåg också att ett snabbare förlopp var mer troligt med en uppblockning inom tidsperioden några veckor till månader.

### 3.2 Numerisk analys

En av rekommendationerna från utredningen ovan var att genomföra en numerisk analys, i syfte att öka förståelsen för, och om möjligt prognosticera, utvecklingen av uppblockning i taksdivan i Fabian. En tredimensionell modellanalys genomfördes där den s.k. "caving algorithm" i *FLAC3D* nyttjades. Denna algoritmen har utvecklats i en serie av industrifinansierade internationella forskningsprojekt och tillämpats på ett flertal rasgruvor världen över (se t.ex. Sainsbury m.fl, 2010, 2011).

I projektet genomfördes också ett antal förbättringar i denna algoritm, bl.a. för att simulera kraterbildning och uppkomst av luftspalt/hålrum ovanför uppblockat berg, samt modifieringar i syfte att bättre kunna simulera brytning med skivras i modellen. Två olika beräkningsmodeller togs fram – med och utan storskaliga strukturer inkluderade. En kalibrering genomfördes i syfte att efterlikna både uppkomsten av rasgrop och uppblockning i Kaptan samt uppblockning ovan Fabianrummet. Endast två litologiska enheter simulerades – malm och omgivande berg – p.g.a. brist på kvantitativa indata.

Beräknad form och storlek på Kaptensgropen i beräkningsmodellen visade sig stämma relativt väl med verklig storlek och utveckling av Kaptensgropen. Däremot kunde inte motsvarande utveckling av Fabianrummet och takskivan återskapas i modellen. Takskivan var antingen för stabil (ingen uppblockning) eller för instabil (för snabb uppblockning) trots mycket små förändringar i hållfasthetsvärden i modellen. Modellen med storskaliga strukturer inkluderade gav nästan identiska resultat som motsvarande modell utan strukturer. Det är troligt att variation och fördelning av bergmassans egenskaper måste efterliknas bättre i modellen (för närvarande bara en uppsättning material-egenskaper för omgivande berg) vilket i sin tur kräver bättre undersökningsdata.

#### **4 VAD HÄNDE I VERKLIGHETEN?**

Under 2011 skedde en gradvis uppblockning i takskivan vilket konstaterades via återkommande laserskanning. I maj 2011 hade takskivans tjocklek (på det tunnaste stället) minskat till 55 m och det horisontella avståndet mellan Fabianrummet och Kaptensgropen uppgick till 29 m. Under återstoden av 2011 skedde endast smärre förändringar, men vid (den sista) laserskanningen i januari 2012 hade takskivans tjocklek minskat till 41 m. Inga ytterligare skanningar genomfördes av säkerhetsskäl.

I mitten av mars observerades ökad seismisk aktivitet i takskivan vilket indikerade fortsatt uppblockning. Den 20:e mars 2012 bildades en rasgrop ovanför Fabianmalmen till följd av uppblockning (Figur 8, övre bilden). Rasgropen uppkom via ett relativt lugnt uppblockningsförlopp. En viss dammning uppkom i närområdet samt hörbara ljud från rasprocessen. Vattenånga bildades när den varmare luften från gruvan nådde markytan. Under de närmaste dagarna växte rasgropen något i anslutning till Kaptensgropen men begränsades i utsträckning av befintliga strukturer i nordlig och östlig riktning (deformationszon DZ023). Under 2012 har rasgropen bara utvidgats marginellt i sydlig riktning, se Figur 8 (nedre bilden). Avgränsningen mot DZ023 syns tydligt och uppblockning kan sägas ha följt prognosen och scenario 2 ("gradvis uppblockning av takskivan") relativt väl. Utanför det inhägnade området har inte några effekter kunnat konstateras.

De eventuella farhågorna om en plötslig kollaps infriades aldrig. Istället blev rasförloppet relativt odramatiskt. LKAB:s uppföljnings- och åtgärdsprogram med återkommande laserskanning, seismisk övervakning samt kontinuerlig information till alla intressenter (Bergsstaten, Länsstyrelsen, Gällivare kommun) och allmänheten fungerade också bra.





Figur 8 Flygbild över den nya Fabiangropen 2012-03-20 (övre bilden) och 2012-10-22 (nedre bilden).

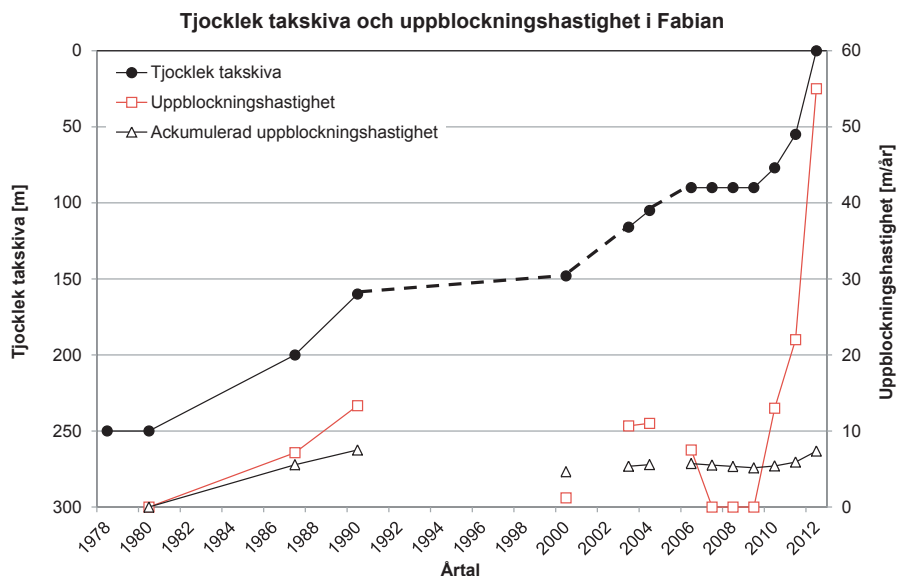
*Aerial photo of the new Fabian cave crater on March 20, 2012 (top photo) and October 22, 2012 (bottom photo).*



## 5 DISKUSSION OCH FORTSATTA ARBETEN

Den långsamma uppblockningen av Fabianrummet, med en uppblockningstakt på 250 m vertikalt under 34 års tid avspeglade sig även i den slutliga uppblockningen mot markytan och bildandet av ny rasgrop. Den ackumulerade uppblockningshastigheten var 7 m per år, men förloppet accelererade under det sista året, se Figur 9. Såväl uppblockningsförloppet som läget på den nya rasgropen stämde väl med prognosen. Den numeriska analys som genomfördes var dock mindre lyckosam vad gällde möjligheterna att simulera uppblockning från Fabianrummet. Studien visade att det var möjligt att simulera uppblockning i Kaptensmalmen, d.v.s. där skivrasbrytningen skedde utan något öppet rum ovanför. Tidigare analyser i skiv- och blockrasgruvor har också varit framgångsrika. Fabian-fallet visade sig dock vara mer komplext och mekanismerna bakom den långsamma uppblockningen kunde inte kvantifieras till fullo.

Beräkningsresultaten visade på stor känslighet i indata vilket är en indikation på att en bättre karaktärisering av bergmassan bör ge bättre möjligheter till att efterlikna uppblockningsförloppet. En vidareutveckling av beräkningsalgoritmer och numeriska modeller för simulering av rasbrytning och uppblockning i taks kivor är också nödvändig. Detta studeras bl.a. i ett forskningsprojekt vid Luleå tekniska universitet, finansierat av LKAB via Hjalmar Lundbohm Research Centre.



Figur 9 Uppblockningshastighet i Fabian taks kiva.  
*Cave rate in the Fabian crown pillar.*

Under tiden efter uppblockning till markytan i Fabianområdet har ytterligare deformationsmätningar utförts med det installerade GPS-systemet i Malmberget. Mätningar med GPS-teknik kräver upprepade mätningar för att säkerställa trender i resultaten, och den mätserie som etablerats i Malmberget, med upprepade mätningar under 3 års tid, medger nu att en del slutsatser kan dras vad gäller markdeformationer. Riktningen för uppmätta markdeformationer nära Fabiangropen är i riktning in mot rasgropen. De största deformationerna har uppmätts vid mätplint MA22 (belägen nära gropen) och uppgår totalt till ca 0.5 m i horisontell riktning och 0.3 m i vertikal riktning. Vid denna mätplint finns också sprickor på markytan. Storleken på deformationerna stämmer kvalitativt väl överens med förhållandena i Kiruna där de första synliga sprickorna uppkommer vid horisontella deformationer på 20–30 cm. Även plintar på längre avstånd från gropen visar på ökade deformationer sedan mätstart, men de maximala deformationerna för mätplintar i direkt anslutning till befintligt stängsel (på båda sidor) uppgår endast till 6–7 cm i horisontell riktning och 2–3 cm i vertikal riktning. Dessa deformationer ger inte upphov till några sprickor i markytan eller några skador på infrastruktur.

I slutet av 2012 redovisade LKAB en provotidsutredning gällande deformationer och sättningar i Malmberget, till Mark- och miljödomstolen. I utredningen redovisades mätningar av markdeformationer i Malmberget samt skadekänsligheten på olika typer av infrastruktur (byggnader, ledningar, etc.) i Malmberget. Dessutom presenterades ett förslag till villkor för markdeformationer som kan användas för att fastställa när skadlig påverkan från brytningen kan uppkomma. Utredningen visade att det krävs en differentiell deformation, i horisontell eller vertikal riktning, för att skador på infrastruktur ska uppkomma. Följande villkor föreslogs för markdeformationer i Malmberget:

*Markytan utanför inhägnat område i Malmberget får inte påverkas med mer än 2 ‰ vertikalt eller 3 ‰ horisontellt. Påverkan på markytan anses verifierad när deformation enligt ovan uppmätts mellan två intilliggande mätpunkter vid minst två på varandra följande mätningar. Mätning av markpåverkan ska genomföras minst fyra gånger per år. Efter varje genomförd mätning ska resultaten redovisas till tillsynsmyndigheten inom sex veckor från genomförd mätning.*

Beräkningen av deformationsvärden enligt ovan görs med en beräkningsmodell anpassad efter förhållandena i Malmberget. Genom att nyttja det ruttmönster i vilket mätpunkterna placerats, behöver man inte anta i vilken riktning de mest kritiska deformationerna uppkommer. Denna riktning beräknas istället, vilket bedöms ge ett mer rättvisande resultat där villkoret för vertikal och horisontell påverkan kan kontrolleras var för sig. För utförda mätningar t.o.m. september 2012 överskrids förslaget till villkor endast i tre mätpunktspar, vilka alla ligger innanför befintligt stängsel (Figur 10).

Placeringen av stängslet anpassas till markdeformationernas framtida utbredning. Genom att kontinuerligt följa upp deformationsmätningarna och justera/uppdatera deformationsprognoser kommer en framförhållning vad gäller erforderlig stängselflytt att bibehållas. Eftersom det är svårt att ta fram precisa prognoser så är uppföljning via mätning det viktigaste verktyget för att övervaka processen.



Figur 10 Ortofoto över Fabiangropen, sommaren 2012, visande resultat av kontrollberäkning av nytt deformationsvillkor för Malmberget.  
*Ortophoto of the Fabian cave crater, summer of 2012, showing results of test calculations for new deformation criterion for Malmberget.*

De krav som ställs på bergmekanisk kunskap om uppblockningsförlopp vid rasbrytning är stora eftersom konsekvenserna på markytan kan vara betydande. Kunskapsnivån har höjts väsentligt under de senaste åren och de grundläggande mekanismerna är relativt väl kända. Detaljerade prognoser av uppblockningsförloppet är dock fortfarande svåra att göra. En bidragande orsak till detta är den stora bergvolym som berörs och den begränsade mängd beskrivande data som är möjliga att samla in (via t.ex. provborringar).

För fallet när skivrasbrytning bedrivs i en ickedaggående malmkropp, vilket gäller för flertalet malmkroppar i Malmberget, finns det relativt få publicerade studier och erfarenheter. Allmänt kan sägas att deformationsmönstret troligen liknar det vid skivrasbrytning i en daggående malmkropp, men med en fördröjning i utvecklade deformationer relativt brytningens utveckling under jord. Här behövs fortsatt forskning och

utveckling av beräknings- och prognosmetoder för att uppnå en högre tillförlitlighet i bedömningar.

Samtidigt är utvecklingen av markdeformationer vad gäller både storlek och tidsaspekter sannolikt starkt beroende av de lokala förhållandena – geologi, geometri/form på malmkroppar, bergmassans hållfasthets- och deformationsegenskaper, markförhållanden, etc. Det är därför nödvändigt att mäta markdeformationer i varje enskilt fall. Det mätprogram som implementerats i Malmberget är därför ett viktigt verktyg för ökad förståelse och kontroll.

## ANSLAGSGIVARE OCH TACK

Detta arbete har bedrivits och finansierats i sin helhet av LKAB. Arbetet följdes av en referensgrupp med följande deltagare: Jan-Olof Hedström (Bergsstaten), David Berggård (Länsstyrelsen), Håkan Gustavsson (Gällivare kommun), Sture Sundquist (Gällivare Kommun), Björn Koorem (LKAB), Karl Wikström (LKAB) och Monica Quinteiro (LKAB). Under arbetets gång ersattes Jan-Olof Hedström av Åsa Persson (ny bergmästare) och Björn Koorem ersattes av Åsa Sundqvist (ny gruvchef).

## REFERENSER

Magnor, B. & Mattsson, H. 2010. *Strukturgeologisk modell över Malmbergets gruvområde. Slutrapport*. 2010-04-28. GeoVista & Hifab rapport till LKAB.

Potvin, Y. 1988. *Empirical open stope design in Canada*. Ph.D. Thesis, Dept. Mining and Mineral Processing, University of British Columbia, 343 p.

Rutqvist, J. & Sjöberg, J. 1987. *Kaptensmalmens hängvägg*. Examensarbete 1987:153E, Högskolan i Luleå.

Sainsbury, D. P., Sainsbury, B. L. & Lorig, L. L. 2010. Investigation of Caving Induced Subsidence at the Abandoned Grace Mine. *Caving 2010, Proceedings, Second International Symposium on Block and Sublevel Caving (Perth, Australia, April 2010)*, pp. 189-204. Perth: Australian Centre for Geomechanics.

Sainsbury, D. P., Sainsbury, B.L., Board, M. P. & Lorig, L. L. 2011. Numerical Back-Analysis of Structurally Controlled Cave Initiation and Propagation at the Henderson Mine. *ARMA 201, Proceedings 45th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium (San Francisco, June 26–29, 2011)*.

Sjöberg, J. 1990. *Dimensionering av pelare i gruvor. En statusrapport*. Teknisk Rapport 1990:39T, Tekniska Högskolan i Luleå, 111 p.

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



# BERGFÖRSTÄRKNING I KIIRUNAVAARA GRUVA

## Rock support in the Kiirunavaara mine

*Linda Jacobsson, LKAB*

*Jimmy Töyrä, LKAB*

*Biruk Woldemedhin, LKAB*

*Håkan Krekula, LKAB*

### SAMMANFATTNING

LKAB:s järnmalmsgruva i Kiruna består av en 4 km lång sammanhängande malmkropp som bryts med storskalig skivrasbrytning. Sedan 2008 anses Kiirunavaara gruva vara en seismiskt aktiv gruva och som en konsekvens av detta har flera åtgärder vidtagits:

- Ett heltäckande seismiskt övervakningssystem har byggts upp.
- Strategiska brytnings sekvenser av block för att minska risken för seismiska händelser används.
- Bergförstärkning som är dimensionerad för dynamiska laster har tagits fram.
- Konstruktion av en omfattande struktureologisk modell pågår.

Denna artikel beskriver hur bergförstärkning har utvecklats på LKAB de senaste åren för att hantera de problem som uppkommer av gruvdrift på större djup inklusive seismisk aktivitet. Som ett resultat av de förbättringar gjorda sedan år 2008 ses att de seismiskt inducerade utfallen har minskat i storlek och antal, i takt med att förstärkningsinsatserna ökat.

### SUMMARY

The LKAB Kiirunavaara iron-ore mine in northern Sweden consists of one 4 km long orebody. The orebody is mined using large scale sublevel caving. Since 2008 the Kiirunavaara mine is considered a seismically active mine and as a consequence of that, several measures have been implemented in the mine.

- A comprehensive seismic monitoring system has been developed.
- Mining sequences which mitigate the risk of larger seismic events are used.
- A rock support system designed for dynamic loads have been developed.
- Construction of a more comprehensive geological model is being conducted.

This paper describes how the rock support has been developed at LKAB in recent years to deal with the problems arising from mining at greater depth and a seismically active mine. The number of seismically induced rock falls have decreased since the improvements have been introduced into the mine. This is probably a result of the improved rock support system as well as the other measures that has been implemented.

## 1 INTRODUKTION

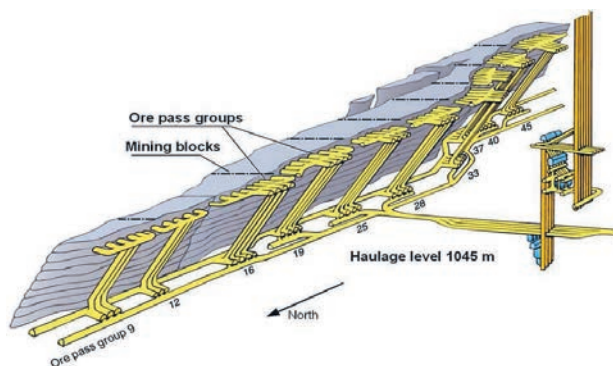
Kiirunavaara järnmalmgruva ligger i Kiruna, cirka 150 km norr om polcirkeln i norra Sverige. Malmkroppen är cirka 4 km lång, 80 m bred och stryker i en nordlig riktning med en stupning på 55°-60° mot öst. Malmkroppen bryts med storskalig skivrasbrytning, och har en årlig produktion på ca 28 miljoner ton råmalm (2012).

Gruvan är uppdelad i 10 produktionsblock där varje block har sina egna bergschakt och ventilationschakt men delar ramp med det angränsande blocket, se Figur 1. Gruvdrift pågår för närvarande på nivåerna 964-1022.

Sedan 2008 anses Kiirunavaara gruva vara en seismiskt aktiv gruva och som en konsekvens av detta har flera åtgärder vidtagits:

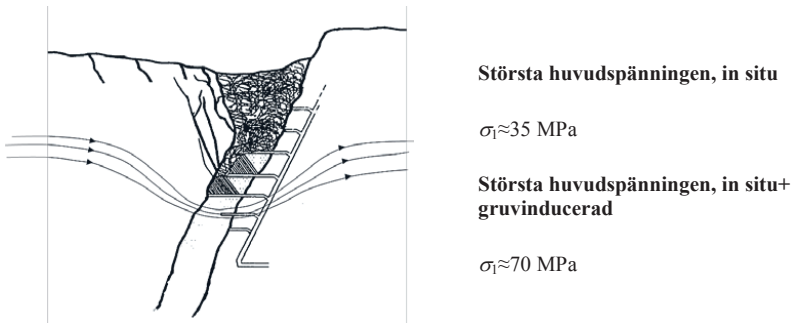
- Ett heltäckande seismiskt övervakningssystem har byggts upp.
- Strategiska brytnings sekvenser av block för att minska risken för seismiska händelser används.
- Bergförstärkning som är dimensionerad för dynamiska laster har tagits fram.
- Konstruktion av en omfattande strukturgeologisk modell pågår.

Allt eftersom gruvbrytningen fortskrider mot djupet ökar bergspänningarna. Eftersom att malmkroppen är 4 km lång och är brant stupande, kommer spänningskoncentrationer uppstå under malmkroppen. Dessa spänningskoncentrationer är som högst ungefär 1-2 nivåer under den aktuella produktionsnivån. Den största huvudspänningen under malmkroppen är ungefär två gånger större än in situ spänningen skulle vara om gruvdriften inte förekom, se Figur 2. Kraven på bergförstärkning har förändrats över tiden och sedan 2008 har Kiirunavaaragruvan standardförstärkning som inkluderar förstärkning dimensionerad för dynamiska laster orsakade av seismicitet.



Figur 1 Schematisk översikt över malmkroppen som visar produktionsområden och dess infrastruktur.

*Schematic overview of the orebody illustrating the production areas and infrastructure.*

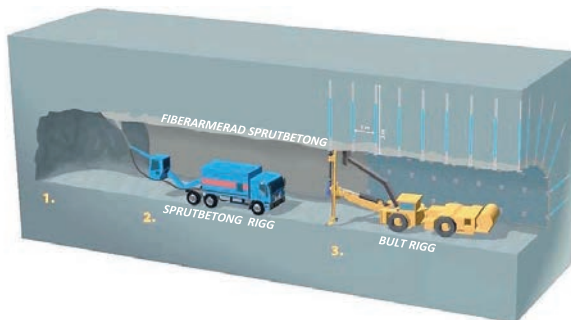


Figur 2 Den gruvinducerade bergspänningen i Kiirunavaara gruvan på nivå 1045.  
*The mining induced rock stress state in the Kiirunavaara mine at level 1045*

## 2 BERGFÖRSTÄRKNING KIIRUNAVAARA GRUVA

Sedan 2008 har LKAB haft standarder för bergförstärkning i Kiirunavaara gruvan. Dessa infördes för att ge ökad säkerhet, spårbarhet samt en möjlighet till validering av förstärkningen. De olika förstärkningstyperna är utformade och baserade på dagens bergkännedom, rådande förstärkningsmetoder och är en minimum förstärkning. Det vill säga att förstärkningen kan behöva en komplettering vid sämre bergförhållanden.

Installation av bergförstärkning ses i Figur 3, installationen av bergförstärkning börjar efter att skrotning är utförd (1). Den fiberarmerade sprutbetongen appliceras från sula till sula av en sprutbetong rigg (2). Bergbultar installeras av en bult rigg (3). I de fall när nät krävs installeras detta tillsammans med dynamisk bergbult enligt Figur 6.

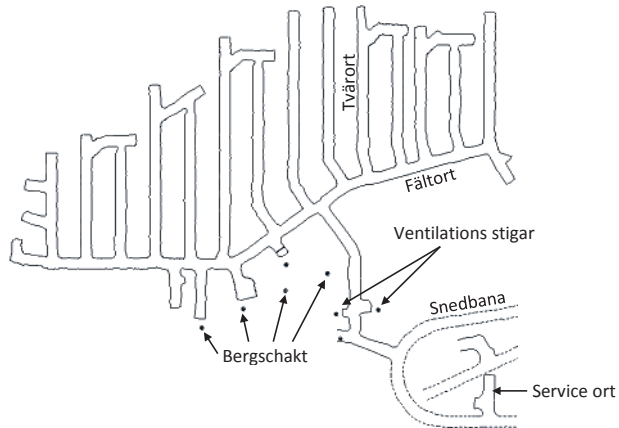


Figur 3 Installation av bergförstärkning  
*Rock support installation*



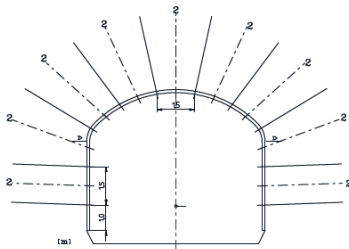
## 2.1 Icke-seismisk bergförstärkning

Den statiska bergförstärkningen som inte dimensionerats för dynamisk last används i områden där risken för seismicitet är låg i gruvan och designen är i huvudsak baserad på erfarenhet. Exempel på områden med låg seismisk risk är tvärortar i malmen samt i områden belägna en bit bort från malmen. Det finns två olika typer av icke-seismisk förstärkning i) fiberarmerad sprutbetong och bultar och ii) fiberarmerad sprutbetong, bultar och kabel, se Figur 5- Figur 6. Typ två används i huvudsak vid öppningar med stora spann >9m, tex. i korsningarna mellan fältort och tvärort (se Figur 4), områden med dåligt berg samt i områden med storskaliga bergskilar.



Figur 4 Layout av ett produktionsblock

*Mining layout of a block*

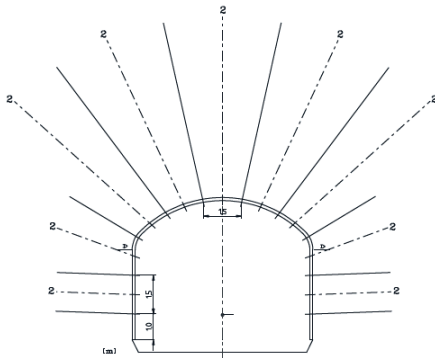


**Bult typ:** Kiruna bult L=3.05 m, c/c 1.5 m,  
bricka  $\phi \geq 120$  mm

**Sprutbetong:** Fiberarmerad,  $t=70$  mm,  $40 \text{ kg/m}^3$

Figur 5 Layout av icke-seismisk bergförstärkning, tvärsnitt.

*Layout of non-seismic rock support, cross section.*



**Bult typ:** Kiruna bult, L=3.05 m, c/c 1.5 m, bricka  $\phi \geq 120$  mm

**Kabel bult:** längd  $\geq 7$  m, c/c 1.5 m, min 260 kN, bricka min 200 x 200 x 9 mm

**Sprutbetong:** Fiberarmerad,  $t=70$  mm, 40 kg/m<sup>3</sup>

Figur 6 Layout av icke seismisk bergförstärkning för stora span  $>9$  m samt svagt berg, tvärsnitt.

*Layout of non-seismic rock support for large span areas  $>9$  m and bad rock, cross section.*

## 2.2 Bergförstärkning dimensionerad för dynamiska laster

Det är mycket svårt att dimensionera bergförstärkning för dynamiska laster från seismiska händelser. Detta beror på svårigheten att kunna bestämma lastpåverkan samt att bestämma kapaciteten för bergförstärkningen. Dimensioneringen är därför mycket förenklad och måste valideras i fält. Dimensioneringen är baserad på:

- Bergmassans förhållanden till exempel:
  - geologi,
  - identifiera brottmekanismer och
  - ta hänsyn till de förändrade statiska bergspänningarna som orsakats av gruvbrytning.
- En uppskattning av dimensionerande magnitud och dimensionerande avstånd mellan händelse och ort för att beräkna ppv (peak particle velocity), beräknat enligt Canadian Rock Burst handbook (1996).

Bergförstärkningen kontrolleras för två lastfall i) utstötning av berg och ii) svällning av berg pga. spjälkning.

För lastfall i) beräknas rörelse energin och eventuella förändringar av lägesenergin genom att använda,

$$E_{tot} = \frac{nmv^2}{2} + mgd \quad (1)$$

där  $m$  är massan av det utstöta berget, och  $v$  är utkastningshastigheten som ofta antas att vara lika med ppv,  $g$  är jordaccelerationen och  $d$  är förstkjutningen av bergmassan.

Faktorn  $n$  kan enligt Canadian Rock Burst handbook (1996) variera, men vi har använt  $n=1$ .

Den energiabsorberande förmågan i ett förstärkningssystem ( $E_{\text{förstärkn}}$ ) måste bestämmas vid lab. eller fältförsök, slutligen kontrolleras om:

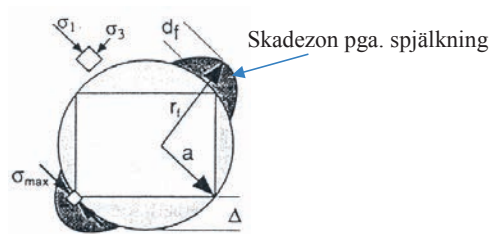
$$E_{\text{förstärkn}} > \text{Säkerhetsfaktor} \cdot E_{\text{tot}} \quad (2)$$

Lastfall ii) kontrollerar om framförallt bultarna har tillräcklig förskjutningskapacitet som orsakats av svällning på grund av uppsprickning av bergmassan. Uppsprickningen antas huvudsakligen uppstå pga. smällberg (strainburst). Händelsen kan utlösas av höga statiska bergspänningar vid tunnelranden. I tillägg kan en närliggande seismisk händelse utlösa händelsen. Den explosiva spjälkningen medför att berget sväller och bultarna tar last. Svällningen kan beräknas om skadezonen och en svällningsfaktor går att bestämma. Skadezonen är visad i Figur 7. Om smällberget (strainburst) är utlöst av en närliggande seismisk händelse skall de dynamiska spänningarna (chockvågen från händelsen) adderas på de statiska spänningarna och kan ur dimensioneringssynpunkt beräknas som:

$$\sigma_{\text{max}}^{s+d} = \sigma_{\text{Statisk}} + 4cp \cdot ppv \quad (3)$$

där  $\sigma_{\text{Statisk}}$  är den maximala statiska spänningen runt öppningen och  $c$  är våghastigheten (ofta en skjuvstång). Djupet på skadan kan uppskattas med hjälp av  $\sigma_{\text{max}}^{s+d}$  och den exaxiella tryckhållfastheten på bergmassan ( $\sigma_c$ ). Djupet på skadan multiplicerat med svällningsfaktorn ger bergets svällning. Svällningsfaktorn kan bestämmas med hjälp av "the Canadian Rock Burst handbook (1996). Lastfallet kontrolleras med att:

Bultens töjningsförmåga (förskjutning) > förskjutningen i bulten som orsakats av svällning. (4)



Figur 7 Skadezonen på grund av spjälkning (från Canadian rock burst handbook, 1996)

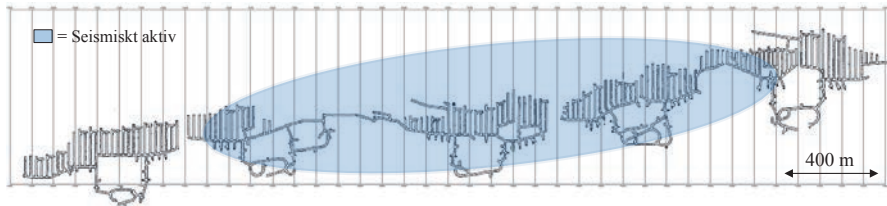
*Damaged zone caused by spalling (from Canadian rock burst handbook, 1996)*

Beräkningarna är, som nämnts tidigare, mycket förenklade. Många antaganden måste göras som

- utstötningshastigheten av berg antas vara lika med *ppv*,
- uppskattningen av tyngden av det utkastade berget samt
- interaktionen mellan bergförstärkningens komponenter sinsemellan samt förstärkningens samverkan med berget.

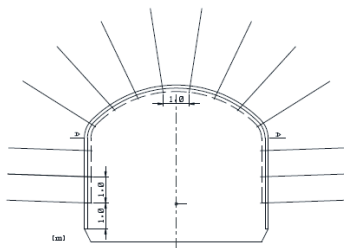
Storleken på den dimensionerande seismiska händelsen samt avståndet till den dimensionerande seismiska händelsen är även dessa svåra att bedöma. I Kiirunavaaragruvan har den dimensionerande seismiska händelsen antagits till 3 på den lokala skalan ( $\approx$ Richter) och avståndet har bedömts till 20 m. Dessa antaganden har baserats på erfarenhet.

Den bergförstärkning som är dimensionerad för dynamiska laster används huvudsakligen i fältorter och dess korsningar mellan y 17 och y 41. Det är denna del av gruvan som anses vara seismiskt aktiv, se Figur 8. Det finns två olika typer av dynamisk förstärkning, en variant med stålfiberarmerad sprutbetong, stål nät samt dynamiska bultar och en annan där man även adderat kabelbultar. Varianten med kabelbultar används i öppningar med stort spann ( $>9$  m), till exempel i korsningar mellan fältort och tväror i områden med svagt berg eller i områden med risk för större block, se Figur 9 – Figur 10.



Figur 8 Seismiskt aktiv del av gruvan i ett horisontal snitt på nivå 993.

*Seismic active part of the mine in a horizontal view of level 993*



**Bult typ:** Modifierad Kiruna bult, L=3.05 m, c/c 1.5 m, bricka  $\phi \geq 150$  mm, t=8 mm

Modifierad konbult, L=3.0 m, bricka  $\phi \geq 150$  mm t=8 mm

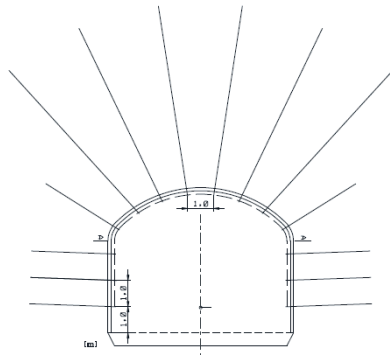
D-bult, L=3.0 m,  $\phi$  20 mm, bricka  $\phi \geq 150$  mm

**Sprutbetong:** Fiberarmerad, 100 mm, 40 kg/m<sup>3</sup>

**Nätarmering:**  $\phi$  5.5 mm, c/c 75 mm

Figur 9 Layout av seismisk bergförstärkning, tvärsnitt.

*Layout of seismic rock support, cross section.*



**Bult typ:** Modifierad Kiruna bult, L=3.05 m, c/c 1.5 m, bricka  $\geq 150$  mm t= 8 mm

Modifierad konbult, L=3.0 m, bricka  $\phi \geq 150$  mm t=8 mm

D-bult, L=3.0 m,  $\phi 20$  mm, bricka  $\phi \geq 150$  mm

**Kabel bult:** längd  $\geq 7$  m, c/c 1.0 m, min 260 kN, bricka min 200 x 200 x 9 mm

**Sprutbetong:** Fiberarmerad, 100 mm, 40 kg/m<sup>3</sup>

**Nätarmering:**  $\phi 5.5$  mm, c/c 75 mm

Figur 10 Layout av seismisk bergförstärkning för stora span  $>9$ m samt svagt berg, tvärsnitt.

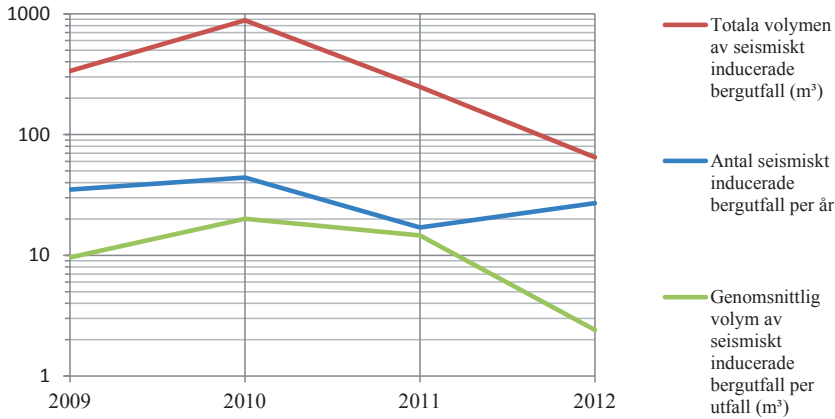
*Layout of non-seismic rock support for large span areas  $>9$ m and weak rock, cross section.*

### 3 EFFEKTEN AV DEN ÖKADE BERGFÖRSTÄRKNINGEN

Effekten av den ökade och förbättrade bergförstärkningen med ökad deformerbarhet, visas i Figur 11.

Den totala volymen av bergutfall orsakad av smällberg har minskat dramatiskt från en volym på 900 m<sup>3</sup> under 2010 till 65 m<sup>3</sup> under 2012. Det är också en minskning i antalet seismiskt inducerade utfall under samma tid, 44 fall år 2010 och 27 fall år 2012. Den genomsnittliga volymen per utfall har minskat från 10 m<sup>3</sup> till 2 m<sup>3</sup> under samma period.

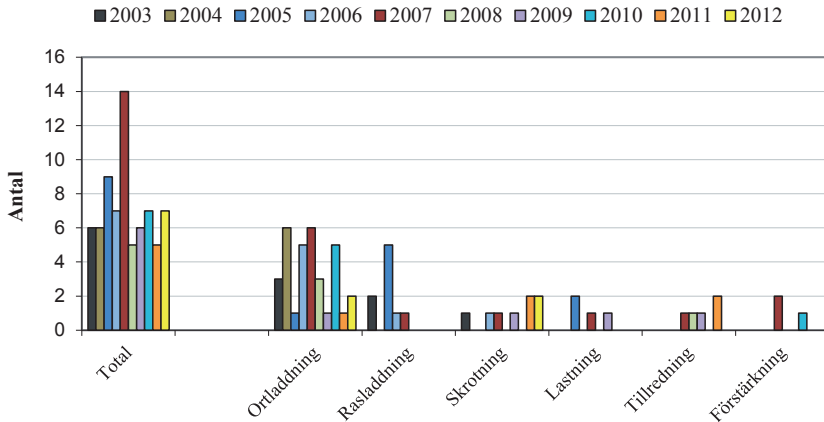
Under tidsperioden när en ökad mängd dynamisk bergförstärkning implementeras i gruvan ses en kraftig minskning i storleken av de seismiskt inducerade utfallen men även en minskning av antalet utfall.



Figur 11 Trender av de seismiskt inducerade utfallen i Kiirunavaara gruva 2009-2012.

*Trends in seismic induced rockfalls at Kiirunavaara mine 2009-2012.*

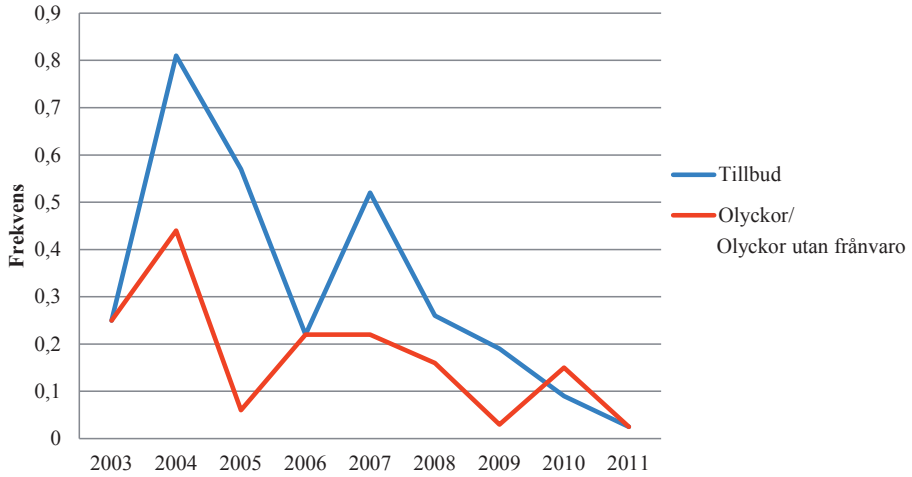
Effekten av den förbättrade bergförstärkningen kan utvärderas av mängden olycksfall med eller utan frånvaro över tiden. I Figur 12 visas den årliga antalet, 2003-2012, olyckor med och utan frånvaro för de 6 mest olycksfrekventa aktiviteterna i Kiirunavaara gruvan. Tunnelladdning är enligt statistiken den mest olycksdrabbade arbetsmomentet i gruvan, med avseende på fallande sten. Ingen hänsyn till mängden tillredning har tagits i Figur 12.



Figur 12 Olyckor med och utan frånvaro för de 6 mest olycksfrekventa aktiviteterna jämfört med den totala mängden olyckor

*Accidents for the six most accident-frequent activities compared with the total amount of accidents.*

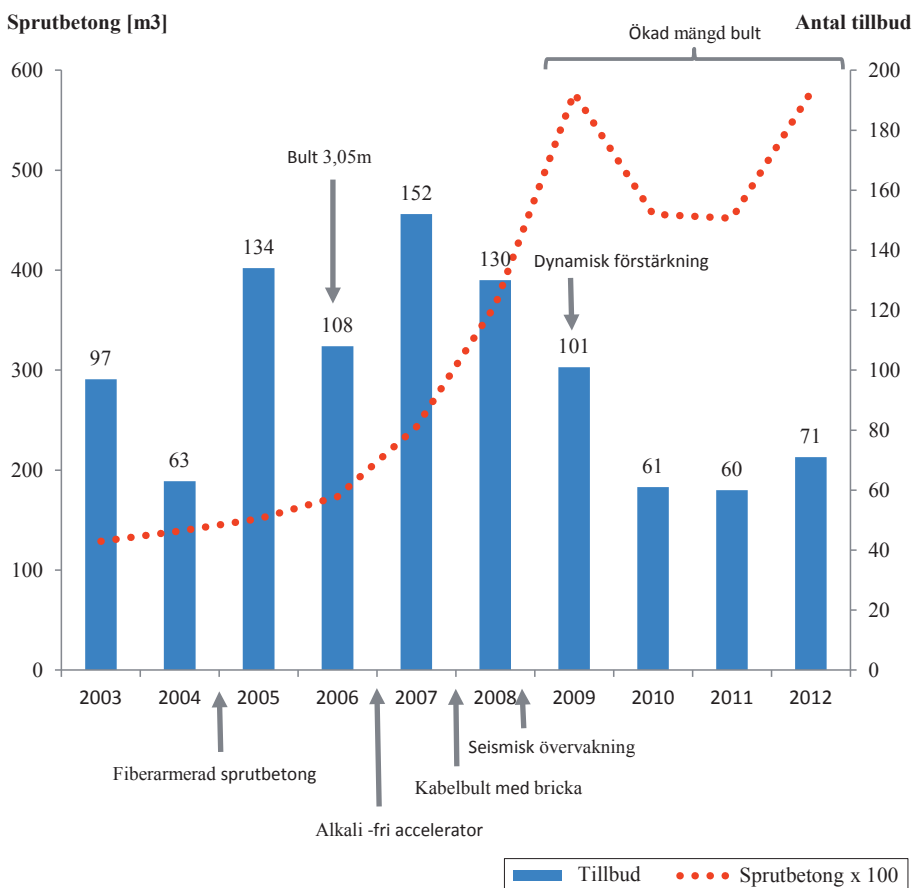
Då mängden tillredning varierar, jämförs frekvensen olyckor och noll-olyckor per 1000 ortmeter för tunnelladdning, se Figur 13. Olyckor och noll-frånvaro per 1000 ortmeter har minskat med tiden.



Figur 13 Frekvensen av tillbud och olyckor med och utan frånvaro för ortladdning per 1000 m tillredning

*Frequencies of incidents, lost time injuries and injuries without absence for drift charging per 1000 m of development work.*

Figur 14 visar förbättringar i förstärkningssystemet utförda mellan åren 2003-2012 i relation till fallande sten tillbud (eller tillbudsrapportering fallande sten). Tillbudsrapporteringen av fallande sten har minskat efter att förbättringar av förstärkningssystemet utförts och mängden av förstärkning ökat. Andra förbättringar som gjordes men inte visas i diagrammet är att förstärkningen är applicerad närmare fronten än tidigare och i vissa fall, vid spjälkning (orolig gavel) kan även gaveln betongsprutas.



Figur 14 Förbättrad bergförstärkning i relation till rapporterade tillbud under åren 2003-2011.

*Improved rock support in relation to incidents during the years 2003-2011*

#### 4 SLUTSATSER OCH DISKUSSION

Sedan 2008 har flertalet åtgärder vidtagits för att förbättra säkerheten mot utfall av sten. I denna artikel har vi tittat på två olika indikatorer på hur väl dessa åtgärder har påverkat säkerheten mot fallande sten, nämligen antal samt volym av seismiskt inducerade utfall mellan åren 2009 och 2012 samt tillbud och olyckor (med och utan frånvaro) på grund av fallande sten mellan åren 2003 och 2012.



Medan antalet seismiskt inducerade utfall endast har minskat något så har volymen av de seismiskt inducerade utfallen minskat betydligt under perioden 2009-2012. Detta gäller både den totala volymen av seismiskt inducerade utfall och medelvolymer per utfall.

När det gäller tillbud och olyckor (med och utan frånvaro) på grund av fallande sten kan en tydlig minskande trend ses, speciellt då man tar hänsyn till ökad mängd tillredning genom att undersöka dessa per 1000 m driven ort.

Resultaten tyder på att åtgärderna som vidtagits har ökat säkerheten mot fallande sten. Men det betyder inte att arbetet är slutfört. LKAB arbetar vidare för att ha en kostnadseffektiv bergsäkerhet där vi har rätt mängd förstärkning på rätt plats. Andra projekt som LKAB kommer att genomföra under 2013 är att försöka förkorta installationstiden för förstärkning.

## REFERENSER

Kaiser, P.K., D.R. McCreath and D.D. Tannant, (1996). **Canadian Rockburst Support Handbook**. Geomechanics Research Centre. Laurentian University Sudbury.

Malmgren, L. (2009) *Control of the load capacity of rock support designed for dynamic load*. Internal report, LKAB.

Jacobsson, L. (2012) *LKAB Standards for rock support*. Internal report, LKAB

# EMPIRISK OCH NUMERISK ANALYS AV BERGSLÄNT VID ULVSUNDA

## Empirical and numerical analysis of rock slope at Ulvsunda

*Mehdi Bagheri, Golder Associates*

*Lars Bergkvist, Golder Associates*

*Curt Wichmann, Nitro Consult*

*Lars Maersk Hansen, Golder Associates*

*Jan Hermanson, Golder Associates*

### Sammanfattning

En bergslänt schaktades fram vid uppförandet av Ulvsundadepån vid Tvärbana Norr. Bergslänten wiresågades vertikalt med en maximal höjd av ca 22 m. Sprickkartering och geologisk undersökning utfördes för att uppskatta de geometriska och mekaniska sprickegenskaperna och baserat på dessa data gjordes en statistisk spricknätverksmodell (DFN) av sprickornas uthållighet, riktning och intensitet. Den statistiskt baserade DFN modellen, bekräftades genom jämförelse mellan linjekarteringsdata och bilder från bergblock under utschaktning. Baserat på den statistiska modellen analyserades förstärkningsbehovet för bergslänten med hjälp av en numerisk DFN-DEM metod (Discrete Fracture Network - Distinct Element Method) och en empirisk SMR metod (Slope Mass Rating). Både den numeriska och empiriska metoden visade att det behövdes ett relativt omfattande förstärkningsprogram för att säkerställa stabiliteten. Under uttag av berget framkom en lång (70m) lerfylld spricka som inte fanns med i de ursprungliga analyserna. Modellerna kompletterades därför med denna spricka och ett utökad förstärkningsbehov beräknades. Resultaten visar att även om statistiska metoder används för beräkning av förstärkning är det viktigt att komplettera analysen med observationer av faktiska spricklängder för att bestämma ett tröskelvärde för de spricklängder som behöver åtgärdas.

### Summary

A rock slope with a height of 22 m is sawed vertically at Ulvsunda. A scanline fracture mapping has been performed to assess the geometrical and mechanical properties of fractures. Based on the mapping, statistical parameters were estimated for the rock mass fracture size, orientation and intensity as input to a Discrete Fracture Network (DFN) model. The DFN model was controlled by comparison between several realizations of simulated and measured scanline fracture data. Also, block volume observations made after excavation were in good agreement with the block volume from the DFN model. The required rock support was estimated using a DFN-DEM method. An empirical quality classification of the rock slope, SMR, was also used. Both SMR and DFN-DEM indicate the possibility of forming large unstable rock blocks. During the excavation stage, a long clay filled fracture was discovered this feature was included

in the numeric model calculations and rock support was completed considering the clay filled joint. From acquired experience it is recommended that numerical and empirical models are complemented by field observations in order to establish a relevant fracture trace length threshold value for adequate rock support calculations.

## **1. Inledning**

En bergslant schaktades fram vid uppförandet av Ulvsundadepån vid Tvärbana Norr. Bergslänten wiresågades vertikalt med en maximal höjd av ca 22 m. Slantens huvudsakliga bäring är 338° längs en ca 70-80 meter lång sträcka. Sprickkartering och geologisk undersökning utfördes för att uppskatta de geometriska och mekaniska sprickegenskaperna och baserat på dessa data gjordes en statistisk DFN modell av sprickornas storlek, riktning och intensitet. Baserat på den statistiska modellen analyserades förstärkningsbehovet för bergslänten med hjälp av en numerisk DFN-DEM metod och en empirisk SMR metod. Under uttag av berget framkom en lång (70m) lerfylld spricka med varierande stupning som inte fanns med i de ursprungliga analyserna. Modellerna kompletterades med denna spricka och resultatet av analyserna redovisas i den här artikeln.

## **2. Metoder**

Sprickkartering och geologisk undersökning utfördes för att uppskatta de geometriska och mekaniska sprickegenskaperna och baserat på dessa data gjordes en statistisk DFN modell av sprickornas storlek, riktning och intensitet. Baserat på den statistiska modellen analyserades stabiliteten för bergblock för bergslänten med hjälp av en numerisk DFN-DEM metod med förslag på förstärkning genom systematisk bultning. Förstärkningsbehovet bedömdes även med en empirisk metod. Resultaten av dessa två metoder jämfördes.

## **3. Statistisk analys av uppmätta sprickor**

En geologisk linjekartering av sprickriktning, spricklängd och antal sprickor per meter (intensitet) analyserades med avseende på orientering, bedömd storleksfördelning och tredimensionell intensitet ( $m^2/m^3$ ). Vid linjekarteringen mättes alla sprickor med en längd större än 1m. Mätningarna omfattade 145 observationer längs en drygt 110 m lång sträcka.

### **3.1 Observerade sprickriktningar**

Sprickorientering från linjekarteringen visas i Figur 1 tillsammans med riktningen för den vertikala slänten. Sprickdata korrigerades med avseende på riktningseffekten från linjekarteringen med Terzaghi metoden med en maximal korrigeringsfaktor, U, på 5 (Terzaghi, 1965). Terzaghi korrigeringen beräknades genom följande ekvation

$$N = \min([\ R/\cos \Theta], U)$$

EK. 1

där R är en enhetlig, slumpmässig avvikelse mellan 0 och 1,  $\theta$  är vinkeln mellan normalen till sprickplanet och linjekarteringen och U är den maximala korrigeringsfaktorn. Terzaghi korrigeringen ökar antalet sprickor som är parallella med linjekartering. Den specificerade korrigeringen bör vara mindre än 7 för att undvika överdriven korrigering för sprickor som är nära nog parallella med karteringslinjen.

De tre mest frekventa sprickgrupperna i bergmassan domineras av två brant stående sprickriktningar mot NO respektive VNV samt av en svagare flackt liggande sprickriktning (Tabell 1). Den NO sprickriktningen är delvis parallell med bergslätens norra utbredning.

Sprickorienteringarna har grupperats genom att anpassa de dominerande riktningarna (sprickklustren) till Fisher (1953) fördelningar enligt nedan

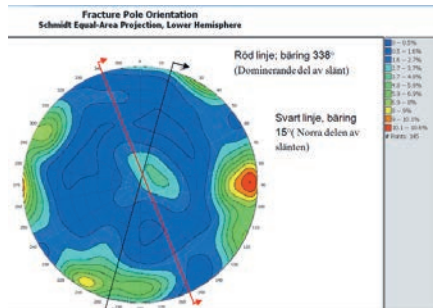
$$f(\theta) = \frac{K \sin \theta e^{K \cos \theta}}{e^K - e^{-K}} \quad \text{EK. 2}$$

där K är Fisher koefficient och  $\theta$  är medelvärde för sprickriktningen. En symmetrisk Fisher fördelning beskrivs med en koefficient för spridningen och en elliptisk med ytterligare en koefficient för utsträkningsriktningen. Tabell 1 sammanfattar resultaten av anpassningen samt visar den relativa intensitet med vilken varje sprickgrupp uppträder.

**Tabell 1 Fördelning av sprickplan**

Sprickgrupp	Strykning/ (Sprickplan)	Stupning	Fördelning	K <sub>1</sub> *	K <sub>2</sub> *	Relativ intensitet %
1	324/5		Fisher	17.5	-	23.48
2	002/81		Elliptical Fisher	10.26	1.53	40.87
3	113/77		Elliptical Fisher	10.07	1.86	35.65

\*K<sub>1</sub>, K<sub>2</sub> pekar på spridning av fördelningarna, ju lägre värde, desto större sprickriktningsvariation.



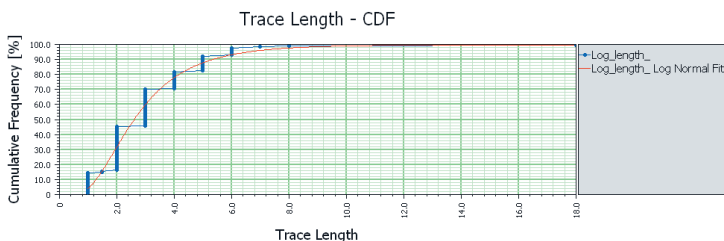
**Figur 1** Karterade sprickor från linjekartering

### 3.2 Sprickstorlek

Sprickstorlek är en av de mest okända egenskaperna för sprickors geometri. Sprickstorlek kan uttryckas i form av arean av en sprickyta. Sprickspårets längd är källan för att bedöma dess sprickstorlek. I denna analys har vi gjort det förenklade antagandet att sprickan har en cirkulär diskform och att storleken och dess fördelning beskrivs i termer av dess radie.

Sprickornas storlek påverkar blockstorleksfördelning och därmed även stabilitetsanalysen. En lösning för bedömning av sprickornas storlek genom analys av dess sprickspår har beskrivits av Warburton, 1980 och Zhang Einestein 1998 i vilken det förutsätts att sprickorna beskrivs som cirkulära diskar med en radie som är oberoende av sprickans rumsliga position och orientering. I denna analys har sprickornas storlek bestämts genom upprepade simuleringar av spricknätverk där simulerade linjekarteringar har jämförts med de uppmätta observationerna. Ett stort antal realiseringar med olika sprickstorleksfördelningar har jämförts med uppmätta data och en bästa anpassning till en vald fördelning har bedömts med hjälp av ett K-S test.

Den bästa anpassningen är att sprickorna har en Log-normal fördelning för storlek (medelvärde 1.78m och standard avvikelse 0.7m). Fördelningen av de karterade sprickspår längd visas i Figur 2.



Figur 2 Växande frekvens för sprickspårens längd

### 3.3 Sprickintensitet

Sprickintensitet är ett mått på intensiteten av sprickor i berget. Sprickintensitet kan definieras på flera sätt, bland annat som ett endimensionellt mått som sprickfrekvens längs en linje (antal/m,  $P_{10}$ ), i två dimensioner som spricklängd per areaenhet (längd/m<sup>2</sup>,  $P_{21}$ ) eller i tre dimensioner som sprickarea per volymenhet (area/m<sup>3</sup>,  $P_{32}$ ).

I en tredimensionell DFN modell behöver sprickarea per volymenhet ( $P_{32}$ ) bestämmas men detta mått går inte att observera direkt. Istället kan sprickfrekvens ( $P_{10}$ ) användas som utgångspunkt för att beräkna  $P_{32}$ . Genom att använda en analytisk metod utvecklad av Wang (2005) kan man beräkna bergmassans tredimensionella sprickintensitet ( $P_{32}$ ) genom att utvärdera förhållandet för en konverteringsfaktor  $C_{13} \times P_{10} = P_{32}$  där

$$C_{13} = \left[ \int_0^\pi |\cos \alpha| f_A(\alpha) d\alpha \right]^{-1} \quad \text{Ek. 3}$$

där  $\alpha$  är den solida vinkeln mellan linjen och sprickans normal. Om man antar att sprickfrekvensen längs linjen följer en Fisherfördelning är den teoretiska sannolikhetsfördelningen för  $\alpha$  given av:

$$f_A(\alpha) = \frac{1}{\pi} \int_{R\delta} \frac{\sin\alpha}{\sqrt{\sin^2\rho - (\cos\alpha - \cos\delta \cos\rho)^2}} \frac{\kappa e^{\kappa \cos\delta} \sin\delta}{e^\kappa - e^{-\kappa}} d\delta \quad \text{EK. 4}$$

Tabell 2 visar observerad sprickfrekvens  $P_{10}$ , och den analytiskt utvärderade sprickintensiteten,  $P_{32}$ , för de tre olika sprickgrupperna.

Tabell 2 Sprickintensitet

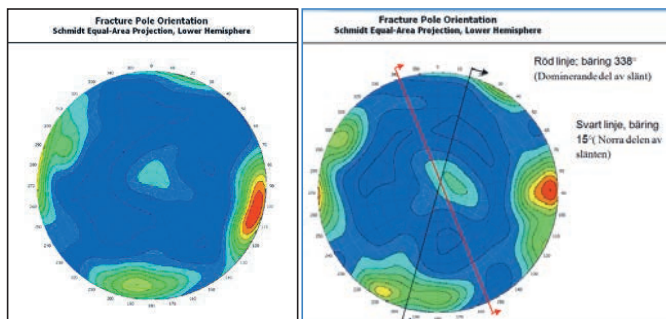
Sprickgrupper	$P_{10}$	$P_{32}$
1 (flackt liggande)	0.30	2.3
2 (NO)	0.53	1.4
3 (VNV)	0.46	1.2

#### 4. Kontroll av DFN modellen

Kontroll av korrektheten i den statistiskt bestämda DFN modellen mot använda indata genomfördes genom att jämföra ett stort antal stokastiska realiseringar mot uppmätta data från linjekarteringen. DFN modellen genererades i en 200x50x20m stor modellvolym och en simulerad linjekartering utfördes i modellen med samma orientering och utsträckning som den i verkligheten utförda linjekarteringen.

##### 4.1 Kontroll av simulerade sprickorienteringar

En stereografisk projektion av sprickplanen i modellen jämfördes med uppmätta orienteringar och visar att modellen genererar samma sprickgrupper som observerats, se Figur 3.



Figur 3 Poldiagram för simulerade sprickor i modellen (th) och observerade sprickor (tv).

##### 4.2 Kontroll av simulerad intensitet

För att beräkna sprickintensiteten i DFN modellen användes en analytisk metod av Wang (2005). En kontroll genomfördes om beräknad  $P_{32}$  i DFN modellen producerar en

sprickfrekvens ( $P_{10}$ ) som är jämförbar med uppmätt sprickfrekvens. Flera saker i den analytiska beräkningen kan påverka resultatet. Wang's analytiska formulering förutsätter till exempel att sprickgruppernas rumsliga fördelning följer en Fisherfördelning och att sprickornas storlek, form och orientering är oberoende av varandra. Med utgångspunkt från det vi känner till om bergmassan på platsen har vi inte funnit någon anledning att förkasta dessa antaganden, men man kan tänka sig att sprickornas orientering, form och storlek kan vara beroende av varandra beroende på hur deformationsprocessen av bergmassan har gått till.

På motsvarande vis som kontrollen av orienteringar gjordes så beräknades simulerad sprickfrekvens längs samma linje som karterats. Simulerad  $P_{10}$  jämfördes med observerad  $P_{10}$  och resultaten i Tabell 3 visar att skillnaden är liten.

**Tabell 3 Jämförelse mellan observerade och simulerad  $P_{10}$**

Sprickgrupp	$P_{10obs}$	$P_{10Sim}$	
		Medelvärde	Standardavvikelse
1 (flackt liggande)	0.30	0.39	0.07
2 (NO)	0.53	0.57	0.09
3 (VNV)	0.46	0.53	0.06

Obs står för observerades, Sim står för simulerade

### 4.3 Observationer av blockvolym under berguttag

Under skedet med berguttag så dokumenterades blockmängden visuellt med fotografering. En grov visuell jämförelse med simulerad blockmängd, sprickspårlängder och sprickintensitet är i linje med vad som kan ses på fotomaterialet (se nedan). För att göra en mer noggrann undersökning så krävs dock en betydligt mer avancerad fotogrammetrisk teknik som till exempel använts av Ivory (2012).



**Figur 4 bergblock i uttagskede**

## 5. Stabilitetsanalys

Till stabilitetsanalysen har följande egenskaper för berget använts:  
 Densitet  $2700 \text{ Kg/m}^3$ ,  $\nu$  (poissons tal) 0.25, E (e-modul) 75 GPa

Sprickornas antogs ha följande egenskaper:

Tabell 4 Sprickegenskaper

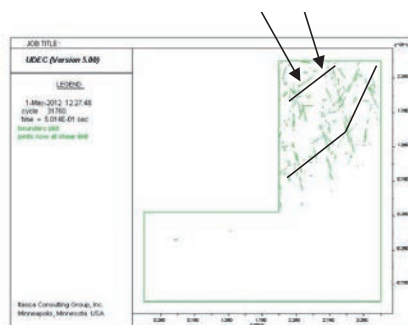
Sprick egenskap	Enhet	Värde
Friktionsvinkel	Grad	35
kohesion	MPa	0
normal styvhet	GPa/m	4
Skjuvstyvhet	GPa/m	0.4

Enligt Bono, et. al. 2010, har sprickor vid 20 m djup en normal styvhet mellan 2 och 6 GPa/m. Skjuvstyvhet i förhållande med låg normalspänning kan vara 10 gånger mindre än normalstyvheten (Bandis et. al. 1983).

### 5.1 DFN-DEM analys

Några tvärsnitt av den 3D modell av bergslänten som togs fram i FracMan analyserades i UDEC. Figur 5 visar ett exempel på tvärsnitt där sprickplan kan ge upphov till utglidning. Figuren visar att risk föreligger för att utglidning av relativt stora bergblock motsvarande flera block som är benägna att falla ut och bilda ett stort ras. Vid analys av förstärkningsbehov bestämdes därför bultlängd efter avståndet mellan bergslänt och glidande sprickplan för att säkra att de största blocken blir stabila. Bultlängden bestämdes på grundval av beräkningar till 6 m och 12 m för att täcka in de tänkbara blocken, Figur 5. Olika avstånd (cc avstånd) mellan bultarna har provats för att se vilket avstånd som är optimalt.

*Möjliga glid ytor*



Figur 5 Tvärsnitt från DFN-modellen, sprickor som ger upphov till utglidning av block markerade



## 5.2 Empirisk metod SMR

Ett av de mest användbara systemen för beräkning av bergsläntstabilitet är SMR, Slope Mass Rating (Romana, 1993). SMR justerar RMR beroende på sprickor-slänt förhållanden och schakt metod (Ek. 5). Tabell 5 visar hur faktorerna beräknas.

$$SMR = RMR_{bas} - (F_1 F_2 F_3) + F_4$$

Ek. 5

Tabell 5 Justeringsfaktorer för SMR

ADJUSTING FACTORS FOR JOINTS (F <sub>1</sub> , F <sub>2</sub> , F <sub>3</sub> )	$\alpha_j$ = DIP DIRECTION OF JOINT	$\beta_j$ = DIP OF JOINT					
	$\alpha_s$ = DIP DIRECTION OF SLOPE	$\beta_s$ = DIP OF SLOPE	VERY FAVOURABLE	FAVOURABLE	FAIR	UNFAVOURABLE	VERY UNFAVOURABLE
PLANE FAILURE $ \alpha_j - \alpha_s  =$	> 30°	30° - 20°	20° - 10°	10° - 5°	< 5°		
TOPPLING $ \alpha_j - \alpha_s - 180^\circ  =$							
F <sub>1</sub> VALUE	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00		
RELATIONSHIP	$F_1 = (1 - \sin(\alpha_j - \alpha_s))^2$						
F <sub>2</sub> VALUE	$ \beta_j  =$	< 20°	20° - 30°	30° - 35°	35° - 45°	> 45°	
	PLANE FAILURE TOPPLING	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00	
RELATIONSHIP	$F_2 = \tan^2 \beta_j$						
PLANE FAILURE $\beta_j - \beta_s =$	> 10°	10° - 0°	0°	0° - (-10°)	< (-10°)		
TOPPLING $\beta_j + \beta_s =$	< 110°	110° - 120°	> 120°	-	-		
F <sub>3</sub> VALUE	0	-6	-25	-50	-60		
RELATIONSHIP	F <sub>3</sub> (BIENIAWSKI ADJUSTMENT RATINGS FOR JOINTS ORIENTATION, 1976)						
F <sub>4</sub> ADJUSTING FACTOR FOR EXCAVATION METHOD	F <sub>4</sub> = EMPIRICAL VALUES FOR METHOD OF EXCAVATION						
F <sub>4</sub> VALUE	NATURAL SLOPE	PRESPLITTING	SMOOTH BLASTING	BLASTING or MECHANICAL	DEFICIENT BLASTING		
	+15	+10	+5	0	-5		

Faktor F<sub>1</sub> beräknas enligt strykning för sprickor och bergslänt enligt formel i Tabell 5. Det maximala värdet på F<sub>1</sub> på de dominerande sprickgrupperna blir då 0.94, se Tabell 6.

Tabell 6 Dominerande sprickgrupper samt faktor F<sub>1</sub>, β<sub>j</sub>- β<sub>s</sub> och β<sub>j</sub>+ β<sub>s</sub>

Sprickgrupp	F <sub>1</sub>	β <sub>j</sub> - β <sub>s</sub>	β <sub>j</sub> + β <sub>s</sub>
1	0.94	-85	95
2	0.83	-9	171
3	0.08	-12	168

Enligt Tabell 5, så väljs F<sub>2</sub> till 1 på grund av de nästan vertikala sprickorna. Tabell 6 visar värde på β<sub>j</sub>- β<sub>s</sub> och β<sub>j</sub>+ β<sub>s</sub>. F<sub>3</sub> väljs med hänsyn till de värdena och Tabell 6, "Very unfavourable" väljs och det betyder att F<sub>3</sub> är lika med -60. Berget skall sågas, vilket innebär att F<sub>4</sub> = 0. Totalt värde på SMR beräknas till 23 och kategorin för bergslänten blir därmed "Bad" enligt Romana, (1993) vilket innebär att slänten förväntas vara instabil med bergkilar som kan ge utfall. SMR-värdet visar därmed på ett motsvarande scenario som de numeriska beräkningarna.

## 6 Bultsystemet

Släntkrönet är bultat innan wiresågningen med 6 metersbultar i 10° och 40° (frånlod) med cc avstånd 1m. Uttagsordningen av berget är okänd men på grundval av krönbultarnas längd så har en modell där en ny rad av "krönbultar" monteras nedanför befintliga från wiresågad vägg analyserats tillsammans med horisontell systembultning. Ett första förslag togs fram på

empiriska grunder varefter detta analyserades. Därefter utfördes ytterligare analyser för att utröna om en annan modell ger bättre resultat. Ø25 mm bultar används i alla bult grupper.

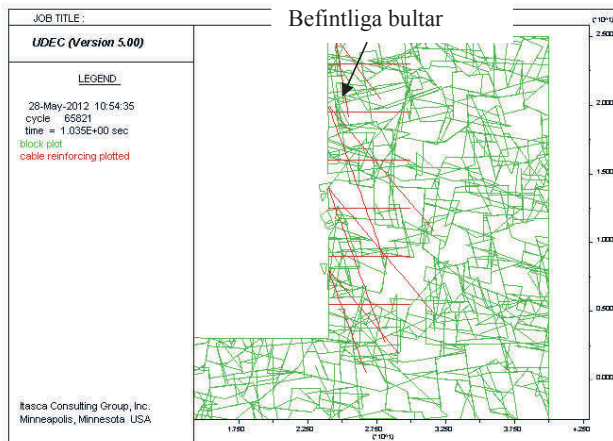
I det empiriskt förslaget tar vi viss hänsyn till att större sprickplan med ogynnsam riktning kan förekomma med utglidningsyta långt ner på slänten. Därför föreslås i detta förslag följande systembultning (Se Figur 6):

2 rader med 12 m långa bultar 20° och 40°. cc avstånd för raden blir alltså 3m eller 6 m mellan de olika gradningarna. Den tredje raden har samma cc avstånd och gradning men består av endast 8 m långa bultar.

I tillägg till dessa lutande bultar så monteras horisontella bultar på 6 rader med cc avstånd 3m.

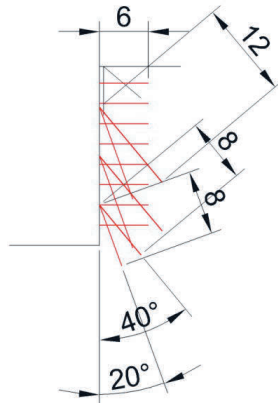
I tillägg till systembultningen så skall sedan selektiva bultar om 4 m monteras efter besiktning av bergsakkunnig.

Resultatet av analysen visar att en del blockutfall ändå kan ske. Dessa utfall bör selektivbultas.



Figur 6 System bultning horisontelled bultar cc avstånd 3m x 3 m

Då blockutfallen är relativt begränsade men ändå tydliga i analysen så provades därför att sänka cc avstånd på den horisontella systembultningen till 2.5 m i vertikal led vilket innebär 8 rader i st. f. 6 rader. I övrigt behålles systembultning enligt det första exemplet. Analysen visar att blockutfallen med minskat cc-avstånd minskar avsevärt. En tydligare beskrivning av systembultningen enligt förslag 2 visas i Figur 7.



Figur 7 Bult systemet (Röd) med deras riktning och längd.

## 7 Lerfyllda sprickor

Längs en stor del av bergslänten löper ett lerfyllt sprickslag, Figur 8, och har en mycket varierande karaktär. Det är i princip fyllt med lera hela vägen. Lerfyllningen är i genomsnitt ca 5 cm tjockt med ett minimum på 2 cm och ett maximum på ca 10 cm. Vid enstaka platser ses även spår av mer sandigt material i sprickan.



Figur 8 Lerfyllt sprickslag längs en stor del av bergslänten

### 7.1 Deterministisk DEM modell

Ett antal beräkningar har utförts som baseras på det lerfyllda sprickslagets olika varierande stupningar. Dessa beräkningar visar vilken förstärkning som behövs i de fall vi förutsätter att slaget fortsätter med samma stupning in i berget vid slänten. Det har tagit 10 graders

friktionsvinkel och kohesion på 0 enligt Hoek 1990, Pereira et. al, 1990. Skjuvstyvhets antogs lika med 0.15 GPa/m och normalstyvhets av 1.5 GPa/m enligt (Bandis et. al., 1983,1988). Systembultningen kompletterades med ett antal selektiva bultar efter att de numeriska modellerna analyserats.

## 8 Diskussion

Den naturliga förekomsten av sprickor i bergmassan med varierande längd, riktning och intensitet är orsaken att det finns block med olika storlekar. Därför måste analysmetoderna ta hänsyn till denna variation vid beräkning av instabila block storlekar. DFN är en stokastisk baserad metod som kan ta hänsyn till variation i spricksystemet och korresponderande bergblock. Kombinationen av DFN och DEM kan användas för att analysera variation i block storlek, bergblockens inbördes förhållanden och sprickors beteende. Nackdelen är att konstruktion av elementnät i UDEC är tidskrävande och att stokastiska DFN modeller kräver tidsödande arbete för att generera statistiskt erforderliga realisationer. Modellerna tar dock inte självklart hand om enstaka observationer som har stor betydelse för stabiliteten, som till exempel den lerfyllda sprickan längs bergslänten. För att säkerställa bedömningar om släntstabilitet bör observationsmetoden alltid komplettera numeriska och empiriska modeller. Modellernas beskaffenhet är dessutom starkt beroende av tröskelvärdet för spricklängd vilket ytterligare understryker vikten av observationer för att göra adekvata stabilitetsanalyser. En spricklängd tröskelvärdet på 6 m vilken täcker 90 procent av sprickor ser rimligt ut enligt Figur 1.

Både den empiriska och numeriska metoden lägger stor vikt vid sprickor som är parallella med bergslänten och resultaten visar att det finns risk för att det bildas stora bergblock. Nackdelen med den empiriska metoden är att den inte i sig ger antal bultar för en systematisk förstärkning. Den är mer en kvalitetsbeskrivning av bergslänt.

## 9 Slutsatser

En analys av instabilitet av bergblock i en bergslänt är starkt beroende av sprickornas geometri. Statistikbaserade DFN modeller kan bättre avspegla de geometriska osäkerheterna än en empirisk metod. Men även om man använder statistiska DFN metoder finns det fortfarande risk för att det finns sprickor som behöver särbehandlas. Därför rekommenderas att använda aktiv design och direkta observationer under uttaget av berget. Både den använda empiriska metoden och den numeriska DFN modellen lägger stor vikt på sprickgrupper parallella med bergskärningen. Det empiriska verktyget kan användas tidigt i projekt skedet för en grov uppskattning men kan inte kvantifiera en detaljerad plan för krävande bergbultar.

Erfarenheten visar att empiriska och numeriska modeller inte är särskilt lämpade att hantera specifika sårfall och att det ofta är någon enskild spricka som måste tas under särbehandling. Men att när så sker kan modellerna räknas om för att ta hänsyn till denna specifika struktur, tex. i det observerade lerslaget i detta fall.

Erfarenhet från detta projekt visar att även använder man både empiriska och numeriska statistiska modeller behövs fortfarande dimensioneringen kompletteras med en observations metod baserad på sprickors längd och riktning. Om spricklängd observeras mer än tröskelvärdet, behövs larmas och åtgärdsplanen revideras.

## Referenser

- Bandis S.C., Lumsden A.C., Barton N.R., 1983, Fundamental of rock joint deformation, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 20(6), pp 249-268
- Barton N., 1988, Rock mass classification and tunnel reinforcement selection using the Q-system. Proc. Symp. Rock class. Eng. Purp. ASTM special technical publication 984. Philadelphia, pp 59-88
- Bono N., Fredriksson A., Hansen LM., 2010, Sättningsanalys Forsmarks Kärnkraftverk-aggregat 1. SKB P-10-48
- Fisher R., 1953, Dispersion on a sphere. Proceeding of the Royal society of London, A217, 295-305
- Golder Associates, 2012, FracMan Manual
- Hoek E., 1990, Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from Hoek-Brown failure criterion, Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. & Geo. Abs- , 12(3), pp 227-229
- Itasca Consulting Group, 2005, UDEC Manual, Minneapolis, Minnesota
- Ivory J., 2012, An evaluation of photogrammetry as a geotechnical risk management tool for open-pit mine studies and for the development of discrete fracture network models. Msc Thesis, UCL Australia.
- LaPointe P. R., Cladouhos T T, Outters N, Follin S, 2000. Evaluation of the conservativeness of the methodology for estimating earthquake-induced movements of fractures intersecting canisters. SKB TR-00-08, Svensk Kärnbränslehantering AB
- Munier R., 1995. Studies of geological structures at Äspö. Comprehensive summary of results. SKB HRL Progress Report 25-95-21, Svensk Kärnbränslehantering AB.
- Pereira J., 1990, Shear strength of filled discontinuities, Rock Joints, Barton & Stephansson (Ed.) Balkema, Rotterdam. pp 283-287
- Romana, M. A., 1993, Geomechanical classification for slopes: Slope Mass Rating, In. J. A. Hudson Ed., Comprehensive Rock Engineering. Pergamon press, Oxford, pp 575-600
- Terzaghi K., 1965, Sources of error in joint survey Geotechnique 15, pp 287-304

Wang X., 2005, Stereological interpretation of rock fracture traces on borehole walls and other cylindrical surfaces. PhD thesis, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University

Zhang L., Einstein, H.H., 1998, Estimating the mean trace length of rock discontinuities. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 31(4) pp 217-235



# IN-LINE RHEOMETRY OF CEMENT BASED GROUT – APPLICATION OF AN ULTRASOUND BASED NON- INVASIVE METHOD

*Mashuqur Rahman, KTH – Royal Institute of Technology*

*Ulf Håkansson, Skanska/KTH – Royal Institute of Technology*

## SAMMANFATTNING

Att kunna mäta de reologiska egenskaperna av cementbaserade injekteringsmedel, och deras förändring med tiden, direkt på injekteringsriggen är av stort intresse. Idag finns utrustning för kontinuerlig mätning av tryck och flöde i realtid men mätning av de reologiska egenskaperna sker fortfarande vid sidan om riggen med relativt enkla metoder.

‘Ultrasound Velocity Profiling’ i kombination med ‘Pressure Difference’ (UVP+PD) är en ny och lovande ultraljudsbaserad metod för bestämning av de reologiska egenskaperna, t ex viskositet och flytgräns, i realtid och direkt i pågående process. Efter en tidigare utförd genomförbarhets studie har försök nu utförts på cementbaserade injekteringsmedel för att bestämma deras förändring med tiden. För dessa försök har nya givare, som ej är i kontakt med cement suspensionen, använts och föreliggande artikel behandlar resultaten från dessa. Försöken har utförts i laboratoriemiljö där cement suspensionen har strömmat i en flödesslinga driven av en skrupvpump. Flödet har registrerats med hjälp av flödesmätare samt med LOGAC, från Atlas Copco, som referens. Som injekteringscement har använts Cementa IC 30. Fortsättningsvis kommer projektet att fokusera på att ta fram och implementera en fältutrustning baserad på ultraljudsmetodiken.

**Sökord:** Cement injekteringsmedel, Injekteringsriggen reometri, UVP+PD metod, cement reology.

## SUMMARY

Measuring the rheological properties and observing the time dependencies of cement based grouts directly in-line are of major interest from the industrial point of view. The present real time data recording system during grouting operations in the field are capable of measuring the pressure and the grout volume in real time. However, any in-line continuous rheological properties monitoring system is still unavailable during the grouting operation. The ‘Ultrasound Velocity Profiling’ combined with ‘Pressure



Difference' (UVP+PD) method is a promising new technique for determining the rheological properties, e.g. viscosity and yield stress of used grout in real time. Followed by a feasibility study, further experiments were performed to observe the time dependent behavior of cement based grout in a flowing condition. In addition, a pair of non-invasive custom made ultrasound transducers was used. This paper presents an overview of the experimental results obtained while applying the UVP+PD method in cement based grouts. A laboratory based set-up consisting a progressive cavity type of pump and a flow loop were used for the experiments. In addition, a data recording system (LOGAC) from AtlasCopco was used as a reference. A widely used grouting cement, micro fine injektering 30 (IC30) was used in this study. The future work of this project will focus on implementing this ultrasound based methodology in the grouting rigs for filed applications.

**Keywords:** Cement grouts, In-line rheometry, Cement suspensions, UVP+PD method, Grouting, cement rheology.

## INTRODUCTION

Grouting with cement based suspensions is commonly used in civil engineering, e.g. in tunneling and dam construction. The aim of grouting is to change the physical properties of the ground, i.e. making it less permeable, stronger or stiffer. A prerequisite for the prediction of the grouting effect is to have an understanding of the rheological properties of the grout (Hässler, 1991). As the cement based suspensions changes its properties with time due to the hydration of the cement, it is not only necessary to know the instantaneous rheological properties, but also how they change with time. This time dependency is needed for design purposes and also as a quality control to know when the grout is too thick to pump or inject.

Grouting design used in practice today is mostly based on empirical knowledge and the determination of grout volumetric flow and pressure, in combination with the yield strength (Lombardi, 1996, 1985). A new grouting design has been proposed, based on determination of the penetration length for cementitious grouts in rock fractures and the characteristic grouting time (Gustafson and Stille, 2005). The stipulated characteristic grouting time, has been shown proportional to the viscosity and inversely proportional to the yield stress to the power of two (see Equation 1). An important finding in this work is that the pressure and grout properties alone determine the time-scale as the characteristic time is independent of the rock fracture aperture. This means that the designer and operator can determine the time-scale at their own choice.

$$t_o = 6\mu_g\Delta p/\tau_o^2 \quad (1)$$

This methodology, called ‘Real time Grouting Control - RTGC’ relies upon the knowledge of the yield stress and the viscosity throughout the grouting operation (Kobayashi et al., 2008). Although the rheological properties play a fundamental role in grouting, no method is currently available to measure these properties continuously in-line during grouting in the field. Despite extensive research that has been conducted with respect to grouting for the last few decades, implementation in field practice is still limited (Håkansson and Rahman, 2009). The rheological properties of cement grouts are commonly measured by rotational viscometers in the laboratory or by simple field instrument.

In order to address the current deficiencies with respect to our knowledge in this field, a new complete methodology and system for in-line flow visualization and rheological characterization based on ultrasound has been successfully tested in a pre-study (Wiklund et al., 2012). The methodology and system is based on the combination of an Ultrasound Velocity Profiling technique combined with Pressure Difference (UVP+PD) measurements and is a promising new tool for the in-line measurement of the rheological properties of cement based grout (Håkansson et al., 2012; Wiklund et al., 2012). A pre-feasibility test was performed to check the applicability of this ultrasound based methodology for cement based grout (Håkansson and Rahman, 2009). In addition, the UVP+PD method was found as an effective tool to determine the grout pump characteristics (Rahman et al., 2012.). Since it was possible to use the UVP+PD method to determine the rheological properties of cement based grout under field conditions, the next step was to investigate the feasibility of using this method with respect to the time dependent behavior of cement grout and for different concentration, i.e. water to cement ratios. However, further development is required concerning the ultrasound transducers. A further study was performed using a laboratory based flow loop to determine change of the rheological properties of the grouts in a stable flowing condition with time and concentration. This paper presents an overview of the works that has been performed using the UVP+PD method on cement based grout in combination with a future outlook.

## **MATERIALS AND METHOD**

### **Materials**

Due to ease of preparation and use, wide availability and relative low cost, cement-based materials are the most commonly used grouts for permeation grouting. In this work, Cementa IC30 has been used, with water/cement ratio 0.6, 0.7 and 0.8 (by weight). Cementa IC30 is a sulphate resistant, chromate reduced and low alkali grouting cement and the largest particle size is 30 microns. A mixing time of 4 minutes was used for all batches. Cementa SetControl II was used as an additive which is a high

performance binding time regulator that is suitable for grouts based on the Cementa grouting cements.

### **Ultrasound Velocity Profiling (UVP)**

Ultrasound Velocity Profiling (UVP) is a technique that was originally developed to measure the blood flow in medical field. This method was subsequently extended by Takeda (1986) for application in other fields of engineering. The principles of ultrasound Doppler velocity profiling are in detail discussed in the literature; see for example (Takeda, 1995, 1991, 1986). The working principle is based on the emission of pulsed ultrasound bursts and echo reception along the beam axis. The ultrasound transducer is placed at an angle with respect to the pipe wall and emits short bursts of ultrasound waves before switching to receiving mode. When the ultrasound waves hit a scattering particle, parts of the ultrasound energy scatters on the surface of the particle and echoes back towards the transducer. The echo reaches the transducer after a time delay. If the scattering particle is moving with non-zero velocity component into the acoustic axis of the transducer, Doppler shift of echoed frequency takes place and received signal frequency becomes ‘Doppler-shifted’ by the frequency. The local velocity of the suspended particles inside the beam axis is analyzed from the echo signals originating from several time delays or distances from the transducer.

### **Ultrasound Velocity Profiling + Pressure Difference (UVP+PD) method**

A method for in-line rheometry combining the UVP technique with Pressure Difference (PD) measurements, commonly known as UVP+PD, can be used for the continuous determination of various rheological parameters. The concept of combining UVP with PD was proposed in the 90-ies when the UVP-DUO-MX monitor from Met-Flow, Lausanne, Switzerland became commercially available. The basic principles of the UVP+PD method originates from the capillary viscometry concept and a force balance over a cylindrical fluid element in fully developed, steady state, laminar flow in a pipe. The limitation of the capillary viscometer instrument is that they only provide single point data corresponding to specific shear rate, hence limiting their use for non-Newtonian fluids. The UVP+PD method, developed at SIK -The Swedish Institute for Food and Biotechnology, allows real-time measurements of radial velocity profiles and hence complete flow curves. From the derived data, rheological properties such as viscosity and yield stress, can be determined directly in-line. The potential of this method for measuring the rheological properties of cement grouts was proposed by Håkansson and Rahman (2009) and the feasibility of this method was successfully investigated by Wiklund et al. (2012). It was subsequently found that the UVP technique itself can be a very good method for evaluating the grout pump characteristics with respect to pulsation (Rahman et al., 2012). The UVP+PD technique has also been

successfully used on various other industrial suspensions, such as food, paper pulp and mine tailings (e.g. Birkhofer, 2007; Kotzé, 2008; Wiklund and Stading, 2008; Wiklund et al., 2007, 2006).

### Equipment and Flow Loop

#### Field based flow loop

The standard grouting equipment UNIGROUT E22H from Atlas Copco was used to keep the conditions the same as in the field. The flow was circulated through a loop consisting of the UNIGROUT E22H, UVP+PD test section and LOGAC meter. The LOGAC was used as a reference for the flow rate determined by the UVP method. More details of the experimental set up are discussed in the following sections. A schematic illustration of the experimental set-up used for the field like conditions is shown in Figure 1.

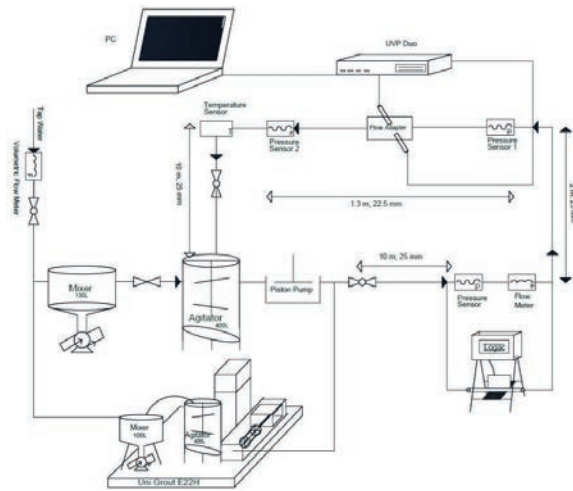


Figure 1 Schematic illustration of the flow loop used in field like conditions

#### UNIGROUT E22H

The UNIGROUT E22H is a complete grouting rig manufactured by Atlas Copco. It was used to produce a grout with the same properties as would be the case in the field. The UNIGROUT E22H consists of a mixer, agitator, pump, control unit and the necessary hoses. Cemix 203H is used as a high speed colloidal mixer consisting of a

container and impeller having a mixing volume of 200 liter and mixing capacity of up to 3 m<sup>3</sup>/h. After mixing, the grout is pumped in to the agitator, Cemag 402H, containing cylindrical container with angular base, slow running and inclined mixer shaft fitted with two pair of blades. The volume of the agitator is 400 liter and the rotation speed of the agitator shaft is 60-70 rpm. Pumpac, the hydraulic piston pump having a grout flow capacity of 0-120 l/min is included with the UNIGROUT E22H. For this study, the low pressure zone of 0.2-1 MPa was used.

## LOGAC

The LOGAC 4000 from Atlas Copco is a computer based recording system for storing and sampling data during a grouting operation. The parameters that can be logged and stored on a PC card are flow, pressure, volume, time and real time. The data can be recorded on the card at every 1st, 5th or 10th second. The meter unit consists of an electromagnetic flow meter and a pressure meter. The flow meter operates in a range of 0-200 l/min with a maximum allowed pressure of 4 MPa.

## Laboratory based flow loop

A laboratory based flow loop was designed consisting of a helical rotor progressive cavity type of pump to measure the flow and the rheological properties of the cement suspensions in a stable flowing condition. The flow was circulated through a flow loop consisting of a storage tank, a progressive cavity single screw pump, UVP+PD test section, LOGAC flow meter and temperature sensors. The objective of excluding the UNIGROUT E22H was to obtain a steady flow using a progressive cavity pump in a controlled environment. .

## Progressive cavity pump

A progressive cavity pump type MAE 50-2/BB.BBNT32 Pompe-Raccorderia was used in the laboratory based flow loop. Progressive cavity pumps are also known as single screw pumps. The major functional components of a progressive cavity pump are the rotor and the stator. The pump was designed for viscous fluid suspension materials and it was possible to obtain a very stable flow condition. The pump can be operated at a flow rate up to 10 l/min with a pressure limit of maximum 1.2 MPa.

## UVP+PD test section and instrumentation

The UVP+PD test section comprised of a custom made flow adapter cell housing two customized ultrasound transducers of 4 MHz frequency. The ultrasound transducers were mounted in a horizontal plane opposite to each other with an angle of inclination of 20 deg and 200 deg respectively to reduce the sedimentation effect and to allow simultaneous measurements of velocity profiles and acoustic properties. The test section

further consists of two pressure sensors to measure the differential pressure over a distance of 1.3m. For the laboratory based set up, the distance between the pressure sensors was 1.65 m.

The performance of the customized 4 MHz delay line transducers were found superior in comparison with the standard off the shelf commercial ultrasound transducers while measuring the velocity profiles at the near wall region (Kotzé et al., 2012). The delay line transducers are optimized for beam forming that contains the near-field distance. This delay line material is fixed ahead of the transducer and is in flush with the pipe wall, thus making it possible to have the focal point of the ultrasonic beam at the wall interface. However, the problem associated with the customized delay line transducer is that the emitted acoustic energy is often lower than expected, which results a lack of penetration depth due to the attenuation in the cement grout. As a consequence, a new design for the ultrasound transducer, capable of emitting higher acoustic energy in combination with delay line feature was required. In this work and for the first time, a pair of custom made non-invasive, robust, delay line 2 MHz transducers were used. The 2 MHz ultrasound transducers are capable of emitting sufficient acoustic energy to perform non-invasive measurement of the velocity profiles through the stainless steel pipe. To minimize the effect of sedimentation, the two transducers were clamped in a horizontal plane opposite to each other with an angle of inclination (between the flow direction and the transducer axis) of 20 and 110, respectively. The unit further consists of two pressure sensors to measure the differential pressure over a distance of 1.98m. A schematic illustration of the working principle of the clamp on ultrasound transducers is shown in Figure 2.

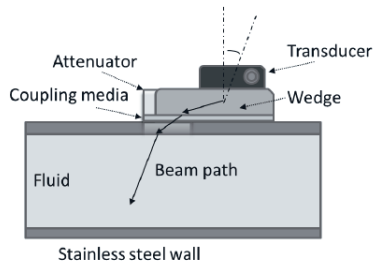


Figure 2 Schematic illustration of the working principle of the 2 MHz transducers

The in-line velocity profile measurements were made using a pulser/receiver instrument, UVP-DUO-MX Monitor (Met-Flow SA, Lausanne, Switzerland). The instrument firmware and driver software were modified to allow access to the Demodulated Echo Amplitude Data (DMEA or I-/Q- Data) via an Active X library. The UVP-Duo instrument and the other hardware devices were connected to a master PC via Ethernet and a DAQ card (National Instruments Sweden AB, Solna, Sweden). A high

speed digitalizer was used for the data acquisition of the simultaneous measurements of velocity profiles and acoustic properties. Versatile MATLAB-based (The MathWorks Inc., Natick, MA, USA) software with a graphical user interface (RheoFlow™), developed by SIK was used to control the hardware devices for data acquisition, signal processing, and visualization of the data. The volumetric flow rate was obtained from integration of the obtained velocity profiles.

## RESULTS AND DISCUSSIONS

### Velocity profiles from the field like conditions

Velocity profiles were measured by UVP for cement grout of w/c ratio 0.8 and 0.6, for the field like conditions. The velocity profiles were measured for 3 minutes over a time period of 0.5-3 hours after mixing. All tests were performed in an ambient temperature 16-20<sup>0</sup> C. The flow rate range was 15-30 l/min. The velocity profiles are presented as a function of the radial distance. The radial position zero indicates the center of the pipe where the velocity was maximum and the velocity was zero at the pipe wall, which in this case was 11.25 mm from the pipe center.

All the velocity profile measurements are shown up to the center of the pipe. A mirror image is combined with the half of the velocity profiles. Since the velocity profiles should be identical on both sides of the center of the pipe, it has been done in order to make an easier illustration of the full velocity profile inside the pipe. Measurements until the half of the pipe are sufficient for determining the rheological properties and flow rate.

Figure 3 shows the velocity profiles of cement grout for w/c ratio 0.8 and 512 profiles that were captured over 3 minutes, 90 minutes after mixing of the cement grout. From Figure 3, it is seen that the maximum velocity fluctuated from 0.1 m/s to 0.8 m/s. This was due to the cyclic pressure originating from the movement of the piston of the pump.

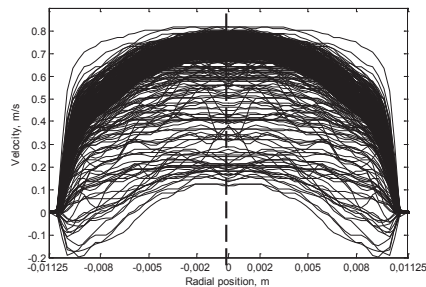


Figure 3 Measured velocity profiles for w/c ratio 0.8 for the field like conditions

In all measurements the velocities were generally unstable due to the dual-piston pump used in the UNIGROUT E22H equipment ‘Pumpac’. Negative velocities, which imply a backward flow were also measured. The backward flow originated from a suction pressure due to the pulsation of the piston pump. From the velocity profiles a plug flow situation can be directly identified and the radius of the plug at the middle of the pipe can be determined. Practically this means that the UVP+PD method can be used to determine the yield stress of the grouts, directly in-line.

### Velocity profiles from the laboratory conditions

For the laboratory based set up, the pump was operated at a flow rate range of 5-7 l/minute. Velocity profiles were captured for both w/c ratio 0.7 and 0.8. The velocity profile measurements are shown up to the center of the pipe. A mirror image is combined with the half of the velocity profiles. Figure 4 shows the obtained velocity profile for w/c ratio 0.7 and 50 profiles were captured over a sampling period of 30 seconds, 46 minutes after the mixing.

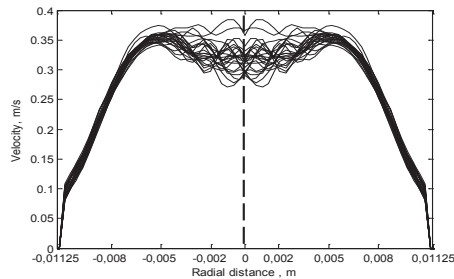


Figure 4 Measured velocity profiles for w/c ratio 0.7 using the customized 4 MHz transducers

From Figure 4, based on the customized delay line 4 MHz ultrasound transducers, it is clear that the measured profiles were distorted near the center of the pipe, which was due to the lack of energy in the emitted ultrasound signal. The laboratory tests thus suggest that for concentrated grouts it is important to optimize the next generation of transducers with respect to maximum energy due to the strong attenuation of the ultrasonic signal.

For the laboratory based set-up, while using a progressive cavity pump, the flow was very stable and there is no noticeable fluctuation of the flow, compared to the piston pump. It was possible to capture the velocity profiles continuously while circulating the grout inside the flow loop.



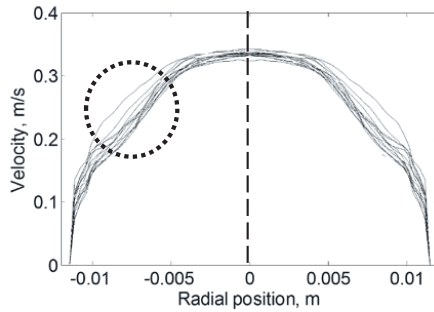


Figure 5 Measured velocity profiles for w/c ratio 0.7 using the customized 2 MHz transducers

In Figure 5, based on the customized delay line 2 MHz ultrasound transducers, smooth profiles were obtained due to its capability of emitting a higher acoustic energy. This clearly shows improvements in the development of the transducer design and this is the first time such a device has been used for the measurement of the in-line rheological properties of cement grouts. An interesting feature observed is the ‘clink’ shape circled in Figure 5. This might occur due to the change of the viscosity of the cement grout as a consequence of change in the shearing procedure, since the shearing is different at the different position of the pipe section. However, this needs to be further investigated. The average velocity profiles for w/c ratio 0.6, 0.7 and 0.8 are shown in Figure 6. While measuring the velocity profiles, it was the flow rate, that was controlled and the pump pressure was synchronized subsequently. As a result, due to different applied flow rates, a higher velocity was observed for a thinner suspension, i.e. w/c ratio 0.7. It can be seen that the velocity profiles were successfully measured until the center of the pipe. The velocity profile for w/c 0.8 is slightly distorted at the near wall region, which can be explained due to the fact of the presence of air bubbles, indicating the requirement of an improved mixing and agitation of the cement grout. Moreover, the fluid near the wall is influenced and subjected to the strongest shear, which might result a distorted shape of the profile at the near wall region. Since the velocity profiles were accurately measured until the center of the pipe, it was possible to visualize the shape of the velocity profile and the development of the plug radius with time for a certain concentration of cement grouts. This was one of the principle objectives for using the ‘UVP+PD’ method. From Figure 6, the development of a plug flow can be visualized. As a result, the yield stress of the cement grout can be determined while visualizing the velocity profiles.

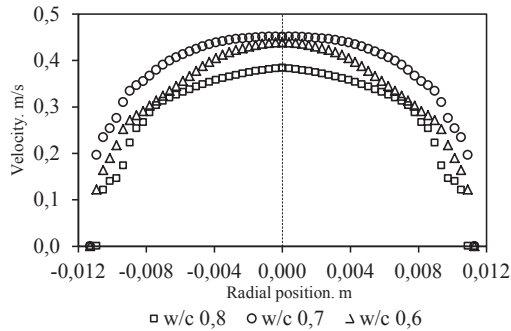


Figure 6 Average velocity profiles measured by non-invasive 2 MHz transducers for w/c ratio 0.6, 0.8 and 1.0

### Comparison of the flow rate measured by the LOGAC and UVP

The UVP determines the volumetric flow rate by integration of the velocity profile. The LOGAC flow meter is capable of continuously measuring the volumetric flow rate. However, the measured flow rate is the average over a certain period of time; hence the true fluctuation of the flow rate remains unknown.

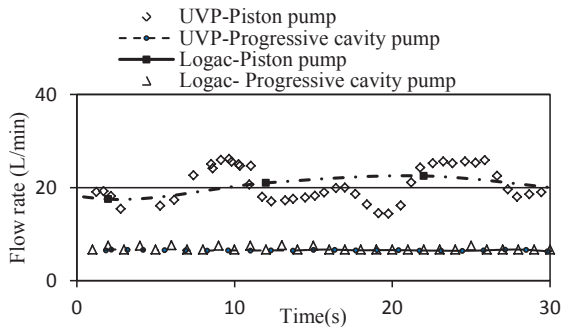


Figure 7 Comparison of the volumetric flow rate determined by the UVP and measured by the LOGAC

Figure 7 shows the comparison of the volumetric flow rate determined by the UVP and measured by the LOGAC. As can be seen, both of the methods yield results over the same order of magnitude. While using the UNIGROUT E22H, flow rate measurement was stored in the LOGAC at every 10th seconds and for the progressive cavity pump, it was stored every second. From Figure 7, it is evident that during a field grouting operation the true fluctuation of the flow rate remains unknown. Moreover, negative velocity due to the cyclic pressure of the piston pump cannot be measured using the

commercial flow meters and, in addition, they are not capable of measuring a flow rate when it is less than 1 l/min, which is common at the later stage of grouting. Since the current stop criteria for grouting operation depends on the flow of grouts into the rock fractures, a more accurate measurement of the flow rate will lead to improved decisions. In addition, UVP can be used as an efficient tool for grout pump characterization and optimization of the pulsation effect.

### Rheological analysis

The rheological properties obtained off line, using a conventional rheometer and in-line, using the UVP+PD method, is shown in Table 1. The measured data were fitted to the Herschel-Bulkley model since this model incorporates the yield stress and the shear thinning behavior. As can be seen, the flow index,  $n$  decreases and consistency index,  $K$  increases with decreasing  $w/c$  ratio, as expected. From Table 1, a higher yield stress for higher  $w/c$  ratio is observed, which however can be explained by the fact that the data was sampled after a longer period of time from mixing, which will have an influence on the rheological properties, due to the hydration of the cement.

Figure 8 and 9 shows the corresponding shear stress vs. shear rate plot and the viscosity vs. shear rate plot, respectively. A higher shear stress is observed for the decreased  $w/c$  ratio, as expected. A time dependent behavior was observed for  $w/c$  0.8 with an increased yield stress with time.

Table 1 Rheological parameters obtained by H-B model

W/C	Set up	Time min	H-B Parameter		H-B Yield stress, Pa	$R^2$
			$n$	$k$		
0.6	Off line	71	0.33	2.2	2.5	0.98
0.6	Field	68	0.25	2.01	2.4	0.96
0.7	Laboratory	52	0.62	0.45	3.6	0.98
0.8	Off line	30	0.52	0.37	1.3	0.99
0.8	Field	30	0.47	0.35	1.1	0.98
0.8	Laboratory	105	0.63	0.58	3.5	0.98

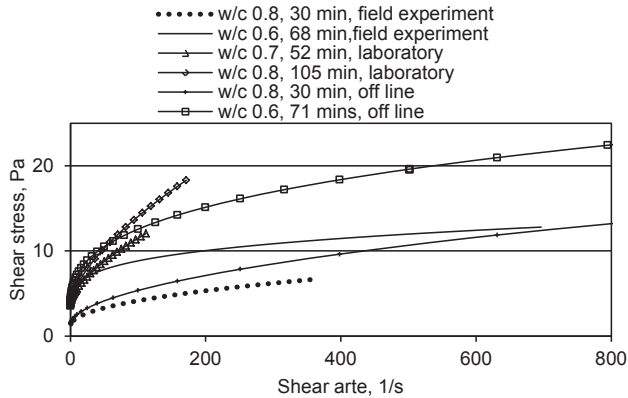


Figure 8 Shear stress vs. shear rate curve for different w/c ratio

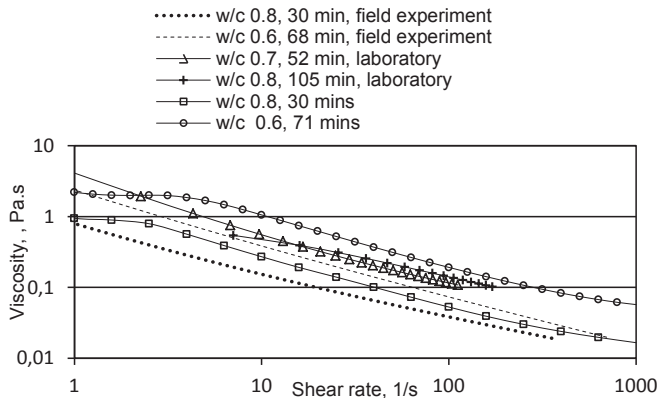


Figure 9 Viscosity vs. shear rate curve for different w/c ratio

From Table 1, it is observed that a higher flow index,  $n$  was achieved from the laboratory based set up. This can however be explained due to the short shear rate range. Since, the flow rate was lower ( $\sim 6$  l/min) for the progressive cavity pump in comparison to the field set up, a lower shear rate range was obtained. From Figure 9, a higher viscosity was observed for decreased w/c, which was expected.

A higher viscosity was observed for w/c 0.8, laboratory based set up, which can be explained by the longer time of performing data sampling after the mixing of the cement grouts. The off-line results showed the apparent viscosity as given by the slope from the origin to the individual data points. A Newtonian plateau was observed at low shear rates, which was expected. On the contrary, it should be noted that the in-line is showing the shear rate dependent viscosity as the slope of the each data point of the shear stress vs. shear rate curve, i.e. not starting from the origin.

## CONCLUSION

This is the first time the UVP+PD method, consisting of a robust, non-invasive ultrasound transducers were used to investigate the rheological properties of cement grout and the effect of different water to cement ratios. This work is one step further towards the implementation of the ultrasound based methodology (UVP+PD) for the grouting industry. However, this is still a feasibility study and more work is required in order to fully satisfy the requirements for field usage. The device must be robust, reliable and user friendly. The new type of non-invasive, ultrasound transducer is capable of emitting a more well defined acoustic pulsed beam into the fluid with higher acoustic energy. This is major improvement from earlier tests using other types of commercially available and optimized delay line transducers and implies that the full velocity profile can be visualized for the water to cement ratios of interest. The volumetric flow rate was measured by the UVP and subsequently compared with the flow rates obtained using commercial electromagnetic flow meters. The UVP was found capable of performing faster data acquisition and providing the benefit of observing the pulsed flow, which is a major superiority of this method from a grouting point of view. From the experiments performed with the laboratory based set up, using the customized 4 MHz delay line transducers, it was shown that it is possible to obtain the velocity profile nearly to the center of the pipe, but a change of the rheological properties over time was not observed due to the strong attenuation of the signal. Nevertheless, it can be concluded that the UVP+PD method is a promising new method for direct in-line measurement of the rheological properties and control/steering of cement based grouts in the field. The future outlook of this method concerns the optimization of the ultrasound transducers for cement based grouts, observing the change of the rheological properties of cement over time and the characterization of different kind of pumps used for grouting.

## REFERENCES

- Banfill, P.F., 2003. The rheology of fresh cement and concrete - a review. Presented at the 11th International Cement Chemistry Congress, Durban.
- Birkhofer, B., 2007. Ultrasonic In-line characterization of Suspensions (Doctoral Thesis).
- Gustafson, G., Stille, H., 2005. Stop criteria for cement grouting. *Felsbau* 25, 62–68.
- Håkansson, U., Rahman, M., 2009. Rheological properties of cement based grouts using the UVP-PD method. Presented at the Nordic Symposium of Rock Grouting.
- Håkansson, U., Rahman, M., Wiklund, J., 2012. In-line measurements of rheological properties of cement based grouts- Introducing the UVP-PD method. Presented at the 4th International Conference on Grouting and Deep Mixing, New Orleans.
- Hässler, L., 1991. Grouting of rock - Simulation and Classification (PhD Thesis).

- Kobayashi, S., Stille, H., Gustafson, G., Stille, B., 2008. Real time grouting control method - Development and application using Äspö HRL data ( No. R-08-133). Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co, Stockholm.
- Kotzé, R., 2008. Rheological characterisation of highly concentrated mineral suspensions using an ultrasonic velocity profiler. *Applied Rheology* 18.
- Kotzé, R., Wiklund, J., Haldenwang, R., 2012. Optimization of the UVP+PD rheometric method for flow behavior monitoring of industrial fluid suspensions. *Applied Rheology* 22.
- Lombardi, G., 1985. Some theoretical considerations on cement rock grouting. Lombardi Engineering Ltd.
- Lombardi, G., 1996. Selecting the grouting intensity. *The International Journal on hydropower & Dams* 62–66.
- Rahman, M., Håkansson, U., Wiklund, J., 2012. Grout pump characteristics evaluated with the Ultrasound Velocity profiling. Presented at the EuRock, Stockholm.
- Rosquoët, F., Alexis, A., Khelidj, A., Phelipot, A., 2003. Experimental study of cement grout. *Cement and Concrete Research* 33, 713–722.
- Takeda, Y., 1986. Velocity profile measurement by ultrasound Doppler shift method. *International journal of heat and fluid flow* 7, 313–318.
- Takeda, Y., 1991. Development of an ultrasound velocity profile monitor. *Nuclear Engineering and Design* 126, 277–284.
- Takeda, Y., 1995. Velocity profile measurement by ultrasonic Doppler method. *Experimental thermal and fluid science* 10, 444–453.
- Wiklund, J., Rahman, M., Håkansson, U., 2012. In-line rheometry of micro cement based grouts - A promising new industrial application of the ultrasound based UVP+PD method. *Applied Rheology* 22, 42783.
- Wiklund, J., Shahram, I., Stading, M., 2007. Methodology for in-line rheology by ultrasound Doppler velocity profiling and pressure difference techniques. *Chemical Engineering Science* 62, 4277–4293.
- Wiklund, J., Stading, M., 2008. Application of in-line ultrasound Doppler based UVP-PD rheometry method to concentrated model and industrial suspensions. *Flow Measurement and Instrumentation* 19, 171–179.
- Wiklund, J.A., Stading, M., Pettersson, A.J., Rasmuson, A., 2006. A comparative study of UVP and LDA techniques for pulp suspensions in pipe flow. *AIChE Journal* 52, 484–495.



# **THEORETICAL APPROACHES IN GROUTING DESIGN: ESTIMATION OF PENETRATION LENGTH AND FRACTURE DEFORMATION IN REAL TIME**

## **Beräkning av bruks spridning och sprickdeformationer; realtid för styrning av injekteringsförloppet**

*Jalaleddin Yaghoobi Rafi, KTH*

*Masakuni Tsuji, KTH*

*Håkan Stille, KTH*

### **SAMANFATTNING**

Analytiska lösningar för uppskattning av injekteringsbrukets inträngning i realtid har utvecklats (Gustafson och Stille 2005). Denna metod ger ett robust stoppkriterium baserat på brukets inträngning i sprickan. Metoden har validerats genom tillämpning i ett flertal olika projekt med olika typer av berggrund, såsom hård kristallin berggrund och sedimentär berggrund. Resultaten bekräftar att erforderlig tätningseffekt uppnås med bruk- och tidssåtgång som sannolikt ligger när den optimala.

Genom att ersätta den injekterade volymen injekteringsbruk (vilket för närvarande görs i dagens empiriska metoder) med den uppskattade inträngningen av bruket gör det även möjligt att uppskatta sprickans mekaniska spänningstillstånd i realtid. I tidigare studier har metodens har metodens tillämpning studerats. I denna studie har metodens effektivitet i en av Citybanans tunnlar utvärderats. För detta syfte har gränser för brott- och elastiska deformationstillstånd i den injekterade sprickan beräknats tillsammans med sprickans tillstånd i realtid. Trots att höga injekteringsstryck används visar analysen att sprickans beräknade deformationer är lägre än de som krävs för ett uppspräckningsbrott. De deformationer som inträffar i sprickan kan i vissa fall vara fördelaktiga då de kan öka inträngningen och minska injekteringstiden.

### **SUMMARY**

Analytical solution for estimation of grout penetration in real time has been introduced (Gustafson and Stille 2005). This method gives a robust stop criteria based on required penetration through the fracture of grout mixture. This method has been validated through application in several case studies with data from tunnels in hard rock, pre-Cambrian rock and sedimentary rock. It confirms the requested sealing efficiency while avoiding loss of material and extra process time.

Substitution of injected grout volume (currently used in empirical methods) with the estimated grout spread provide an interesting opportunity to estimate state of fracture in real time as well. In previous studies applicability of this method in estimation of penetration length has been verified. In this study, efficiency of this approach at one of the tunnels in Citybanan project is examined. For this purpose ultimate and elastic jacking limits based on the spread of the grout has been established



and state of the fracture in real time has been determined. Despite high applied pressure, the estimated state is much lower than ultimate jacking limit although the fracture has been opened up. This deformation can be beneficial since it would increase penetrability and shorten grouting time.

## **INTRODUCTION**

Selection of grouting pressure in order to have adequate grout spread while avoiding undesirable deformations is point of interest. Jacking of the fracture due to injection pressure will be beneficial since penetrability increase and the required spread will be achieved in shorter time. On the other hand larger induced pressure will cause larger deformations which affects sealing efficiency of grouting works. Continuing the process with this pressure may lead to uplift of the rock mass and cause damages to the on-ground structures.

At empirical method, grout spread and jacking are controlled by limiting injection pressure in tight rock and grout volume in larger fractures (Houlsby, 1990). To avoid jacking, Lombardi & Deere (1993) introduced limitation on production of pressure and volume to control the induced energy in the fracture. There are difficulties and ambiguities in practicing empirical methods which among them, lack of information about the amount of grout spread as well as fracture deformation due to injection of grout material are considerable.

The objective of this article is to verify performance of the theoretical approach which is an analytical solution for estimation of grout penetration length and state of fracture in real time. Advantages of practicing this method in compare with empirical methods have been discussed and applicability of the method at grouting works of Citybanan project has been examined.

## **GROUTING SPREAD**

Different strategies and stop criteria have been proposed in order to control injected volume of grout while achieving required penetration length. Houlsby (1990) suggests stopping injection when a fairly substantial amount of cement has been injected. But in this case it is not known if the grout has been spread enough around the borehole. Considering a certain low flow rate or certain maximum pressure would not fulfill the spread requirements either. Analytical solution has been proposed by Gustafson and Stille (2005) which enables estimation of penetration length in real time. This theory which is called "Real Time Grouting Control Method" first developed in channels (Hässler, 1991) by considering properties of Bingham Fluid. Grout flow in the fracture has been simplified to flow in channels where grout spread in parallel lines (on dimensional flow) or flow in a disk around the borehole (two dimensional flow).

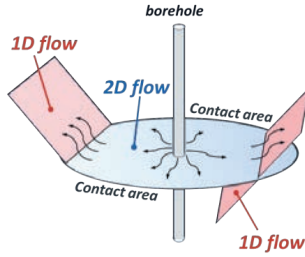


Figure 1 Dimensionality of the grout flow

Fracture aperture is estimated based on the flow of Bingham fluid in the fracture (void filling aperture). Since transmissivity of the rock mass is correlated to the cubic size of aperture, a fracture with the largest aperture is dominant for most of the flow. Thus 70-80% of sum of the apertures is considered as the largest existing aperture.

To solve the numerical approach in analytical solution, relative time and penetration are defined by Gustafson & Stille (2005) according to dimensionality of fractures. Thus at every moment, based on characteristics of the material and applied pressure, relative penetration for each dimensionality is available (figure 2). Relative penetration is independent of fracture aperture and is the same for every fracture. It implied the ratio of grout spread to maximum possible penetration length. Since the relative penetration and the fracture aperture are available, flow of grout mix at every interval is predicted.

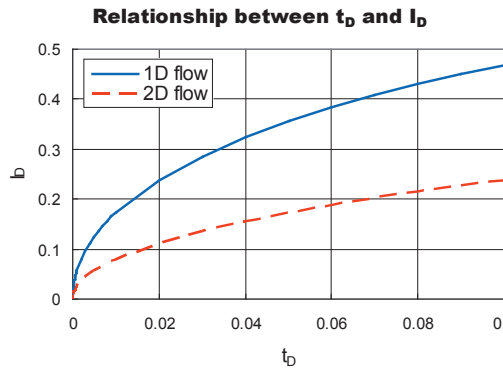


Figure 2 The relative penetration as a function of the relative grouting time in normal x-axis (Kobayashi, et al., 2008).

## GROUTING PRESSURE

As a rule of thumb, the overburden pressure is principally considered in selection of pumping pressure to limit potential for uplift or displacement. Furthermore the rock strength, apparently independent of depth, should be the limiting factor for pressure (Weaver, 1991). Empirical methods propose usage of moderate pressure in stressed rock, called as penetration grouting by Housby (1990), which is helpful to avoid disruption while in deeper levels of ground (displacement grouting), higher pressure which open up the fractures to facilitate penetration of grout is suitable. For this purpose graphs for selection of the proper pressure based on quality of rock mass and the depth where fracture situated in have been established (for example figure 3. ). The difficulty of using this method is categorizing geology of the grouting zone according to suggested qualities in these graphs.

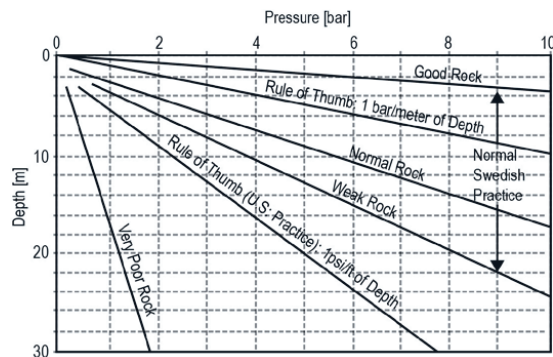


Figure 3 Grouting pressure according to practice in Sweden and U.S. (Weaver 1991). Both rock quality and depth of grouting are important factors in determining the grouting pressure.

As it is mentioned by Housby (1990), the energy regarded to combination of volume and pressure should be controlled, Lombardi & Deere (1993) introduced Grout intensity number (GIN) as a curvature trimming rectangle of maximum pressure-maximum volume (fig 4). It implies that in tight rock mass where there is low grout take, high pressure up to maximum limit is applicable while in larger fracture where grout spread in far distances, lower pressure must be applied to avoid undesired deformations or even uplift of the rock. In practicing this method, state of the fracture when GIN curve arrives is not known. Furthermore the amount of spread at this point is indefinite. Thus there are ambiguities in selection of GIN number and applicability of this method has been questioned (Ewert, 1996; Rombough, et al., 2006; Shuttle, et al., 2007).

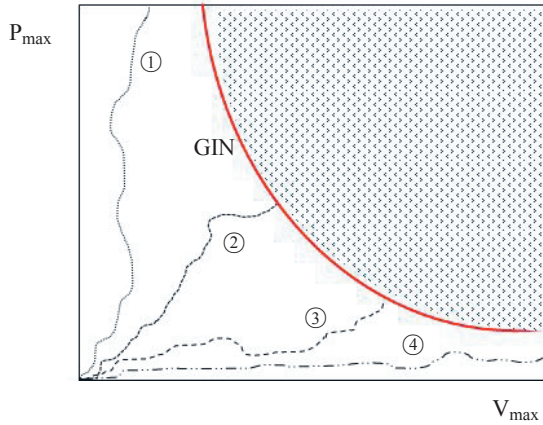


Figure 4 GIN limit curvature trims the rectangle of  $P_{\max}$ - $V_{\max}$ . Due to size of the fractures, grouting is stopped at different points. (from ① to ④, larger fractures are grouted. Dotted zone is the danger zone)

The reason to use volume instead of theoretically correct penetration in empirical methods was practical. (Stille, et al., 2012). As a development to GIN method, Brantberger, et al. (2000) correlated GIN value with spread of grout. Since the grout pressure acting as a cone on the fracture, it should be at least 3 times the overburden to lift the rock mass above (figure 5).

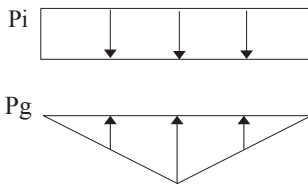


Figure 6 A cone of pressure acting on walls of the fracture

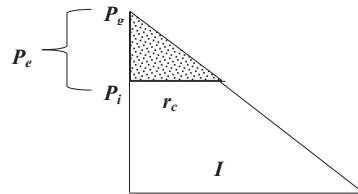


Figure 5 Excess pressure ( $P_e$ ) is due to the difference of grouting pressure and critical pressure (Dotted zone).

The normalized pressure is defined as  $P_n = P_g/3P_i$ , thus the ultimate jacking occurs at  $P_n > 1$  where deformations are permanent. This is valid in the larger grout spread. When the

penetration length is small in compare with the depth of the fracture below ground surface, due to the geometry of the lifted cone, much larger pressure is applicable.

It has been shown by Gothäll & Stille (2009) that when the grouting pressure ( $P_g$ ) exceed the critical pressure ( $P_i$ ), The exceeding pressure  $P_e$  loading the rock mass in radius of  $r_c$  (figure 6) and the grouted fracture will open up. In other word, as soon as the  $P_n < 1/3$ , the fracture starts to dilate. The deformation at this point is elastic and is recoverable if the injection pressure is released and the grout mixture can be pumped out.

In case of allowing larger deformations, higher pressure is applicable. Both serviceability and ultimate limit states have been depicted in figure 7. Over the acceptable jacking limit, dilation of the fracture is larger than acceptable deformation but it is recoverable. It continues up to ultimate jacking limit where beyond that, deformations are permanent i.e. rock will be uplifted.

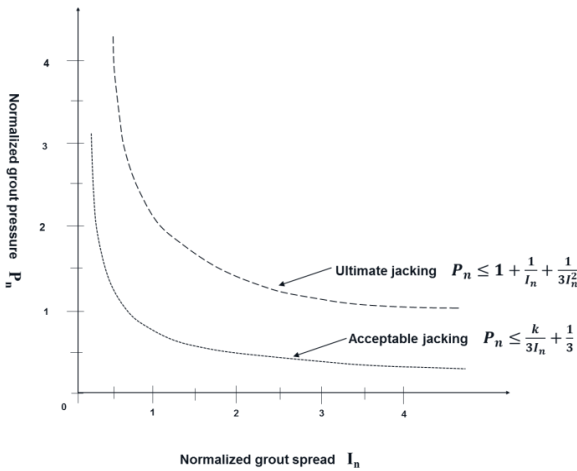


Figure 7 Relation between relative pressure and relative penetration related to ultimate jacking and acceptable jacking (Stille, et al. 2012). (K is the stiffness of the loaded area.)

## METHODOLOGY

Substituting injected grout volume with penetration length provides an interesting chance to develop Real Time Grout Control method in order to estimate state of the fracture in real time. This method is practiced through two processes 1) estimation of the grout spread and 2)

establishing serviceability and ultimate limits based on the estimated grout spread to predict state of the fracture and decide pumping pressure.

At first process, pumping pressure and grout flow which are recorded by Logac system in addition to properties of the grout material are inputs for estimation of the grout spread. Relative penetration is obtained through figure 2 and by determining fracture aperture size penetration length of grout in real time is estimated. Stop criteria considered as “reaching a certain maximum spread in largest fracture and certain minimum spread in smallest fracture” (Kobayashi, et al., 2008). Therefore, by considering the required penetration length, grouting time at which the procedure should be stopped is achieved. Convergence of predicted grout flow with the recorded one is an indicator to verify efficiency and accuracy of this process.

To establish elastic and ultimate jacking limits, the estimated penetration length in first process as well as geological properties of rock mass, depth of the fracture aperture under the ground surface and decided acceptable deformations are used. Examining the state of fracture in this span as well as adjusting the initial design inputs (Pumping Pressure, Material Properties and Refusal Point) is of interest. The procedure at “Real Time Grouting Control Method” to estimate spread of the grout and state of the fracture in real time has been depicted in figure 8

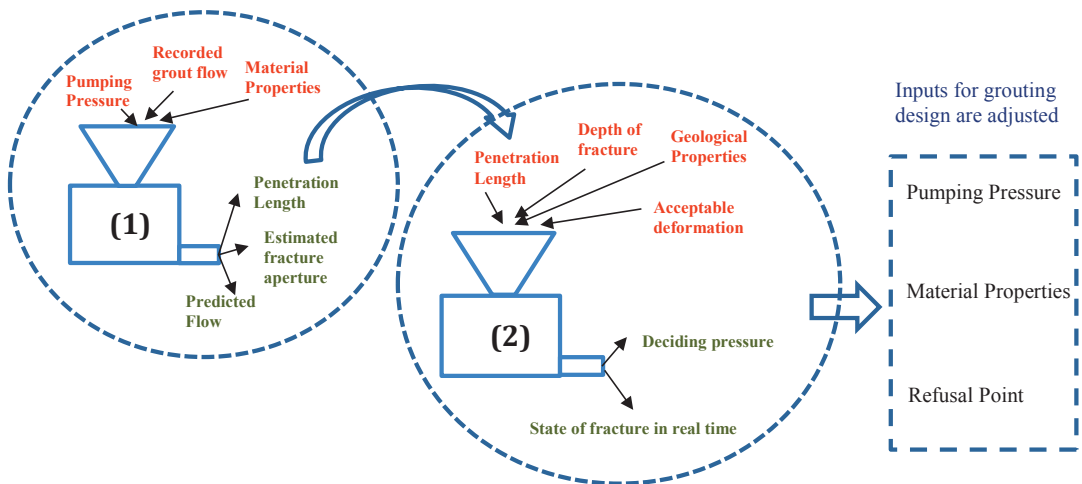


Figure 8 Procedure of Real Time Grouting Control method is practiced in two processes. Penetration length which is outcome of the first process is used for the estimation of state of the fracture. By this procedure, initial design inputs are adjusted.

To verify efficiency of this theory at estimation of the grout spread and defining stop criteria based on the theory, case studies have been performed with data from different projects

(Fransson, et al., 2012; Tsuji, et al., 2012; Stille, 2010; Rafi & Stille, 2012). In this study grouting work at one of the tunnels of Citybanan project has been examined to study the complete procedure.

## **CITYBANAN PROJECT**

### **Project configuration**

In the City Line project in Stockholm (Citybanan), currently grouting is conducted in the service tunnels at Stockholm city station. Grouting is performed in fans of boreholes with inclination of between 10 to 20 degrees and the length is often between 20 and 25 m in general. The tunnels are excavated in hard rock of Stockholm with Modulus of elasticity of 40000 MPa.

### **Material properties and stop criteria**

The Injecteria 30 is used as the cement and mixed with the water in the ratio of 0.8. The rheological properties of the final product are yield stress of 6 Pa and viscosity of 0.02 Pa.s. According to the documents from consultant the following practical criteria are applied in grouting of this borehole.

1. Grouting is normally conducted with planned pressure for 20 minutes. Grouting is completed when any of the following stop criteria is achieved within that time:

a) when the grout flow is less than 1 lit/min and sustain for 5 minutes.

b) When the grouting volume is above 500 liters (exclude hole filling volume), change the grout mix to W/C= 0.5 and after the thick grout volume is above 150-200 liters.

### **Analyzing grouting work**

To verify efficiency of Real time grouting control method, grouting at the borehole number 4 in fan 1522 is examined. It is assumed that largest fracture which is dominant for most of the grout is horizontal and situated in the middle of the borehole. Based on the drawings from consultant, this fracture is at the depth of 30 meters under the ground surface. Refusal point has been arrived at the maximum injected volume.

Injection pressure and flow of grout has been registered during the grouting work (figure 9). High constant pressure has been applied for around 10 minutes. The amount of pressure has been decreased and continued constantly up to refusal point. As expected, grout flow in decreasing trend up to 3 minutes. Largest fracture aperture has been estimated based on the grout flow in this zone as 0.1 mm. At this point sudden increase of flow can indicate opening of new fractures (hydro fracturing) in this tight zone. According to Houlsby (1990), the signs indicate that rock has probably moved are sudden increase in grout take for no apparent reason or sudden loss of the pressure in the hole. Therefore, jacking may start at the moment when

recorded and predicted flow data are deviating and continue as long as grout flow in a trend other than predicted one. The sharp increase at around ten minutes with no big drop afterwards can be due to existence of connected fractures where the mixture can flow in large amount. Flow of the grout has been estimated with the initial estimated fracture aperture and in first 3 minutes, it converges with the recorded flow. Extension of the predicted flow implies that the grout take has been much larger than the expected amount. The grout flow is steady or even increase while the grout pressure is approximately constant. It means that the fracture aperture may opening up i.e. jacking has happened.

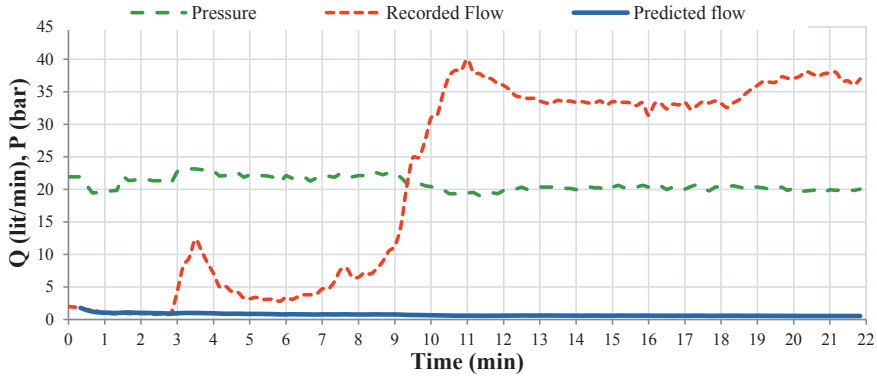


Figure 9. Recorded grout pressure and flow and predicted flow obtained from analytical solution. Hole filling period has been excluded.

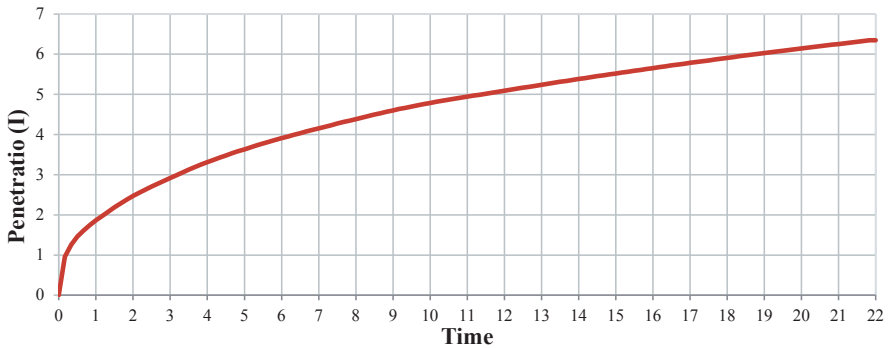


Figure 10 Penetration length of grout in assumed single horizontal fracture.



Critical pressure ( $P_i$ ) is the overburden of the rock mass and would be 8.4 bar which is considerably less than the applied pressure. Thus it is mostly possible for the fracture to open up. To examine the state of the fracture during grouting, penetration length of the grout in real time has been estimated (figure 10) and ultimate jacking limit has established in span of 11 to 22 minutes (figure 11). It should be noticed that the estimated penetration length is based on the initial estimated fracture.

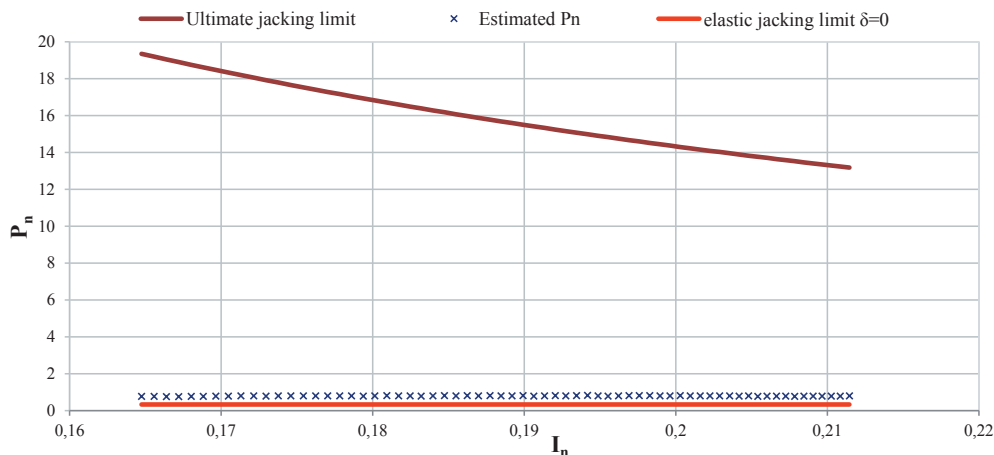


Figure 11 Estimated state of the fracture in compare with ultimate and elastic jacking limits.

From figure 11 it is depicted that the grouting has been stop much sooner than arriving the ultimate limit i.e. since the fracture has been situated at deeper part, ultimate jacking would not happen in short spread. Due to the larger applied pressure in compare with the overburden, the fracture has opened up, but since the deformation is elastic, in releasing pumping pressure, this deformation will be recovered if the grout can be pumped out.

Due to existence of tectonic stresses that are in result of tectonic activities, the total horizontal stress is much higher than the stress induced by gravity (Palmström & Stille, 2010). “k” value is used as the ratio of horizontal stress to vertical stress and at shallow and moderate depth values of k are high (Hoek & Brown, 1980). Thus it is reasonable to apply a grouting pressure much higher than overburden. Since no deformation may happen in vertical fracture, in applying the pressure for long time, grout may flow out of the fracture (leakage). In the studied case, fracture has been dilated (horizontal fracture) or grout has been flowed out (vertical fracture), thus the pressure is needed to be reduced or grouting should be stopped sooner.

## CONCLUSION

It was demonstrated that theoretical approach is robust method in estimating the spread and the state of the fracture in real time. Thus it allows grouting with highest possible pressure up to the point where spread requirements are fulfilled and no undesirable jacking happens. Estimating theoretically correct spread and formulating jacking limits based that will clarify ambiguities of the empirical methods.

Development of Real Time Grouting Control method in order to establish jacking limits and to estimate state of the fracture based on the grout spread was discussed and application of this theory was validated with data from a grouting work at Citybanan project. In this case, by considering grouting at a horizontal fracture, theoretical approach could estimate dilation of the fracture. Since the depth of the fracture from the surface is large in compare with penetration length, there is a large gap between elastic and ultimate jacking limits. Therefore the energy induced by applied pumping pressure in the fracture in span of the grout spread is much less than the energy that is required for the uplift. However the applied pressure is larger than the overburden and the fracture has been dilated. This elastic dilation may be beneficial as it can improve the penetrability and shorten the grouting time.

In developing this method, there were uncertainties connected to the geology and the material properties. Variation in rheological properties of the grout mix has been neglected. The variation of fracture aperture due to jacking has been neglected as well. Furthermore, discontinuities connected to the studied borehole have been simplified to one single horizontal fracture which is dominant for most of the grout flow. In case of vertical fractures, since horizontal stresses are much larger than the stresses due to overburden, elastic and ultimate jacking limits are larger and no deformation may occur. In Citybanan project, there are many vertical fractures under high horizontal stress, thus applying high pressure while using this theory to modify grouting procedure in real time (reducing pressure or stopping grouting when jacking or leakage occurs) is the optimum design.

## REFERENCES

- Brantberger, M., Stille, H. & Eriksson, M., 2000. Controlling Grout Spreading in Tunnel Grouting Analyses and Development of the GIN-method. *Tunneling and Underground Space Technology*, 15(4), pp. 343-352.
- Ewert, F., 1996. The GIN Principle-a helpful method for rock grouting? part1 and 2. *International Water Power and Dam Construction*, February and April, 48(2), pp. part 1: pp17-19, Part 2: pp 36-40.

- Fransson, Å. et al., 2012. *A swedish grouting design concept: Hydraulic testing and selection of grout*. New Orleans, proceeding of 4th International Conference on Grouting and Deep Mixing, pp. 1691-1700.
- Gothäll, R. & Stille, H., 2009. Fracture dilation during grouting. *Tunnelling and underground space technology*, Volume 24, pp. 126-135.
- Gustafson, G. & Stille, H., 2005. Stop criteria for cement grouting. *Felsbau*, 23(3), pp. 62-68.
- Hoek, E & Brown E.T., 1980. *Underground Excavation in Rock*. Institute of Mining and Metallurgy, London
- Houlsby, A., 1990. *CONSTRUCTION AND DESIGN OF CEMENT GROUTING, A guide to grouting in rock foundations*. New York: John Wiley and Sons.
- Hässler, L., 1991. *Grouting of Rock - Simulation and Classification- PhD thesis*, Stockholm: Royal Institute of technology.
- Kobayashi, S., Stille, H., Gustafson, G. & Stille, B., 2008. *Real Time Grouting Control Method, Development and application using Äspö HRL data*, Stockholm, Sweden: Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co (SKB).
- Lombardi, G. & Deere, D., 1993. Grouting Design and Control Using the GIN Principle. *International Water Power and Dam Construction*, 45(6), pp. 15-22.
- Palmström, A. & Stille H., 2010. *Rock Engineering*. London: Thomas Telford Limited.
- Rafi, J. & Stille, H., 2012. *Applying "Real Time Grouting Control Method" in Sedimentary Rock with Gtvand Dam Data*. new orleans, s.n.
- Rombough, V., Bonin, G. & Shuttle, D., 2006. *Penetrability Control of GIN Mixes During Fractured Rock Grouting*. 1-4 October, Vancouver, Canada, Proceeding of Sea to Sky Geotechnique: 59th Canadian Geotechnical Society Conference, pp. 528-535.
- Shuttle, D., Rombough, V. & Bonin, G., 2007. *GIN Distilled*. [Online] Available at: <http://www.groutline.com/articles.htm>
- Stille, B., 2010. *Experiences With Real Time Grouting Control Method*. Stockholm, Bergmekanikdag, pp. 119 -132.
- Stille, H., Gustafson, G. & Hassler, L., 2012. Application of New Theories and Technology for Grouting of Dams and Foundations on Rock. *Geotechnical and Geological Engineering*, Volume 30, pp. 603-624.
- Tsuji, M. et al., 2012. *Optimization of Grouting Procedure with RTGC and data from trialgrouting at Citiybanan in Stockholm*, Stokholm: SKB.
- Weaver, K., 1991. *Dam Foundation Grouting*. New York, USA: ASCE.

# UTFÖRANDE OCH TOLKNING AV STEGVISA VATTENFÖRLUSTMÄTNINGAR

## Performance and interpretation of stepwise water injection tests

*Stig Jönsson, Geosigma  
Calle Hjerne, Geosigma*

### Sammanfattning

Stegvisa vattenförlustmätningar, även kallade Lugeonmätningar, utförs ofta i samband med bergbyggnadsprojekt, dels i syfte att bestämma vattenledningsförmågan (hydrauliska konduktiviteten) i berget, men också för att kunna göra tolkningar om t.ex. bergets elasticitet eller risk för spräckning i berget. Vid mätningar utförda med en utrustning som registrerar flöde och tryck kontinuerligt och snabbt reglerar trycket till en stabil nivå för respektive trycksteg har man kunnat påvisa att det är nödvändigt att ta hänsyn till det transienta förloppet, d.v.s. tryck- och flödesförändringar med tiden, och påverkan av tidigare trycksteg vid utvärderingen. I annat fall kommer felaktiga tolkningar om berget att göras. För att undvika felaktiga tolkningar av stegvisa vattenförlustmätningar bör testen utföras så att flöde och tryck i slutet av vardera steg är näst intill stationärt, d.v.s. att flöde och tryck inte förändras med tiden. Nackdelen är att testerna då tar lång tid (t.ex. 50-150 minuter). Alternativt kan stegvisa vattenförlustmätningar utföras med korta steg (t.ex. 5 minuter per steg) men det kräver en s.k. transient utvärdering av hela testet, vilket inte görs idag.

### Summary

Stepwise water injection tests, also known as Lugeon tests, is often carried out within rock engineering projects, partly in order to determine the hydraulic conductivity of the rock, but also to make interpretations of e.g. the elasticity of the rock or the risk of rock fracturing. At tests performed with equipment which register flow and pressure continuously and quickly regulates the pressure to a stable level for each pressure stage it has been demonstrated that it is necessary to consider the transient evolution, i.e. the change in pressure and flow rate with time, and the influence of previous pressure steps in the evaluation. The interpretation of tests will otherwise be incorrect. To avoid incorrect interpretation of stepwise water injection tests, testing should be performed so that the flow and pressure at the end of each stage is nearly stationary, i.e. flow and pressure do not change with time. The disadvantage with such a method is that it will require a rather long testing time (e.g. 50-150 minutes). Alternatively may stepwise water injection tests be performed with short pressure steps (e.g. 5 minutes per step) but then it requires a transient evaluation of the entire test, which is not done today.

## Bakgrund

De hydrogeologiska förhållandena är ofta en mycket viktig del i bergbyggnadsprojekt, t.ex. för att bedöma risk för inläckage, bedöma injekteringsbehov, val av injekteringsteknik, risk för sänkning av grundvattenyta, m.m. En central del i att kartlägga de hydrogeologiska förhållandena är att bestämma bergets förmåga att leda vatten vilket oftast uttrycks med hydraulisk konduktivitet,  $K$  [L/T], definierad enligt Darcys lag:

$$\frac{Q}{A} = -K \frac{dh}{dl}$$

där  $Q$  är flöde [ $L^3/T$ ],  $A$  är tvärsnittsarean [ $L^2$ ] och  $dh/dl$  är den hydrauliska gradienten [ $L/L$ ]. Vattenledningsförmågan i sprickigt berg är mycket heterogen varför det kan vara tveksamt att uttrycka denna förmåga som ett medelvärde på den hydrauliska konduktiviteten. Därför används ofta hydraulisk transmissivitet,  $T$  [ $L^2/T$ ], istället. Enkelt uttryckt är transmissiviteten summan av konduktiviteten multiplicerat med respektive mäktighet,  $b$  [L], i t.ex. en borrhålssektion enligt:

$$T = K_1 b_1 + K_2 b_2 + \dots + K_n b_n$$

Vattenförlustmätning är en av flera möjliga metoder för att bestämma bergets vattenledningsförmåga. Dessa mätningar utförs genom att injicera vatten med konstant övertryck i ett borrhål eller del av borrhål under mätning av tryck och flöde.

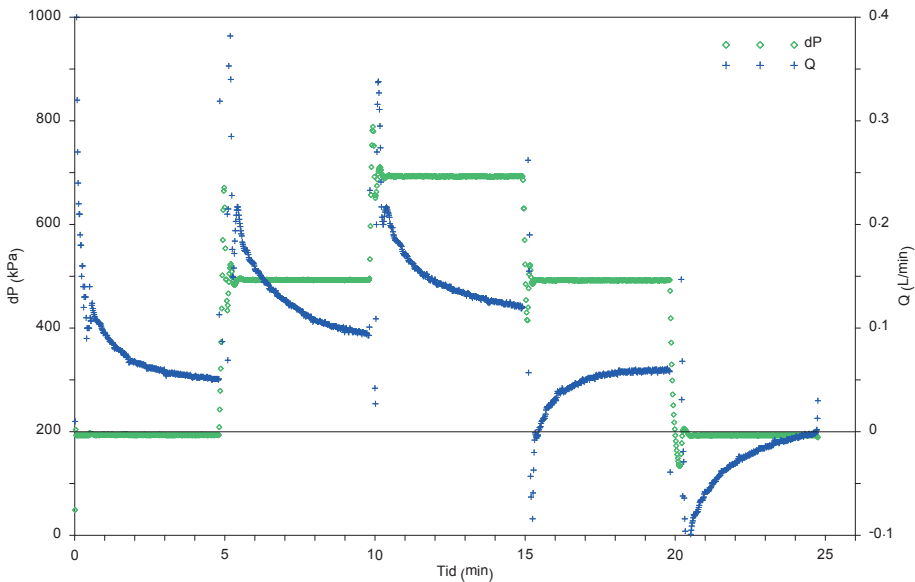
Vattenförlustmätningar kallas också ibland för (modifierade) Lugeon-mätningar eftersom bergets förmåga att leda vatten ibland uttrycks i enheten Lugeon vilken är definierad som förlusten av 1 liter vatten per meter borrhål per minut vid ett övertryck på 10 bar. I denna artikel uttrycks bergets vattenledande förmåga endast som hydraulisk konduktivitet,  $K$ , eller transmissivitet,  $T$ .

## Utförande

Vattenförlustmätningar kan utföras på många sätt beroende på syftet med undersökningarna, krav på den framtida anläggningen, tillgänglig utrustning, m.m. Generellt skiljer man på stegvisa vattenförlustmätningar och de som görs endast med ett steg. För båda typerna av test kan man utvärdera konduktivitet och transmissivitet. Men stegvisa mätningar kan även ge information om bergets egenskaper t.ex. elasticitet, urspolning av sprickor, m.m.

Stegvisa vattenförlustmätningar utförs oftast i fem steg med en första del av stigande tryck mellan stegen och en avslutande del med sjunkande tryck mellan stegen. Figur 1 visar ett exempel med fem trycksteg i en sekvens med 200, 500, 700, 500 och 200 kPa övertryck i förhållande till formationstrycket, och där varje steg är 5 minuter långt. Av tids- och kostnadsskäl är det vanligt att tiden för vardera steg är begränsat på förhand

som i exemplet. Det syns tydligt i figur 1 att flödet minskar med tiden under vardera steg, d.v.s. det finns ett transient förlopp. Det syns också tydligt att flödet under ett steg påverkas av det tryck och flöde som varit under tidigare delar i testet. Speciellt tydligt är detta under de två sista stegen där flödet till stor del är negativt, d.v.s. det flödar tillbaka från berget till borrhålet. Dessa effekter skulle inte vara möjliga att observera om mätningarna utförts med en sämre reglering eller gles registrering av flöde och tryck. Men tack vare att tester utförts med en utrustning (WIC) som registrerar flöde och tryck kontinuerligt och snabbt reglerar trycket till en stabil nivå för respektive steg kan dessa fenomen nu tydligt visas. Varaktigheten av det transienta förloppet, storleken av förändringen och påverkan av tidigare trycksteg i testet kan inte fastställas på förhand utan varierar från test till test beroende på de hydrogeologiska förhållandena i det aktuella fallet.



**Figur 1.** Exempel på en stegvis vattenförlustmätning. Notera att flödet (blå punkter och höger axel) under det sista trycksteget är riktat in mot testsektionen trots att trycket är över det ursprungliga trycket i det omgivande berget. *Example of a stepwise water injection test. Note that the flow (blue dots and right axis) for the last pressure step is directed towards the test section, although the pressure is above the initial pressure in the surrounding rock.*

### Utvärdering och tolkning

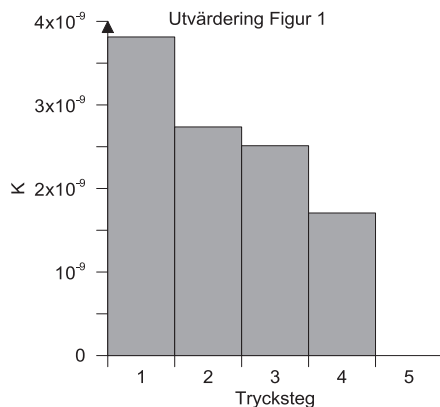
Vid utvärdering av hydrauliska tester, som t.ex. vattenförlustmätningar, för att ta fram hydraulisk konduktivitet eller transmissivitet, skiljer man på stationär och transient utvärdering. Stationär utvärdering görs med någon enkel ekvation, t.ex. Thiems

brunnsekvation (1906) eller Moyes formel (1967), där flöde och tryck tas från slutfasen av testet. En av de grundläggande förutsättningarna för att denna beräkning ska bli korrekt är att tryck och flöde är stationärt vid respektive tidpunkt, d.v.s. att flödet inte förändras med tiden under ett test med konstant tryck.

Transient utvärdering görs genom passning av typkurvor, t.ex. Jacob och Lohman (1952) eller Hantush (1959), till data över tiden. Med denna metod finns inget behov av att anta stationärt flöde och tryck vid testets slut. Vid en transient utvärdering kan även kvalitativ information om hydrogeologiska förhållanden erhållas, såsom hydrauliska gränser. Hydrauliska gränser kan t.ex. vara att formationen har begränsad utbredning eller att den har kontakt med ytvatten med ”obegränsad” tillgång till vatten.

Även om transient utvärdering bör ge ett mer korrekt värde på K anses det i många fall att stationär utvärdering är fullt tillräckligt för syftet med undersökningarna. Om syftet med hydrauliska undersökningar är att ta fram ett absolut värde för konduktivitet kan ett fel med t.ex. en faktor 2 vara fullt acceptabelt. Men om syftet med undersökningen är avhängigt att jämföra K-värden i samma storleksordning, som tolkning av stegvisa vattenförlustmätningar inkluderar, kan ett fel med t.ex. en faktor 2 vara helt avgörande för slutresultatet.

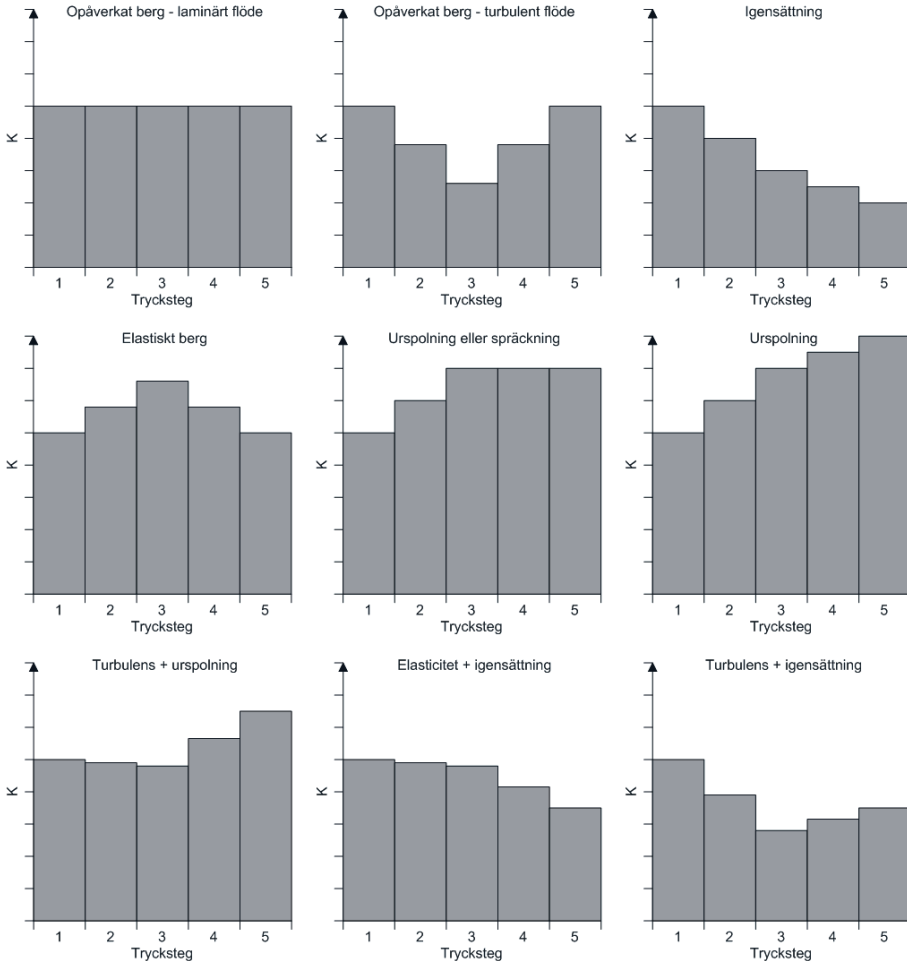
Traditionellt sett utvärderas stegvisa vattenförlustmätningar genom stationär utvärdering baserat på flöde och tryck som gäller i slutet av vardera steg. Ett exempel på en sådan utvärdering av testet i figur 1 ovan visas i figur 2.



**Figur 2.** Stationär utvärdering av testet som visas i figur 1. *Stationary evaluation of the test shown in Figure 1.*

Utifrån utvärderingarna är det möjligt att göra tolkningar om bergets egenskaper genom att jämföra utvärderingarna för respektive steg relativt varandra som t.ex. Housby (1976) visat. I figur 3 visas principiella tolkningsdiagram för enkla fall av laminärt flöde med opåverkat berg, elastiska effekter, urspolning, spräckning och igensättning samt

opåverkat berg med turbulent flöde. Det bör poängteras att det i princip aldrig är ett strikt laminärt flöde i spricksystemet vid dessa tester, men oftast är turbulensen så begränsad att den inte påverkar flödet i någon nämnvärd grad. Det är givetvis också möjligt att få kombinationer av vissa effekter, t.ex. turbulens plus urspolning eller elastiska effekter kombinerat med igensättning. Exempel på detta visas också i figur 3. Det är viktigt med både stigande och sjunkande tryck mellan stegen för att kunna skilja på t.ex. urspolning och elastiskt berg samt turbulens och igensättning.



**Figur 3.** Exempel på tolkningsdiagram för stegvisa vattenförlustmätningar. *Example of interpretation graphs for stepwise water injection tests.*



Baserat på figur 3 skulle utvärderingen enligt figur 2 tolkas som att testet var påverkat av igensättning. Men då har man helt bortsett från pågående transienta förlopp i testet samt det faktum att tidigare faser i testet fortfarande påverkar de efterföljande även i slutet av de olika tryckstegen när flödet läses av. Med andra ord har förutsättningen om stationära förhållanden i varje enskilt trycksteg inte varit uppfylld.

Utförande av stegvisa vattenförlustmätningar i berg är bl.a. beskrivet i den nyligen publicerade svensk standard, ISO 22282-3:2012. Enligt denna standard bör stegvisa vattenförlustmätningar bl.a. utföras:

- Med ett injektionstryck som är stabilt inom  $\pm 3$  %.
- Med en precision i flödesbestämningen inom  $\pm 3$  % av mätområdet.
- Med varierande testtider för varje enskilt steg så att näst intill stationära förhållanden kan uppnås för varje steg. Tiden för varje steg ska vara minst 10 minuter. Efter 10 minuter kan mätningen fortsätta till nästa steg om förändringen i flöde är mindre än 5% per minut. Dock ska varje steg vara som längst 30 minuter. En vattenförlustmätning pågår därmed mellan 50 och 150 minuter.
- Med mätning av injektionstrycket med givare i testsektionen om rörgången är mer än 30 m för att undvika felkällor p.g.a. tryckförluster.

I svensk standard anges inga rekommendationer för maximal inregleringstid till stabilt tryck för varje steg. Dock är denna parameter mycket viktig eftersom en tryckstörning inledningsvis påverkar flödet under det fortsatta testet. Om det exempelvis under de första minuterna under ett steg är för högt tryck kommer flödet, även sedan trycket stabiliserats på korrekt nivå, att vara lägre än det annars skulle vara.

Med tanke på att tolkningen av stegvisa vattenförlustmätningar baseras på relativt små skillnader i utvärderad konduktivitet är lämpligt utförande och hög precision i mätningarna avgörande för möjligheterna att med säkerhet göra tolkningar om bergets egenskaper.

Ett alternativ till att utföra stegvisa vattenförlustmätningar enligt svensk standard är att göra tryckstegen betydligt kortare (t.ex. 5 min) men istället utvärdera testet transient, med hänsyn taget till påverkan av tidigare teststeg. Men för att testerna ska kunna hållas korta krävs snabb inreglering av stipulerade tryck och högre datakvalitet än vad som anges i svensk standard. Men såvitt vi kunnat hitta finns det för närvarande inte kommersiella programvaror som klarar denna typ av utvärdering utan de måste utvecklas för att kunna användas standardmässigt.

### **Slutsatser**

Ska man göra stegvisa vattenförlustmätningar för att tolka ut egenskaper i berget har man två val:

1. De olika tryckstegen görs så långa att man uppnår stationära eller nära stationära förhållanden i varje enskilt trycksteg (som beskrivs i svensk standard). Den

uppenbara nackdelen med denna metod är långa testtider (50-150 min) som dessutom inte kan bestämmas på förhand.

2. Tryckstegen görs endast så långa att man kan bortse från initiala störningar vid utvärdering och hela testet utvärderas transient med hänsyn taget till påverkan av tidigare teststeg. För att testerna ska kunna hållas korta (t.ex. 5 min per trycksteg) krävs snabb inreglering av stipulerade tryck och hög datakvalitet.

Tolkningen av stegvisa vattenförlustmätningar baseras på relativt små skillnader i utvärderad konduktivitet. Så ett lämpligt utförande och hög precision i mätningarna är avgörande för möjligheterna att med säkerhet göra tolkningar om bergets egenskaper.

Transient utvärdering av vattenförlustmätning inkluderande flera olika trycksteg finns (såvitt vi kunnat finna) inte i kommersiella programvaror för testutvärdering idag utan måste utvecklas. Vidare bör det studeras hur korta tider som är lämpliga för vardera steg.

Stegvisa vattenförlustmätningar med endast stigande tryck mellan stegen kan inte rekommenderas eftersom det då inte går att särskilja en del effekter från varandra, t.ex. elastiska effekter från urspolning.

Om tolkning av egenskaper i berg är ej intressant eller prioriterat för projektet bör andra hydrauliska metoder väljas. Om en låg nedre mätgräns är prioriterat kan en lämplig metod vara sektionsvisa vattenförlustmätningar med snabb och precis tryckreglering utan steg. Om en högre mätgräns kan tillåtas är ofta pumpning av ett helt hål kombinerat med kontinuerlig flödesloggning en tids- och kostnadseffektiv metod jämfört med sektionsvisa vattenförlustmätningar.

### **Referenser**

Jacob C E, Lohman S W, 1952. Nonsteady flow to a well of constant drawdown in an extensive aquifer. Trans., AGU (Aug. 1952), pp 559-569.

Hantush M S, 1959. Non-steady flow to flowing wells in leaky aquifer. Jour. Geophys. Research, v. 64, no 8, pp 1043-1052.

Houlsby A C, 1976. Routine interpretation of the Lugeon water test. Quarterly Journal of Engineering Geology, v9, pp. 303-313.

Moye D G, 1967. Diamond drilling för foundation exploration. Civ. Eng. Trans. Inst. Eng. Australia, pp 95-100.

Thiem G, 1906. Hydrologische Methode. Gebhardt, Leipzig.



# UNDERHÅLL AV TRAFIKTUNNLAR, EN DYR HISTORIA

## Drains in railway tunnels - difficult to assess and expensive to maintain

*Anna Engström, Bergab*

*Anna Andréén, Trafikverket*

*Jonas Holmgren, Bergab/KTH*

### Sammanfattning

Regeringen har beslutat att ta ett krafttag av underhåll av järnväg, för att öka tågans punktlighet. En del av underhållet utgörs av bergtunnlar. Under senare år har flera incidenter skett i bergtunnlar, vilket har lett till tågstopp. Ett exempel är Ullbrotunneln, längs Mälardalen, där en oinsprutad drän föll ner på kontaktledningen och fattade eld. Ett annat exempel, som föranledde trafikstopp, rör en insprutad drän längs Grödingebanan i Björnkulla, där ett sjok med sprutbetong, täckandes isolermattan, lossnade, men blev hängande i nätarmeringen i tunnelns tak. Sprutbetongen fick skrotas ned vid en akut åtgärdentreprenad innan tågtrafiken kunde tas i drift, på den aktuella sträckan. Båda tunnelarna hade inspekterats före tillbudet, men skadeutvecklingen har ej kunnat förutspås med dagens kunskap och inspektionsmetodik.

Vid en huvudinspektion av Björnkullatunneln, som utfördes efter tågstoppet kunde konstateras att utfall av sprutbetong hade skett över två dräner i takhöjd. Flera dräner uppvisade kantsprickor, som var öppna flera centimetrar. Utöver detta fanns horisontella sprickor, som var öppna en till ett par mm. En av Björnkullas fyra tunnlar var värst drabbad. Huvudinspektionen resulterade i att av de ca 60 dräner som finns i tunneln, fick fler än hälften anmärkningar på bristande funktionalitet.

Då underhåll av tunnlar i drift är komplicerat, främst p.g.a. korta arbetspass, men även av anledningen att befintliga installationer ej får skadas, är underhållsåtgärder dyra. Att byta ut samtliga skadade dräner är ej önskvärt. Därför initierades ett mätprogram i Björnkulla 1D, med syftet att försöka prioritera och utröna behovet av dränutbyten. Målen innefattade även att försöka förstå orsaken till varför sprutbetongen fallit ut och varför öppna kantsprickor bildas. Var isbildning den enda orsaken till sprickbildningen, eller kan krafterna som genereras vid tågpassager även vidga sprickor? Mätprogrammet,

som inleddes i november 2011, inkluderade funktionstester där vatten pumpades in bakom mattan, uppgrävning av makadamen, dubbar på ömse sidor om sprickor, temperaturgivare som placerades framför och bakom isolermattan, accelerometrar och LVDT-givare. Då mätutrustningen installerades, upptäcktes ännu en drän där sprutbetongen hängde i nätarmeringen i taket. Detta inträffade endast ca 8 månader efter huvudinspektionen, och föranledde ännu en akut åtgärdsentreprenad, dock ej trafikstopp.

De preliminära resultaten från mätningarna visar att dränernas funktion som sådan var tillfyllest. Både infiltration och grävtester visar att vattnet bakom dränen ej hade problem med att rinna undan. Däremot visade resultatet från temperaturgivare att den isolerade förmågan hos dränerna var mycket liten. Korttidsmätningar (1 dygn) av acceleration och rörelse indikerade att vissa av de testade sprickorna ökade i vidd. Mätprogrammet utökades under sommar och höst 2012 med installation av nya LVDT-givare, som mäter rörelser under en längre tid, och temperaturgivare. Mätutrustningen ska ge svar på om det finns permanenta sprickviddsförändringar orsakade av tågpassager. Temperaturgivarna placerades ca 10 cm in i berget, för att kunna jämföra frysning bakom drän och i berget. Om utrymmet mellan isolermatta och berget fryser, men berget bibehåller temperaturer över nollstrecket kan vatten fortsätta att rinna fram till dränen och frysa.

## Summary

The Government has decided to make a vigorous effort in railway maintenance in order to increase the punctuality of the trains. One part of the maintenance objects consists of rock tunnels. During the last years several incidents have occurred in such tunnels, which have led to train shutdown. One example is the Ullbro tunnel at Mälarbanan, where a non shotcreted drain fell down on the aerial conduit and caught fire. Another example which led to train shutdown is a shotcreted drain at Grödingebanan in Björnkulla, where a chunk of shotcrete which covered the insulation mat came loose but was hanging in the mesh reinforcement in the tunnel roof. The shotcrete had to be scrapped down in an acute contract action before the train traffic could be resumed on the actual distance. Both tunnels had been surveyed before the incidents but the damage development could not have been predicted with today's knowledge and survey methods.

At a main inspection of the Björnkulla tunnels, which took place after the train shutdown, it could be seen that shotcrete drop-off had occurred over two drains on the roof level. Several drains exhibited edge cracks with a width of several centimeters. Above this there were horizontal cracks with crack widths of a few millimeters. One of

the four Björnkulla tunnels was worst affected. The main survey gave as a result, that more than half of the 60 drains received remarks about lacking functionality.

As tunnel maintenance is complicated, mostly because of short shifts, but also because existing installations must not become damaged, maintenance works are expensive. Replacing all damaged drains is not possible. Because of that a measurement program was initiated in Björnkulla 1D aiming at prioritizing and finding out the need of drain replacement. The goal also included understanding the cause of the shotcrete drop off and why open edge cracks occur. Was ice formation the only cause of the cracking or can the forces generated by train passages also widen cracks? The measurement program which started in November 2011, included function tests, where water was pumped inside the insulation mat, the macadam was dug up, pins were installed on both sides of cracks, temperature gauges were placed in front of and behind the insulation mat, accelerometers and LVDT gauges were installed on drains. When the measurement equipment was installed another drain was discovered where the shotcrete hung in the mesh reinforcement in the roof. This occurred only eight months after the main survey and led to another acute contract action but not a train shutdown, however.

Preliminary results from the measurements show that the function of the drains as such was adequate. Both infiltration and digging tests show that the water behind the drain could run away without problems. On the other hand the results from temperature gauges showed that the insulation capacity of the drains was very small. Short time measurements (24 hours) of acceleration and crack movements indicated that some of the tested cracks might have increased in width. The measurement program was extended during summer and autumn 2012 with installation of new LVDT gauges, which record movements during a longer time, and temperature gauges. This equipment is expected to give an answer to the question if there are permanent crack width changes caused by train passages. The temperature gauges were positioned approximately 10 cm in the rock in order to compare freezing behind the drain and in the rock. If the space between the insulation mat and the rock freezes but the rock keeps a temperature over zero, water may continue to flow out to the drain and freeze there.

## **Inledning**

Trafiktunnlar byggs idag i stor utsträckning, främst i storstadsregionerna, p.g.a. platsbrist, men även i övriga delar av landet byggs bergtunnlar p.g.a. landskapets utformning. I storstadsregionerna är ofta inläckagekraven högt satta vid nybyggnation, vilket leder till att tunnlar täts. I Sverige, inte minst i storstadsregionerna, finns dock en avsevärd mängd trafiktunnlar som byggts innan injekteringstekniken var påkommen. Oavsett omfattningen av tätningssatsen så uppkommer, i de flesta fall oönskat läckage, som kan orsaka skada på trafik och installationer. Läckaget avhjälpas genom att

leda bort vattnet med hjälp av dräner. Dräner är isolermattor av olika material, tjocklek och bredd, som fästs till berget. Vattnet tillåts rinna längs med berget och ner i tunnelbotten, där det förhoppningsvis kan ledas ut ur tunneln. Isolermattorna kan vara fria eller täckta med ett lager av sprutbetong, som förutom att hålla dränen på plats agerar brandskydd.

Då en trafiktunnel tas i bruk övergår ansvaret till en förvaltare, som ska se till att tunnelns funktion möter de krav som ställs. För Trafikverkets del innebär det att trafiktunnlar ska inspekteras med ca tio års intervall, s.k. huvudinspektion. Tunnlar med ett högt trafikflöde och/eller där en begynnande skadeutveckling sker, inspekteras med ett tätare intervall. Vid inspektion följs riktlinjer ur Inspektionshandboken ("Förvaltning av tunnlar med hjälp av BaTMan" 2007-05-25), vilken möjliggör att skador kan administreras och utvärderas i BaTMan. Handboken saknar bedömningar av fria dräner och i fallet insprutade dräner, är skadebilden förenklad.

Bergab har för Trafikverkets räkning utfört huvudinspektioner av trafiktunnlar under många år. Erfarenhetsmässigt är problem med dräner den huvudsakliga orsaken till anmärkningar på bristande funktionalitet av trafiktunnlar. Rekommenderade underhållsåtgärder är oftast kopplade till dränutbyte eller nysättning av dräner. Dränutbyten är kostsamma, då det tar tid att riva och sätta nya dränmattor på nätterna, samtidigt som trafiken ska hållas igång dagtid. Problem med skadade dräner skapar å andra sidan, i värsta fall, stopp i trafiken, vilket skedde 2011 på både Mälarbanan och Grödingebanan. På Mälarbanan i Ullbrotunneln föll en oinsprutad drän ner på kontaktledningen och fattade eld. I Björnkullatunneln hängde sjok av lös sprutbetong i taket, vilket ledde till att tågtrafiken från Göteborg till Stockholm fick ställas in. Med anledning av den oförutsett snabba skadeutvecklingen i Björnkulla, initierades en huvudinspektion, och sedermera en dränutredning. Delar av denna utredning presenteras i denna artikel.

### **Björnkullatunnlarna**

Björnkullatunnlarna ligger på Grödingebanan strax söder om Flemingsbergs station. Tunnlarna trafikeras av regionala tåg, X2000 och godstrafik. De är enkelspårstunnlar och totalt fyra till antalet.

De insprutade dränerna i tunneln består, enligt tillgängliga relationsritningar, av 1 meter breda PE-mattor med en tjocklek på 45 mm. PE-mattorna är täckta med 80 mm nätarmerad sprutbetong. Mattorna är monterade över ett distansrör och fästa mot berget med 8 mm kamstål, som i sin tur är spikade i plastpluggar, som borrats in i berget. Sprutbetongen är sedan den permanenta förstärkningen genom vidhäftning mot underlaget i de anslutande zonerna utanför PE-mattorna.

2006 utförde Bergab en särskild inspektion av hela Grödingebanan. Inspektionen utfördes okulärt från spårnivå. Vid inspektionen framkom isbildning kring dränkanter och anmärkningar på ett polygonliknande spricksystem över dränerna med millimeter till centimeter-breda sprickor, som dock var kalkläkta. 2010 i december fick trafiken stoppas då det upptäcktes att två skivor sprutbetong, ca 1 x 1,5 m, hängde i taket på två näraliggande ställen. Skivorna hängde i nätarmeringen, som brutits loss i kanterna. Skivorna fick skrotas vid en akut åtgärdentreprenad innan trafiken kunde släppas på. I mars 2011 utförde Bergab en huvudinspektion av Björnkullatunneln nattetid. Inspektionen utfördes handnära från korg och medföljande entreprenör utförde bomknackning. Dräner uppvisade kantsprickor, som var öppna flera centimetrar. Utöver detta fanns horisontella sprickor, som var öppna en till ett par mm. Flertalet dräner uppvisade även omfattande läckage, främst kring kanter. En av Björnkullas fyra tunnlar, Björnkulla 1D var värst drabbad. Huvudinspektionen resulterade i att av de ca 60 dräner som finns i tunneln, fick fler än hälften anmärkningar på bristande funktionalitet.

### **Problemställning**

I Stockholmsområdet har vintrarna varit kalla de senaste åren, ofta med mellanliggande töperioder. Istillväxten har varit stor, vilket har resulterat i att basentreprenadernas underhållspersonal i vissa tunnlar är ute dagligen och skrotar is. Mellan den särskilda inspektionen 2006 och nedfallet 2011 har dränerna utsatts för flera köldcykler. Då mätutrustningen installerades i november 2011 upptäcktes att en ny sprutbetongskiva hade lossnat i taket på en av de undersökta dränerna, endast ca åtta månader efter senaste huvudinspektionen. Återigen fick en akut åtgärdsentreprenad utföras. Förvaltaren bedömde dock att tågen kunde rulla som normalt, i väntan på tillgängliga underhållstider.

I samband med rapporteringen av huvudinspektionen i BaTMan ska varje skada följas av en rekommenderad åtgärd. Skadade dräner tillskrevs dränutbyte, men i praktiken är det alltför kostsamt att byta ut alla tunnelns skadade dräner. För att lära sig mer om skadeutvecklingen tillsattes en utredning.

Utredningen syftar till att försöka bedöma vilka påkänningar som de insprutade dränerna utsätts för, att se om de är korrekt installerade och om de har avsedd funktion.

### **Metodik**

Den tunnel, Björnkulla 1D, som uppvisat de flesta skador och där utfall av sprutbetong skett, valdes till försökstunnel. Tunnelns vänstra sida, sett i ökat km-tal, valdes och vidare ett antal dräner i närhet till ett för försöket installerat loggerskåp. Dränerna



delades upp efter den bedömda mängden skador; helt uppspruckna och delvis uppspruckna. En kalkläkt drän valdes som referensdrän.

Dränerna utreddes med avseende på flera olika parametrar och med olika metoder:

- Dränerna funktionstestades genom inpumpning av vatten bakom dränmattan, då eventuellt läckage vid dränkant och i synliga sprickor noterades. Med detta enkla försök kunde snabbt upptäckas om vattnet bakom dränen rann undan, eller om det fanns stopp.
- Försök med att gräva upp dränerna gjordes för att se hur långt ned i makadamen de sträcker sig, och för att se om det eventuellt fanns byggrester kvar i form av exempelvis handskar och tomma säckar. En teori var även att dränerna ej var dragna ner till frostfria djup och därför eventuellt frös underifrån.
- Dubbar installerades på vardera sidan om öppna sprickor på dränerna, för att kunna mäta förändringar i sprickvidd med tiden. Framförallt ville vi se om det gick att detektera några större förändringar av de millimeter-breda öppna sprickorna, som tillkommit mellan 2006 och 2011.
- Temperaturgivare installerades bakom dränmattan, i sprutbetongen och i luften framför dränerna. Syftet med mätningarna var att studera dränernas isolerande effekt och om isolerförmågan förändrades i och med sprickbildningen. Under hösten 2012 revs två av försöksdränerna och flera givare fick därför byta position. Dränutbytet möjliggjorde även att givare kunde borrar in i berget bakom dränmattan. Temperaturdata har loggats mer eller mindre kontinuerligt från november 2011.
- Accelerometrar och LVDT-givare (linear variable differential transformer) sattes på två utvalda dräner för att undersöka dels hur sprutbetongskivorna rör sig, hur sprickbredder ändras, när passerande tåg ger upphov till fluktuationer i lufttrycket, samt hur sprickbredder förändras på lite längre sikt. Installationer och mätningar utfördes under ca ett dygn i november 2011 av laboratoriet vid Institutionen för Bygghvetenskap, KTH. Sprickbreddsmätningarna kompletterades i maj 2011 då Projektengagemang installerade LVDT-givare som registrerade mätvärden under ca 4 månader.

## **Beskrivning av en försöksdrän**

### **Drän prio 1 – km 17+696 vänster**

En av försöksdränerna, benämnd drän prio 1, visas i fotografierna nedan. Av fotona framgår att sprutbetongen som täcker dränen, genomsetts av ett polygonliknande sprickmönster, och att en kraftig isbildning har skett kring dränkanter och framför dränen. I fotot (Figur 1) kan man även se en kantspricka som är öppen flera centimetrar.

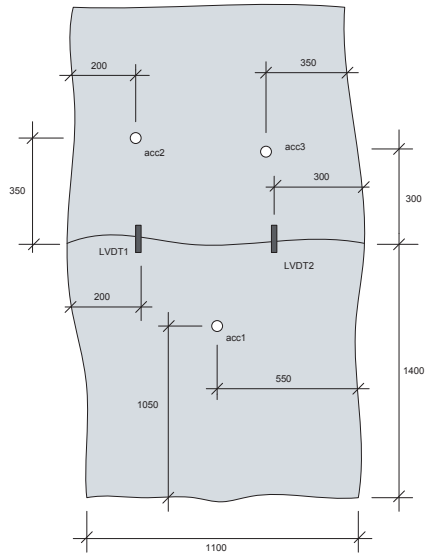
Drän prio 1 har försetts med tre accelerometrar; ACC1, ACC2 och ACC3. Två av dessa är placerade på samma avgränsade skiva. Två LVDT-givare; LVDT1 och LVDT2 är placerade över en och samma horisontella spricka (Figur 2). Samma spricka mäts även manuellt med dubb.

På dränen har fem temperaturgivare placerats; T1-T5. Givarna sitter i luften samt framför och bakom dränmattan på 1,5 m höjd och 1 m under marknivå. På liknande sätt har mätutrustning placerats på ytterligare fyra dräner vid km 17+737 vänster (prio 2), km 17+755 vänster (prio 3), km 17+723 vänster (prio 4) och km 17+704 vänster (prio 5).



**Figur 1.** Foto av drän prio 1 vid km 17+696 vänster. Det vänstra fotografiet visar dränen från sidan. På bilden syns de stora istapparna som bildas vintertid på kanterna av dränen och svallis. Det högra fotografiet visar dränen framifrån.

*Figure 1. Photos of drain "priority 1" at km 17+696 left. The left picture shows a side view of the drain. The large icicles, which are formed in wintertime, are visible on the picture. The right picture shows a front view of the drain.*



**Figur 2.** Mätpunkter (LVDT och accelerometrar) på drän prio 1.

*Figure 2.* Points of measuring (LVDT gauges and accelerometers) on drain “priority 1”.

## Resultat

### Funktionskontroll

Funktionskontrollen gick ut på att pumpa in vatten bakom dränen, för att se om vattnet skulle försvinna in i dräneringen, eller om det skulle tryckas tillbaka ut genom kanter eller synliga sprickor. För att utföra kontrollen så borrades ett hål mitt på dränen, nära marknivå, och 1 m<sup>3</sup> vatten pumpades in bakom dränmattan. Antal förflutna minuter från att kontrollen startade, till att tanken var tom, noterades, samt eventuellt uppkommen fukt eller dropp.

Drän prio 1-4 funktionskontrollerades på detta sätt, och alla fyra dräner visade sig vara funktionsdugliga (Tabell 1). Inget vatten kunde observeras strömma ut genom kanter, sprickor, eller genom det borrade hålet. Under den första natten kontrollerades drän prio 2, och tiden för försöket blev då 60 minuter. Under resterande nätter byttes slang och pump till en av högre kapacitet, och försöken slutfördes då på cirka 25 minuter.

**Tabell 1.** Tabellen anger den tid som det tog att pumpa in 1000 liter vatten i dränen. Observera att då drän Prio 2 funktionskontrollerades så användes en annan pump än vid övriga funktionskontroller.

*Table 1. The table shows the time needed to pump 1000 litres into the drain. N.b. when drain "priority 2" was checked, another pump was used than in the other function tests.*

Drän	Tid vid funktionskontroll [min]
Prio 1	23
Prio 2	60
Prio 3	25
Prio 4	25

### Uppgrävning av drän

Fyra dräner (prio 1-4) grävdes upp, och i samtliga fall fick arbetet avbrytas vid 70-105 cm djup, p.g.a. risk att förstöra kanalisationen, som finns drägen cirka 0,5-1 meter ut från tunnelväggen (Tabell 2). Inga byggrester eller annat skräp hittades vid någon av uppgrävningarna. Materialet den översta metern var grovt med flera stora block.

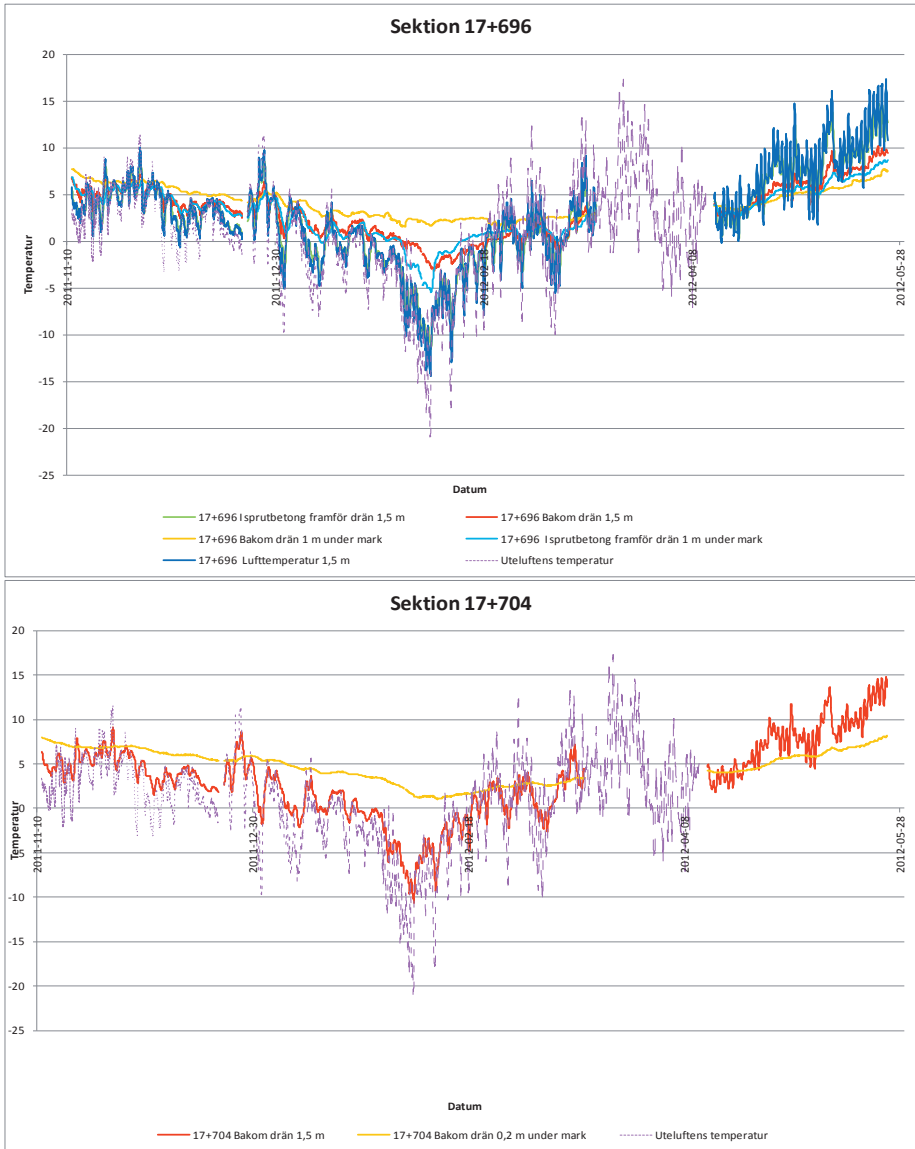
**Tabell 2.** Den nivå under markytan där grävning fick avbrytas. I samtliga fall var dränen neddragen till detta djup.

*Table 2. Depth under the ground level, where digging had to be stopped. In all cases the drain was brought down to this depth.*

Drän	Grävdjup under markyta [cm]
Prio 1	105
Prio 2	90
Prio 3	80
Prio 4	70

### Temperaturmätningar

Resultatet från temperaturmätningarna redovisas för drän prio 1 (helt uppsprucken) och drän prio 5 (referensdrän) i figuren nedan (Figur 3). Temperaturmätningarna visar att temperaturen sjunker under 0 °C bakom drän prio 1 på 1,5 m nivån ovan mark (röd kurva i Figur 3) kring slutet på januari 2012.



**Figur 3.** Temperaturregistreringar för drän prio 1 och 5.

*Figure 3.* Temperature recordings for drain "priority 1 and 5".

Tunnelluftens temperatur fluktuerar kring 0 °C ca en månad innan temperaturen varaktigt ligger under 0 °C. Dränen klarar att hålla kylan borta under den månaden, men när temperaturen varaktigt är under 0 °C, sjunker även temperaturen bakom dränen till noll, med risk för igensättning p.g.a. frysning som följd.

Bakom dränen på nivån 1 m under markytan (gul kurva i figuren) är temperaturen aldrig under nollstrecket. Dränering av eventuellt vatten ned mot sulan, är därför inget problem.

Gemensamt för samtliga undersökta dräner är att temperaturen bakom dränmattan följer utetemperaturens toppar och dalar, med viss fördröjning. Vid temperaturer varaktigt under 0 °C kommer vattnet bakom dränen att frysa. Frysningen sker olika fort för olika dräner, men inget samband mellan uppspruckenhet och isolerförmåga gick att finna. Dränerna bibehöll plusgrader 1 m under markytan, undantaget drän prio 2 och prio 3 som uppvisar minusgrader ett antal dagar i februari.

### **Acceleration och sprickbreddsförändringar**

Av de framräknade rörelserna framgår att de tre delar av drän prio 1, som försetts med accelerometrar, uppvisar rörelser på några tiondels mm, medan rörelsen i drän prio 2 ligger i storleksordningen några hundra delar mm.

Frekvensanalysen visar att de tre delarna av drän prio 1 i allmänhet har tre frekvenstoppar i intervallet 20 – 100 Hz. Det finns också en topp strax under 20 Hz. Möjligen kan denna vara ett utslag av att nätspänningen för järnvägen har en frekvens på  $16\frac{2}{3}$  Hz. För drän prio 2 är det svårare att urskilja någon bestämd frekvenstopp. Möjligen finns det en vid 160 Hz samt några till. Dessa senare är otydliga beroende på att accelerationerna är små och att frekvensspektrat innehåller mycket brus, som ligger på ungefär samma nivå som dessa. I alla händelser kan man konstatera att delarna av drän prio 1 svänger långsammare än drän prio 2, vilket är rimligt eftersom drän prio 1 är mera sönderbruten och följaktligen mindre styv. Att det finns flera dominerande frekvenser än en beror sannolikt på att registreringarna påverkas av svängningar i flera moder med olika egenfrekvenser. Ett parti av dränen har en rörelse, som kan vara sammansatt av translation samt rotationer kring två huvudaxlar. Med endast en accelerometer på ett dränparti kan inte denna sammansatta rörelse analyseras fullständigt.

Sprickbreddsmätningarna med LVDT-givare, som registrerat mätningar under ett dygn, visar på mycket små breddökningar, som är på gränsen mot mätnoggrannheten. I några fall kan man se en tendens att en viss deformationsökning kvarstår efter en tågpassage. En av sprickorna i den bättre dränen (prio 2) ökar kontinuerligt sin bredd med antalet

tågpassager. De andra sprickornas bredd ökar till en början också kontinuerligt, men börjar sedan avta igen. Även här blir dock resultatet en kvarstående sprickbreddsökning efter cirka 90 tågpassager under ett dygn.

Manuell mätning av några sprickbredder bekräftar denna tendens.

Sprickbreddsmätningarna som pågick under flera månader styrker emellertid inte detta, utan visar att de små variationerna i sprickbredder med tiden snarare är temperaturinducerade. Temperaturens inverkan på sprickbredden är ganska stor. En drän på en meters bredd med kantsprickor i båda kanter erhåller en sprickbreddsökning på 0,06 mm hos vardera sprickan vid en temperaturminskning på 10 °C. Härigenom blir det ganska svårt att uttala sig med säkerhet om en eventuell, permanent sprickbreddsökning på grund av tågpassagerna enbart. Klart är dock att sprickor, som vidgas, har svårt att gå ihop igen p.g.a. bristande passning oberoende av orsaken till vidgningen.

Intressant i sammanhanget är också att några av de sprickor som mätts har kalkläkts under mätperioden. Det tyder på att eventuella rörelser p.g.a. tågpassager inte har någon avgörande betydelse.

### **Diskussion och slutsatser**

Tanken med de dränerna i Björnkulla är att bergmassan bakom dränen ska kylas ned snabbare än luften i utrymmet mellan isolering och berg, vilket innebär att läckaget fryser till, innan isbildningen har blivit kraftig i detta utrymme. Tester av olika utformade isolermattor visar dock att ingen drän lyckats förhindra isbildning mellan isolermatta och berg (Fredriksson och Persson 1996 "Test av dräner i tunnel vid Hornsberg Delrapport 5 Dränfunktion vid kyla"). En teori till uppsprickningen av sprutbetongen i Björnkulla kan vara att kylan går rakt igenom den tunna dränen och fryser det inläckande vattnet till is. Vattnet som kommer inifrån den varmare bergmassan fortsätter att läcka fram ur sprickan och då det möter kylan, som trängt in genom dränen blidas mer och mer is. Om isbildningen är kraftig och trycket överskrider sprutbetongens hållfasthet, sker en uppsprickning av sprutbetongskiktet. Mätningar av bergets temperatur kan visa om denna teori stämmer.

Det finns inget i denna studie som tyder på att de sprickor, som leder till utfall av sprutbetong vidgas successivt. Dräner som redan är uppspruckna tycks inte heller isolera sämre än hela (referensdrän). I denna undersökning finns dock indikationer som kan tyda på, att i alla fall små sprickor kan vidgas successivt. Större sprickor bildas troligen utan förvarning.

I denna studie kunde visas att:

- Dränerna ej var bottenfrusna, eller att vattnet på annat sätt hindrades från att ledas bort från dränen.
- Att dränen har mycket liten effekt för att hindra att kyla tränger in bakom isolermattan då temperaturen ligger under nollstrecket under en längre tid.
- Små variationer i sprickbredder är troligen temperaturinducerade.

Fortsatta mätningar av temperaturer kommer att visa bergets temperatur i förhållande till utrymmet mellan berg och isolermatta.





# PLANERING AV BERGUNDERHÅLL MED EN LCC-MODELL

## Planning of rock maintenance with a LCC model

*Ulf Lindblom, Gecon*

*Sebastian Almfeldt, Keller Grundläggning*

### LCC-begreppet

LCC- metoden (Life Cycle Costing) ger en möjlighet att studera den sammantagna kostnaden för en verksamhet över hela livslängden. Applicerad på tunnlar söker man med LCC-analys återföra alla kommande underhållskostnader under driftstiden till det ekonomiska värdet dessa har idag, nuvärdet. Eftersom den byggda kvaliteten i tunneln påverkar underhållsbehovet, brukar byggkostnaden (med kapitalisering) läggas till nuvärdet av de framtida underhållskostnaderna.

För att räkna fram nuvärdet av en framtida kostnad krävs att man kan bedöma den kommande inflationen av kronan och att man därigenom kan diskontera beloppet för underhållsinsatserna i tunneln till nutid. Annorlunda uttryckt är nuvärdet (P) lika med det belopp i kronor som skulle behöva ”sättas undan” idag för att med ränta på ränta (i) räkna till att betala det underhållsarbete (F) som utförs efter n år:

$$P = \frac{F}{(1 + i)^n}$$

P summeras för samtliga underhållsinsatser i tunneln under livslängden till ett LCC-tal. Genom att göra liknande summeringar för olika byggkostnads- och underhållsalternativ, kan jämförelser göras.

### Modellen

LCC-modellen som här presenteras är uppbyggd i Excelformat och har beskrivits tidigare, se ref [1, 2]. Den utvecklades av andreförfattaren som en del i ett examensarbete vid CTH och har därefter vidareutvecklats inom ett SBUF/BeFo-projektet som berör underhåll av berganläggningar [2]. I denna artikel visas hur modellen kan användas för jämförande kostnadsanalyser av det framtida underhållet i en befintlig tunnel. De framtagna LCC-talen är användbara för kvalitativa val av lämplig teknik med avsikten att minimera underhållskostnaderna för tunneln.

Det är viktigt att framhålla att LCC-modellen är en ren ”räknemaskin” och att den inte har förmåga att dra slutsatser eller ”tänka själv”. Däremot är den fullständigt flexibel när det gäller ingångsdata. Det är upp till användaren att ge korrekta ingångsdata på kostnader och frekvenser för underhållsinsatserna. De framräknade LCC-talen blir aldrig bättre än dessa data. Men med bra ingångsdata ger modellen å andra sidan alltid adekvata svar.

Trafikant- och samhällskostnader för störningar under underhållsarbetena är ofta omfattande och bör också bedömas och nuvärdesberäknas. Detta har inte gjorts i exemplet i artikeln, där modellen applicerats på en befintlig, relativt nybyggd svensk vägtunnel.

## Den studerade tunneln

Lundbytunneln i Göteborg är i drift sedan 1998 och har således kända, installerade bergförstärkningar, tätningar och vattenavledningssystem. Lundbytunnelns karaktäristiska data framgår av Tabell 1:

Byggår	1998
Byggkostnad	600 MSEK
Tvårsnitt	12 x 8 m
Längd	4120 m
Vägg- och takarea	115000 m <sup>2</sup>
Fri bergyta	30 %
Sprutbetong	70 %
Systembult	20 %
Dräner	10 %
Inklädnad	30 %
Injektering	100 %

Tabell 1. Omfattning av förstärknings- och vattenavledningssystem i Lundbytunneln. Procentvärden avser procent av total tunnelyta.

## Kalkyldata: kostnader och frekvenser för tunnelunderhåll

De mest centrala ingångsvärdena som modellen arbetar med – och som är helt avgörande för de beslutsunderlag som levereras – är *kostnaden* för en enskild underhållsinsats och *hur ofta* insatsen görs. Kalkylräntan är en annan central parameter som dock är underställd ekonomiska/politiska bedömningar och analyseras inte här.

De kostnader som är specifika för bergunderhållsarbetena i Lundbytunneln, liksom frekvensen på arbetena, är inte kända i detalj. För att möjliggöra en analys har därför i denna ”testkörning” av modellen kalkylkostnader hämtats från erfarenhetsvärden av bergunderhållskostnader som framgår av Tabell 2 nedan. På samma sätt har frekvensen för insatserna bedömts enligt ref [2] och angetts i tabellen.

## Analys med modellen

Vid framtagning av nuvärdet (LCC-talet) i modellen har kapitalisering gjorts till år 2012 med kalkylräntan 4 %. Med hjälp av entreprenadindex kapitaliserades även den ursprungliga byggkostnaden till 2012 års SEK. Trafikant- och samhällskostnader för störningar av arbetena har inte medtagits.

Med hjälp av modellen beräknades först LCC-talet för de återstående UH-insatserna på förstärknings- och tätningssystemen i Lundbytunneln som dessa ser ut nu enligt Tabell 1. Detta så kallade ”grundalternativ” ger således nuvärdet (år 2012) av alla förväntade underhållsinsatser i tunneln fram till livslängdens slut. Nuvärdet anges för varje förstärkningselement i Excel-bladet och summeras ihop, se ref [1].

Nya LCC-tal – som räknas fram efter modellerade förändringar i förstärkningssystemen – jämförs sedan med LCC-talet för grundalternativet för att avgöra om förändringarna är ekonomiskt motiverade. Genom att låsa alla parametrar utom en, kan påverkan på LCC-talet av just den förändringen studeras.

De fem analysalternativen i modellen för Lundbytunneln har följande innehåll:

- befintlig förstärkning (grundalternativet)
- dåligt vidhäftande sprutbetong skrotas ner och ersätts med högkvalitativ och väl applicerad sprutbetong, vilket minskar UH-intervallet från vart 5:e år till vart 25:e år
- rostande systembultning i våta bergpartier ersätts med rostfri bult, varefter UH-behovet i detta parti upphör
- dräner som måste spolras ofta byts ut mot inklädnad som ersätts vart 40:e - 60:e år
- efterinjektering kan minska fuktproblem och skulle kunna tänkas höja livslängden och minska UH-frekvensen för utsatta partier av sprutbetong och bultar.

De kalkylvärden som använts framgår av Tabell 2:

UNDERHÅLLSARBETE	ENHET	KOSTNAD	INTERVALL
Inspektion			
• Översiktlig	längdmeter tunnel	20 kr	2 år
• Noggrann	längdmeter tunnel	50 kr	5 år
• Detaljerad	längdmeter tunnel	100 kr	10 år
Fria bergytor			
• Rengöring(högtryckstvätt)	m <sup>2</sup> tunneltak/vägg	100 kr	5-10 år
• Bomknackning	m <sup>2</sup> tunneltak/vägg	75 kr	5-10 år
• Skrotning	m <sup>2</sup> tunneltak/vägg	150 kr	5-10 år
• Ströbultning	styck	3000 kr	5-10 år
Sprutbetongytor (nedknackning, omsprutning)			
• Stålfiberarmerad (50 mm)	m <sup>2</sup> tunneltak/vägg	1500 kr	5-15 år
Systembultning (utbyte 3m-bult, ej förspänd)			
• Svartstålsbult	styck	3000 kr	10-25 år
• Rostfri bult	styck	4000 kr	Ej Uh
Dränsystem			
• Vattenspolning av drän(högtrycksspolning)	styck	3000 kr	0,3-10 år
• Isknackning (manuellt från skylift, tunnel max 1000 m)	8 timmarsskift	24000 kr	Ej analys
• Rivning och ersättning av drän (bilning, montering, sprutning)	styck	10000 kr	
Inklädnader			
• Betonglining, platsgjutet	m <sup>2</sup> tunneltak/vägg	10000 kr	Ej Uh
• Betonglining, förtillverkade element	m <sup>2</sup> tunneltak/vägg	8000 kr	Ej Uh
• Membran, typ tunnelduk	m <sup>2</sup> tunneltak/vägg	5000 kr	40
• Membran, enkla	m <sup>2</sup> tunneltak/vägg	3000 kr	40
Injektering			
• Systematisk efterinjektering (hål c/c 2m, minst 30 st)	m <sup>2</sup> tunneltak/vägg	2500 kr	Ej Uh

Tabell 2. Erfarenhetsvärden av bergunderhållskostnader- och frekvenser som använts som kalkylvärden i LCC-modellen. Variationerna i frekvens i högra kolumnen avser partier med dåliga respektive bra tunnelytor (våta respektive torra), ref [2].

Variationerna i förstärkningssystemen sammanfattas i Tabell 3 och effekten av åtgärderna presenteras nedan under avsnitt Resultat. Vid jämförelse mellan alternativ kan nämnas att enheten för alla LCC-tal i studien är *MSEK i 2012 års penningvärde*.

Analysalternativ 1	Grundalternativet
Analysalternativ 2	Förbättrad sprutbetong
Analysalternativ 3	Rostfria bultar
Analysalternativ 4	Membran ersätter dräner
Analysalternativ 5	Efterinjektering

Tabell 3. Variationer i förstärkningssystemen som studerats i LCC-modellen.

## Resultat

### Analysalternativ 1: Underhållskostnader med nuvarande förstärknings/tätningssystem

Beräkningen för drifttiden 1998-2118 visar nedanstående värden för grundalternativet, d.v.s. oförändrad tunnel:

DRIFTÅR	BYGGKOSTNAD (NUVÄRDE 2012, MSEK)	FRAMTIDA UH (LCC-tal)
1998 - 2118	737	76

Tabell 4. Nuvärdet 2012 av byggkostnaden av Lundbytunneln samt LCC-tal (alltså det ackumulerade nuvärdet för 2012) för återstående UH-insatser vid oförändrad tunnel.

### Analysalternativ 2: Underhållskostnader med förbättrad sprutbetong

I det tänkta fallet tas den dåliga sprutbetongen bort. Endast ”bra” sprutbetong kommer att finnas och är installerad på 70 % av tunnelsträckan, se Tabell 1.

I Lundbytunneln idag (grundalternativet) finns på 6 % av sträckan medelbra sprutbetong och på 3 % dålig sprutbetong. Denna betong, totalt 10000 m<sup>2</sup>, ersätts nu med bra sprutbetong. När detta är gjort, kommer 5 % av all sprutbetong att knackas ner och ersättas vart 25:e år.

Det kan diskuteras om kostnaden för att byta ut defekt sprutbetong är att betrakta som en underhållskostnad eller som en utökad byggkostnad (kvalitetshöjning). Med det senare betraktelsesättet får vi ett LCC-tal för framtida underhåll på 71, att jämföra med grundalternativets LCC = 76 (inga förändringar). Resultatet av utbyte av dålig sprutbetong blir alltså ett billigare underhåll, sett över kvarvarande livslängd, se Tabell 5.

Om den nya sprutbetongen skulle kosta det dubbla, 3000 SEK/m<sup>2</sup>, ökar LCC till 75 enheter och ett utbyte av sprutbetong blir då nätt och jämnt lönsamt.

LCC-analysen för Lundbytunneln visar alltså, att en successiv ersättning av dålig sprutbetong i tunneln är ekonomiskt motiverad endast om kostnaden per installerad m<sup>2</sup> av den bättre betongen inte mer än fördubblar dagens pris på 1500 SEK/m<sup>2</sup>.

BYGGKOSTNAD (Nuvärde 2012, MSEK)	GRUND- KONCEPTET	FÖRBÄTTRAD SPRUTBETONG 1500 SEK/m <sup>2</sup>	FÖRBÄTTRAD SPRUTBETONG 3000 SEK/m <sup>2</sup>
752 (737)	76	71 (86)	75 (90)

Tabell 5. Nuvärdet 2012 av byggkostnaden samt LCC-tal för återstående UH-insatser under livslängden för Lundbytunneln med utbyte av "dålig" sprutbetong. Värdena inom parentes avser fallet att utbyte av sprutbetongen betraktas som underhåll.

Om utbytet av dålig sprutbetong inte räknas som en byggkostnad utan ses som en underhållskostnad, blir åtgärden inte lönsam i ett livslängdsperspektiv. LCC-talet ökar från 76 (ingen åtgärd) till 86 respektive 90, se Tabell 5. I det fallet blir det billigare att fortsätta att underhålla den dåliga sprutbetongen.

### Analysalternativ 3: Underhållskostnader med rostfria bultar

I det tänkta fallet ersätts de bultar i Lundbytunneln som har dålig ingjutning och korrosionsproblem. Rostfria bultar installeras istället. De nya bultarna förväntas inte ge något underhållsbehov under den återstående livslängden av tunneln.

Tabell 6 nedan visar effekten på LCC i Lundbytunneln, som har totalt drygt 15000 systembultar, varav ca 400 stycken antas ha dålig ingjutning och korrosionsproblem. Den underhållsfria, rostfria bulten kostar 4000 SEK/st, mot 3000 SEK/st för vanlig bult i svartstål. Kostnaden, 3 MSEK, läggs på byggkostnaden.

NY BYGGKOSTNAD (Nuvärde 2012, MSEK)	GRUND- KONCEPTET	UTBYTE TILL ROSTFRI BULT 4000 SEK/st
740	76	80

Tabell 6. Nuvärdet 2012 av byggkostnaden samt LCC-tal för återstående UH-insatser under livslängden för Lundbytunneln med utbyte av korroderande bult till rostfri bult.

Åtgärden visar sig vara olönsam, LCC-talet stiger från 76 till 80. Skulle utbytet av bultar belasta underhållskostnaderna, skulle åtgärden bli än mer olönsam.

Det skall observeras, att den utförda analysen för Lundbytunneln förutsätter att relativt få bultar byts ut. I en annan tunnel med mycket blöta förhållanden och med avsevärda problem med bultkorrosion, kan det bli lönsamt med ett byte till rostfri bult. Lundbytunneln tillhör inte kategorin "blöta tunnlar".

### Analysalternativ 4: Underhållskostnader med dräner utbytta mot inklädnad

I detta fall rivs dränera ner och ersätts med någon form av inklädnad, betonglining eller membran. Drygt 400 dräner byts ut på en tunnelarea av ca 2600 m<sup>2</sup>. Om insatserna görs omgående (2012) blir *minskningen i LCC-tal 55* genom bortfallet av underhåll på alla dessa dräner.

Om det blöta området med dräner ersätts med en betongliner, kostar denna 10 000 SEK/m<sup>2</sup>, totalt 26 MSEK. Nytt LCC-tal blir då  $76 - 55 + 26 = 47$ .

Kostnaden för ett membran är ungefär hälften så stor som för en liner, 13 MSEK. I motsats till en betongliner som håller livslängden ut, måste membranet bytas efter 40 år. Detta utbyte måste i en jämförande analys ses som en underhållsåtgärd. LCC-talet, d.v.s. nuvärdet (2012) blir då  $13 + 13/1,04^{40} = 17$ . Nytt LCC-tal blir  $76 - 55 + 17 = 38$ .

Ett utbyte av dräner mot inklädnad blir alltså alltid lönsamt i Lundbytunneln, oavsett om arbetet ses som en underhållsåtgärd eller som en försenad byggkostnad (uppgradering). Det blir med andra ord billigare med någon form av inklädnad än att behålla och underhålla dränerna. Mest lönsamt är det att installera en tunnelduk (membran) eller liknande över det blöta partiet.

NY BYGGKOSTNAD (Nuvärde 2012, MSEK)	UTBYTE AV DRÄNER TILL LINING 2012	UTBYTE AV DRÄNER TILL MEMBRAN 2012
847 (liner)	LCC 47	-
805 (duk)	-	LCC 38

Tabell 7. Nuvärdet 2012 av byggkostnaden samt LCC-tal för återstående UH-insatser under livslängden för Lundbytunneln om dräner byts ut mot inklädnad.

Eliminering av isknackning i Lundbytunneln kommer att göra installation av en inklädnad avsevärt mer lönsam än vad ovanstående analys visar. Detta har inte analyserats i modellen.

#### Analysalternativ 5: Underhållskostnader med lokal efterinjektering

Detta fall beräknas som det femte analysalternativet. Med en efterinjektering kan man uppnå att vattenflödet till tunneln kan reduceras. Därmed skulle säkert nedbrytningsprocesserna och de blivande underhållskostnaderna minska. Hur stor en sådan besparing kan bli, är naturligtvis mycket svårt att bedöma. Modellen kan dock kontrollera kriterierna för en lönsam efterinjektering. Detta görs med utgångspunkt från grundalternativet i modellen.

Hela tak- och väggarean i Lundbytunneln är 115 000 m<sup>2</sup>. Om 5 % av denna area efterinjekteras redan nu (år 2012), kostar detta 15 MSEK. Eftersom rådande LCC är 76, blir efterinjekteringen lönsam endast om arbetena leder till att ca en femtedel av de återstående underhållskostnaderna inbesparas under resten av livslängden. Om 2 % av arean efterinjekteras krävs 12 % inbesparing på underhållet för att åtgärden skall vara lönsam, se Tabell 8.

NY BYGGKOSTNAD (Nuvärde 2012, MSEK)	EFTERINJEKTERING 5 % av LÄNGDEN 11500 m <sup>2</sup> KRAV PÅ LCC- MINSKNING	EFTERINJEKTERING 2 % av LÄNGDEN 4600 m <sup>2</sup> KRAV PÅ LCC- MINSKNING
752 (5% INJ)	LCC -15	-
743 (2% INJ)	-	LCC -9

Tabell 8. Nuvärdet 2012 av byggkostnaden samt krav på minskning av LCC-tal för återstående UH-insatser under livslängden för Lundbytunneln med efterinjektering.

## Jämförelse av Lundbytunneln med några andra tunnlar

Ett antal andra svenska vägtunnlar har analyserats med LCC-modellen med samma variationer i förstärknings/tätningssystemen som studerats för Lundbytunneln (analysalternativ 1-5). Som jämförelse med Lundbytunneln visas resultaten i Tabell 9 nedan. Storleksordningen i LCC-tal förklaras till stor del av varierande tunnellängd. Ingen detaljanalys har gjorts för dessa tunnlar.

	Törnskogstunneln	Södra länken	Lundbytunneln	Gnistångstunneln
Driftår	2008 - 2128	2004 - 2124	1998 - 2118	1978 - 2078
Byggkostnad 2012	759	8211	737	106
Alternativ 1	75	287	76	7
Alternativ 2	63/69	245/260	71/75	7/7
Alternativ 3	77	290	80	-
Alternativ 4	32/36	110/118	33/42	10/11
Alternativ 5	-9/-15	-	-9/-15	-

Tabell 8. Förändringar av LCC vid variation av förstärkningssystemen enligt Tabell 3 i några svenska vägtunnlar. De två valen i alternativ 2, 4 och 5 är desamma som för Lundbytunneln (se Tabell 5, 7 och 8).

## Slutsatser

LCC-analyserna av tunnelunderhållet visar exempel på vad modellen kan användas till. Variationerna är naturligtvis oändliga. De fiktiva "kalkylvärdena" som använts här måste i en verklig analys så långt det är möjligt ersättas med faktiska indata för att resultaten skall bli pålitliga. Ofta diskuterade alternativ att söka förbilliga tunnelunderhållet kan med modellens hjälp i så fall kläs i ekonomiska siffror och klart lönsamma eller olönsamma alternativ kan identifieras.

För Lundbytunnelns del verkar en förbättring av kvaliteten på sprutbetongskyddet vara en lönsam åtgärd, men endast om utbyteskostnaden tas som en "byggkostnad" och inte belastar underhållsbudgeten. Borttagning av dräner och installation av inklädnad över läckande partier verkar vara klart lönsam, även om installationskostnaden räknas in i underhållsbudgeten. Ersättning av rostande bultar med rostfri bult, liksom efterinjekteringsarbeten verkar ha tveksam ekonomi, sett över livslängden. Dessa slutsatser måste verifieras med realistiska och på platsen gällande data på kostnader och frekvenser för underhållet.

## Referenser

[1] Almfeldt S., 2012, *Modeling life time cost of maintenance in hard rock tunnels*. Master of Science thesis, Geo and water engineering. Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg.

[2] Lindblom U., 2012, *Underhållskostnader för bergtunnlar i ett livslängdsperspektiv*. FoU Väst Rapport 1205, Göteborg.





# VÅGUTBREDNING I BERG

## Wave Propagation in Rock

*Andreas Eitzenberger, Avd. för Geoteknologi, Luleå tekniska universitet*

### SAMMANFATTNING

I tätbefolkade områden kan vibrationer genererade av tågtrafik i tunnlar nå närliggande byggnader i form av stömljud och/eller vibrationer. Tillförlitliga prognoser för att säkerställa att de som vistas i byggnaderna inte ska störas är nödvändigt när man planerar en ny järnväg eller bygger nya byggnader längs en befintlig järnväg. Numeriska analyser är idag en naturlig del vid prognostisering av tåginducerade vibrationer/stömljud. Vid analyserna antas ofta marken bestå av ett homogent och isotropt material. Vågutbredning genom diskontinuerliga bergmassor har studerats med hjälp numeriska analyser för att bedöma om ett sådant antagande är rimligt. Resultaten visar att sprickor under vissa förutsättningar påverkar vibrationerna lokalt på markytan ovanför en tunnel utsatt för en dynamisk last. Egenskaper som har stor inverkan på vågutbredning är sprickans normal- och skjuvstyvhet, sprickors orientering och antal samt sprickavståndet. Zoner kan kanalisera vågor vilket resulterar i ökade vibrationer på markytan där zonen når markytan, men kan också agera som en vågfälla eller ett filter. Om det översta skicket av bergmassan har egenskaper som skiljer sig från den omgivande bergmassan förstärks generell vibrationerna på markytan, särskilt i horisontell riktning.

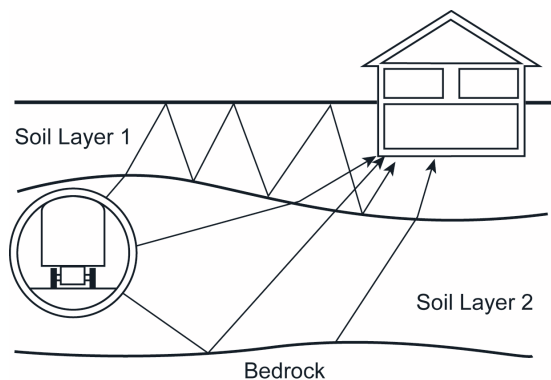
### SUMMARY

In densely populated areas vibrations radiating from underground railways may reach nearby buildings and the residents as ground-borne noise and/or vibrations. Reliable predictions to ensure that residents will not be annoyed are a necessity when planning a new railway or constructing new buildings along an existing route. Numerical analysis is a natural part of the prediction models for train-induced vibrations. Normally these analyses treat the ground as homogeneous and isotropic. To determine if such an assumption is valid wave propagation through discontinuous rock masses have been studied using numerical analyses. The results show that discontinuities under certain conditions have a significant impact on the vibrations locally on the ground surface above a dynamically loaded tunnel. Properties having the greatest impact on wave propagation are the shear and normal stiffness of the discontinuity, the orientation and number of sets of discontinuities and their internal distance. Zones with a non-zero thickness can channel waves resulting in higher velocity-levels at the ground surface where the zone daylight but also as a wave trap or filter. If the uppermost part of the rock mass has properties different from those of the host rock mass, generally amplifies the vibrations on the ground surface especially in the horizontal direction.

## 1 INLEDNING

Under de senaste åren har det i Sverige investerats i flera stora underjordiska järnvägsprojekt, bl. a. den färdigställda Citytunneln i Malmö, det pågående byggandet av Citybanan i Stockholm samt den planerade Västlänken i Göteborg. Det primära motivet för att investera i stora järnvägsprojekt är att underlätta för transporter av varor och människor längs järnvägsnätet i tätbefolkade regioner. En fördel med att placera järnvägar under jord är att inverkan på rumsligt begränsade stadskärnor är liten. Dessutom anses järnvägen vara en miljövänlig transportlösning för framtiden. Trafikverket förväntar sig därför att antalet järnvägstunnlars i tätbefolkade områden kommer att öka under de närmaste 20 åren.

En miljömässigt negativ konsekvens av järnvägstrafik är att den genererar markvibrationer och luftburet buller. I tätbefolkade områden når vibrationer från järnvägstunnlarna närliggande byggnader där de boende kan uppfatta dem i form av vibrationer och/eller stömljud (Figur 1). Överföringen av vibrationer från en järnvägstunnel via marken och vidare till närliggande byggnader delas oftast upp i tre steg (Melke, 1988); (i) källan som utgörs av tåg och spår (emission), (ii) utbredningsvägen som utgörs av tunnel och mark (överföring) och (iii) mottagaren som utgörs av byggnader och de som vistas i byggnaderna (immission). Varje steg delas sedan upp i ytterligare delar (SS-ISO 14837-1, 2005).



Figur 1 Utbredning av tåginducerade vibrationer (modifierad från Remington et al., 1987).

*Propagation paths of train-induced vibrations (Modified from Remington et al., 1987).*

Vid prognostisering av vibrationer och/eller stömljud i byggnader längs befintliga eller planerade järnvägar måste de olika komponenter som ingår i systemet, det vill säga, källa, väg och mottagare, beaktas (SS-ISO 14837-1, 2005). Förr användes empiriska metoder baserade på fältmätningar (t.ex. Ungar och Bender, 1975, Kurzweil, 1979) som

det primära verktyget för att analysera tåginducerade vibrationer/stomljud. På grund av utvecklingen av hårdvara och mjukvara de senaste decennierna används idag avancerade numeriska modeller där vågutbredningen i marken och i byggnader längs järnvägs-spår studeras under realistiska förhållanden och där beräkningstiden främst beror på antalet studerade parametrar och modellens noggrannhet. Numeriska modeller lämpar sig främst för parameterstudier (t.ex. Andersen och Jones, 2006) men kan även kombineras med fältmätningar för kalibrering samt för att generera relativt pålitliga prognoser (t.ex. Fujii et al, 2005; Degrande et al, 2006). Numeriska modeller har därmed blivit ett användbart verktyg för att studeras problem relaterade till tåginducerade vibrationer.

Gemensamt för de flesta analyser av vibrationer/stomljud orsakat av tågtrafik där hela kedjan (källa, väg och mottagare) beaktats är att marken antas bestå av ett homogent material (eller flera skikt) med isotropt och linjär-elastiskt beteende, d v s ett kontinuum. Detta kan vara motiverat när marken består av jord eller lera, men inte alltid för en bergmassa som är heterogen på grund av sprickor och bör därför endast beaktas som ett kontinuum om den är fri från sprickor eller när avståndet mellan sprickorna är litet i jämförelse med storleken på problemet (bergrummets storlek, våglängd, etc.). Om enskilda sprickor anses ha betydande inverkan på bergmassans beteende ska bergmassan modelleras som ett diskontinuum där individuella block tillåts rotera, rörelser kan ske längs sprickor eller att kontaktytor separerar (Brown, 1987). Antagandet att bergmassan är ett homogent material medför att bergmassans verkliga inverkan på vågutbredningen inte beaktas. Därför bör effekten av bergmassans egenskaper, så som storskaliga sprickor, studeras.

Forskningsämnet Berganläggningsteknik (BAT) vid avdelningen för Geoteknologi, Luleå tekniska universitet (LTU), har på uppdrag av Trafikverket bedrivit ett projekt där målet var att studera hur inhomogeniteter i berg (främst storskaliga sprickor) påverkar vågutbredningen i bergmassan. Analytiska och numeriska analyser användes för att studera hur främst sprickor, men även andra materialegenskaper, påverkar utbredningen av vågor i en bergmassa. I denna artikel presenteras delar av resultaten från några av de numeriska analyserna som gjorts under projektets gång. Fullständiga resultat finns presenterade i Eitzenberger (2008a, 2008b, 2012) samt Eitzenberger et al. (2011).

## 2 NUMERISKA ANALYSER

Numeriska modeller utvecklades för att studera hur individuella storskaliga sprickor (d v s diskontinuiteter) samt sprickgrupper påverkar vibrationerna på markytan ovanför en tunnel som utsätts för en dynamisk last. För analyserna användes programvaran Universal Distinct Element Code (UDEC), ett 2D numerisk program baserad på den distinkta elementmetoden (DEM) som lämpar sig för modellering av diskontinuum (Itasca, 2004). UDEC valdes av två skäl: (i) dess förmåga att simulera beteendet hos ett diskontinuerligt material (t.ex. bergmassa) som utsätts för antingen statisk eller dynamisk belastning (Itasca, 2004) samt (ii) att det är kommersiellt tillgängligt vilket betyder

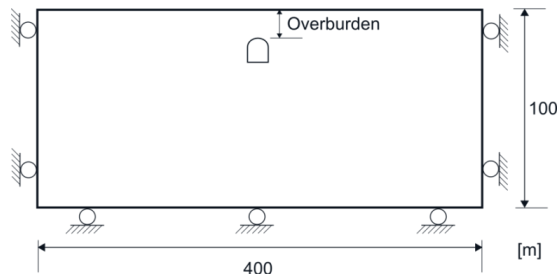
att det är beprövat och kontrollerat och fokus kan därmed läggas på att utföra parameterstudier/känslighetsanalyser (Sjöberg, 1999).

Fyra modeller (A, B, C och D) utvecklades, alla med sina egna syften. Modell A är symmetrisk och användes som en preliminär modell för att studera markytans respons på en dynamisk belastning på en tunnelsula. Modell B och C är vidareutvecklade från modell A och användes för att studera effekterna av både enskilda sprickor och sprickgrupper (modell B) samt zoner med annan styvhet eller andra sprickegenskaper (modell C). I modell D studerades enbart vågutbredning i en bergmassa bestående av 1 till 4 sprickgrupper, dvs. varken markyta eller tunnel beaktas. I denna artikel kommer endast resultaten från modell B och C att presenteras. Analyser och resultat för modell A och D återfinns i Eitzenberger et al. (2011) respektive Eitzenberger (2012).

I modell B och C utgjordes den dynamiska lasten på tunnelsulan av en vertikal partikelhastighet definierad som en period av en sinusformad våg med amplituden 100 mm/s och frekvensen 125 Hz. Numeriska mätpunkter i modellerna ”registrerade” den vertikala och horisontella vibrationshastigheten var 10:e meter längs markytan (var 5:e meter ovanför tunneln), och den maximala partikelhastigheten (PPV) utvärderades. Det största absolutbeloppet av den uppmätta PPV-nivån bestämdes i varje mätpunkt och de vertikala och horisontella vibrationsvärdena behandlades var för sig. De beräknade PPV-värdet normaliserades med avseende på den applicerade belastningen och betecknas *ppv*.

## 2.1 Modell B

Modell B är som tidigare nämnt en vidareutveckling av modell A, som var symmetrisk. Eftersom sprickor med stupning 45° och 135° studerades i modell B kunde inte en symmetrisk modell användas. En som var 400 m bred och 100 m hög utvecklades (Figur 2). Tunneln hade det standardiserade tvärsnittet för enkelspåriga järnvägstunnelar i Sverige, dvs 9.0 m bred och 9.7 m hög och med välvt tak (Banverket, 2005).



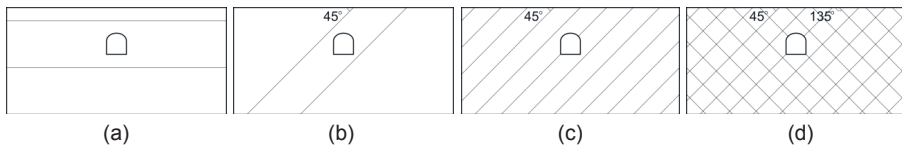
Figur 2 Modell B (ej skalenlig).

*Model B setup (not to scale).*

I modell B studerades hur kontinuerliga respektive diskontinuerliga egenskaper påverkar vibrationerna på markytan. Effekten av följande egenskaper analyserades i de kontinuerliga modellerna: bergtäckning, den dynamiska lastens frekvens, E-modulen samt materialdämpning. Utförligare beskrivning av dessa modeller samt resultaten presenteras i Eitzenberger (2012). I de diskontinuerliga modellerna studerades sprickors inverkan på vågutbredningen mellan tunneln och markytan. Effekten av följande sprickgeometrier studerades:

- (i) En enda horisontell spricka placerad antingen 5 m ovanför tunneltaket eller 5 m under tunnelsula (Figur 3a).
- (ii) En enda spricka som stupar  $45^\circ$  placerad antingen 5 meter under tunnelsulans mitt eller 5 meter ovanför tunneltakets mitt (Figur 3b).
- (iii) En sprickgrupp som stupar  $45^\circ$  (Figur 3c).
- (iv) Två sprickgrupper som stupar  $45^\circ$  respektive  $135^\circ$  (Figur 3d).

För sprickgrupperna i analyserna (iii) och (iv) var det vinkelräta avståndet mellan sprickplanen 5, 10 eller 20 m. Bergtäckningen var 10 m i alla studerade fall. Vibrationerna i dessa modeller jämfördes med vibrationerna från en modell utan sprickor (d v s ett basfall (BC)). Densiteten var  $2700 \text{ kg/m}^3$ , E-modulen var 45 GPa, Poissons tal var 0.25 och material dämpningen var satt till 2 %.



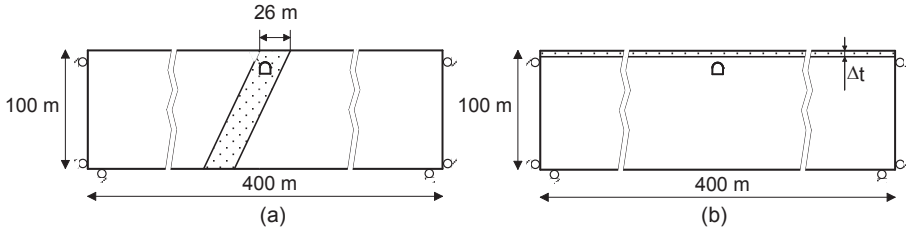
Figur 3 De diskontinuerliga modellerna: a) en horisontell spricka, b) en spricka som stupar  $45^\circ$ , c) en sprickgrupp som stupar  $45^\circ$  och d) två sprickgrupper som stupar  $45^\circ$  respektive  $135^\circ$ .

*The set-up of the discontinuous models: a) horizontal discontinuity, b)  $45^\circ$  inclined discontinuity, c) one set of  $45^\circ$  inclined discontinuities and d) two sets of inclined discontinuities ( $45^\circ$  and  $135^\circ$ ).*

## 2.2 Modell C

Modell C är i grunden densamma som modell B, d v s 400 m bred, 100 m hög och med samma tunnelgeometri samt materialparametrar som i modell B. Med modell C studerades två fall. I den första (I) är tunneln placerad i en lutande zon som omges av två sprickplan (Figur 4a). Zonen definieras antingen genom (i) att E-modulen skiljer sig kraftigt från den för den omgivande bergmassan (ZY) eller (ii) som en zon med samma E-modul som den omgivande bergmassa men där sprickplanen som definierar zonen har kraftigt reducerad skjuvstyvhet (ZD). I den andra modellen (II) består bergmassan närmast markytan av antingen (i) ett kontinuerligt skikt med reducerad E-modul jämfört

med den övriga bergmassan eller (ii) ett diskontinuerligt skikt med en vertikal och en horisontell sprickgrupp där normal- och skjuvstyvheten, sprickavståndet samt skiktets tjocklek varierar (Figur 4b). Analyserna jämförs med ett basfall (BC), en sprickfri modell (samma basfall som för modell B). Den dynamiska lasten appliceras på samma sätt som för modell B, d v s vertikalt längs med tunnelns sula.



Figur 4 Geometrin för modell B. (a) tunneln placerad i en zon och (b) ett ytskikt vid markytan med egenskaper som skiljer sig från det omgivande berget.

*Geometry of model B containing (a) an inclined zone and (b) a surface layer.*

För den lutande zonen varierades E-modulen mellan 4.5 och 90 GPa (ZY1 och ZY4). Den horisontella tjockleken för den lutande zonen var 26 m. Normal- och skjuvstyvheten var 10 GPa/m utom för en modell där skjuvstyvhet var 0.1 GPa/m (ZD2).

Tjockleken för det kontinuerliga horisontella skiktet varierades mellan 1, 2 och 5 m medan E-modulen var antingen 10 eller 25 GPa (betecknad LY i Tabell 1). Det diskontinuerliga skiktet var 5 m tjockt och bestod av en vertikal och en horisontell sprickgrupp med sprickavståndet 2.5 till 5 m och där normal- och skjuvstyvhet varierade mellan 1 och 5 GPa/m (LD i Tabell 1).

Tabell 1 Indata för det horisontella lagret.

*Input data for the horizontal layer.*

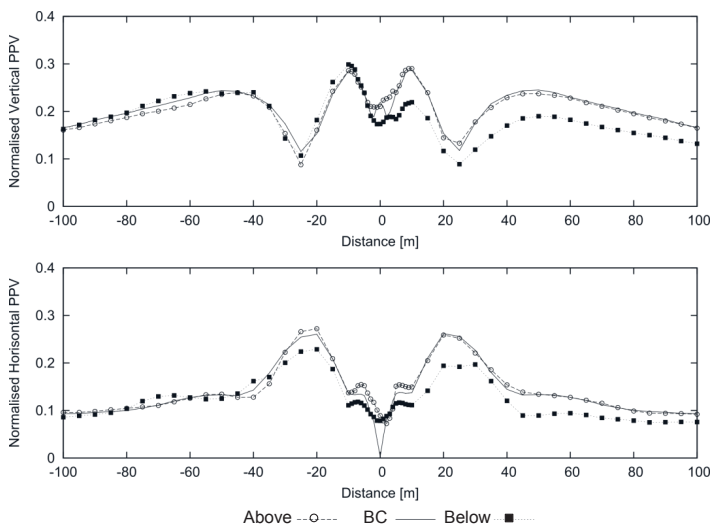
Modell	E-modul, [GPa]	Sprickstyvhet [GPa/m]		Sprickavstånd [m]		Skiktets tjocklek [m]
		$K_n$	$K_s$	Hor.	Vert.	
LY1	10	-	-	-	-	1
LY2	10	-	-	-	-	2
LY3	10	-	-	-	-	5
LY4	25	-	-	-	-	1
LY5	25	-	-	-	-	2
LY6	25	-	-	-	-	5
LD1	45	5	5	5	5/3	5
LD2	45	5	5	2.5	5/3	5
LD3	45	2	2	5	5/3	5
LD4	45	1	1	5	5/3	5

### 3 RESULTAT

#### 3.1 Modell B

Modell A visade att en horisontell spricka belägen under tunneln medförde ökade vibrationerna på markytan medan om den placerades ovanför tunneln minskade vibrationerna (Eitzenberger et al., 2011). Samma förhållanden analyserad med modell B visade (lite förenklat) att *ppv*-nivån på markytan ökade nära tunneln och minskade vid stora avstånd jämfört med den kontinuerliga modellen. Detta innebär att de två modellerna inte genererade samma resultat. En skillnad mellan analyserna i modell A och B var bergtäckningen, vilken var 10 meter i modell B och 55 meter i modell A. En körning av modell B med en bergtäckning på 40 m bekräftade resultaten av modell A. Detta tyder på att det är inte bara positionen av den horisontella sprickan i förhållande till tunneln som avgör storleken på *ppv*-nivån vid markytan, utan även bergtäckningen.

Figur 5 visar *ppv*-nivån på markytan när en enda spricka som stupar 45° är placerad ovanför eller under tunnelmitt. I figuren visas även *ppv*-värdena från en modell utan sprickor (kallad basfall (BC)). På höger sida om tunneln är de vertikala och horisontella *ppv*-nivåerna när sprickan är belägen under tunneln lägre än i basfallet. Om sprickan placeras ovanför tunneln liknar *ppv*-värdena de för basfallet. På den vänstra sidan är *ppv*-nivåerna i stort sett opåverkade, vilket också gäller när sprickan är placerad ovanför tunneln.

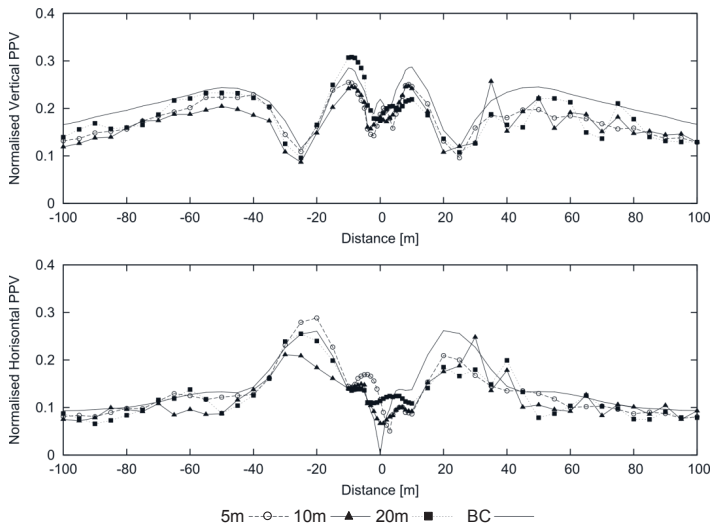


Figur 5 Vertikala och horisontella *ppv*-värden på markytan för en spricka med en stupning på 45° som är placerad över eller under tunneln.

*The vertical and horizontal ppv on the ground surface for a discontinuity inclined 45° positioned below or above the tunnel.*



För en sprickgrupp med stupningen  $45^\circ$  minskar de vertikala och horisontella *ppv*-värdena på båda sidor om tunneln (Figur 6) jämfört med basfallet för alla sprickavstånd. På den högra sidan om tunneln uppvisar *ppv*-nivåerna kraftiga variationer beroende på avstånd från tunneln vilket skapar lokala maxima och minima. Dessa uppstår när sprickavståndet är antingen 10 m eller 20 m. Alla maxima verkar inträffa några meter innan punkten där sprickorna skär markytan. För en våg som rör sig från tunneln är vinkeln mellan markytan och sprickan  $45^\circ$  (d v s spetsig) på högra sidan medan den på vänstra sidan är  $135^\circ$  (d v s trubbig). Vågorna på höger sida om tunneln fångas därmed mellan markytan och sprickan vilket leder till en förstärkning av *ppv*-värdena. På vänster sida fångas inte vågorna och ingen förstärkning av *ppv*-värdena sker. För sprickavståndet 5 m finns inga tydliga minima eller maxima vilket antas bero på att bergmassan beter sig som ett kontinuerligt material för detta sprickavstånd.

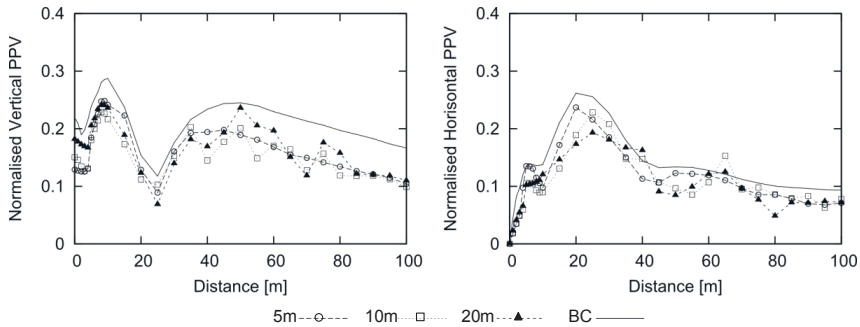


Figur 6 Vertikala och horisontella *ppv*-värden på markytan för en sprickgrupp med tre olika sprickavstånd och som stupar  $45^\circ$ .

*The vertical and horizontal ppv on the ground surface for a single set of discontinuities inclined  $45^\circ$  for different normal spacing.*

Figur 7 visar vertikala och horisontella *ppv*-värden för fallet med två sprickgrupper som stupningen  $45^\circ$  respektive  $135^\circ$ . Modellen är nu symmetrisk och beteendet är därmed detsamma på båda sidor om tunneln. De vertikala och horisontella *ppv*-värdena är något lägre jämfört med fallet med en sprickgrupp (jmf. Figur 6). De snabba förändringarna mellan minima och maxima på höger sida om tunneln för en sprickgrupp (jmf. Figur 6) finns nu också på den vänstra sidan av tunneln för sprickavstånden 10 m och 20 m (Figur 7). Eftersom den andra sprickgruppen ( $135^\circ$ ) är orienterad vinkelrätt mot den första

sprickgruppen (45°) skapas nu spetsiga vinklar även på vänster sidan om tunneln och inkommande vågor fångas på samma sätt som på den högra sidan. För sprickavståndet 5 m blir *ppv*-kurvan jämnare vilket indikerar att bergmassan beter sig som ett kontinuerligt material.



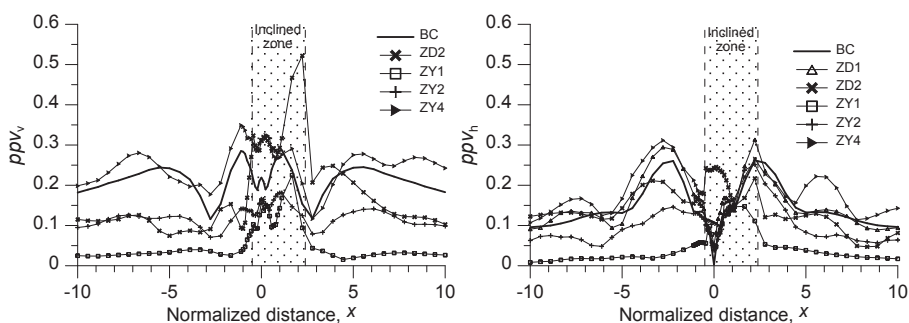
Figur 7 Vertikala och horisontella *ppv*-värden på markytan för en bergmassa med två sprickgrupper med olika sprickavstånd och som stupar 45° respektive 135°.

*The vertical and horizontal ppv the ground surface for a rock mass cut by two set of discontinuities with varying spacing and inclinations 45° and 135°, respectively.*

### 3.2 Modell C

#### *Lutande zon*

Den vertikala *ppv*-nivån på markytan är högre när E-modulen för zonen är dubbelt så stor som den för det omgivande berget (ZY4) medan låg E-modul (ZY1 och ZY2) genererar låga *ppv*-nivåer på alla avstånd från tunneln (Figur 8). Minskas skjuvstyvheten för sprickplanen som definierar den lutande zonen (ZD2) ökar den vertikala *ppv*-nivån ovanför tunneln markant samtidigt som *ppv*-nivåerna utanför zonen minskar. Detta innebär att vågorna stängs in i och kanaliseras längs zonen. Dessa två fall visar ett mycket större relativ maximum där den lutande zonen skär markytan än de övriga fallen. Beteendet som observerats för den vertikala *ppv*-nivån gäller även för den horisontella *ppv*-nivån. Den enda skillnaden är att sprickplanen som definierar zonen ger ökade horisontella *ppv*-nivåer på vänster sidan om tunneln (Figur 8).



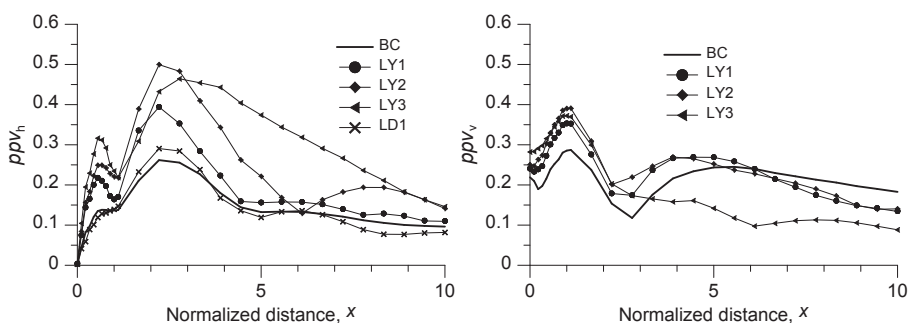
Figur 8 Vertikala och horisontella  $ppv$ -värden längs markytan då tunneln är placerad i en zon där materialegenskaperna skiljer sig från den omgivande bergmassan.

*Vertical and horizontal  $ppv$  along the ground surface for a case with an inclined zone with properties different from that of the host rock.*

### Horisontellt skikt

Eftersom modellen är symmetrisk presenteras resultaten endast för en sida av tunneln. Samtliga analyserade fall (inklusive BC) utom LY3 visar liknande beteende (Figur 9). Alla modeller resulterar i högre vertikala  $ppv$ -nivåer än för basfallet (BC) för avstånd  $|x| < 5.5 - 7.5$ , det vill säga över och nära tunneln. De högsta vertikala  $ppv$ -nivåerna av alla analyserade fall erhålls när E-modulen är låg och skiktet var 2 m tjock (LY2 och LY5). Alla modeller där skiktet modelleras som en diskontinuerlig bergmassa (LD) ger i stort sett samma vertikala  $ppv$ -nivåer som funktion av avståndet. Sammanfattningsvis är effekten av ett horisontellt skikt att den vertikala  $ppv$ -nivån ökar i intervallet  $|x| < 5.5 - 7.5$  och minskar för  $|x| > 5.5 - 7.5$  jämfört med BC.

Samtliga analyserade fall, utom de med ett diskontinuerligt skikt (LD), visar högre horisontella  $ppv$ -nivåer än BC för  $x < 3.5$  (Figur 9). De horisontella  $ppv$ -nivåerna för LD-fallen är samma och lägre än för BC för  $x < 1$ . För avstånden  $x > 3.5$  är de horisontella  $ppv$ -värdena högre än för BC när E-modulen är som lägst (LY1-LY3) medan den är lägre för resterande fall. Skiktet med den lägsta styvheten visar de högsta horisontella  $ppv$ -nivåerna. De högsta nivåerna av samtliga analyserade fall erhålls för skiktet med den lägsta styvheten och den största tjockleken (LY3).



Figur 9 Vertikala och horisontella  $ppv$ -värden längs markytan där det horisontella ytskiktet har andra materialegenskaper än den resterande bergmassan.

*Vertical and horizontal  $ppv$  along the ground surface for a case with a horizontal layer with different properties.*

#### 4. SLUTSATSER

Numeriska analyser har använts för att studera om sprickor påverkar vibrationer på markytan ovanför en ytligt belägen tunnel som utsätts för en dynamisk last. Om tunneln finns i en bergmassa som innehåller antingen en eller två sprickgrupper, ett lager närmast markytan med andra materialegenskaper än den resterande bergmassan eller befinner sig i en zon med andra materialegenskaper än den omgivande bergmassan leder detta till både minskade och ökade vibrationer på markytan, särskilt där sprickorna eller zonen skär markytan. Detta innebär att det finns situationer då enskilda sprickor bör beaktas då vågutbredning i bergmassor analyseras. I andra fall kan bergmassan trots sprickor beaktas som ett kontinuerligt material vilket är tillräckligt noggrant för att studera vågutbredning. Numeriska analyser måste användas vid analyser av ett system som innefattar tunnel, bergmassa och markyta. Storskaliga sprickor måste identifieras för att de ska kunna beaktas i analyserna.

#### ANSLAGSGIVARE OCH TACK

Arbetet som presenterats i denna artikel har genomförts vid Avdelningen för Geoteknologi, Luleå tekniska universitet (LTU). Arbetet har finansierats av Trafikverket, Centrum för avancerad mineralteknik och metallurgi (CAMM) vid LTU samt VINNOVA. Tack riktas till Erling Nordlund, Ping Zhang samt Mikael Nilsson (alla vid LTU) för deras insatser under projektets gång.

## REFERENSER

- Andersen, L. and Jones, C.J.C. (2006). Coupled boundary and finite element analysis of vibration from railway tunnels—a comparison of two- and three-dimensional models. *Journal of Sound and Vibration*, 293, 611–625.
- Banverket (2005). BV Tunnel. Banverket.
- Brown, E.T. (1987). Introduction. In: *Analytical and computational methods in engineering rock mechanics*. Ed. by Brown, E.T. London: Allen & Unwin.
- Degrande, G., Clouteau, D., Othman, R., Arnst, M., Chebli, H., Klein, R., Chatterjee, P. and Janssens, B. (2006). A numerical model for ground-borne vibrations from underground railway traffic based on a periodic finite element–boundary element formulation. *Journal of Sound and Vibration*, 293, 645–666.
- Eitzenberger, A. (2012). *Wave Propagation in Rock and the Influence of Discontinuities*. Luleå: Luleå tekniska universitet. Doktorsavhandling.
- Eitzenberger, A. (2008a). *Train-induced Vibrations in Tunnels – A Review*. Luleå: Luleå tekniska universitet. Teknisk rapport.
- Eitzenberger, A. (2008b). *Inventory of geomechanical phenomena related to train-induced vibrations from tunnels*. Luleå: Luleå tekniska universitet. Licentiatavhandling.
- Eitzenberger, E., Zhang, P. and Nordlund, E. (2011). Numerical Simulation of Train-induced Vibrations in Rock Masses. In *Proceedings of the 12th ISRM International Congress on Rock Mechanics*, Beijing, October 18-21, 2011.
- Fujii, K., Takei, Y. and Tsuno, K. (2005). Propagation properties of train-induced vibrations from tunnels. *Quarterly Report of RTRI (Railway Technical Research Institute) (Japan)*, 46(3), 194-199.
- Itasca (2004). UDEC. Version 4.0. Manual. Itasca
- Kurzweil, L.G. (1979). Ground-borne noise and vibration from underground rail systems. *Journal of Sound and Vibration*, 66(3), 363–370.
- Melke, J. (1988). Noise and vibration from underground railway lines: proposal for a prediction procedure. *Journal of Sound and Vibration*, 120(2), 391–406.
- Remington, P.J., Kurzweil, L.G. and Tower, D.A. (1987). Low-frequency noise and vibrations from trains. In: *Transportation noise reference book*. Ed. Nelson, P.M. London: Butterworths.
- Sjöberg, J. (1999). *Analyses of large scale rock slopes*. Luleå: Luleå tekniska universitet. Doktorsavhandling.
- SS-ISO 14837-1. (2005). *Mechanical vibration – Ground-borne noise and vibration arising from rail systems - Part 1: General guidance*.
- Ungar, E.E. and Bender, E.K. (1975). Vibrations produced in building by passage of subway trains; parameter estimation for preliminary design. In: *Proceeding of the 4th International Conferences on Noise Control Engineering (INTER-NOISE 75)*, Sendai, Japan, August 27-29 1975. 85-92.

# SVENSKA BERGBYGGGARES INSTÄLLNING TILL FÖRUNDERSÖKNINGAR OCH FÖRSLAG TILL FÖRÄNDRING

## Attitudes of Swedish rock engineers towards pre-investigations

*Per-Gunnar Alm, Teknisk geologi, Lunds tekniska högskola, Lunds universitet*

*Peter Jonsson, Teknisk geologi, Lunds tekniska högskola, Lunds universitet*

*Leif Bjelm, Teknisk geologi, Lunds tekniska högskola, Lunds universitet*

### Sammanfattning

Studien, som finansierats av BeFo, har bland annat omfattat en enkätundersökning riktad till bergbyggeribranschen i Sverige, huvudsakligen i form av webbaserade frågeformulär.

Ett resultat, som framstår över andra, är att direkta metoder såsom kärnborrning, provpumpning och Jb-sondering tillmäts störst värde och nytta samtidigt som de anses mindre/minst komplexa att arbeta med. Man kan av detta dra slutsatsen att handfasta, in-situmetoder som levererar en fysiskt användbar produkt föredras.

Vissa indirekta metoder som de geofysiska metoderna refraktionsseismik och borrhålsloggning anses också förhållandevis enkla att använda, tätt följda av resistivetsprofilering och reflektionsseismik.

Frågan inställer sig då hur man skall se på ett resultat som så tydligt visar att direkta metoder värderas som mer värdefulla än indirekta metoder. I det fall man anser att en förundersökning måste verifieras med ett prov så är resultatet logiskt och relevant för i princip varje projekt. Med undantag för de seismiska metoderna erhålls med de flesta geofysiska metoder fysikaliska enheter som inte är direkt kompatibla med de vanliga geotekniska och bergmekaniska parametrarna vilka har någon form av mekanisk innebörd. En direkt översättning är alltså inte möjlig, men en tolkning kan göras eftersom t.ex. enheten resistivitet i grunden har koppling till egenskaper som porositet, vattenkvot etc.

Ofta betraktas förundersökningen som en process där man arbetar efter principen top – down, där en successivt mer och mer detaljerad geomodellering kombinerar indirekta, profilerande och yttäckande geofysiska metoder med direkta in-situmetoder såsom t.ex. kärnborrning. De direkta metoderna utgör då slutfasen i processen, har hög relevans och synlighet, och uppfattas kanske just därför som mest värdefulla.

### Summary

In the study, questionnaires have been used to investigate how those active in tunnel engineering look upon the value and usefulness of selected field investigation methods.

One outcome is evident and stands out. Direct methods such as core drilling, test pumping and Soil-rock sounding are considered to be the most useful and valuable and less complex to work with. All these are in-situ methods. Providing a physical sample and concrete in situ data is obviously considered to be fundamental to rock engineers.

A group of in-direct methods, such as the geophysical methods refraction seismics and geophysical borehole logging are considered to be more valuable and useful than other geophysical methods, followed in the ranking list by electrical resistivity profiling and reflection seismics.

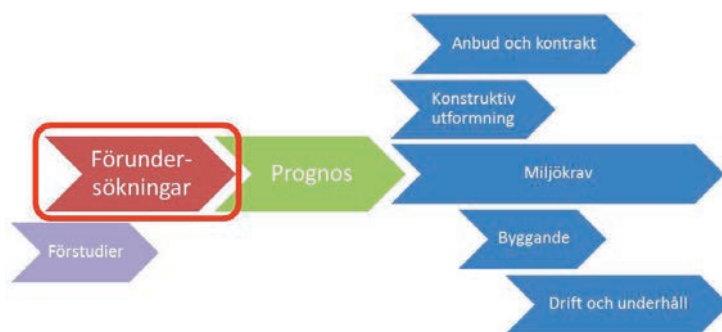
.How should a result that points out the direct methods as more valuable than indirect methods be valued? The need of a physical sample and in situ data makes this conclusion logical, and is in practice valid for any rock-tunneling project. With the exception of the seismic methods, most other geophysical methods do not provide physical data directly compatible with rock mechanic parameters. The results are hereby not exactly interchangeable, but as for example the resistivity of a rock mass does provide information about porosity and water content which a useful interpretation is possible.

A pre-investigation is often considered to be a process where it is likely that the work follows the principle top-down, where an increasingly more detailed geomodell incorporates indirect, profiling and mapping geophysical methods with direct in-situmethods, such as core drilling. Data from the direct methods tend to be included late in the process, have high relevance and visibility, which is an explanation to why the latter are considered to be more valuable.

## Inledning

I samband med byggande i berg, vare sig det gäller bergtrum, bergtunnlar för väg och järnvägstrafik eller tunnlar för andra ändamål sker någon typ av förundersökning innan projektet startar. Allt fler metoder används för att identifiera och belysa undergrundens heterogena uppbyggnad och egenskaper. Resultaten används för att bygga prognoser som ligger till grund för så väl teknisk utformning som tid- och kostnadskalkyler för ett projekts samtliga skeden, från förstudier till genomförande. I dag utgör också miljökraven en särskild anledning till prognoser avseende temporär och permanent belastning på mark och vatten. I många av dagens projekt ser vi flera problem med att välja rätt i den djungel av förundersökningsmetoder som förekommer.

I byggprojekt gäller det att reducera risker. Resultaten och tolkningarna från förundersökningarna är därför i högsta grad fundamentala för ett byggprojekt. Det är viktigt att förundersökningarna utförs i rätt omfattning med rätt metoder och att rätt parametrar analyseras. Förundersökningarnas innehåll och omfattning i större infrastrukturprojekt har blivit allt bredare och komplexa till sin karaktär vilket i sin tur kräver större förståelse och kunskap om undersökningsmetoderna av den eller de som skall fatta de avgörande besluten.



Figur 1 Förundersökningarnas placering i ett projekts tidslinje  
*The position of the pre-investigations on a project timeline*

Resultaten från förundersökningarna används dock inte bara vid planeringen, utan under hela projektets livstid, alltså även i drift- och underhållsfasen och bildar ofta baslinje för övervakning av olika parametrar, inte minst miljörelaterade. Jämför Figur 1.

Förundersökningar är ett vitt begrepp och kan omfatta allt från rena fältundersökningar till modelleringsarbeten och arkivstudier. Även frågeställningarna varierar, och det är därför av vikt att ha tillgång till ett batteri av undersökningsmetoder som kan användas för att med tillräcklig precision bestämma de efterfrågade egenskaperna eller förhållandena. En viktig del av förundersökningarna är de mer eller mindre omfattande undersökningar som utförs i fält, och som är direkt relaterade till projektet.



### ***Fältundersökningsmetoder***

Fältundersökningar är mycket påtagliga exempel på förundersökningar. Förundersökningar i berg har behandlats i flera sammanhang. För svenska förhållanden torde rekommendationerna som blev resultatet av arbeten som utfördes på uppdrag av BeFo mellan ca 1975 och 1986 fortfarande vara relevanta, se t.ex. (Bergman and Carlsson, 1986) samt de grundläggande resultaten i (Helfrich et al., 1979). Rekommendationerna från 1986 delar in förundersökningsmetoderna i detaljerade och översiktliga sådana. De direkta, detaljerade, metoderna har än idag stor spridning och är välkända. Även några geofysiska metoder beskrivs och rekommenderas.

Sedan 1980-talets mitt har emellertid geofysiska metoder och framför allt mätinstrument utvecklas kraftigt. Mätningar som då var förbehållna mycket stora projekt (t.ex. reflektionsseismik) kan idag utföras med betydligt mindre insatser, och detaljeringsgraden i den information som erhålls är högre. Instrumenten för den även då vanliga refraktionsseismiken har förändrats i hög grad, likaså utvärderingsmetoderna.

### **Studiens omfattning och genomförande**

Artikeln baseras på resultat från det BeFo-finansierade forskningsprojektet *"Förundersökningsmetoders värde och nytta ur prognossynpunkt vid tunnelbyggande"*. Ett av huvudsyftena var att studera relevansen i förundersökningar så som de olika parterna i ett byggprojekt upplever det. Den metod som har valts för att studera detta är strukturerade intervjuer av ett antal personer i utvalda referensobjekt samt av ytterligare några personer som besitter stor allmän erfarenhet. De större infrastrukturprojekt där personer valts ut för intervju är *Hallandsåstunneln*, *Citytunneln i Malmö*, *Ådalsbanan*, *Förbifart Stockholm*, *Skrea Backe* och *Tranebergstunneln*.

För att erhålla en mer allmän uppfattning om branschens inställning och erfarenheter av förundersökningsmetoder har även en webenkät riktad till yrkesverksamma i bergbyggeribranschen genomförts. I enkäten ställs inledningsvis frågor som syftar till att undersöka kännedomen om vissa förundersökningsmetoder, hur ofta de används och attityden till dem, dvs. hur användbara och värdefulla resultaten anses vara. Även de intervjuade personerna fick tillfälle att fylla i samma enkät.

I denna artikel kommer endast resultaten från enkätundersökningen att presenteras och analyseras.

### ***Definitioner***

Begreppen värde och användbarhet kan tolkas på olika sätt, men vi har valt att i enkäter och intervjuer kvantifiera enligt följande

- *Kännedom: Känner ej till – Kan grunderna – Har arbetat med resultat – Har själv utfört/tolkat*
- *Värde: Har litet eller inget värde – Har visst värde – Kan ha avgörande betydelse*

- Användbarhet: *Lätt att arbeta med – Kan vara komplext, varierar – Alltid svårtillgängligt*

### **Respondenterna**

De intervjuade personerna, som anses representera mycket erfarna personer, benämns ”Grupp A” i de följande figurerna. Den grupp som besvarade webbenkäten benämns ”Grupp B”. För att få en uppfattning om sammansättningen av grupp B, har dessa i enkäten ombetts karakterisera sig själva.

Mer än 66 % av de svarande ur grupp B ansåg att de under det senaste året huvudsakligen sysslat med arbeten relaterade till tunnlar och bergrum. 80 % av de svarande i gruppen arbetade i företag med mer än 100 anställda. Vidare hade 42 % mer än tio års erfarenhet av tunnel och bergumsarbeten och 97 % ansåg att deras beslut i någon grad kunnat påverka det senaste tunnelprojekt de varit delaktiga i, 24 % anger att deras beslut varit avgörande för projektet.

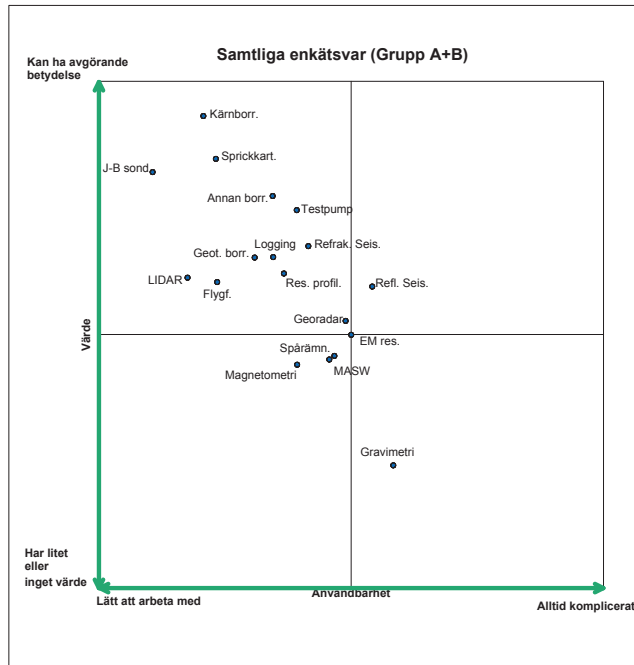
### **Enkätundersökningens utfall**

I enkäten fick samtliga respondenter, intervjupersoner och webbrespondenter, svara på hur de upplever värdet och användbarheten (nyttan) av olika förundersökningsmetoder. I Figur 2 redovisas hur angiven användbarhet förhåller sig till angivet värde för de olika metoderna. De metoder som hamnat långt upp i vänstra hörnet är de som har både hög tillgänglighet/stor nytta och stort värde, och skulle kunna klassas som de mest effektiva

Diagrammet visar tydligt att direkta metoder, dvs. de som ger direkt information om bergmassans mekaniska och hydrogeologiska egenskaper, upplevs som mest värdefulla. Till dessa metoder räknas kärnbormning, Jb-sondering och annan bormning samt sprickkartering.

Geofysiska metoder värderas i allmänhet inte lika högt, med undantag för refraktionsseismik och i någon mån resistivitetsprofilering. Gravimetri intar en särställning som den angivet minst användbara och minst tillgängliga metoden, vilket inte är förvånande då den svenska geologin gör att metoden inte är särskilt tillämplig.

Man kan också notera att huvuddelen av metoderna hamnar över mittlinjen vad avser värde. Bland de som ligger under mittlinjen kan märkas magnetometri, som är en av ISRM:s rekommenderade metoder (ISRM, 2006) samt den ytvågsseismiska metoden MASW som trots att den levererar mekaniska parametrar uppenbarligen inte funnit stor användning i bergbyggnadssammanhang.

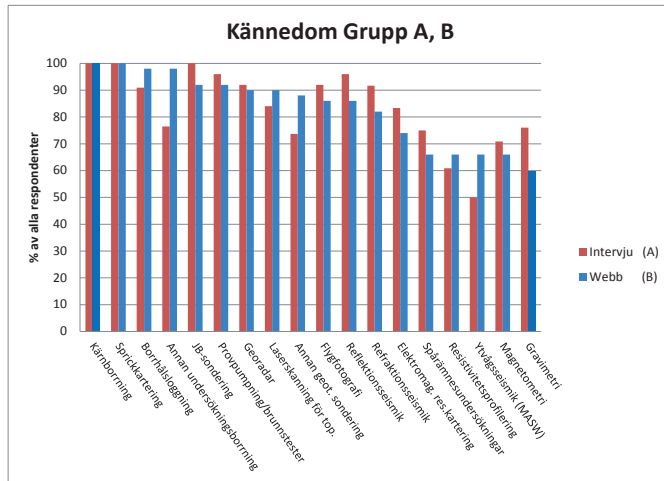


Figur 2 Hur samtliga respondenter uppfattar värdet kontra användbarheten av olika undersökningsmetoder  
*How the respondents look on the perceived value versus the usefulness of the selected investigation methods*

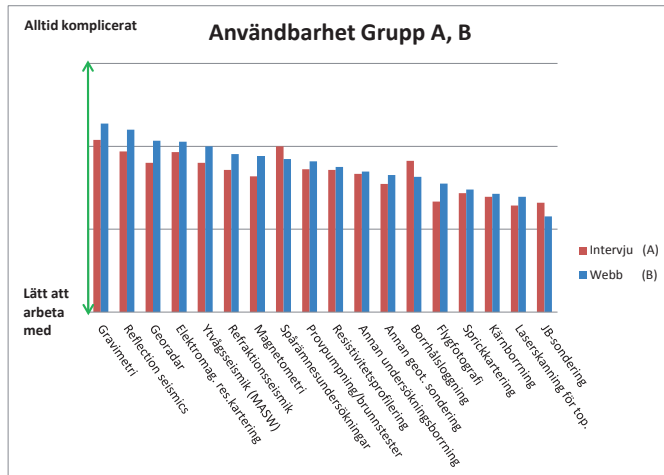
### Intervjupersoner kontra webbrespondenter

Två distinkta grupper av enkätsvar har erhållits. Dels är det svaren från grupp A (de intervjuade som har längre erfarenhet och huvudsakligen arbetar i referensprojekten), dels svaren från webbformulären, grupp B, som vi menar bättre avspeglar hela branschens sammansättning. För att få en uppfattning om det mellan grupperna råder någon skillnad i hur man uppfattar olika undersökningsmetoder har en jämförelse gjorts. Svaren, uppdelade på de bägge grupperna, redovisas i Figur 3, Figur 4 och Figur 5.

Då det gäller kännedom om olika förundersökningsmetoder kan man konstatera att samtliga tillfrågade har kännedom om kärnbörning och sprickkartering. Borrhålsloggning, Jb-sondering, Provpumpning/brunnstester och annan undersökningsborrning liksom georadar finns i kategorin mycket välkända metoder; över 90 % av respondenterna uppger att de känner till dessa.

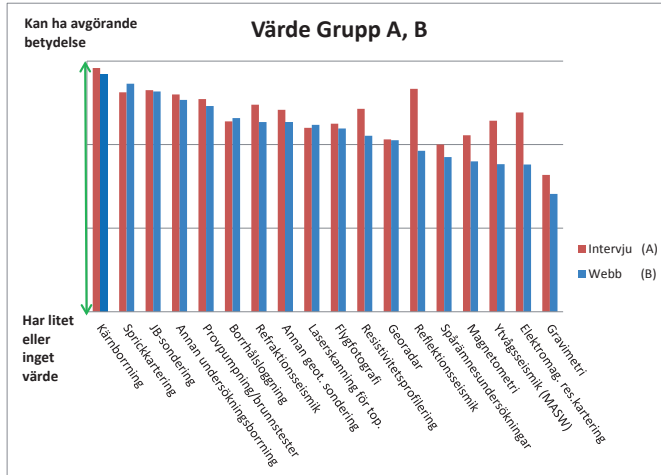


Figur 3 Jämförelse mellan hur intervjupersoner (grupp A) och webbrespondenter (grupp B) angivit kännedom om olika undersökningsmetoder  
*Perceived knowledge of the selected investigation methods; comparison between interviewees (group A) and web respondents (group B)*



Figur 4 Jämförelse mellan hur intervjupersoner (grupp A) och webbrespondenter (grupp B) angivit användbarheten av olika undersökningsmetoder  
*Perceived usefulness of the selected investigation methods; comparison between interviewees (group A) and web respondents (group B)*

Det råder inte heller någon större skillnad i hur de två grupperna upplever användbarheten av de olika metoderna, Figur 4. Något fler i grupp B upplever metoderna som mer komplexa än de i grupp A utom för tre av metoderna, Spårämnesundersökningar, borrhälsloggning och Jb-sondering vilka grupp A ("intervjupersoner") upplever som mer komplicerade.



Figur 5 Jämförelse mellan hur intervjupersoner (grupp A) och webbrespondenter (grupp B) angivit värdet av olika undersökningsmetoder  
*Perceived value of the selected investigation methods; comparison between interviewees (group A) and web respondents (group B)*

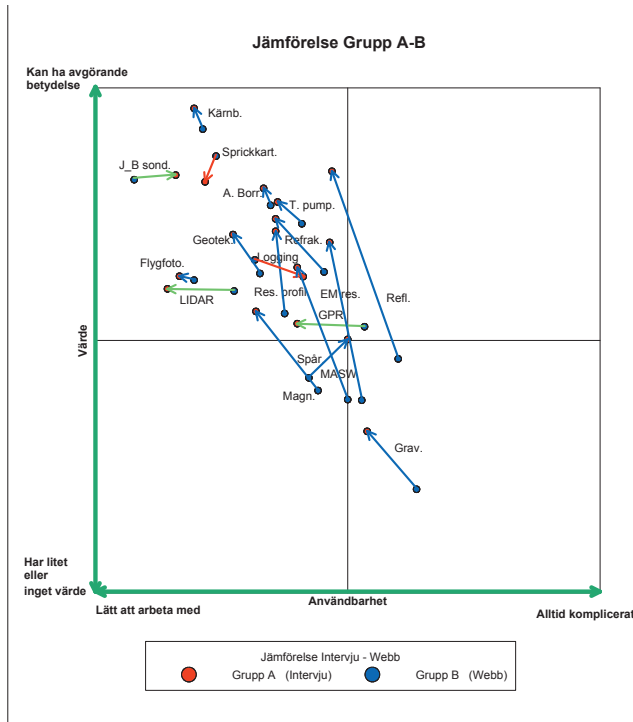
Den metod som uppfattas som mest värdefull, och som av samtliga bedöms ha avgörande betydelse för projekten är kärnborrning, följt av sprickkartering, Jb-sondering, annan undersökningsborrning och propvpumpning/brunnstester, medan i andra änden potentialmetoden gravimetri värderas lägst som förundersökningsmetod för tunnel- och berggrumsarbeten.

Vid jämförelse av det upplevda värdet, Figur 5, anger grupp A konsekvent ett högre värde än grupp B. Notera att de metoder som anses mest lättanvända hamnar till höger i diagrammet. Framförallt reflektionsseismik och elektromagnetisk resistivetskartering tillmätts ett större värde.

För att lättare kunna se hur mycket grupp A, som generellt bör ha en större erfarenhet och tillbringat längre tid i centrala roller, skiljer sig från webbrespondenterna i grupp B, har ett diagram konstruerats. Här korsplottas gruppernas svar, och skillnaden i uppfattning för respektive metod visualiseras med pilar, se Figur 6.

I de fall då grupp A anser en metod mer värdefull, kommer deras markering att hamna högre upp och längre till vänster i diagrammet jämfört med webbsvaret; följaktligen

kommer pilen att peka uppåt. Sådana pilar markeras med blått i Figur 6. Längden på pilarna motsvarar i någon mån skillnaden i hur positivt metoden upplevts. I det omvända fallet, om grupp B anser metoden mer värdefull, visas pilen med rött. Metoder som uppfattas att ha ungefär samma värde ritas i grönt. Av figuren framgår att de flesta metoder upplevs som mer värdefulla (blå pilar) av de personer som arbetat i referensprojekten än av webbrespondenterna. Endast två metoder (röda pilar); sprickkartering och borrhålsloggning upplevs mer värdefulla av webbrespondenterna än av de intervjuade personerna i de studerade projekten.



Figur 6      Korsplott mellan användbarhet och värde, uppdelat på intervjuade (grupp A) och webbrespondenter (grupp B)  
*Cross-plot of usefulness and value, divided between interviewees (group A) and web respondents (group B).*

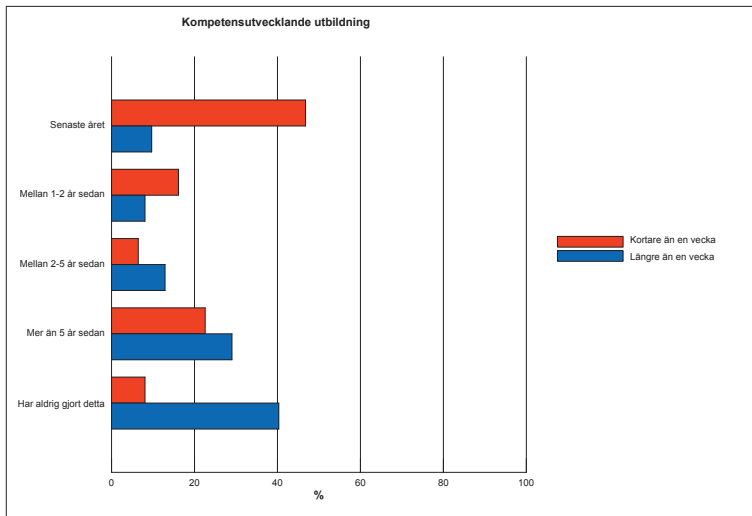
Tre metoder plottas nästan horisontellt (gröna pilar) i Figur 6, för dessa metoder råder samstämmighet vad gäller värdet; Jb-sondering, georadar och laserskanning för topografi. Däremot finns en skillnad i hur användbarheten uppfattas. De intervjuade upplever att georadar och laserskanning för topografi är lättare att använda än webbrespondenterna. Det omvända gäller för Jb-sondering. De metoder som det råder minst skill-

nad i uppfattning om användbarhet är annan undersökningsborrning, kärnborrning, resistivitetsprofilering och sprickkartering.

Anmärkningsvärt är skillnaden i uppfattning om reflektionsseismik som förundersökningsmetod. De intervjuade tillmäter metoden ett högt värde och uppfattar den som betydligt mindre komplicerad att använda jämfört med de som svarat på webbenkäten. En av orsakerna till detta kan vara att procentuellt fler av de intervjuade personerna själva har arbetat med eller utfört reflektionsseismik jämfört med de som svarat på webbenkäten. Då det gäller de intervjuade personernas kännedom om metoderna så svarar ca 44 % att de har arbetat med eller själv använt reflektionsseismik medan motsvarande siffra för de som svarat på webbenkäten är ca 24 %. I Figur 6 syns också att detta är den undersökningsmetod som det råder störst total skillnad i uppfattning om värde och användbarhet (pilens längd).

### Fortbildning och kompetensutveckling

En fråga i webbenkäten gällde deltagande i kompetensutveckling. Det framgår att utbildningar längre än en vecka inte är vanligt förekommande i branschen, medan kortare kompetenshöjande utvecklingar är betydligt vanligare, se Figur 7. Vi misstänker att branschmöten och korta konferenser räknas in bland dessa kortare utbildningar.



Figur 7 Webbrespondenterna svar angående kompetensutveckling  
*The answers from the web respondents regarding formal and structured continuing professional development (CPD)*

Det är anmärkningsvärt att ca 70 % av de svarande inte deltagit i kompetensutveckling längre än en vecka de senaste fem åren, och att 40 % har aldrig deltagit i någon sådan,

speciellt som nästan alla (97 %) anger att deras åsikter i någon grad kunnat påverka det senaste tunnelprojekt de varit delaktiga i.

Fem år kan tyckas vara lång tid för en bransch där det ständigt sker nyutveckling och förbättring. Branschen som sådan kan därmed uppfattas som konservativ och inte mottaglig för nya undersökningsmetoder, mot detta talar att majoriteten på en uttalad fråga är positiva till att ”utbildningsdagar” genomförs av t.ex. BeFo, vilket tyder på att en vilja till förändring finns åtminstone bland enskilda individer.

### **Analys och diskussion**

Ett resultat, som framstår tydligare än andra, är att direkta metoder tillmäts störst värde och användbarhet, samtidigt som de anses mindre komplexa att arbeta med. Dessa är metoder som genererar fysiska prover, t.ex. kärnbörning eller annan in-situinformation som Jb-sondering eller annan typ av borrhning. Man kan av detta dra slutsatsen att handfasta, in-siturerelaterade metoder som levererar en fysiskt användbar produkt föredras av branschen.

Frågan inställer sig då hur man skall se på ett resultat som så tydligt visar att direkta metoder värderas som mer värdefulla än indirekta metoder. I det fall man anser att en förundersökning måste verifieras med ett prov så är resultatet logiskt och relevant i princip i varje projekt. Med undantag för de seismiska metoderna erhålls med de flesta andra geofysiska metoder fysikaliska enheter som inte är direkt kompatibla med de vanliga geotekniska och bergmekaniska parametrarna som grundar sig på mekaniska och/eller hydrauliska egenskaper. Någon form av översättning blir därför nödvändig av t.ex. storheten resistivitet till bergtekniska parametrar.

Vår bedömning är att branschen håller sig till beprövade och välkända arbetssätt. I många fall har metoder och instrument utvecklats kraftigt, och det finns ett uppenbart utrymme för användning av andra metoder, som idag visserligen används i flera sammanhang, men inte alltid funnit bred acceptans.

### **Rekommendationer**

Grundat på resultaten av enkäter och intervjuer, menar vi att det finns utrymme att ytterligare kunna öka informationsinnehåll och detaljeringsgrad i förundersökningar, jämfört med hur de i allmänhet utförs.

Vi anser att det är välmotiverat med informations- och fortbildningsinsatser riktade till de yrkesverksamma i branschen för att öka användningen av modern metodik, modern instrumentering och datororienterade arbetsmetoder (jämför införandet av BIM, Building Information Management, som snabbt vinner terräng i byggbranschen). Enligt resultaten i denna undersökning har endast ett mindre antal svarande de senaste fem åren deltagit i någon kompetensutvecklande åtgärd längre än en vecka, trots att deras beslut påverkar projekten. Här finns uppenbarligen ett stort uppdämt behov.

Det finns av naturliga skäl en ovilja att införa ny metodik i projekt som drivs på strikt kommersiella villkor, om man inte på förhand kan göra sannolikt att den nya metodiken



tillför nytta ("är beprövad"). Detta gör att införandet av modern metodik fördröjs. Å andra sidan måste de moderna metoderna få användas under realistiska förhållanden för att bli beprövade.

Denna motsägelse leder till att det finns skäl att göra en fokuserad forsknings- och utvecklingsinsats för att under realistiska förhållanden demonstrera de idag tillgängliga metodernas tillämpbarhet för svenska bergbyggare. I detta ingår också att identifiera eventuella svagheter, och möjligen ytterligare anpassa metoderna för våra ändamål. Det finns här skäl att noggrant studera de landvinningar som gjorts i andra delar av världen. Baserat på resultatet av en sådan insats, bör de rekommendationer som finns revideras och uppdateras så att de avspeglar 2010-talets verklighet, inte minst mot bakgrund av kraven i Eurokoden.

Vad gäller pågående och kommande projekt kan man redan nu börja uppmuntra att systematiskt sammanfatta projekterfarenheter i skriftlig och tillgänglig form samt att tillgängliggöra de förundersökningsresultat i form av mätningar och försök som görs, kanske i form av en databas med ett upplägg liknande SGU:s brunnarkiv.

Branschen står mitt i ett generationsskifte, och en stor mängd kunskap och erfarenhet är på väg att försvinna ur organisationerna. Det finns därför mycket goda skäl att utan dröjsmål uppmuntra och underlätta en överföring av dessa erfarenheter i systematisk form. Hur detta skall gå till är en komplicerad fråga, men det är viktigt att konstatera att det bygger på personligt engagemang då många redan gått in i en ny fas av sitt yrkesliv, och andra står i begrepp att göra det. Ett tänkbart scenario åtminstone för det närmaste decenniet är, att man låter seniora bergbyggare följa, studera och kommentera åtminstone utvalda större nybyggnadsprojekt och därigenom projicera sina erfarenheter på dem. Utvärderingarna bör presenteras dels i skriftlig form, dels i form av workshops på olika ställen i landet, där såväl brister som goda exempel lyfts fram och diskuteras.

### **Tack**

Ett tack till BeFo som finansierat projektet. Vidare riktar vi ett stort tack till de som deltagit i och genomfört den enkät som publicerades på internet samt på andra vis besvarat enkäten.

### **Referenser**

- BERGMAN, S. G.-A. & CARLSSON, A. 1986. Förundersökningar i berg.  
Rekommendationer för förundersökningar, prognoser och utlåtanden.
- HELFRICH, H., BERGMAN, M., CARLSSON, A., FRANZÉN, T., GRANLUND, N.,  
NORD, G., PALMQVIST, K. & STANFORS, R. 1979. Förundersökningars  
värde och omfattning. *In*: BEFO, S. B. F. (ed.). Stockholm.
- ISRM (ed.) 2006. The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization,  
Testing and Monitoring: 1974-2006: ISRM International Society of Rock  
Mechanics.

# BERGMEKANISKA UTMANINGAR I PROJEKT FÖRBIFART STOCKHOLM

## Rock engineering challenges in project Bypass Stockholm

*Kjell Windelhed, ÅF Infrastruktur*

*Yanting Chang, ÅF associerad konsult, Geton Consulting*

*Marie Viksten, ÅF Infrastruktur*

*Tomas Karlberg, ÅF Infrastruktur*

### Sammanfattning

Förfart Stockholm binder samman de norra och södra länsdelarna, avlastar Essingeleden och innerstaden samt minskar sårbarheten i Stockholms trafiksystem. Restiden för hela sträckan beräknas till 15 minuter.

Denna artikel beskriver några av de bergtekniska utmaningar som behandlas i bygghandlingsprojekteringen:

- Korsning med tunnelbanan med liten bergtäckning vid Skärholmen.
- Utformning av luftutbytesstationer.
- Delsträcka Södra Lovön med komplicerat tunnelsystem.
- Passage under Lövstavägen utan bergtäckning.

### Summary

Stockholm Bypass connects the northern and southern parts of the county, relieves Essingeleden and the inner city and reduce the vulnerability of the Stockholm traffic system. The travel time for the entire route is estimated to be 15 minutes.

This article describes some of the rock engineering challenges in the designs for the tendering documents:

- Crossing the Metro with little rock cover at Skärholmen.
- Design of air exchange stations.
- Southern Lovön with complex tunnel system.
- Passage under Lövstavägen without rock cover.

## 1. Inledning

E4, mellan Kungens kurva och Häggvik, kommer att få en ny sträckning i och med att Förbifart Stockholm byggs. Hela vägprojektet är drygt 21 km och av dessa kommer hela 18 km att gå i tunnel. Förbifart Stockholm är ett av Sveriges genom tiderna största infrastrukturprojekt. Det är lätt att förstå betydelsen av en ny vägförbindelse väster om Stockholm. Idag finns bara en större väg när man ska passera huvudstaden eller ta sig mellan de norra och södra delarna och det är Essingeleden som går rakt genom Stockholm.

Förbifart Stockholm binder samman de norra och södra länsdelarna, avlastar Essingeleden och innerstaden samt minskar sårbarheten i Stockholms trafiksystem. Restiden för hela sträckan beräknas till 15 minuter. Vissa förberedande arbeten pågår redan nu, som tex ledningsomläggningar.

Bergtekniskt är detta ett mycket stort projekt. Huvudtunnlarna är dimensionerade för 130 000 fordon per dygn. De består av två separata tunnelrör, ett norrgående och ett södergående, med tvärsnittsarean ca 150 m<sup>2</sup>. Totalt är det således ca 36 km huvudtunnel. Till detta kommer ca 14 km ramptunnel med ca 83 m<sup>2</sup> tvärsnittsarea. Dessutom finns utrymningsvägar med 100 m mellanrum. Därutöver krävs berguttag för ventilationsanläggningar, vattenreningsanläggningar, pumpstationer, driftutrymmen, bussramper etc. Totalt är det ca 6,5 miljoner m<sup>3</sup>, motsvarande ca 17 miljoner ton berg, som skall sprängas bort.

Logistiskt är det dessutom en stor utmaning eftersom en stor del av bergmassorna måste transporteras bort per fartyg på grund av att störningar på omgivningen måste begränsas. Därför anläggs tre tillfälliga hamnar för utlastning vid Sättra samt norra och södra Lovö.

Alla tillstånd som måste vara klara inför byggstart behandlas just nu av respektive myndighet. Arbetsplanen behandlas av Trafikverket och fastställelse planeras till sommaren 2013. Kommunerna arbetar med att få de detaljplaner som berör projektet färdiga till beslut. Huvudförhandlingarna kring de tre miljödomarna kring hamnar och grundvatten planeras till hösten 2013.

Denna artikel beskriver några av de bergtekniska utmaningar som behandlas i bygghandlingsprojekteringen:

- Korsning med tunnelbanan med liten bergtäckning vid Skärholmen.
- Utformning av luftutbytesstationer.
- Delsträcka södra Lovön med komplicerat tunnelsystem.
- Passage under Lövstavägen utan bergtäckning vid Johannelund.

## 2. Övergripande geologisk beskrivning

Berggrunden för projektet har delats in tre delområden, se även figur 1:

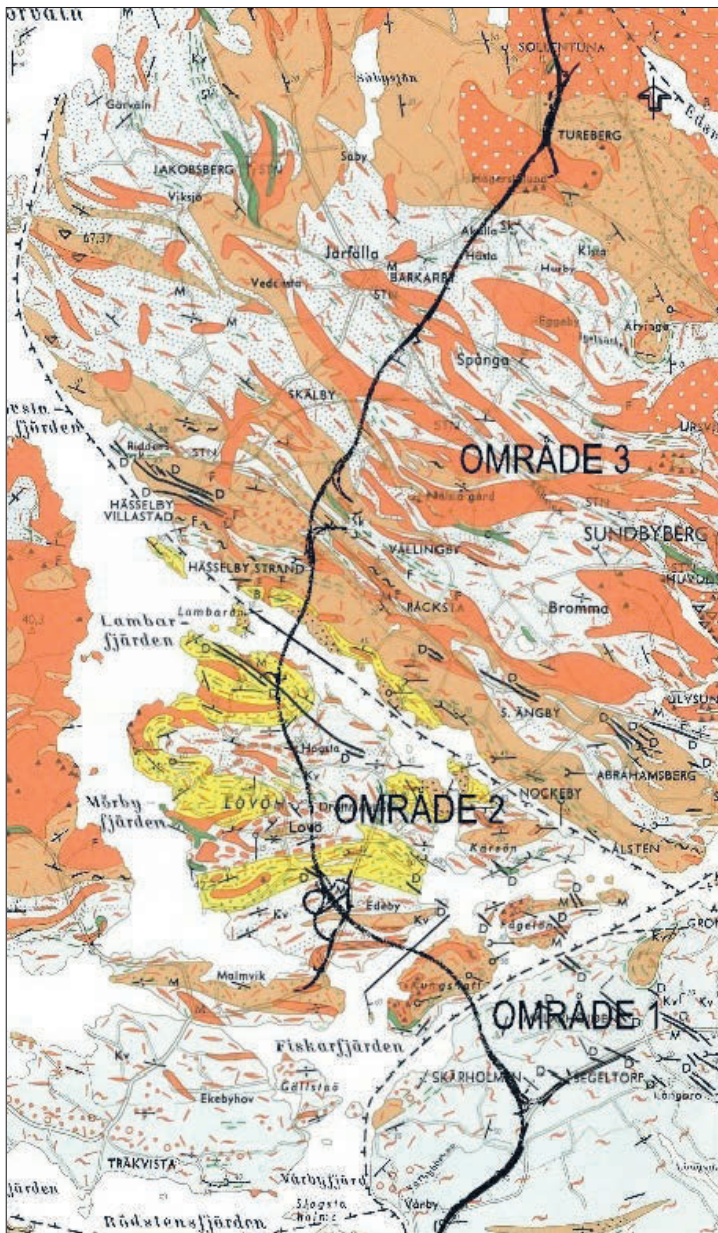
- Område 1 – Skärholmen - Kungshatt (9/620 – 14/500)
- Område 2 – Lovön (14/500- 21/000)
- Område 3 - Grimsta – Akalla (km21/000 – 28/000)

De dominerande bergarterna inom område 1 är grå medel- till grovkornig sedimentgnejs. Gnejsen är i huvudsak medelblockig och bandad/småveckig, partier med småblockigt respektive storblockigt berg förekommer dock. Skivigt berg förväntas ställvis vid partier där bandad och glimmerrik gnejs spricker upp längs förskiffringsplan. Gnejsens foliation har en i huvudsak NO-lig strykning och stupar brant till medelbrant. Sprickmineral domineras av klorit och kalcit. Svaghetszoner förekommer och innehåller omvandlat mineral, exempelvis grafit och klorit. Inom Kungshattområdet domineras bergarterna av grå/ljusröd granitisk gnejs med inslag av granit. Gnejsens foliation har en i huvudsak VSV-SV-lig strykning och stupar brant (parallellt med vattenpassagen).

Område 2 omfattar sträckan på Lovön. De dominerande bergarterna på Lovön är sedimentgnejs, granitisk gnejs, gnejsgranit (linjär granit) och granit. Alla bergarter uppvisar varierande grad av foliation och/eller stänglighet. Generellt är bergarterna grå och medel- till grovkorniga. Foliationen stryker generellt VNV till ONO med brant stupning  $>70^\circ$ . Längs hela delsträckan förekommer även mindre gångar och ansamlingar av pegmatit samt ett flertal diabasgångar, bredd ca 2-3 meter.

De dominerande bergarterna inom område 3 är grå medel- till grovkornig granit och grå medel- till grovkornig gnejsgranit. Gnejsgranitens och sedimentgnejsens lineation/foliationen har en i huvudsak NV-lig ( $\pm 20^\circ$ ) strykning och stupar brant. Sprickmineral domineras av klorit och kalcit. Omvandlat mineral, exempelvis klorit, antas förekomma i högre grad vid ett flertal svaghetszoner inom området.

Tidigare geologiska studier (Möller och Stålhös, 1965) indikerar på höga horisontella spänningar i området baserat på observationer av vattenförande horisontella eller subhorisontella avlastningssprickor (s.k. bankningsplan). Mätningar av bergspänningar har utförts i samband med tidigare projekt inom Stockholmsområdet, bland annat Citybanan (Perman och Sjöberg J, 2007). Analysen av mätdata indikerar att område 2 kan ha en avvikande spänningssituation på grund av att området är avskärmat av svaghetszonerna. Därför har kompletterande spänningsmätning inom projektet Förbifart Stockholm utförts med hydraulisk spräckning i ett befintligt kärnbråhåll på södra Lovön. Resultaten från mätningen är under bearbetning.



Figur 1. Områdesindelning av geologin i projekt Förfärd Stockholm.

Figure 2. Geological domains within project Bypass Stockholm.

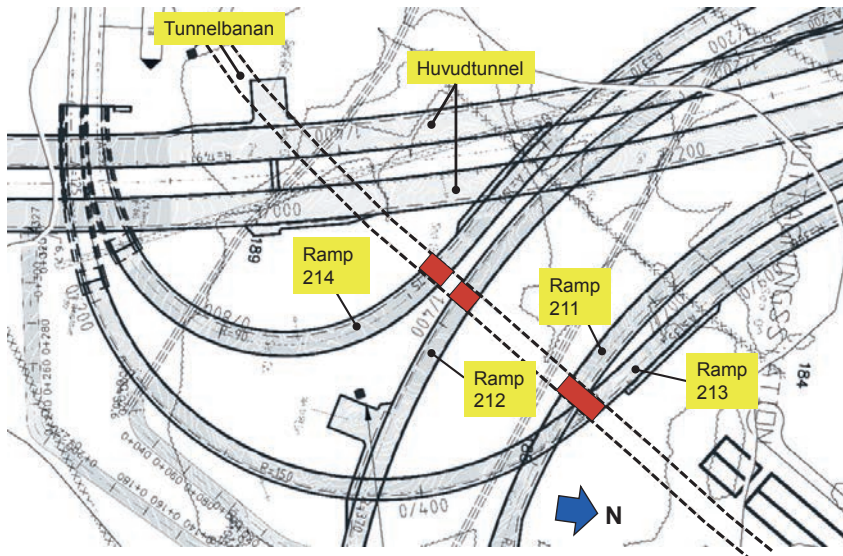


### 3. Korsning med tunnelbanan vid Skärholmen

Förfart Stockholms tunnlar har sex korsningspunkter med Tunnelbanans röda linje vid Skärholmen, nämligen två huvudtunnlar, en avfarts- och en påfartsramp samt två bussramper. En översiktplan över korsningspunkterna redovisas i figur 2. Tunnlarna för Förfart Stockholm ligger inom tunnelbanans skyddszon, därför krävs det särskilda undersökningar och utredningar för att säkerställa tunnelbanans säkerhet och stabilitet i byggskedet av Förfart Stockholms tunnlar .

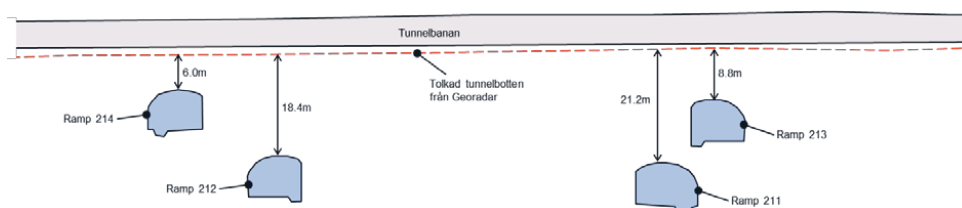
I systemhandlingsskedet har bl a bergkartering i tunnelbanan utförts. Under det pågående bygghandlingsskedet har kompletterande undersökningar utförts. Nedan följer en lista över samtliga undersökningar som har utförts inom projekt Förfart Stockholm.

- Geologisk kartering av tunnelbanan utfördes i systemhandlingsskedet.
- Kartering och bomknackning i tunnelbanan, har utförts i bygghandlingsskedet. Kompletterande undersökning syftade till att få en uppfattning om tunnelbanans status inför utredning av eventuella åtgärder vid passagera av tunnelbanan.
- Två provgropar utfördes i bygghandlingsskedet för att fastställa nivåer ner till berg under makadam samt bedömning av bergkvalitet.
- Mätning med georadar utfördes i bygghandlingsskedet i totalt 8 linjer.
- Spårmatning och laserskanning utfördes i bygghandlingsskedet.



Figur 2: Översiktplan över korsningar med tunnelbanan vid Skärholmen. Kritiska korsningar är rödmarkerade.

Figure 2: Crossing points with Stockholm Metro.



Figur 3: Tolkad bergtäckning mellan tunnelbanan och Förbifart Stockholms ramptunnlar (snitt längs tunnelbanan).

Figure 3: Interpreted rock cover between the Metro and ramp tunnels (section along the Metro).

Samtolkning av resultat från georadmätningar och uppdaterad 3D-modell av Förbifart Stockholms tunnlar visar att bergtäckning för bussramp 213 och 214 är ca 9m respektive 6m, medan bergtäckningen för på/avfartsramp 211 och 212 är 21m respektive 18m. För huvudtunnelarna är bergtäckningen större än 30 m. Se figur 3.

De utförda bergkarteringarna i tunnelbanan och närliggande berg i dagen visar att berget inom området utgörs av sedimentgnejs alternativt grå storblockig granit med inslag av sedimentgnejs. Efter sammanvägning av tillgänglig geologisk data och information från bergkarteringarna i tunnelbanan, ytkartering samt närliggande kärnborrhål har bergets Q-värde generellt bedömts vara >10, det vill säga ”bra till mycket bra berg” enligt SL:s Allmänna anvisningar Fö-I-365.

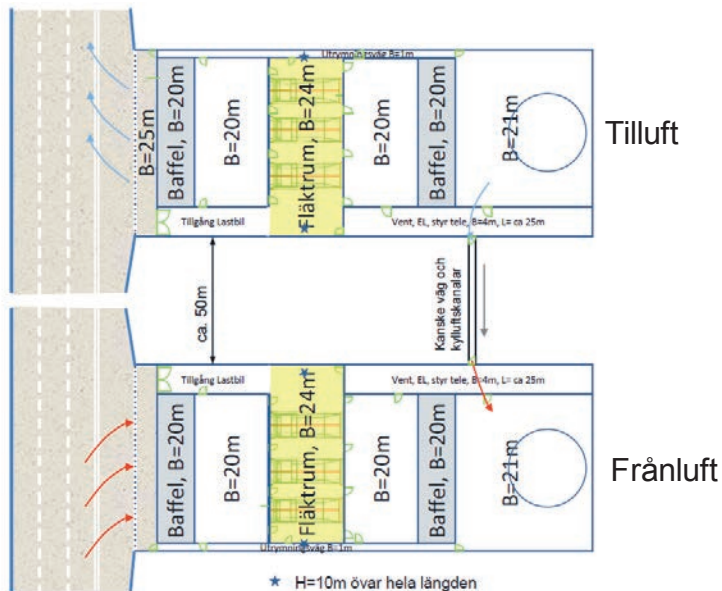
I enlighet med SL’s allmänna anvisningar Fö-I-365 beräknas vibrationsgränsvärden till 49mm/s för tunnelbanan i befintligt skick utan förstärkningsåtgärder. Med hjälp av systembultning i kombination med nätning bedöms att vibrationsgränsvärden kan höjas till 70 mm/s. Då kan Förbifart Stockholms tunnlar drivas på ett rationellt sätt.

Följande restriktioner kommer att beskrivas i FU-handlingar för denna entreprenad.

- Tullgräns sätts innan korsning med tunnelbanan, där entreprenörens arbetsberedning ska godkännas av Beställaren. Därefter kan tunneldrivning fortsätta under tunnelbanan.
- Rutiner för besiktning av tunnelbanan under tunneldrivning inom korsningsområdena ska upprättas i enlighet med SL:s föreskrifter.
- Bestämning av sprängningstider.
- Vibrationsmätare /givare ska monteras i tunnelbanan före tunneldrivningen.

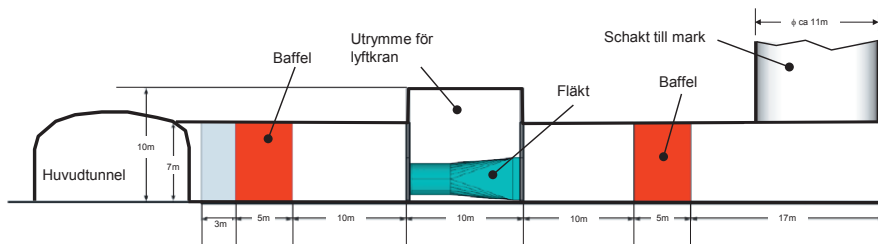
#### 4. Luftutbytesstationer

För att luftkvaliteten i detta långa tunnelsystem ska vara bra krävs tre luftutbytesstationer. De är placerade vid Lovö trafikplats, norra Lovön samt vid Vinsta trafikplats. Varje luftutbytesstation består av en frånluftstation och en tilluftstation för varje huvudtunnel, dvs 4 st stationer. I dessa tas den förorenade luften ut ur tunneln och frisk luft trycks ned i tunnelsystemet. För detta krävs stora schakt med en area på 90 m<sup>2</sup> upp till markytan som kan ligga ca 60-100 meter över trafiktunnlarna. För fläktar och serviceutrustning krävs ett 60 m långt och 26 m brett berggrum, se figur 4 och 5.



Figur 4: Planlayout av luftutbytesstation.

*Figure 4: Planlayout of the air exchange station.*



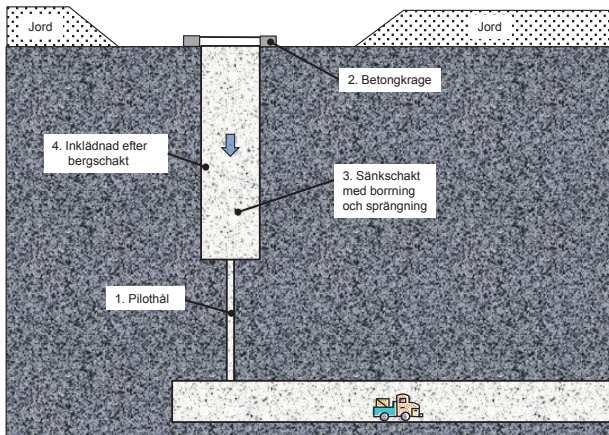
Figur 5: Längdsektion av luftutbytesstation.

*Figure 5: Section along air exchange station.*



Två uttagsmetoder har utretts för de stora vertikala bergschakten, nämligen raiseborrning och sänkschakt. För raiseborrning krävs tre stora raiseborrade hål på ca 5-6m i diameter för varje station. Detta innebär att det kommer att behövs totalt 36 st raiseborrhål för samtliga stationer. Efter risk- och kostnadsanalys bedöms att sänkschakt är en mer fördelaktig metod. Vertikalschakten planerar man att driva med följande ordning, se även figur 6:

- Ett raiseborrat hål med diametern 2-3 m borrar.
- Förstärkning av schaktkanten med betongkrage.
- Sänkschakt med sprängning uppifrån med löpande förstärkning och injektering. Sprängmassorna förs ned genom hålet till huvudtunnelnivån och transporteras därifrån.
- För att förhindra isbildning och skapa bra strömningsförutsättningar kommer inklädnad att utföras i schaktet, förslagsvis med kontinuerlig glidförmgjutning.



Figur 6: Förslag till berguttag av vertikalschakt.

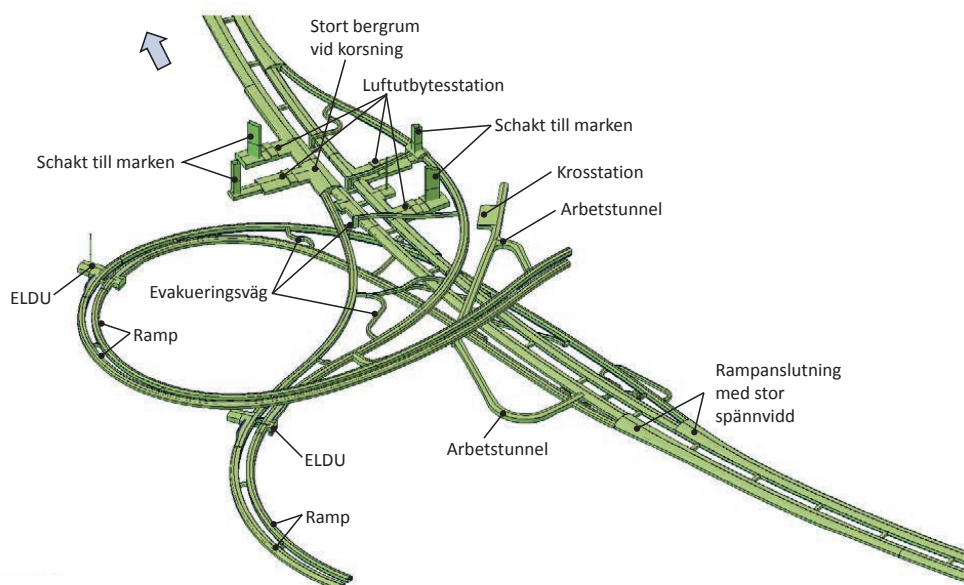
*Figure 6: Proposed method for excavation of vertical shaft.*

## 5. Delsträcka södra Lovön med komplicerat tunnelsystem

Entreprenad för Södra Lovön är ca 17 km från Kungshatt till Norra Lovön. Denna entreprenad består av följande delar som kräver särskilda bergtekniska utredningar.

- Passagen av Mälaren norr om Kungshatt.
- Stora tunnelpänvidder, ca 33m vid rampanslutningar.
- Cirka 29 korsningar mellan Förbifartens tunnlar.
- Liten bergtäckning vid ramp 211 och 214.
- Stort bergrum vid korsningen mellan luftutbytesstation och rampanslutning.

Figur 7 visar komplexiteten av tunnelsystemet vid Södra Lovön. Det pågår bergtekniska utredningar för dessa kritiska delar under bygghandlingsprojekteringen. Det planeras även att utföra tredimensionell numerisk beräkning för det stora bergrummet vid korsningen mellan luftutbytesstation och rampanslutning.



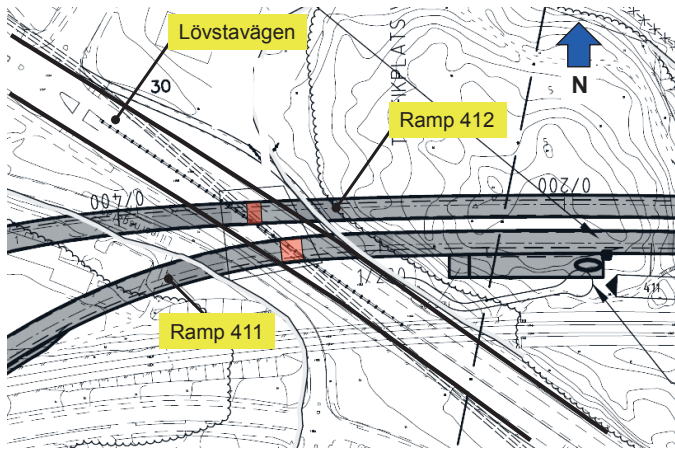
Figur 7: 3D-vy av delsträcka Södra Lovö.

*Figure 7: 3D-view over Southern Lovö.*

## 6. Passage under Lövstavägen

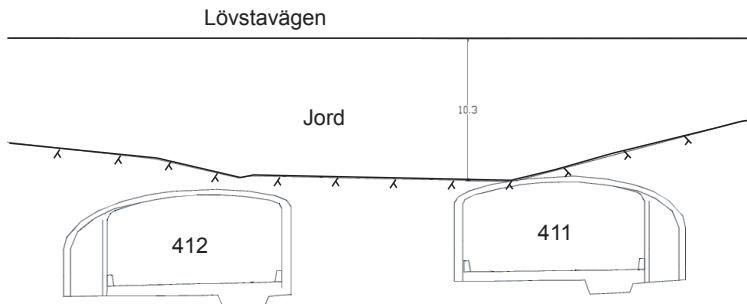
Passagen vid Lövstavägen vid Johannelund saknar helt eller har liten bergtäckning för ramp 411 och 412. Figur 8 och 9 visar plan respektive sektion av passagen.

Under bygghandlingsskedet har det utförts kompletterande Jb-sonderingar, jordprovtagning och kärnboring för att bland annat säkerställa bergöverytans nivåer, jordegenskaper och bergkvalitet. Det planeras att utföras jordförstärkning av typ jetgrouting från marken. Tunneldrivning kommer att utföras med rörspiling kombinerat med stålågar. Permanent förstärkning inom sträckan planeras att utföras med platsgjuten betong.



Figur 8: Plan över passagen under Löfstavägen.

Figure 8: Plan of passage under Löfstavägen.



Figur 9: Sektion av passagen under Löfstavägen.

Figure 9: Section of passage under Löfstavägen.

## 7. Slutsats

Det fortgår intensivt projekteringsarbete för projektet Förbifart Stockholm. Denna artikel beskriver kortfattat några av de utmanande delarna i projektet. I nära samarbete med beställaren Trafikverket är vi övertygande om att de utmanande delarna kommer att lösas på ett optimalt sätt.

Ett stort tack till Trafikverket som har tillåtit oss att skriva om detta projekt och till de övriga medarbetare som har arbetat med bergprojekteringen.

## Referenser

Möller, H. Stålhös, G. 1965. *Beskrivning av geologiska kartbladet Stockholm NV*. SGU Ae nr 2. 1-101.

Perman F, Sjöberg J. 2007 *Initiala bergspänningar i Stockholmsområdet – Underlag för projektering av Citybanan*. Vattenfall Power Consultant.



# CITYBANAN - TILLÄMPNING AV AKTIV DESIGN I ENTREPRENAD NORRSTRÖMSTUNNELN

## Application of the active design concept for City Line contract Norrströmstunneln

*Robert Swindell, NCC Construction*

*Mats Holmberg, Tunnel Engineering*

*Lars Rosengren, Rosengren Bergkonsult*

*Marie von Matérn, WSP Sverige*

### Sammanfattning

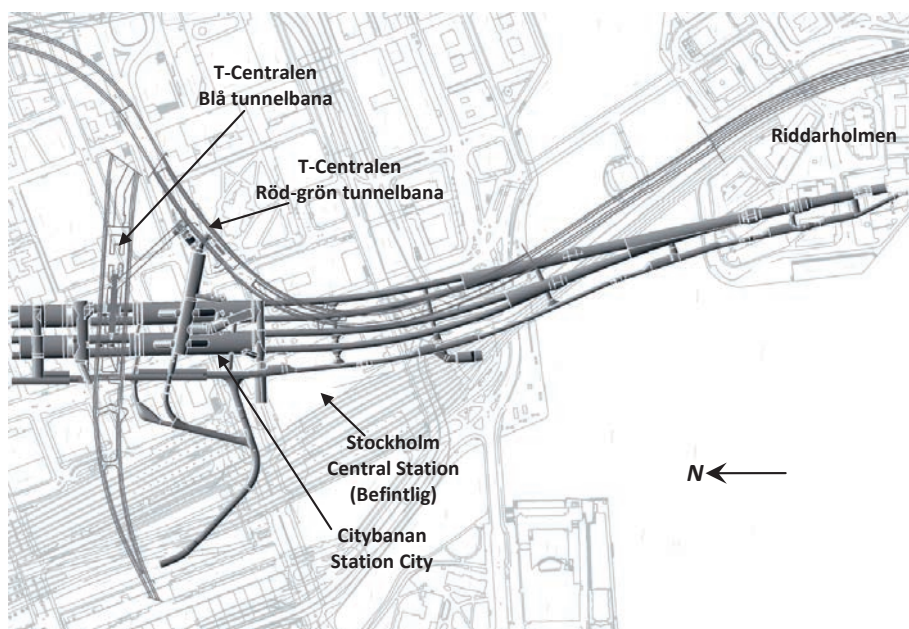
Aktiv design utgör ett designkoncept som har likheter med den s.k. "observationsmetoden", där designen av geotekniska konstruktioner följs upp under byggtiden. Konceptet har applicerats i olika former för bergkonstruktioner inom entreprenad Norrströmstunneln i projekt Citybanan i Stockholm. Till varje teknisk lösning kopplades designkriterier för specifika nyckelparametrar. Ett kontrollprogram för uppföljning av dessa parametrar inkluderades i bygghandlingarna. För särskilt komplexa konstruktioner inkluderades även s.k. tullgränser i den aktiva designen. Syftet med tullgränserna var att erhålla kontrollpunkter, vilka entreprenören inte fick passera förrän designens giltighet hade utvärderats. Denna artikel beskriver hur aktiv design applicerades i både projekterings- och byggskedet inom Norrströmsentreprenaden. Ett exempel på hur den aktiva designen applicerades redovisas för uppgången till Vasagatan. Författarna bedömer att tillämpningen av aktiv design har bidragit till en mer ekonomisk design med förkortad byggtid.

### Abstract

Active design is a design concept similar to the observational method for which the design of geotechnical structures is followed up during the construction phase. This concept has been applied for rock excavations at the Norrströmstunneln contract of the City Line project in Stockholm. Each design situation required that one or several technical solutions be proposed during the design phase. Specific design criteria were then coupled to the design and a program for monitoring of certain key parameters was specified in the construction documents. Furthermore a number of tollgates were included in the design of complex structures. The purpose of the tollgates was to provide check points, which the contractor could not pass until the design criteria for the tollgate were met. This paper describes how the active design process was applied during the design and construction phase and also includes an example for its application at the Vasagatan escalator shaft. The authors believe that the application of an active design concept has resulted in a more economical design with subsequent reduced construction time.

# 1 Inledning

Citybanan är en 6 km lång, två-spårig pendeltågstunnel mellan Tomtebodavägen och Stockholms södra. Anläggningen har en komplex geometri och omfattar två underjordiska stationer, uppgångar och ett flertal korsningar med befintliga tunnlar. Entreprenad Norrströmstunneln (entreprenad nr 9523) är den delsträcka av Citybanan som sträcker sig mellan Riddarholmen och Gamla Brogatan strax norr om Centralstationen i Stockholm. Förutom spår- och servicetunnlar omfattar entreprenaden, Station City bestående av två stationstunnlar som delvis ligger under Blå linjens station vid T-centralen, gångtunnlar, uppgångar till markytan samt anslutningar till alla tre tunnelbanelinjerna (se Figur 1).



**Figur 1** Översiktsbild, Citybanan entreprenad Norrströmstunneln. *Overview of City Line, contract Norrströmstunneln.*

Entreprenaden genomförs inom ramen för ett så kallat samverkanskontrakt där beställaren (Trafikverket), entreprenören (NCC) och projektören (WSP) gemensamt arbetar med att ta fram produktionsanpassade och tekniskt/ekonomiskt optimerade lösningar.

## 2 Bakgrund aktiv design

I Sverige är begreppet aktiv design etablerat som benämning på en metodik för dimensionering av komplicerade konstruktioner i berg (Stille 1986). Grunderna i aktiv design är att upprätta en design utifrån de troliga dimensioneringsförutsättningarna, utföra relevanta observationer under byggandet och genomföra förberedda åtgärder om dimensioneringsförutsättningarna avviker från de troliga förhållandena. Aktiv design är baserad på principerna i observationsmetoden, en designmetod som formulerades av Peck (1969).

Numera finns också den formella möjligheten att använda observationsmetoden. I SS-EN 1997-1:2005 (Eurocode 7) ställs formella krav och där anges att metoden är lämplig att använda när det är svårt att förutsäga det geotekniska beteendet. En vägledning avseende observationsmetodens tillämpning finns i IEG Rapport 9 – Tillämpningsdokument Observationsmetoden i Geotekniken (2010). I entreprenad Norrströmstunneln har inte observationsmetoden använts på det formella sätt som beskrivs i Eurocode 7.

Den främsta anledningen till valet att tillämpa aktiv design i Entreprenad Norrströmstunneln var möjligheten att ta fram och använda ekonomiskt fördelaktiga tekniska lösningar för komplexa dimensioneringssituationer med osäkra dimensioneringsförutsättningar. För att kvalitetssäkra de tekniska lösningarna utarbetades ett arbetssätt för både projekteringsstadiet och utförandeskedet, vilket beskrivs i denna artikel.

## 3 Designkoncept Citybanan

I samband med systemhandlingsprojekteringen togs gemensamma riktlinjer för dimensionering av bergförstärkning fram för hela Citybanan. Grundkonceptet för dimensionering av det bärande huvudsystemet var att använda sig av två huvudkategorier: (1) typförstärkning och (2) speciell förstärkning. Valet mellan de två kategorierna beror på dimensioneringssituationens komplexitet.

Typförstärkningarna togs fram i form av förstärkningsklasser för olika kombinationer av parametrarna spännvidd (B), och bergkvalitet (RMR), men inom förutbestämda giltighetsintervall för respektive parameter. Typförstärkningar begränsades till att gälla för dimensioneringssituationer där följande inträffar:

- Bergtäckningen är större än halva tunnelns spännvidd.
- Spännvidden är < 20 m i medel till bra geologiska förhållanden (RMR >50) och <15 m i dålig geologisk förhållanden (RMR<50).
- Enkla geometrier där tvådimensionella förhållanden råder.

Ovan angivna gränser togs fram som riktlinjer. Huruvida typförstärkning tillämpades eller inte bedömdes dock från fall till fall utifrån rådande dimensioneringssituation.



## 4 Projekteringsupplägg och organisation

Bygghandlingsprojekteringen av entreprenad Norrströmstunneln utfördes av WSP. Projekteringen utgick från en systemhandling som togs fram i ett tidigare projektskede. I inledningen av bygghandlingsprojekteringen upphandlade Trafikverket NCC som entreprenör.

Projekteringsarbetet startade med att WSP tog fram ett s.k. dimensioneringsunderlag. Här redovisades geometrier, ingenjörsgelogiska förutsättningarna, materialegenskaper för berget och för olika typer av förstärkningselement, samt kritiska områden för vilka särskilda utredningar/beräkningar bedömdes vara nödvändiga vid den kommande projekteringen. Dokumentet redovisade också en plan för vilka projekteringsåtgärder (t.ex. vilka dimensioneringsberäkningar) som bedömdes vara nödvändiga för respektive ”kritiskt” område.

I inledningen av bygghandlingsprojekteringen tog NCC fram en produktionstidsplan. Denna låg sedan till grund för hur projekteringen delades in geografiskt och planerades i tiden. WSP delade in entreprenaden i fem stycken geografiskt begränsade projekteringsområden (PO 1-PO 5). Inom varje projekteringsområde planerades delleveranser av bygghandlingar i överensstämmelse med produktionstidsplanen.

Till projekteringsorganisationens förfogande ställde Trafikverket även en expertgrupp för tekniskt stöd (berg). Expertgruppen hade till uppgift att ge råd och synpunkter på såväl utförandet av projekteringen (t.ex. projekteringsgång och vilka dimensioneringsberäkningar som skulle utföras) samt valda tekniska lösningar. En särskild mötesserie anordnades där projekteringen och dess resultat diskuterades löpande med expertgruppen. Dessa s.k. teknikstödsmöten fokuserade huvudsakligen på tekniska frågeställningar som av någon orsak bedömts som kritiska. Även tillämpningen av aktiv design för byggskedet etablerades vid teknikstödsmötena. Mötena utgjorde också ett forum för att ge NCC insyn i projekteringen av de kritiska områdena och för att projektören löpande skulle kunna ta till vara på entreprenörens synpunkter på produktionsanpassning av valda tekniska lösningar. Teknikstödsmötena utgjorde en integrerad del av den successiva projekteringen inom respektive projekteringsområde.

Innan bygghandlingarna fastställdes genomfördes en samgranskning såväl Trafikverkets projekteringsledning som NCC tillfälle att ge synpunkter på framställda bygghandlingar. Efter det att handlingarna justerats skickades de till Trafikverket för myndighetsgranskning och fastställande.

Det ovan beskrivna projekteringsupplägget kännetecknas av ett successivt framtagande av bygghandlingar, både vad gäller projekteringen av de olika byggdelarna med hänsyn till produktionstidsplanen och projekteringen inom en specifik delleverans.

## 5 Tillämpning av aktiv design

### 5.1 Projekteringskedet

Specifika bergtekniska utredningar gjordes för samtliga dimensioneringssituationer där inte typförstärkning bedömdes att kunna tillämpas (se kapitel 3). För att kunna tillämpa aktiv design fastlades gränser för designens giltighet för de olika tekniska lösningarna. Gränserna för designens giltighet togs fram för parametrar som kunde observeras och kvantifieras i byggskedet. Nedan listas några parametrar som har använts för att definiera gränser för designens giltighet:

- bergkvalitet
- bergtäckning
- sprickegenskaper
- sprickorienteringar
- deformationer
- skador på installerad bergförstärkning.

En nyckelfråga i tillämpningen av aktiv design var hur uppföljningen av dimensioneringen skulle göras i byggskedet på ett optimalt sätt så att störningar i produktionen minimerades. Konceptet som valdes var att använda specifika hållpunkter, så kallade tullgränser. Tullgränserna definierades med ett geografiskt läge och med krav/villkor som skulle vara uppfyllda för att tullgränsen skulle få passeras. Dessa krav/villkor var dels relaterade till hur långt produktionen skulle ha hunnit innan passage av tullgränsen, dels till gränserna för designens giltighet. Den ansvariga bergkonstruktören gavs därför möjligheten att studera relevant information som togs fram under byggskedet och utvärdera om de geologiska förhållandena och det förväntade beteendet stämde med dimensioneringsförutsättningarna. Antal tullgränser och deras lägen valdes med omsorg i samband med dimensioneringsarbetet. Tullgränsmötena hölls för att formellt verifiera att krav/villkor i bygghandlingarna var uppfyllda och för att formulera anvisningar och villkor för tullgränsernas passage.

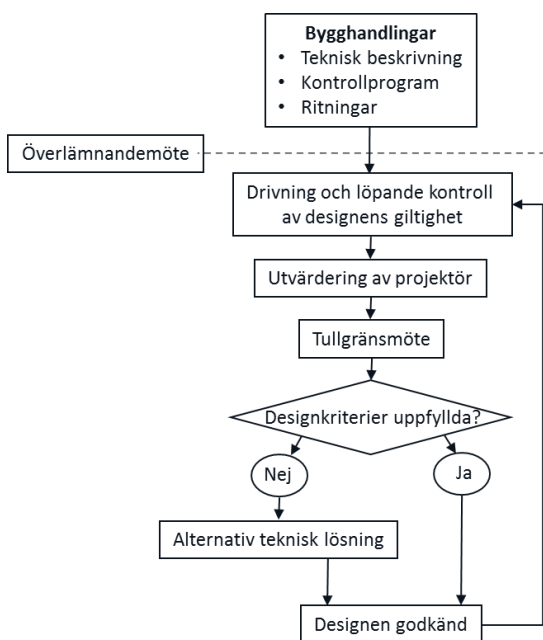
Bygghandlingarna utgjordes dels av handlingar som var gemensamma för hela Citybanan (gemensam teknisk beskrivning, gemensamt kontrollprogram och typritningar), dels av specifika handlingar. De specifika handlingarna var: specifik teknisk beskrivning, specifikt kontrollprogram (som innehöll uppgifter om gränserna för designens giltighet och krav/villkor för tullgränser) och ritningar. Dessa specifika handlingar utgjorde nödvändiga kompletteringar till de gemensamma handlingarna.

Efter att bygghandlingar blivit fastställda av Trafikverket sammankallades ett s.k. överlämnandemöte där Trafikverkets projekteringsledning, projektören, entreprenören och byggleddningen deltog. Syftet med mötet var att projektören skulle redogöra bygghandlingens innehåll och speciella tekniska svårigheter som entreprenör och byggleddning skulle beakta. Mötena följde en struktur som var gemensam för samtliga projekteringsområden och delsekvenser och omfattade:

- handlingens omfattning, geografiskt och antal handlingar
- geometrier för bergschakt och omgivande konstruktioner
- bergkvalitet
- berguttag – restriktioner och tullgränser
- bergförstärkning – restriktioner och utförande
- injektering – restriktioner och utförande.

## 5.2 Byggskedet

Flödesschemat i Figur 2 illustrerar processen för hur aktiv design genomfördes under byggskedet.



**Figur 2** Flödesschema som illustrerar processen för aktiv design i byggskedet för Citybanan, entreprenad 9523. *Flowchart illustrating the process used for active design during the planning and construction phase for City Line contract 9523.*

### 5.2.1 Drivning och löpande kontroll av designens giltighet

Löpande kontroller av designens giltighet gjordes av entreprenören och byggleddningen under tiden som berguttaget utfördes. De mest frekvent förekommande kontrollerna beskrivs nedan.

### Ingenjörsgologi

Ingenjörsgologisk kartering utfördes löpande av NCC:s geologer i samband med utbrytning och leverades kontinuerlig till Trafikverket. I samband med kartering gjordes även en kontroll av gränserna för designens giltighet m.a.p. ingenjörsgologiska parametrar (bergkvalitet, sprickegenskaper och i vissa fall sprickorienteringar).

### Deformationer

Omfattning på deformationsmätningarna beskrevs i det specifika kontrollprogrammet för det aktuella området och i ett övergripande mätprogram. Mätnoggrannheten, mätfrekvensen och gränsvärden för 3 olika deformationsnivåer specificerades tillsammans med åtgärder för de olika deformationsnivåerna. Entreprenören utförde deformationsmätningarna och rapporterade regelbundet resultaten till beställaren.

### Bergtäckning

På vissa sträckor förelåg osäkerheter m.a.p. bergtäckning. I de fall bergtäckningen utgjorde en parameter som ingick i gränserna för designens giltighet utfördes sonderingsborrningar i samband med tunneldrivningen.

### Skador på installerad bergförstärkning

Krav på regelbunden dokumentation av skador på permanent förstärkning (t.ex. sprickbildning i sprutbetong) fanns angiven i de olika specifika kontrolprogrammen. Dokumentationen utfördes av entreprenören och lämnades över till beställaren för utvärdering.

## **5.2.2 Utvärdering av designkriterier och tullgränser**

Inför varje tullgräns utvärderade ansvarig bergkonstruktör relevant information med avseende på de krav/villkor som ställts för att passera tullgränsen. En utvärderingsrapport upprättades där projektören dels tog ställning till huruvida gränserna för designens giltighet var uppfyllda, dels gav rekommendationer med avseende på om tullgränsen kunde passeras eller inte och om det förelåg några produktionsrelaterade villkor för fortsatt berguttag.

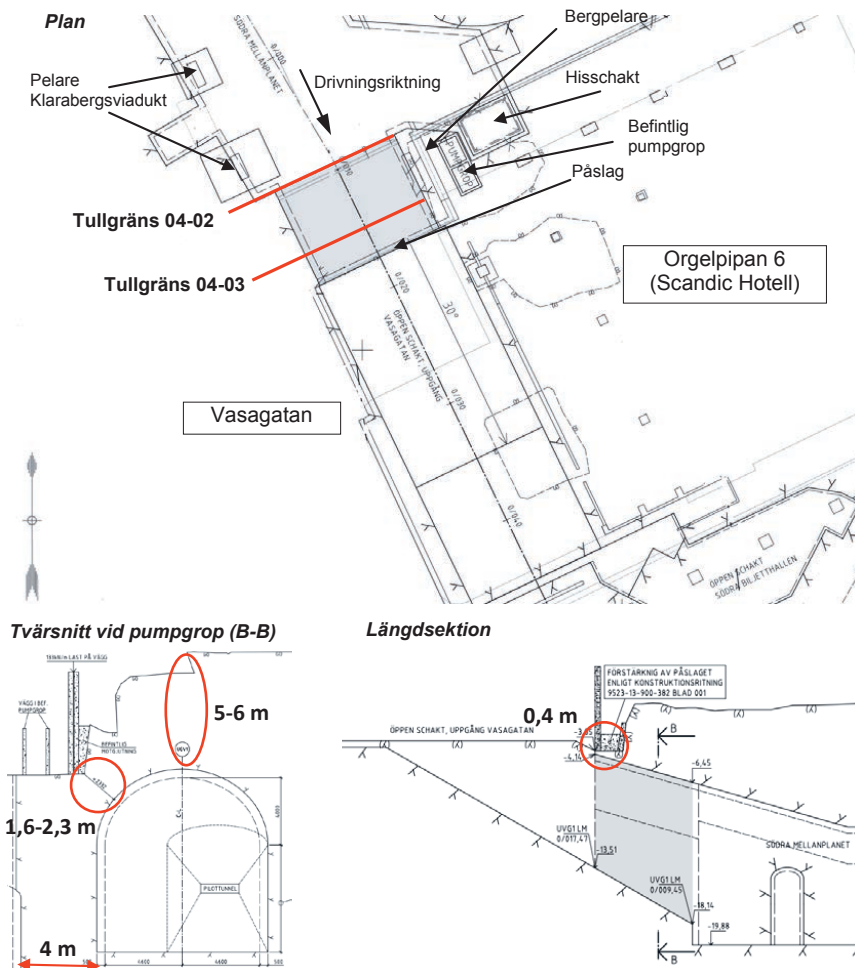
Vid tullgränsmötena fastställdes anvisningar och villkor för tullgränsens passage. Anvisningarna kunde i princip vara att fortsätta som planerat, att byta till annan förberedd teknisk lösning, eller att modifiera den befintliga lösningen. Det förkom också att villkoren gällde pågående bergmekaniska kontroller som på något sätt reviderades.

Tullgränsmötena hade en fast agenda där entreprenören redovisade aktuell produktionsstatus och projektören en analys av frågeställningarna kopplade till tullgränsen, samt sina rekommendationer. Till sist fastställde beställaren formellt anvisningarna och villkoren för att passera tullgränsen.

## 6 Exempel

### 6.1 Projekteringsskedet

En komplicerad dimensioneringssituation inom entreprenad Norrströmstunneln var uppgången till Citybanans huvudentré (Uppgång Vasagatan) som ligger mitt emot Stockholms Central Station. Uppgång Vasagatan består av en 9 m lång bergtunnel som lutar 30° och ansluter till en öppen schakt i källargrunden till kvarteret Orgelpipan 6 (nuvarande Scandic hotell), se Figur 3. Närheten till befintliga konstruktioner samt de geologiska förhållandena i området innebar svåra bergtekniska utmaningar.



Figur 3 Översiktsplan, tvärsnitt och längdsektion för Uppgång Vasagatan. Plan, cross section and elevation for the escalator shaft to Vasagatan .

Bergmassan i området var prognostiserad att huvudsakligen bestå av gnejs och granit av medelgod till bra kvalitet. Det fanns också indikationer från förunderökningarna på förekomst av en mindre svaghetszon (ca 0,3 m tjock). Svaghetszonen var prognostiserad att stryka parallellt med uppgången, stupa brant mot ÖNÖ och ligga centralt i uppgången. Tidigare nedsprängning av en källarvåning för kvarter Orgelpipan 6 innebar att bergtäckningen varierade från ca 6 m i mitten av tunneln till ca 1,5 m i tunnelns östra anfang där en pumpgröp var belägen (se Figur 3). Bergtäckningen vid tunnelpåslaget var också mycket liten (ca 0,4 m). Grundläggningar för en befintlig bro (Klarabergsviadukten) och utsprängning av ett planerat hisschakt öster om uppgången som resulterade i en slank bergpelare mellan hisschakten och uppgången gjorde att hela dimensioneringssituationen var mycket komplicerad.

Resultat från ett flertal olika bergtekniska och bergmekaniska analyser studerades och en teknisk lösning med en specifik uttagsordning, tullgränser och gränser för designens giltighet (Tabell 1) togs fram. Huvuddragen i vald teknisk lösning redovisas nedan.

1. Påslaget förstärks med en armerad betongbalk innan bergschakt påbörjas i området.
2. Deformationsmätning i ett flertal punkter i närliggande konstruktioner utförs fortlöpande.
3. En pilottunnel (nedre delen, västra sidan, se tvärsnitt i Figur 3) drivs hela vägen upp till den öppna schakten.
4. Tunneln i Södra mellanplanet tas ut och förstärks fram till läget för tullgräns 04-02
5. Temporär förstärkning i form av 8 m långa spiling bultar i taket och förbultning i väggarna installeras.
6. Genomförande av tullgräns 04-02.
7. Stross tas ut fram till tullgräns 04-03, med max salvlängd 2 m, tätborring och klen laddning av konturen. Permanent förstärkning installeras efter varje salva (se punkt 8)
8. Permanent förstärkning med 200 mm fiberarmerad sprutbetong och systematisk bultning (bultavstånd 1,7 m) med bultlängder anpassade efter tillgänglig bergtäckning.
9. Deformationsmätning i fem punkter i en sektion i tunneln.
10. Genomförande av tullgräns 04-03
11. Tullgräns 04-03 passeras om designkriterierna är uppfyllda och drivning fortsätter enligt punkt 7 och 8 till genomslag till öppen schakt.

**Tabell 1. Gränser för designens giltighet för Uppgång Vasagatan.** *Design limits for the escalator shaft to Vasagatan.*

Parametern	Gränsvärde
RMR <sub>Bas</sub> <sup>i)</sup>	≥65
Deformationer	3 deformationsnivåer specificerades tillsammans med olika åtgärder
Bergtäckning	Beställaren kontaktas vid lägre bergtäckning än prognostiserat (kontrollen utförs genom ett program för sonderingsborrning).
Sprickomvandling (Ja)	≤4
Sprickrähet (Jr)	≥2 <sup>ii)</sup>

i) RMR med grundvatten parametern satt till 15 (fullständig torr) och sprickorientering satt till 0 (mycket gynnsam).

ii) Gäller endast för sprickor med spricklängd >8m.

De osäkerheter som fanns avseende de geologiska förhållandena samt även osäkerheter avseende det bergmekaniska beteendet innebar att en alternativ teknisk lösning kunde komma att behövas. Trafikverket bestämde därför att man skulle ta höjd för en alternativ lösning genom att utöka tunnelsektionen och lämna plats för mer förstärkning. En alternativ teknisk lösning projekterades inte färdigt, men designen tog höjd för en alternativ lösning genom en utökad tunnelsektion.

## 6.2 Byggskedet

I samband med bergschakten upptäcktes två geologiska strukturer med egenskaper utanför gränserna för designens giltighet. En av dessa tolkades att vara den som identifierades under projekteringsfasen och hanterades med lokal anpassning av förstärkning i samråd med projektören. Den andra låg i tunnelns östra vägg och påverkade inte designen för Uppgång Vasagatan. Bergmassan i området var för övrigt av medelgod till bra kvalitet (RMR<sub>Bas</sub> >65) förutom i ett område intill hisschaktet (Figur 3) som var av dålig kvalitet (RMR<sub>Bas</sub> ca 45-55). I samband med bergschakten erhöles ett utfall av ca 3-4 m<sup>3</sup> berg i den nedersta delen av pelaren mellan hisschaktet och uppgångstunneln. Projektörens rekommendationer till Trafikverket var att tullgräns 04-02 kunde passeras med den tekniska lösning som fanns redovisad i bygghandlingen, men att drivningsmetodiken och bergförstärkningen behövde anpassas. De anpassningar som rekommenderades var:

- kompletterande bergförstärkning i nedre delen av pelaren där utfall hade förekommit
- uppdelning av stross salvan i två separata sprängningar (d.v.s. spränga konturhål och närmaste hjälparraden separat)
- endast försiktig rivande skrotning i östra väggen
- flytta fram upplag för spilingbultar för att få en kontinuerlig båge till sulan

Rekommendationerna fastställdes av Trafikverket på tullgränsmötet och infördes i NCC:s arbetsberedning. Bergschakt av återstående del av Uppgång Vasagatan kunde genomföras enligt bygghandlingen.

## 7 Diskussion och slutsatser

Aktiv design har med gott resultat tillämpats inom Citybanans Norrströmsentreprenad. Cirka tjugo tullgränser har passerats under tiden som bergarbetena utförts. En viktig framgångsfaktor är det sätt på vilket aktiv design och innehållet i tullgränserna formaliserats och beskrivits i bygghandlingarna. Förutom tekniska krav och villkor klargjordes också hur aktiv design skulle tillämpas under byggskedet i form av överlämnademöten, teknikgenomgångar och tullgränsmöten.

Aktiv design med tillhörande tullgränser har bidragit till att tydliggöra de speciella byggtekniska svårigheter som funnits i projektet. Proceduren i byggskedet, med en fast mötesordning, har bidragit till god kommunikation mellan parterna om hur de mer komplexa tekniska frågeställningarna skulle hanteras.

Vi vågar påstå att tillämpningen av aktiv design har bidragit till en mer ekonomisk design och även resulterat i tidbesparingar i byggskedet. I princip har dimensioneringen baserats på de troliga förutsättningarna. Detta har varit möjligt då specifika kontrollprogram upprättats för att hantera förekommande osäkerheter. Åtgärder har projekterats och varit klara att användas om förutsättningarna avvikit från de troliga förutsättningarna.

Aktiv design har också bidragit till att reducera tekniska osäkerheter i projektet när det gäller byggtekniska svårigheter eftersom bygghandlingen klargör vad som ska göras när förutsättningarna avviker från de troliga.

Aktiv design har i detta fall tillämpats i en miljö där avtal om samverkan ingåtts mellan projektets parter. Det har underlättat initieringen och tillämpningen av aktiv design. Det finns dock inga principiella hinder för att tillämpa aktiv design eller observationsmetoden inom ramen för andra entreprenadformer. Vi tror att det finns en mängd positiva incitament som kan komma alla intressenter tillgodo genom att tillämpa observationsmetoden/aktiv design. Vi rekommenderar därför branschens intressenter, det vill säga beställare, projektörer och entreprenörer att gemensamt upprätta generella riktlinjer för hur aktiv design ska tillämpas för de olika entreprenadformer och ersättningsformer som förekommer på marknaden. Frågeställningar i ett sådant arbete är t.ex. hur geotekniska risker ska beskrivas i förfrågningsunderlag och hur de ska fördelas mellan avtalsparter utifrån entreprenadform och ersättningsform. Vidare kan det finnas behov av att anpassa mängdförteckningens struktur samt också sättet att kostnadsreglera och justera kontraktstidplan utifrån vilka tekniska lösningar som utförs.



## **Tack**

Författarna tackar Trafikverket, NCC och WSP för möjligheten att beskriva hur en formaliserad form av aktiv design tillämpats på Citybanans Norrströmsentreprenad.

## **Referenser**

SS-EN 1997-1:2005. Dimensionering av geokonstruktioner - Del 1: Allmänna regler, SIS.

Peck, R.B., 1969. Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. *Géotechnique* 19, No. 2.

Stille, H., 1986. Experiences of design of large caverns in Sweden. *Proceedings Large Rock Caverns, Helsinki*. Pergamon Oxford.

# **D-BOLT – ERFARINGER MED DYNAMISK BERGFORSTERKNING UTENLANDS**

## **D-Bolt – experiences with dynamic rock support abroad**

*Gisle Østereng, Dynamic Rock Support / Normet*

*Charlie C. Li, NTNU*

### **SUMMARY**

The rock reinforcement policies in different mines and tunnel projects are changing. As mines dig deeper and get more challenges related to rock deformations and rock falls, the focus on dynamic bolts and dynamic reinforcement systems has increased.

The D-Bolt has been introduced as a rock reinforcement dynamic bolt in several mines in different geographies. The organisation behind D-Bolt has hence experienced a lot of different philosophies, policies, rules and procedures that now is partly summed up and shared in this paper.

We will look into different testing procedures when evaluating dynamic rock bolts. The extent and speed of testing varies a lot, which will be further described.

The testing procedures in lab are quite different. It seems to be only three active laboratories for dynamic testing, and all of them are abroad. We will mention a few noticeable differences in this paper, mainly related to how the equipment is made, drop speed, how to measure and how to interpret. Also, it seems like there is a lot of local support to each of these testing facilities. Australian mining companies do prefer WASM in Australia, while North American and Nordic mines prefer CANMET in Canada.

Installation procedure varies greatly depending on installation equipment and how the bolt is encapsulated (resin or cement). Sometimes the dynamic bolt is the only bolt installed and then the bolting can be done quick, or it can be combined with other bolts that do need other kinds of equipment. Examples will come in the presentation, with photos. We will also present examples of:

- Testing procedures in mines (how we started with a very few bolts per mine and then waited, waited, waited... and after a while was able to get larger tests and finally commercial sales)
- Testing procedures in labs (how Nordic lacks a lab for dynamic testing and a bit about our experiences with CANMET vs WASM)

- Installation procedures in mines (where resin/cement is used, where jumbos/bolters are used, Australian policy of not going under unsecured roof, et cetera)
- How D-Bolt sometimes is mixed with static bolt and sometimes is used stand-alone
- What is tested now to improve bolting in the future (injection resin)
- Other differences, such as rock bolt purchasing policies (last minute vs well planned), rock bolt storage on site (many storages under the snow vs central storage)
- What dynamic bolts we meet in the competition abroad

### **WHY DYNAMIC BOLTS ARE NEEDED**

Static bolts can take a certain load, but can only dissipate a limited amount of energy in situ when fully grouted. When mines go deeper and experience higher stress and more deformations and convergence, the static bolts fail. Some bolt failures are extremely dangerous, as the bolts are being ejected or shot out of the borehole. See picture below from Tala Powerhouse, Bhutan.



*From Tala Powerhouse, Bhutan*

## VARIOUS MINING ROCK REINFORCEMENT POLICIES

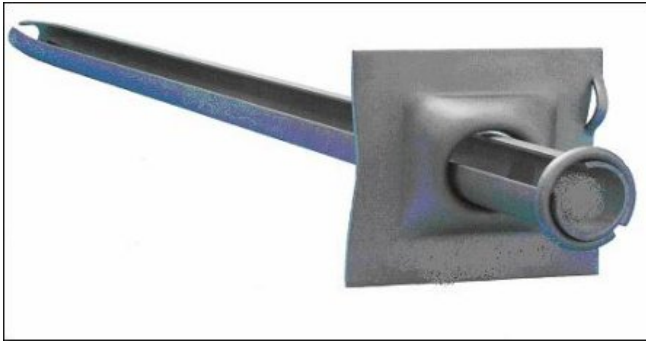
The three different geographies where the D-Bolt has been sold most in a start-up phase, namely Sweden, Canada and Australia, have quite different rock reinforcement policies and practices. This also leads to differences in terms of how to install bolts, what kind of bolts we have competed against, borehole size, machine types, et cetera. In Sweden most mines are very used to using traditional rebar or Swellex. The main differences in Sweden have been related to cement vs resin as grouting mass, and also immediate support: is that needed or not? Shall it be solved by kirunakil or by resin? The Swellex has had a substantial part of the market, and still is an important bolt for a few mines in Sweden. D-Bolt is more and more in use, but still rebar is probably the most used bolt. Boliden Kristineberg have used rebar bolts installed in cement with no wedge/kil, while Boliden Garpenberg have used rebar bolts installed in resin also, and in Kiruna and Malmberget LKAB is still using rebar and debonded rebar in cement and with a wedge. The wedge is giving immediate support and it also makes sure that the bolt does not fall out of the borehole. In other mines, the bolts might be bent a little bit during installation to solve this challenge.



*Convergence and bulking*

In Canada a few more variations are in daily use when it comes to rock bolts. The traditional rebar is still the most used bolt, but also Swellex, Modified Cone Bolt from MMTI/Mansour, and Yield-Lok from Jennmar are in use. D-Bolt is more and more in use, but still rebar dominates.

Australia has quite a different practise, where operators are not allowed to go under so called unsecured roof. This requires a certain distance between operators and boreholes, so it is an advantage with a large borehole so that it is possible to insert a rock bolt on a long distance. Our theory is that because of the large boreholes, the Australian mining industry has been very much focused on the split-set friction bolt that totally dominates. In the last few years, some other bolts have been tested such as the D-Bolt, the Garford bolt, but not so much Swellex or Modified Cone Bolt.



*Australian split-set bolt*

## **DIFFERENCES IN TESTING POLICIES**

The D-Bolt has been tested in several ways over several different time periods and in different parts of underground mines. Dynamic Rock Support as well as potential customers did initially believe that it would be ok to start with an installation and pull-out test, and then gradually test larger and larger quantities.

Before starting with real-life tests, the D-Bolts had been tested at CANMET in Canada with drop-tests showing very good results.

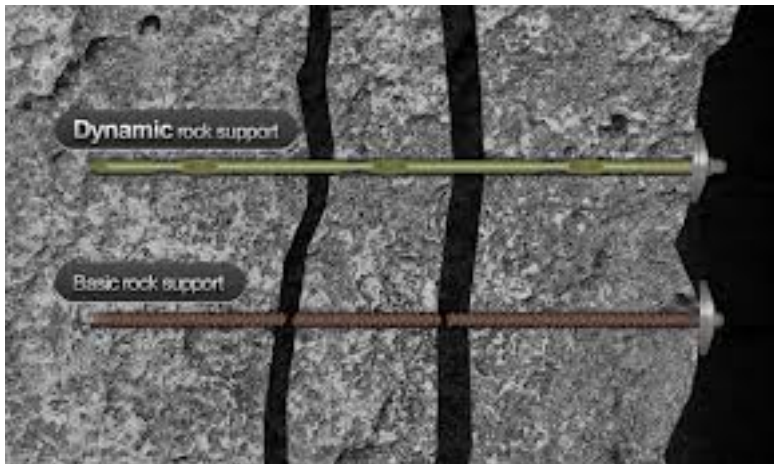
The in-situ testing policies were quite similar in the different geographies to start with, and started with small-scale tests with not very well developed plan for further progress if the test was successful. The main test procedure was a pull-out test.

The second part of testing was only a little bit larger to start with. In the first 2-3 years, the D-Bolts – normally between 10 and 50 of them – were installed in an area underground where the customer expected rock falls or squeezing. In short, it turned out to be very difficult to predict such action, and both parties lost valuable time as it took a long time to get test results.

Gradually mines understood that larger tests were needed, in order to make sure that the bolts were actually installed in an area with seismic activity or squeezing rock.

After a few years, some mines started with large commercial tests even without initial installation and pull-out tests, and the last year we have also seen commercial orders without any testing.

Our experience is that a test plan would be needed, and we would encourage potential users of new technology to consider larger tests to get clearer and faster results.

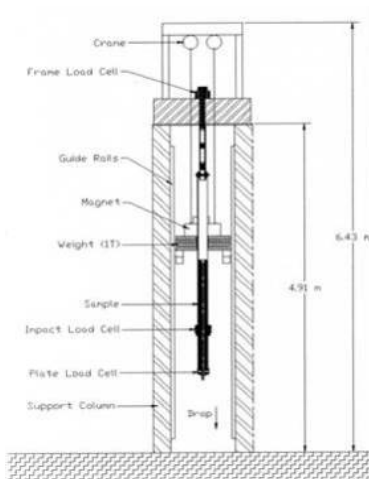


*The D-Bolt concept*

## TEST PROCEDURES IN LABS

The technical testing of rock bolts has developed quite a bit the last 15 years. With dynamic test facilities at three different sites and with new and better test equipment and procedures, the labs are able to get very interesting data about rock bolts before testing in-situ.

The dynamic test labs in Canada, South-Africa and Australia are different with regards to how the energy is measured and how the energy is applied to the bolt or part of the bolt. Also, a noticeable difference is related to the impact speed of the weight that is dropped. It is an industry challenge that rock bolts in Australia are tested at WASM and that they do not compare results with test results from South-Africa or Canada.



*Canmet test rig, Canada.*

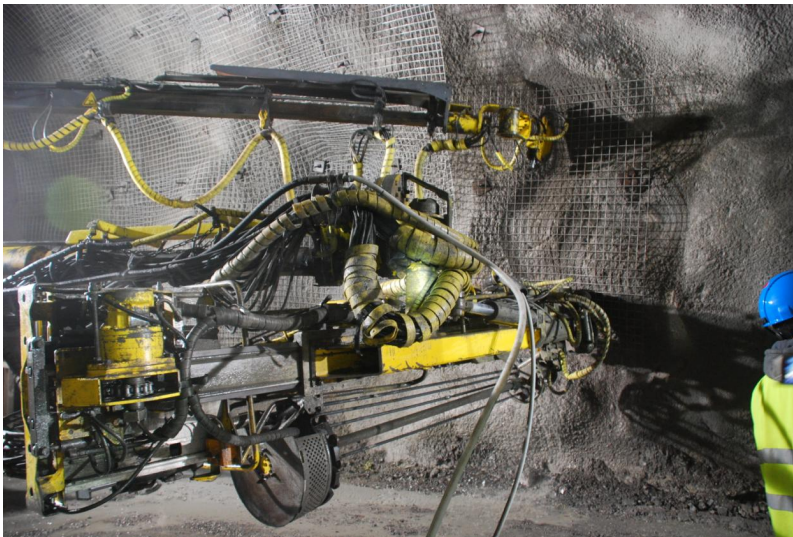


## INSTALLATION PROCEDURES

The installation procedure is very dependent on installation equipment. But when borehole sizes are equal, there are differences with regards to resin set time, the use of a wedge in cement such as the kirunakil or maybe even bending the bolt during installation to keep it from evacuating the borehole. A lot is depending on local culture in the mines, and some mines are very insisting on how to do certain things. Even different operators in the same mine might have different policies, and this should not be overlooked by the mining company. Rock bolts do not have the same properties if they are installed in very different ways. Some installation methods ensure full encapsulation of the rock bolt, while others do not. Full encapsulation is very important.

Some mines install static reinforcement first, and mix this in different ways and orders with mesh and/or shotcrete. After this first reinforcement, the customer would sometimes like to also install dynamic rock bolts, and with even more mesh or shotcrete. This leads to significant parts of the bolt not being in the rock, but in a mix of mesh layers and shotcrete layers, and should be studied further as the effect of a mix of static and dynamic reinforcement is a bit uncertain still.

Customers of D-Bolt have different policies of using D-Bolt stand-alone or using it only as a dynamic bolt. As each bolt has different static and dynamic capabilities we are uncertain still how a mix of static and dynamic bolts will work. D-Bolt is a bolt that have certain static and dynamic capabilities, and further research is needed to see if it is best with a bolt that has both properties, or if a mix of static and dynamic rock reinforcement bolts is the best solution.



*D-Bolt installation in Kiruna, Sweden*

## **HOW TO INSTALL BOLTS IN THE FUTURE**

Cement normally has a long set time and this leads to unefficient bolting or leads to a need for bending the bolt or using a kirunakil. Also, cement bolting machines need to be cleaned for several hours per day.

Resin cartridges are not easy to use in broken ground or when boreholes go into cracks or voids. It is then hard to ensure that the bolt is fully encapsulated, and also resin cartridges need the exact right mixing of the two components.

Injection resin might be a better solution where you can ensure full encapsulation, the set time is right in each case, and the machines do not have to be cleaned for several hours per day.

## **OTHER DIFFERENCES**

Most customers have a non-optimal storage and logistics related to rock bolts. The volume fluctuates, and it is hard to get a dialogue with the customer on how future volumes will be.

Some on-site storages are forgotten by the customer under the snow, and the awareness of the daily/weekly/monthly bolt consumption seems to be low.

The rehabilitation policy differs quite a lot, so some mines prefer to rehab every time they see shotcrete cracking up in static bolted parts, instead of using dynamic bolts or mesh. Some mines have up to 70 % bolting consumption on rehabilitation, while others are close to 0%.

In addition to all the mentioned differences, there are also a vast number of different nuts, plates and washers that are used.

## **CONCLUSIONS**

After starting with a not so sophisticated product in the rock reinforcement industry, namely the rebar, the industry is now gradually looking at more sophisticated solutions. Different new and improved rock bolt solutions are offered, and there is a growing focus on total systems, but the testing procedures as well as local policies related to how to do rock reinforcement are very different from mine to mine and country to country. We would encourage the industry to share experiences more and be even more open for new and better solutions so that the rock reinforcement will be even safer.

Tests of new products should ideally be done in a larger scale in-situ to get faster and more documented results so that the improvements come faster.



The mining companies should also be able to evaluate test results from several dynamic test sites instead of only one.

CANMET in Canada has published a summary of tests of different dynamic bolts and is one of few dynamic labs who has information about most solutions on the market.

Static rock reinforcement can lead to cases like this:







Box 5501  
SE-114 85 Stockholm

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

ISSN 0281-4714

Wiesböms, Uppsala, 1130120  
Trycksak, Licens 341 051