

**SveBeFo**



STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING  
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH

# **BERGMEKANIKDAG 2003**

**Föredrag**



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

**Föredrag vid  
BERGMEKANIKDAG  
I STOCKHOLM 12 MARS 2003**

**Papers presented at  
Rock Mechanics Meeting  
in Stockholm March 12, 2003**



## FÖRORD

Gruvor och bergtäkter, tunnlar och andra berganläggningar i Sverige och i "världen", idag och i morgon, är grunden för vårt behov av bergmekanisk kompetens. Vi har alltså ett antal gruvor i full verksamhet och några nyetableringar – vi är stora i Europa på järn, koppar och silver! – och vi öppnar bergtäkter för att inte töra på tillgångarna av naturgrus. Det gångna decenniet har inte till alla delar varit lyckosamt. Vi har haft en svacka i marknaden för berganläggningar och några projekt har varit problematiska: Hallandsåsens problem är väl kända, Norra Länken stoppades just före byggstart, Södra Länkens tunnlar är tekniskt färdigställda men med stora fördyringar. Vi har också sett flera fall av tunga och utdragna planeringsprocesser. Mycket lite av dessa problem kan man direkt koppla till brister i vårt bergmekaniska kunnande, men frågan är hur det ska ses i ett lite vidare perspektiv?

Vi brukar peka på den genuina osäkerheten som ligger i att berget inte på förhand kan vara helt och fullt känt och att en anläggning därför "inte är färdigprojekterad förrän den är byggd". Men den erfarna bergmekanikern eller bergteknikern måste rimligen vara den som ska behärska de nödvändiga verktygen för att hantera dessa "inbyggda osäkerheter". Om bekymren kring val av drivningsmetod och tätning i Hallandsås eller bakslagen i planerings- och tillståndsprocessen för Norra Länken eller oförutsedda logistikkostnaderna kring Södra Länken inte har sin bakgrund i bristande kompetens i något eller några led, var ska vi då söka orsakerna. Och vilka lärdomar kan vi dra?

Framför oss ser vi nu gruvbrytning på allt större djup, flera stora tunnelprojekt både i stadsmiljö och på landsbygden, dagbrott, täkter och skärningar med ständigt högre krav på skonsam teknik för minsta möjliga omgivningspåverkan. Och en påbörjad process för att slutligt välja plats för kärnavfallet. Allt detta kräver sina kvinnor och män i form av kompetenta bergtekniker med helhetssyn, grundad i ett gediget tekniskt kunnande. Hur sörjer vi för det idag och i morgon, hur klarar vi kontinuitet och återväxt om vi inte satsar på fortsatt kunskapsutveckling! Och vilka är "vi" som ska sörja för det?

I SveBeFos roll och uppgift har alltid legat en strävan att verka som stimulerande eller katalyserande länk mellan industrins behov av omedelbar problemlösning å ena sidan och den akademiska forskningen och utbildningen å den andra. Budskapet måste vara att bästa tillgängliga kompetens ska användas i den dagliga verksamheten men att man också måste ta ansvar för utvecklingen av ny kompetens genom att söka och ta vara på unga begåvningar som är intresserade av vårt teknikområde. Annars finns snart ingen "bästa tillgängliga kompetens" värd namnet.

Våra forskningsstödande råd och myndigheter har i sina nya skepnader inte visat nämnvärt engagemang i det som vi bedömer som vitalt för samhällsbyggandet, där

gemensamma insatser från industrin och samhället borde premieras. Det fanns en skäligen enkel, lättförståelig och väl fungerande modell för detta en gång och något liknande kanske kan återkomma med tiden. Samtidigt tas nu en mängd nya initiativ för att tillgodose behovet av FoU inom våra områden, till exempel genom IVAs Anläggningsforum, Byggsektorns Innovationscentrum (BIC), Gellivare Hard Rock Research (GHRR), Georange, MinBaS m fl. I samtliga fall förutsätts ett gemensamt engagemang från industrin och samhällsorgan i form av departement, kommuner, verk eller myndigheter.

SveBeFo har som bekant också omstrukturerats som följd av de nya förutsättningarna och verkar nu som en renodlad projektledningsorganisation utan anställda forskare, medan den grupp specialister vi haft inom sprängtekniken i nära tio år fortfarande arbetar i våra lokaler men nu utgör kärnan i ett nybildat Centrum för sprängteknik vid LTU, under namnet Swebrec (Swedish Blasting Research Center at Luleå Technical University). Det ska bli intressant att se om till exempel fem år vilka spår vi kommer att se av dessa olika initiativ, och då menar jag inte hur organisationsbubblorna kan ritas utan vilka faktiska resultat i form av ny kunskap och kompetens som växt fram ur dessa ansträngningar och som kommit bergtekniken tillgodo!

Bland mera bestående aktiviteter finns våra bergdagar, där vi årligen samlar vårt skrå för att utbyta erfarenheter och lära något nytt. Bergmekanikdagen har vi flyttat till en lokal som vi tror bättre passar vårt format och programmets seminarieliknande karaktär. Det betyder att vi som vanligt ser fram emot stimulerande diskussioner under dagen. Och det som presenteras och diskuteras här idag och på de närmaste årens bergmekanikdagar ska tillsammans med kommande FoU-insatser på olika håll förhoppningsvis bidra till att den framtida gruvbrytningen, Götaledstunneln, Norrortsleden, Trollhättetunneln, Hallandsås, Citytunneln i Malmö, Botniabanan, Norra Länken och Citybanan, för att nämna några av de stora projekten, ska bli framgångsrika och värdefulla inslag i en väl fungerande infrastruktur de närmaste decennierna. En förutsättning är att den bergtekniska kompetensen håller måttet, låt oss tillsammans verka för det!

Stockholm i februari 2003

Tomas Franzén

## INNEHÅLL

sid.

### **Förord**

*Tomas Franzén, SveBeFo*

### **Invited lecture:**

#### **Development of a methodology for analysis of instability in room and pillar mines.....1**

*Mark Board, Bechtel SAIC Company ,LLC, Las Vegas, Nevada, USA*

*Branko Damjanac, Itasca Consulting Group, Minneapolis, Minnesota, USA*

## **KARAKTERISERING AV BERG I STORT OCH SMÅTT ROCK CHARACTERISATION**

*Inledare: Lars-Olof Dahlström, NCC Teknik*

#### **Bergklassificering som ingenjörsgelogiskt verktyg - krav och möjligheter.....23**

*Rock mass classification as a tool in engineering geology*

*- requirements and possibilities*

*Håkan Stille, KTH, Arild Palmström, Norconsult*

#### **Informationsbaserad design av konstruktioner i berg .....43**

*Information based design in rock engineering*

*Håkan Stille, KTH, Johan Andersson, JA Streamflow, Lars Olsson, Geostatistik*

#### **Att karakterisera berg för injektering... är det bra? .....49**

*Why characterise rock for grouting?*

*Åsa Fransson, SWECO VIAK / Chalmers*

#### **Detektering av anisotropi i borrhärnor genom diametrala p-vågsmätningar .....59**

*Detection of anisotropy in rock cores by diametrical P-wave measurements*

*Andreas Eitzenberger, Erling Nordlund, Ltu*

**STABILITET OCH FÖRSTÄRKNING**  
**STABILITY AND REINFORCEMENT**

*Inledare: Bengt Ludvig, Tyréns*

**Stabilitet hos berganfang vid Vargfors valvdamm .....69**  
Stability of rock abutment at the Vargfors arch dam  
*Jonny Sjöberg, Ulf Lindfors, Arne Landström, SwedPower*

**Dimensionering av "spiling" under Rosenlundshuset, Götatunneln .....79**  
Design of spiling below Rosenlundshuset, Götatunneln  
*Björn Stille, Marie von Matérn, Skanska Teknik*

**Spänningstillståndet i Kiirunavaara och dess betydelse  
för bergmekaniska analyser .....90**  
The state of stress at Kiirunavaara and its significance for rock mechanics analysis  
*Daniel Sandström, Ltu/LKAB, Erling Nordlund, Ltu*

**Sprutbetong som bergförstärkning i Kiirunavaara .....103**  
Shotcrete as rock support at the Kiirunavaara Mine  
*Lars Malmgren, LKAB / Ltu, Erling Nordlund, Ltu*

**TÄTNING I PRAKTIK OCH I FORSKNINGSFRONT**  
**PRACTICE AND RESEARCH IN SEALING**

*Inledare: Tomas Franzen, SveBeFo*

**Tetningsinjeksion i tunneler i Norge - senaste erfaringar .....117**  
Rock grouting in Norwegian tunnels - the latest experiences  
*Bjørn Helge Klüver, Edvard Iversen, Vegdirektoratet, Oslo*

**Förutsägelse av bruksspridning och tätningseffekt  
- en sannolikhetsbaserad metod .....129**  
Prediction of grout spread and sealing effect - a probabilistic approach  
*Magnus Eriksson, KTH*

**Inträngningsförmåga för cementbaserade injekteringsmedel**.....145  
Penetrability for cementitious injection grouts  
*Daniel Eklund, Vattenfall Utveckling / KTH, Jan Alemo, Vattenfall Utveckling*

**BESTÄNDIGHET OCH UNDERHÅLL**  
**DURABILITY AND MANAGEMENT OF MAINTENANCE**  
*Inledare: Per Andersson, Vägverket*

**Stålfiberkorrosion i sprucken sprutbetong - resultat efter fem års fältexponering**.....159  
Steel fibre corrosion in cracked shotcrete - results after five years of field exposures  
*Erik Nordström, Vattenfall Utveckling*

**Korrosiv miljö i tunnlar och undersökning av korrosion på bergbultar i Vindötunneln** .....169  
The corrosive environment in road tunnels and investigation of rock bolts from Vindötunneln  
*Per Andersson, Vägverket, Bertil Sandberg, Korrosionsinstitutet*

**Inspektionskrav och förvaltningssystem för tunnlar** .....181  
Inspection requirements and management systems for tunnels  
*Per Andersson, Anders Eier, Bosse Eriksson, Vägverket, Kai Palmqvist, Bergab*

**Citybanan - ny pendeltågstunnel under Stockholm** .....193  
Citybanan - New commuter train tunnel under Stockholm  
*Riggert Andersson, Banverket, Roberth Colliander, Beatrice Ludholm, WSP*





## ***Development of a Methodology for Analysis of Instability in Room and Pillar Mines***

Mark Board  
Bechtel SAIC Company, LLC  
Las Vegas, Nevada, USA

Branko Damjanac  
Itasca Consulting Group  
Minneapolis, Minnesota USA

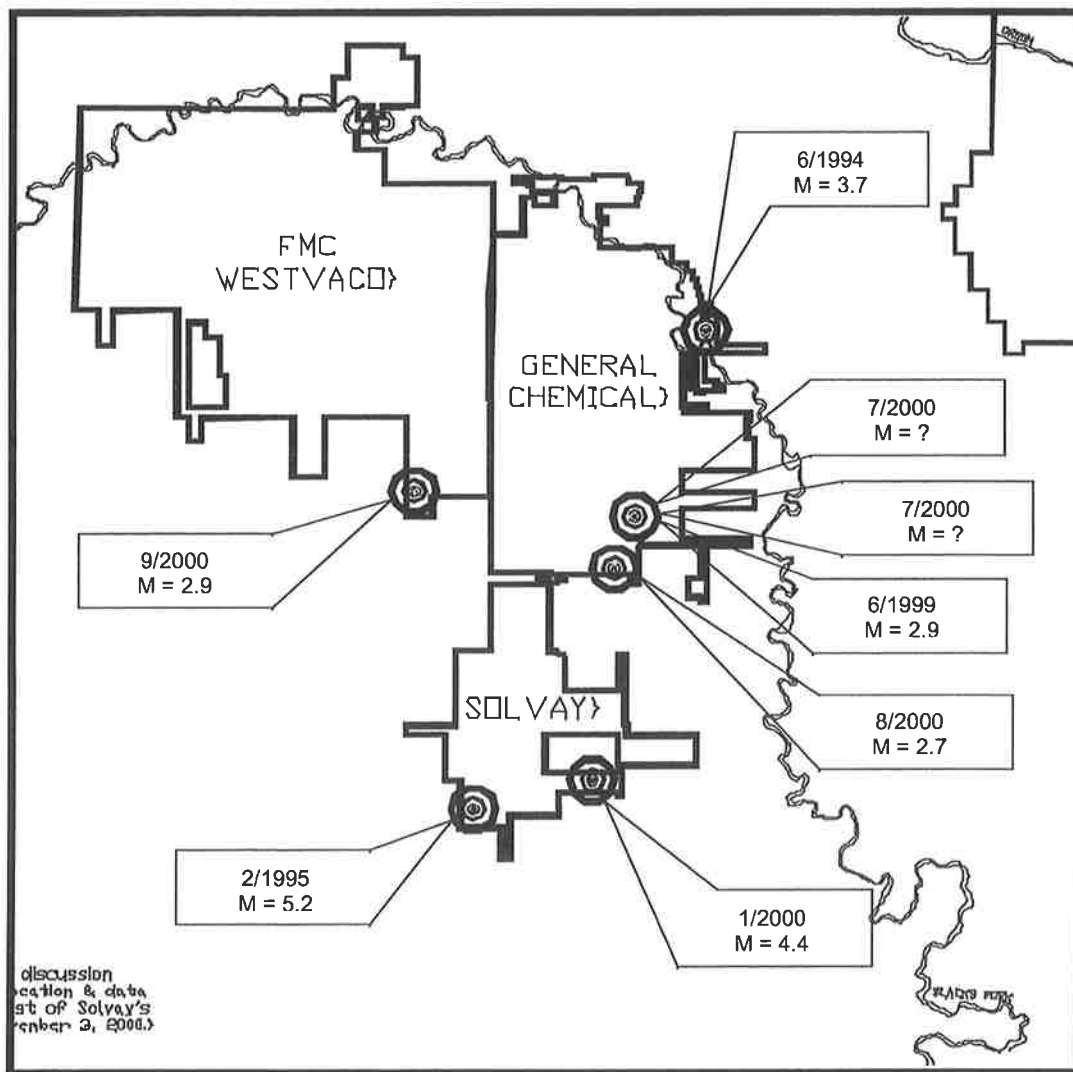
### ***Introduction***

Since 1994, a number of major roof falls and panel collapses have occurred in room and pillar trona mines (depth approximately 450 m) within the Green River Basin of Wyoming, USA. The largest of these events, a 5.2 Richter magnitude event, occurred at the Solvay Mine in February, 1995. This event, induced by the collapse of the 1SW panel (over 2 km<sup>2</sup>) occurred in roughly 5 seconds with a resulting surface subsidence of approximately 1m. Other major roof falls have occurred at the adjacent General Chemical and FMC Mines (Figure 1). A review panel of ground control experts pulled together to review the results of the Solvay collapse found that the root cause is complex and not obvious – i.e., the cause has not been attributable to a simple progressive pillar collapse resulting from over-excavation.

This paper describes the development of a new methodology for examination of the collapse mechanisms in the General Chemical and Solvay Mines. The analysis method is based on the back-analysis of three major panel collapses (each generating a seismic event with Richter magnitude exceeding M=2.5) that occurred during continuous miner pillaring retreat operations within panel access mains that were no longer required for further mine development. These panels are referred to as the “SAM” panels. A relatively simple method is developed for analysis of the interaction of pillars and the overburden that allows prediction of the potential for violent, progressive collapse.

Analysis of the interacting system of pillars, weak floor and overburden beds is complex. We reduce the problem to analysis separate analyses of its two component parts - - the mechanical response of the pillar/weak floor system and the overburden. Numerical models are used to first understand the complex stress-strain response of the pillar-floor system. The model is “calibrated” against observed and measured pillar stress-strain behavior, and then used to extrapolate equivalent stress-strain response for various three-dimensional pillar geometries employed during pillaring operations. Numerical models are then used to estimate the equivalent stress-displacement response [the “ground reaction curve (GRC)”] for the overburden. In the GRC analysis, the trona panel pillars are replaced by the equivalent “backpressure” that they apply to the roof. This pressure is

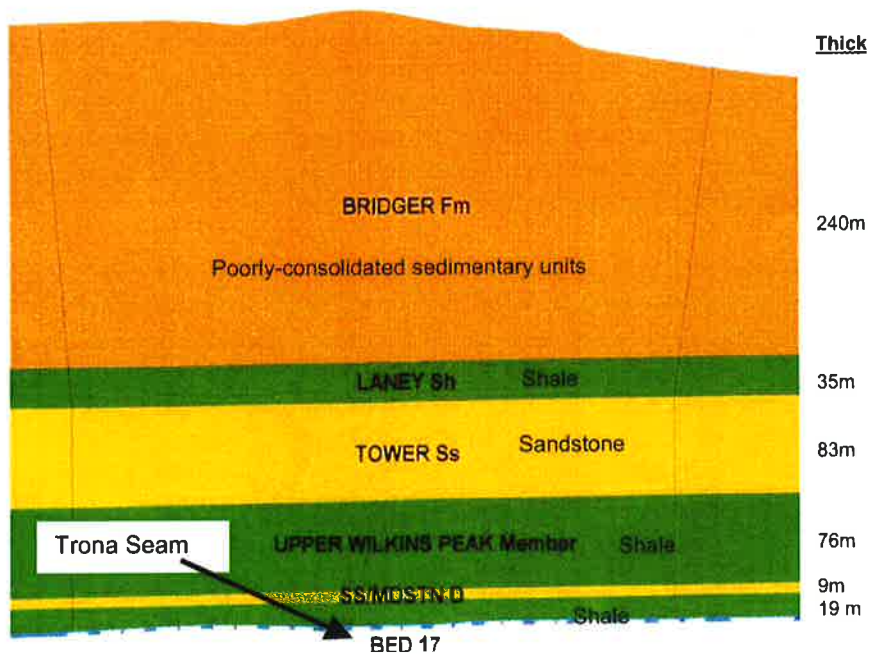
then reduced in a number of steps to zero, allowing the overlying beds to subside and the seam to close. The stress-closure response is plotted (the GRC), defining the elastic stiffness and ultimate failure response of the overburden for a given panel span and barrier pillar system. The overall stability of the system can be determined by overlaying the equivalent panel pillar and overburden stress-deformation response curves in much the same way ground support and tunnel force-displacement curves can be overlain to determine equilibrium deformations for a given support load. This methodology is applied to explain the mechanism of major roof collapses at the SAM panels, as well as a major panel collapse at the Solvay Mine.



**Figure 1. Seismic events in room and pillar or longwall operations in the Green River, Wyoming iron mines through 2000.**

***Review of the "SAM" Panel Collapses at the General Chemical Mine, Green River, Wyoming, June – November, 2000***

The General Chemical Mine is located in the Green River Basin, approximately 30 km west of Green River, Wyoming. The mine employs a typical room and pillar mining method utilizing continuous and bore miners to extract a 3 m seam of trona at a depth of approximately 490 m below ground surface. Trona is a relatively strong and brittle, fine-grained evaporite mineral from which sodium bicarbonate is obtained. The trona occurs in laterally-extensive horizontal seams of nearly-uniform width. The overburden geology (Figure 2) is composed largely of sequences of shales (some oil-bearing) and sandstones. The immediate roof and floor of the seam is composed of weak, thinly-bedded, oil and gas-bearing shales. Two significant strong, fine-grained sandstone units are found in the roof – the 'D' sandstone, roughly 10 m thick is found approximately 20 m into the roof, while a strong, approximately 100 m thick sandstone unit (the Tower Sandstone) is found approximately 90 m in the roof. Major mining areas, consisting of a number of individual panels are first developed using a series of seven entry and ventilation mains that separate the mining areas. The mining panels, accessed from the mains are mined using typical room and pillar methods with continuous or bore miners. They are typically developed by advancing three or more parallel entries (4 m + in width) in the center of the panel, and driven to its entire length (about 600 m), followed by retreat development of perpendicular panel drifts from the entries to the boundaries of the panel. This extraction on retreat defines a series of chain pillars between entries as well as panel pillars that typically result in extraction ratios of 50 to 65%.



**Figure 2. Overburden Geology**

In the case of the "SAM" panel, large chain pillars left between panel development mains were extracted, to the extent possible, in a retreat mode when they were no longer needed for future mine development or panel access. A plan view of the SAM panel and the outline of three collapses that occurred during pillaring operations are shown in Figure 3. Initially the SAM panel consisted of 7 - 5.5m-wide entries separated by 25x19m rectangular chain pillars for a total panel width of about 150m. Pillaring operations, in which a continuous miner is used to drive cuts into solid pillars, started from the southern end of the development, progressing to the north. During the pillaring operations, additional cuts were driven into the adjacent abutments, thus effectively widening the panel to about 174m. Three major roof falls ( each resulting in a seismic event of between 2.5 and 3 Richter magnitude – see Figure 3) took place, each occurring when the pillaring line had retreated between 125m and 183m. The roof falls occurred dramatically and within seconds and resulting in a significant airblast and methane gas release from the roof oil shale beds. The consistency of the plan view dimensions of the collapsed areas indicates that the critical span of the panel, for rock mass and mining conditions in the SAM panel after high extraction mining, is between 125m and 183m. The maximum extent of the roof fall was unknown, however, by standing on the muck pile and looking up into the cave to the extent possible, the angle of break was observed to be quite steep. The muck pile itself showed the thinly-bedded roof shales dropped down more-or-less intact with little bulking. Thus, the mechanism of failure appeared to be shearing of the roof beds in a near-vertical fashion. The roof falls did not result in measurable surface subsidence (as opposed to larger, previous events at Solvay and General Chemical).

### ***The Method of Analysis***

Stability of the panels at the General Chemical Mine is a complex problem, depending on the conditions of the panel and barrier pillars, the weak floor shales and the overlying beds. In this paper, we examine the interactive response of the pillars and the overlying beds, and attempt to estimate how this interaction may result in either stable or unstable yield of the entire system. Here, we are not examining minor roof falls between pillars, but rapid failure of the pillars and deep-seated collapse of the roof.

The primary job of the pillars is to provide a "back pressure" to the overlying beds, thereby controlling the vertical displacements of the roof as the system comes to a natural equilibrium and load-sharing between the panel and barrier pillars and the roof strata. The load that the overlying beds transfer onto the pillars is smaller than the simple weight of the overburden as long as the beds can arch to some extent over the panel and transfer a portion of the overburden load to the abutments and/or the barrier pillars, i.e., the formation of a stable "pressure" arch. Both the overlying beds, the pillars and the abutments thus carry the total overburden weight. Collapse of a panel can be a consequence of:

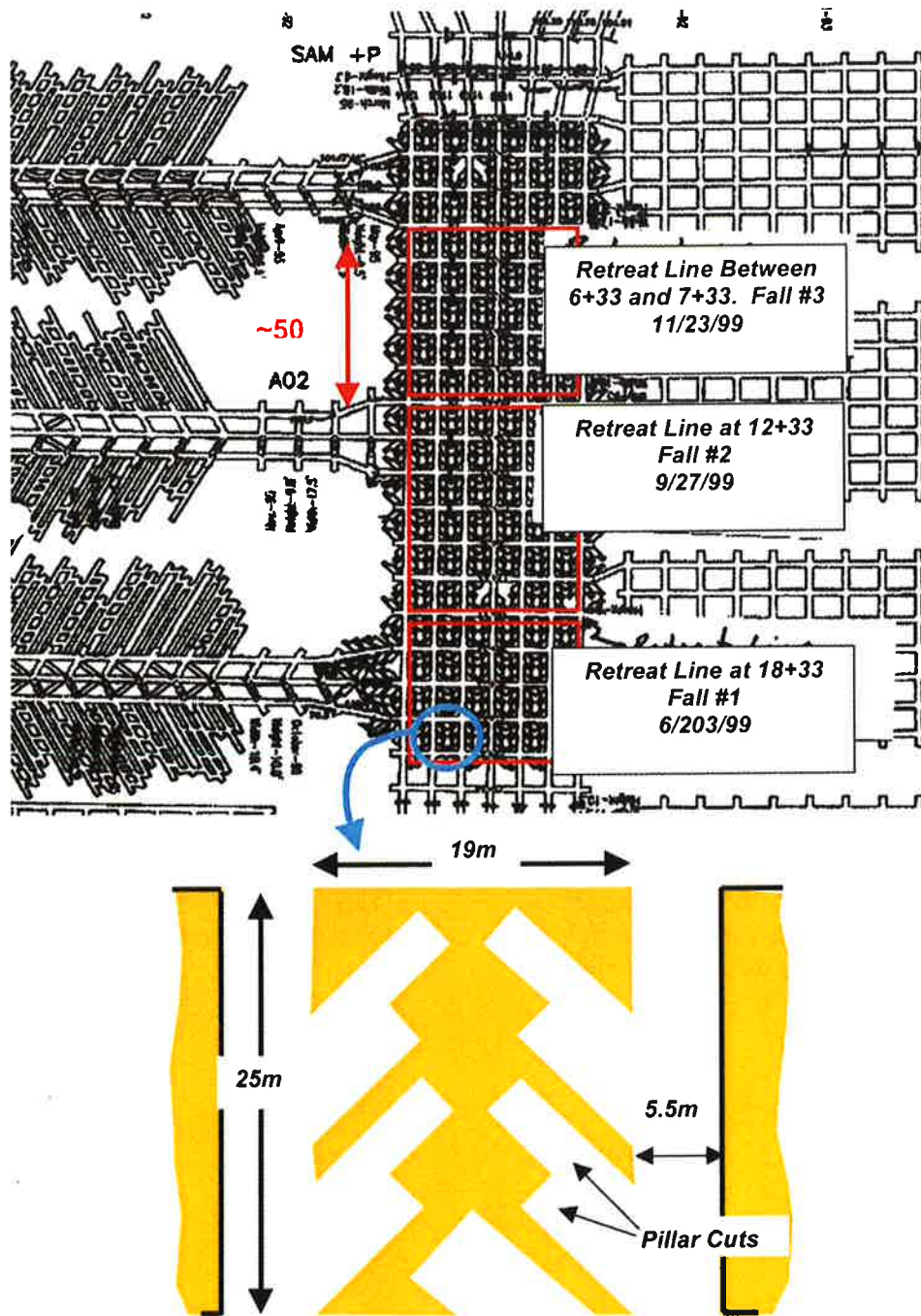


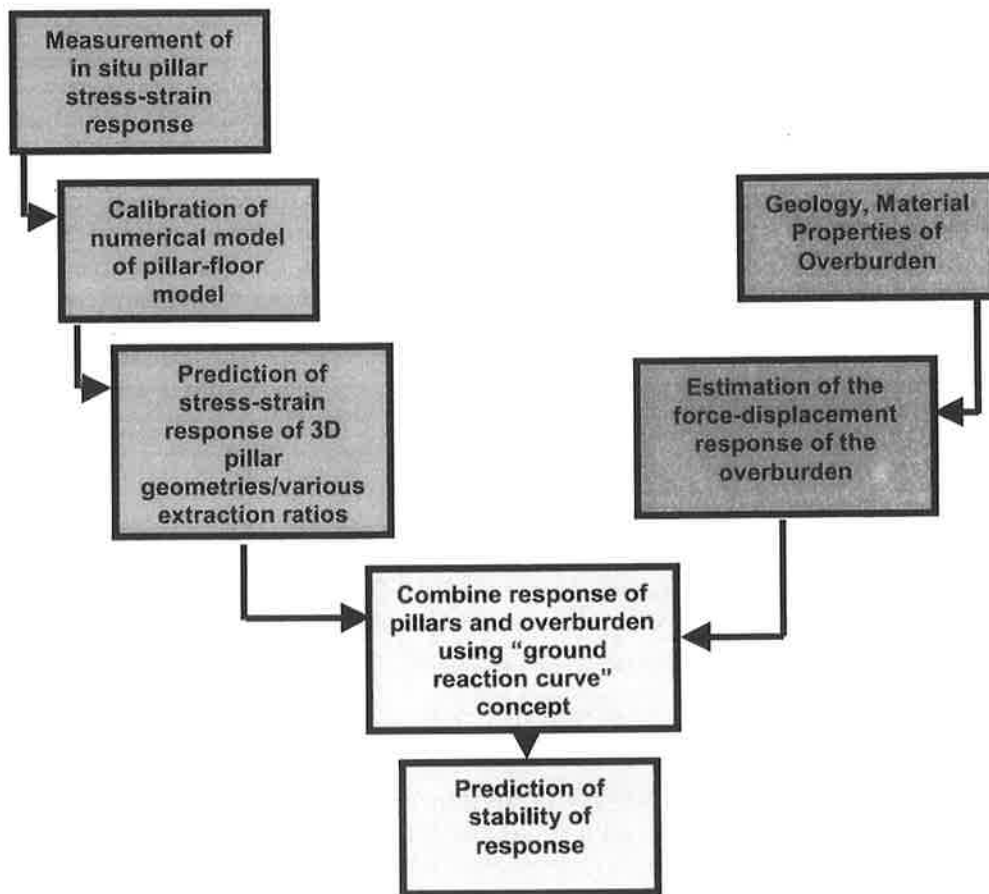
Figure 3. Approximate outlines of the collapses in the SAM panel (top) and geometry of continuous miner pillaring cuts (below).

1. Rapid destruction of the pillars in the panels when the peak strength of the pillars is overcome, i.e., a "pillar run". In this case, the "backpressure" in the seam provided by the pillars decreases (i.e., the pillars soften) increasing the load carried by the overlying beds, and/or,
2. Breakage of the overlying beds themselves which then lose their capacity to form a stable pressure arch, thereby transferring additional load (the maximum load is equal to dead overburden weight, plus any dynamic load from sudden bed breakage) on the pillars in the seam.

The typical approach to solution of this type of problem is to use either empirical design methods or a stress analysis program to simulate the pillar geometry subject to the overburden load, and to make predictions of the deformation and stability of the pillars as well as the impact of the resulting closure on the stability of the roof beds. The results of such a model will indicate if overall equilibrium can be achieved, or whether the potential for collapse is high. A disadvantage of this approach is that, although the factor of safety of the pillars can be estimated, the factor of safety of the entire model, accounting for stability of the overlying beds, is not obvious. In other words it is difficult to determine whether the deformation will be *non-violent* closure or a *violent* collapse.

To address the issue of prediction of potential for violent response, a new approach was developed. The pillars and the overlying beds are initially analyzed separately (Fig. 4). Stress-displacement (strain) curves for the pillars (including interaction between the pillars with immediate the roof and the floor) were derived using 2- and 3-dimensional numerical models and the best estimate of trona and shale properties.

The stress-strain response of pillars for various extraction ratios can be determined – ie, pillars become weaker and have a more brittle post-peak response as they are cut thinner. From these pillar-floor stress-strain estimates, we then know, approximately, how much back-pressure they are capable of supplying to the roof to control closure and thus assist in destruction of the panel pressure arch.



*Figure 4. Procedure employed in estimation of violent pillar collapse. Stress-strain curves for pillars and force-displacement response of the overburden are estimated. These responses are combined in the form of a "ground reaction curve" to define stability of mining system.*



### ***Estimation of Pillar-Floor Stress Strain Response***

The first step in the design process is estimation of the stress-strain response of the pillar-floor system. Extensive rock mechanics laboratory testing has been performed to determine the elastic and failure properties of the trona and immediate floor and roof strata (Table 1).

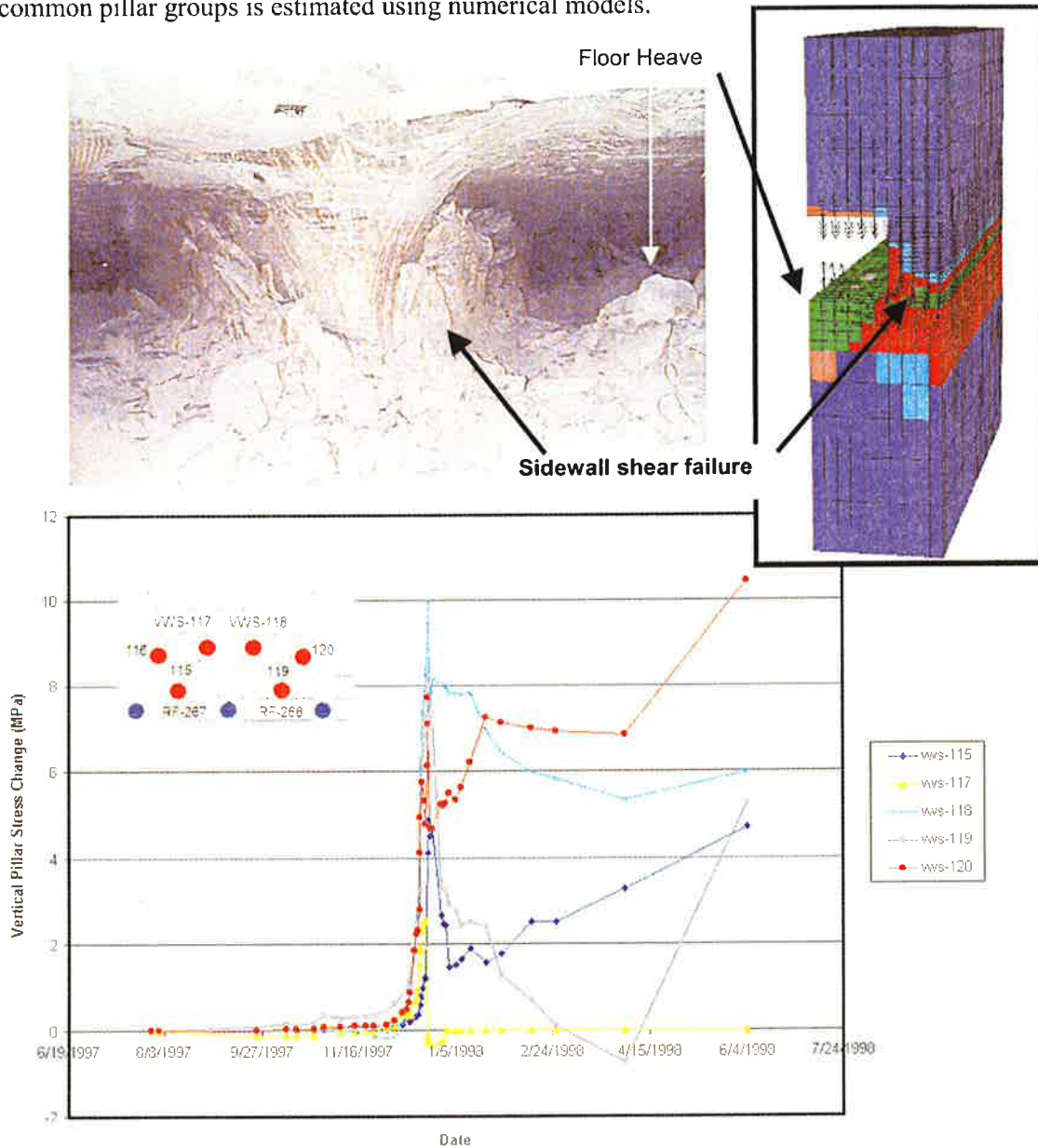
**Table 1**  
**Summary of Laboratory Rock Properties From General Chemical Mine from Pariseau and Eitani (1976)**

<b>Rock Type</b>	<b>Uniaxial Compressive Strength (MPa)</b>	<b>Angle of Friction (degrees)</b>	<b>Young's Modulus (GPa)</b>
Trona	46	36	28
Oil Shale floor	33	17	5

The trona is a relatively strong and brittle evaporite which rests upon a weak, thinly bedded shale floor. Observations of pillar yield show that the pillars tend to punch into the floor with resultant buckling of the centerline of the rooms and shearing failure of the sidewalls of the pillar beginning at the floor line (Figure 5). The above properties were "calibrated" through comparison of numerical models to observations and instrumentation of a large number of pillars in an experimental yield pillar panel at Solvay Mine. The pillars were instrumented for stress change using vibrating wire stress gauges and closure using a tape extensometer. Chain and panel pillars were instrumented during the initial driving of the entries, with monitoring continued as the pillars were cut on retreat. The pillars are cut into 3 sections, resulting in yielding (Figure 5). These measurements, combined with physical observation of the pillar and floor failure mechanisms were used for calibration of numerical models and input properties of the rock mass. Experimentation with the numerical models is quite instructive, and indicates that only a small range of material properties of the floor are capable of producing the observed pillar "rib rash" sidewall failure as well as the floor punching and centerline buckling mechanism. Figure 4 shows an example of the pillar punching and yield prediction from a simple FLAC3D model of a panel pillar and its correspondence to field observation – ie, the floor strength essentially controls the pillar failure response.

Typical room and pillar mines often utilize a variety of pillar shapes and sizes, depending on particular panel arrangements and possible pillar robbing or cutting schemes. It is necessary to determine an estimate of the stress-strain response of these often complex pillar arrangements or groups. Once material properties that account for measurement

and observation have been determined, the “equivalent” stress-strain response of common pillar groups is estimated using numerical models.



**Figure 5. (Top) Typical failure mode of a cut chain pillar showing shear failure of the pillar at the floor line induced by pillar punching into the weak shale floor. The buckled floor centerline can be seen in the right hand room. FLAC3D model calibrated to observations and stress change data as determined in chain pillar segments as they are cut (bottom). Inset figure shows cut sequence in chain pillars and location of stress gauges. Data used for calibration of floor and trona properties in numerical model.**

Using the calibrated material properties, stress-displacement curves for the pillars in the SAM Panel were estimated using 2- and 3-dimensional models. A plan view section through the center of the model of a 30.5 x 24 m single retreat pillar (including the associated area of the entries that create the pillar) is shown in Figure 6. This figure shows the *planned* pillar cutting plan, however, in reality, the actual pillar geometry can be quite different as discussed below. Figure 6, generated by the computer model, shows groups of elements that represent different parts of the model. The pillar (trona) is represented with red color, and the floor (oil shale) is represented in blue. In this case, the designed extraction ratio is about 67%. The predicted damage (failure) in the horizontal section through the pillar and in the floor, at the stage when the pillar is deformed beyond its peak strength, is shown in Figure 7. There is extensive damage, both in shear and tension, in the pillar and the floor. The only undamaged part of the pillar is its core (dark blue color) because of the confinement provided by the surrounding rock mass. Contours of vertical stress shown in Figure 8 are in agreement with the plot of damage: high vertical stresses are transmitted through the core of the pillar that remains as solid and load-bearing.

The model shows that thin parts of the pillar (in the horizontal section) are extensively damaged (i.e., essentially rubblized). Also, the reality of the underground is that the thin wings in the pillar horizontal section shown in Figure 6 are mined, and that the core of the pillar was slotted as well. Thus, two additional pillar sections, shown in Figures 9 and 11, were analyzed as well to account for the true field conditions. In the case of the section shown in Figure 9 and 11, the extraction ratios are 87% and 89%, respectively. These two new cases have, as one would expect, lower peak strength, but qualitatively show (Figs. 10, 12) similar behavior to the case shown in Figure 6. The only difference is that the intact core is either of smaller dimension or is destroyed.

The stress-displacement curves calculated for the three mentioned cases (67%, 87% and 89% extraction ratios) are shown (as thin solid lines) in Figure 13. In this plot, the peak strength of the pillar has been averaged over the entire area associated with that pillar – i.e., the area half-way to the adjacent pillars. This is done since, for the GRC analysis, the stress-strain curves for the pillars are required to be in the form of the *average* back-pressure supplied to the roof. In the case of 67% extraction ratio the average pressure is roughly 10 MPa while, for 87% and 89% extraction ratios, the peak strengths are in the range between 2 and 4 MPa. In general, if the pillars are loaded after reaching the peak strength they will begin to soften (i.e., pillar strength will decrease). It is observed that, even in the softening regime, a small pillar core remains elastic for the 67 and 87% extraction cases.

It was our conjecture that stress-strain (or stress-displacement) curve for a pillar depends (in addition to the rock properties) on two parameters: (1) extraction ratio, and (2) height to width ratio. In this case, since the seam height is constant, the pillar width can be considered as a parameter. If the conjecture is true then the particular shape of the pillar in the horizontal section can be ignored with two important consequences:

1. The analysis of stress-strain curves for the pillars can be done using the two-dimensional models, which run many times faster than the three-dimensional models.
2. The results of the analysis are more general, i.e., they are not valid for a pillar with a particular geometry in the horizontal section, but for any pillar shape which results in a given extraction ratio and given average pillar thickness.

In order to test the conjecture, stress-displacement curves were calculated, using two-dimensional models, for an 18' wide pillar and the extraction ratio 65%, 85% and 90%. The results (not shown here) show the same failure mechanism. The walls of the pillar fail in tension providing confinement to the core of the pillar, which forms the wedge that is indented into the floor. In the same time floor heaves after failing in tension.

Comparison of stress-displacement curves calculated using the two- and three-dimensional models in Figure 12 shows an excellent agreement, which supports our conjecture. Thus, further pillar analysis, described in this report, was done using two-dimensional models and pillar stress-displacement curves are functions of extraction ratio and the pillar width only.

### ***Analysis of Stability of the Overlying Beds in the SAM Panel***

Stability of the overlying roof beds in the SAM Panel was analyzed using the two-dimensional UDEC model shown in Figure 14. Since the geometry of the panel is symmetric with respect to the N-S centerline of the panel, a symmetry line was assumed on the right vertical boundary of the model. The panel span is 152 m, while the 122 m wide pillar on the left side of the panel is wide enough to act as an abutment.

Observation and geotechnical classification of the overburden units was performed during shaft sinking operations at the mine. The classification showed the shales units to be generally of fair quality (GSI of 40-50), whereas the Tower and D Sandstone is generally of good quality (60-70). Compiled average rock properties are given in Table 2.

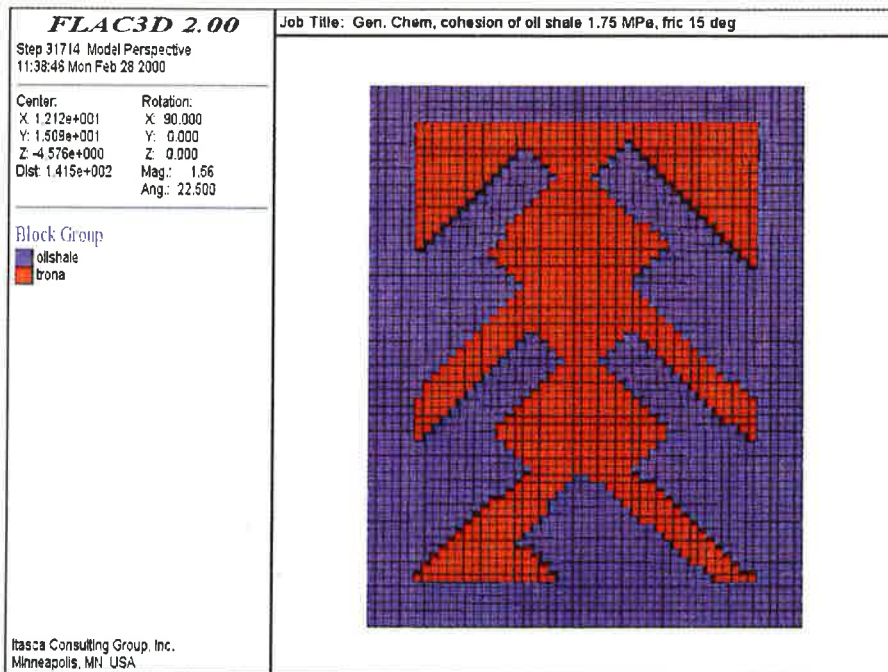


Figure 6. Plan view of the model of the pillar in the SAM Panel taken through its center (extraction 67%)

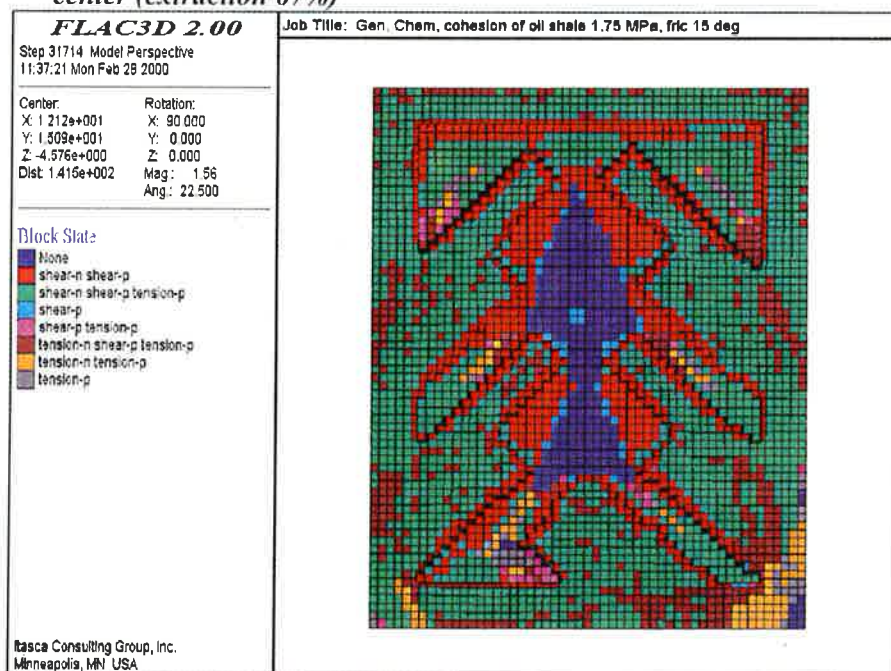
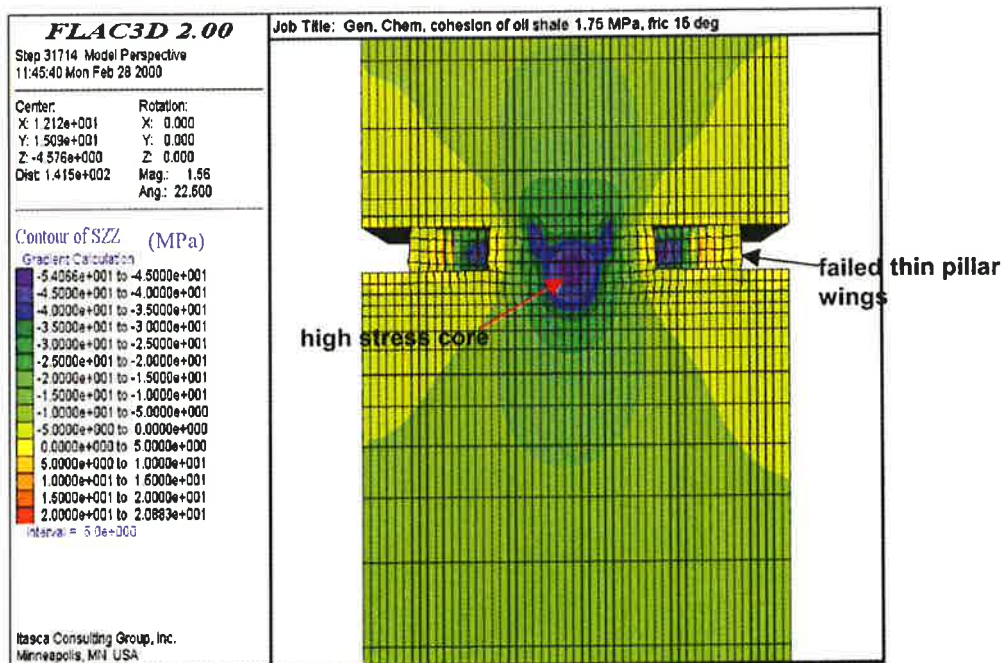
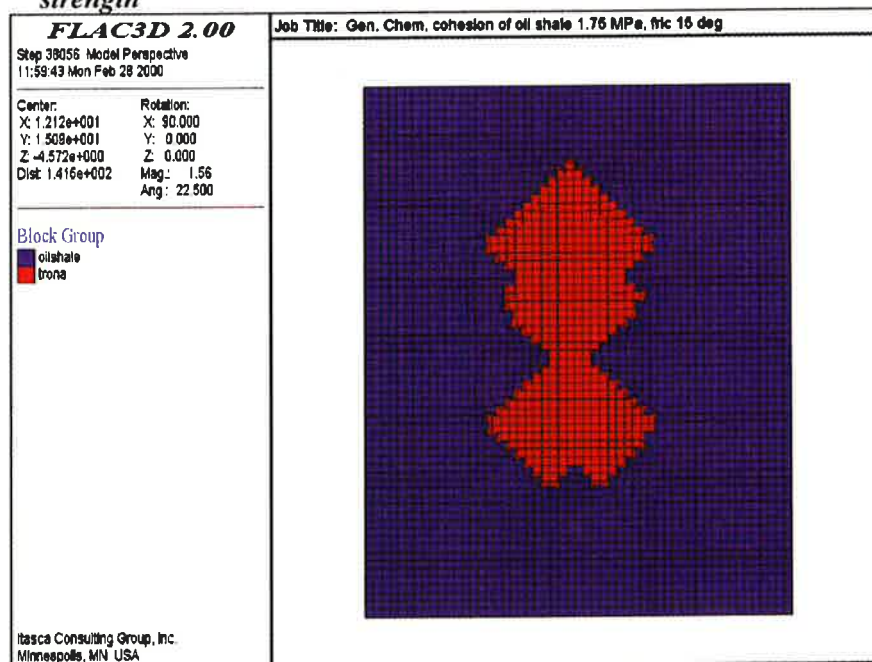


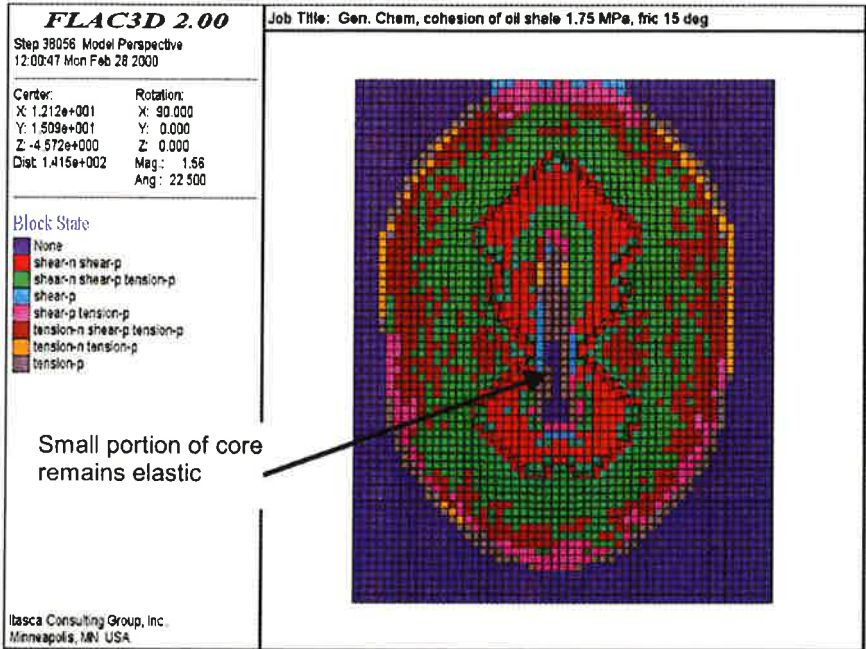
Figure 7. Damage in the pillar and the floor of the SAM panel (extraction 67%) loaded beyond its peak strength. The blue area is unfailed due to the confinement provided by the exterior of the pillar. The "wings" are obviously crushed and destroyed.



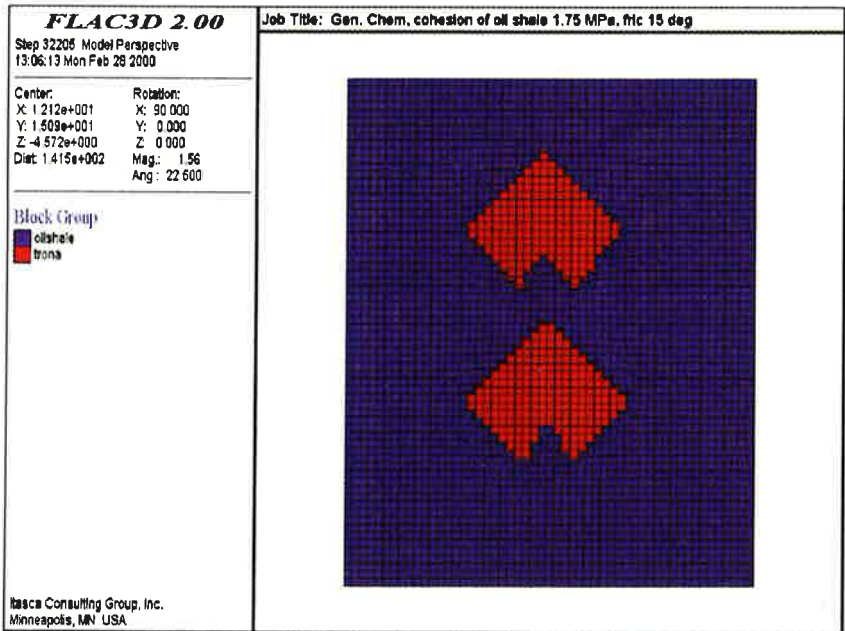
**Figure 8.** Contours of vertical stress (MPa) in the vertical section through the center of a typical pillar in the SAM panel (extraction 67%) loaded beyond its peak strength



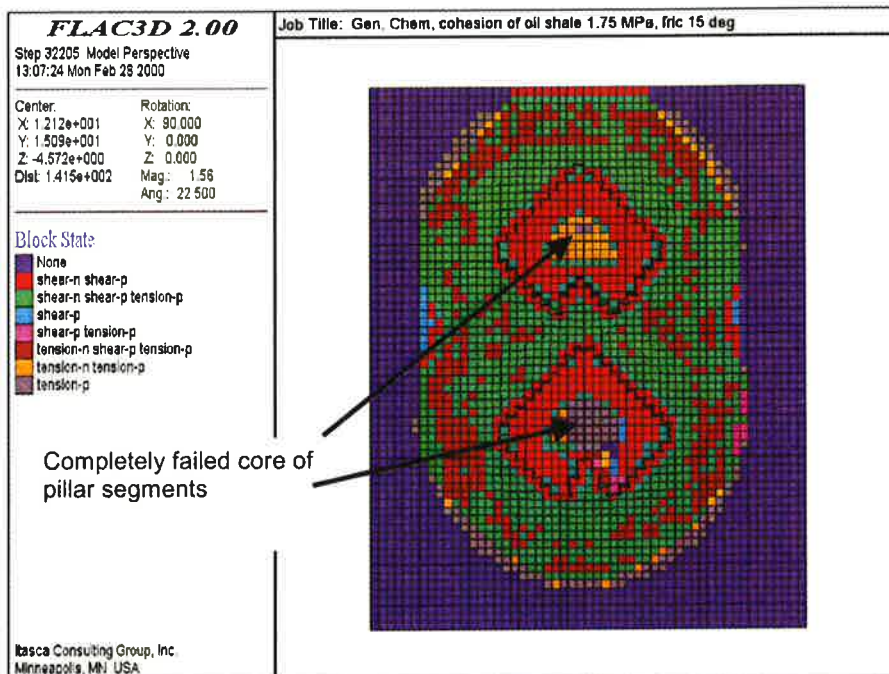
**Figure 9.** Plan view of the model of the pillar in the SAM Panel (extraction 87%). This pillar model represents the reality of the field pillar cutting—the thin wings are actually crushed and therefore do not contribute to the strength.



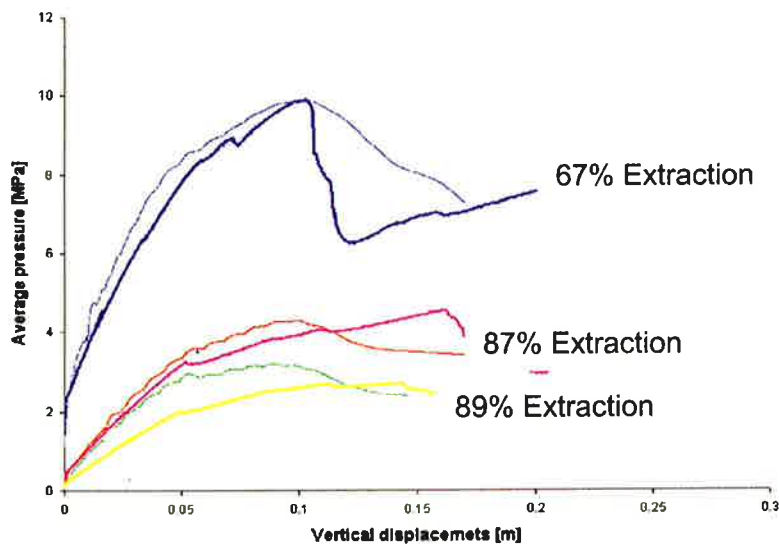
**Figure 10.** Damage in the pillar and the floor of the SAM panel (extraction 87%) loaded beyond its peak strength. Note the influence area in the floor of the pillar.



**Figure 11.** Plan view of the model of the pillar in the SAM Panel (extraction 89%). This pillar model represents the situation in reality when the core part of the pillar was slotted.



**Figure 12.** Damage in the pillar and the floor of the SAM panel (extraction 89%) loaded beyond its peak strength.



**Figure 13.** Numerically-estimated stress-displacements curves calculated from 2- and 3-dimensional models of cut pillars at 67, 87 and 89% extraction. Correspondence is generally good indicating two dimensional models are adequate for large-scale analysis in this case.



**Table 2**  
**Average Values of Uniaxial Compressive Strength**  
**Of Overburden Units From All Sources**  
**(Weller, 2000)**

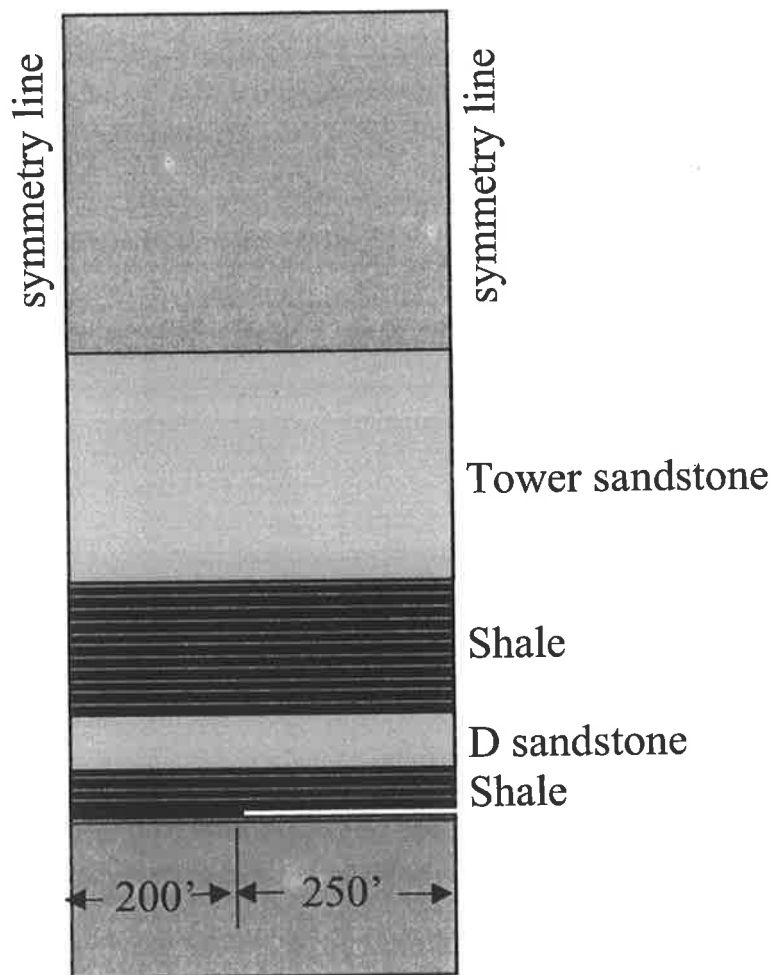
Unit	Uniaxial Compressive Strength, $\sigma_{ci}$ , 50 mm (MPa)
Bridger Formation	52
Laney Shale	57 (average of other mines)
Tower Sandstone	115
Upper Wilkins Peak	16
Sandstone D	66 (Solvay)
Roof	41 (average of other mines)

The method of Hoek (1998) was used to estimate the in situ rock mass strength properties of the overburden units, while Serafim and Pereira (1983) was used for estimation of the deformation modulus (Table 3).

**Table 3**  
**Estimates In Situ Rock Mass Properties for Sandstones and Shales**

Unit		Deformation Modulus (GPa)	Cohesive Strength (MPa)	Friction Angle	GSI
Shale	Roof	5 - 7	0.5-0.7	25-28	40-55
	Upper Wilkin's Peak		1.2-1.7		
	Laney		1.8-2.3		
Sandstone		3.3	5 - 8.6	40-44	60-70

The two strong roof sandstone layers, the D Sandstone and the Tower Sandstone, were assumed to have uniform and isotropic material properties throughout the model in the analyses. The shale units were assumed to be thinly-bedded, and thus have anisotropic strength based on the horizontal bedding direction.

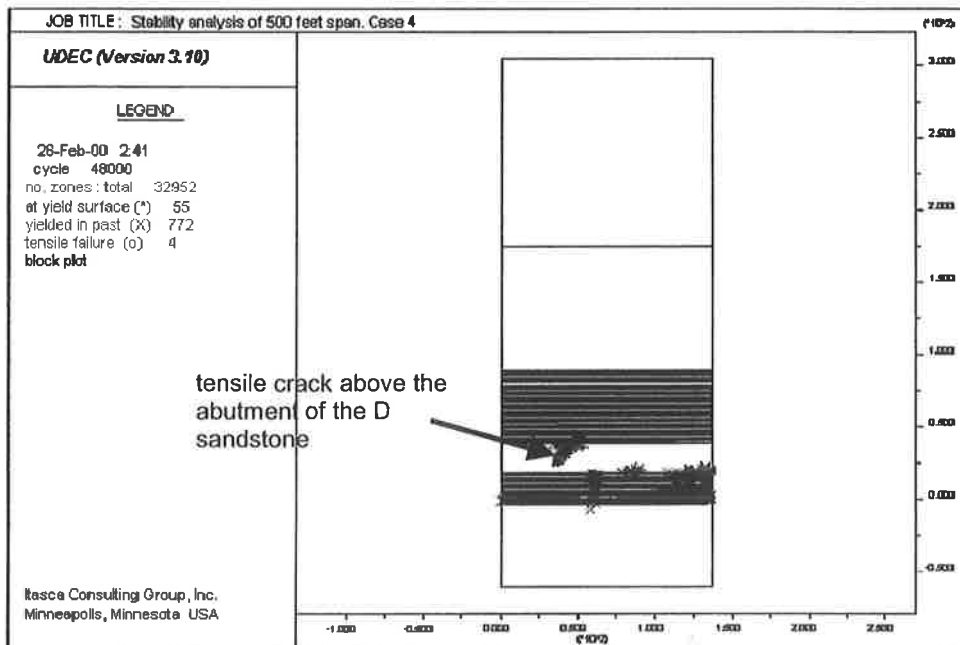


**Figure 14. Geometry of the UDEC model of the overburden used for stability analysis of the SAM panel**

The analyses are run by imposing an initial uniform backpressure to the roof that is equal to the overburden pressure – i.e., the system is in initial equilibrium. The backpressure is then reduced in a series of steps and the deformation of the roof determined at equilibrium at each step. This curve is equivalent to the ground reaction curve often used in analysis of support-tunnel interaction studies.

The damage in the model back-pressures of 5 and 1 MPa applied to the roof, are shown in Figures 15 and 16. The figures illustrate that the sandstone layers, being stiffer and stronger than surrounding shales, arch over the panel span until their strength is overcome. Figure 15 shows the onset of failure of the D Sandstone. The inclined crack above the abutment forms as a result of tensile stresses induced by a combination of bending and large shear stresses over the abutment. Figure 16 shows the damage in the model at the moment of the onset of the major collapse of the SAM Panel. The collapse

propagates to the bottom of the Tower Sandstone, which undergoes some damage in the middle of the span (at the bottom of the layer) and at the abutment (at the top of the layer), but remains stable. The extent of the destabilized rock mass by the collapse in the SAM Panel is clearly evident from the plot of velocity vectors shown in Figure 17. Thus, the prediction from these models is that the SAM panel collapses, which induced seismic events of approximately 2.5 Richter magnitude and did not result in measurable ground surface subsidence, is the result of breakage of the D Sandstone and collapse to the base of the Tower, but not breakage of the Tower Sandstone. This conclusion is rather important from the standpoint of the stability of the mine since breakage of the Tower and collapse to the ground surface at both Solvay and General Chemical Mines has resulted in significant surface subsidence and Richter magnitudes of 4 to greater than 5. The panel width and the extraction ratio need to be carefully controlled to avoid breakage of the Tower Sandstone, and a rapid and large increase in the size of a potential collapse.



**Figure 15.** Damage in the model for the back-pressure equal to 5 MPa.

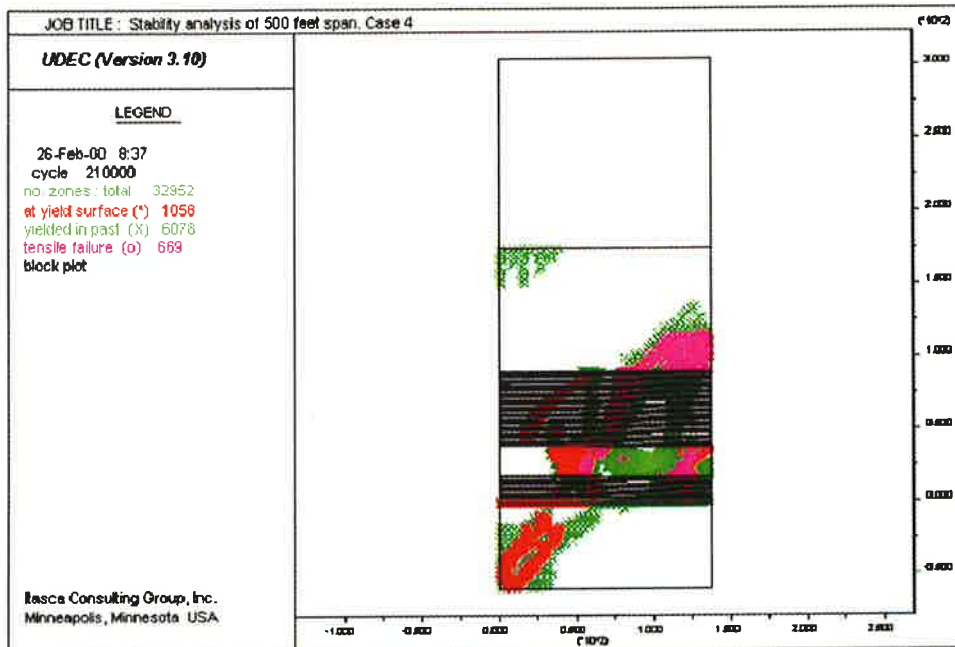


Figure 16. Damage in the model at the onset of instability, when the back-pressure is reduced below 1 MPa.

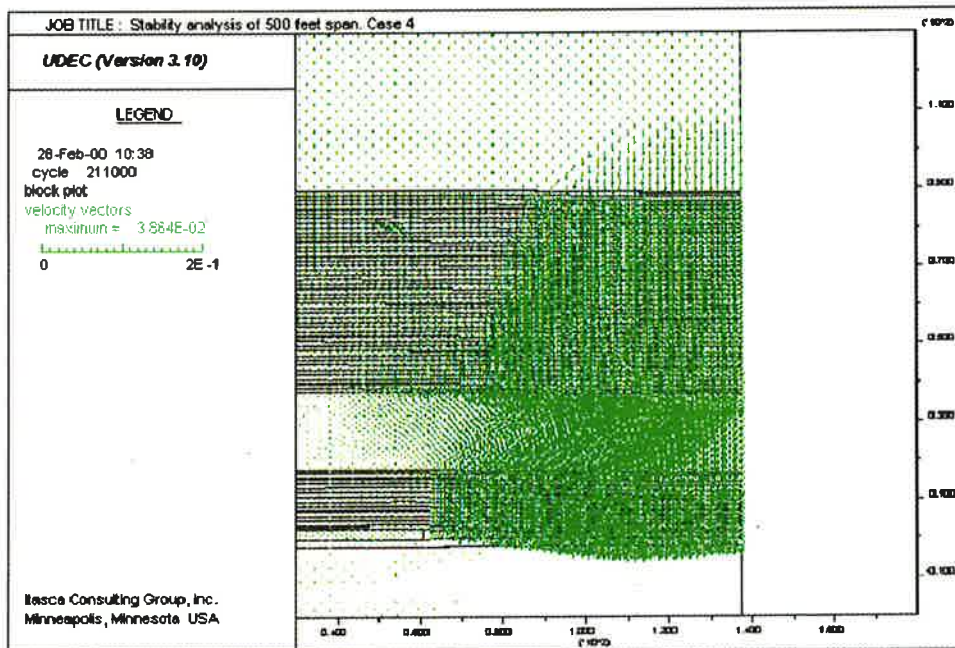


Figure 17. Velocity vectors in the model at the onset of instability, when the back-pressure is reduced below 1 MPa.

### ***Ground Reaction Curve Analysis of Stability of the SAM Panel***

Calculated stress-displacement curves for the pillars, for three different cases of extraction ratio (67%, 87% and 89%), and ground reaction curves for the SAM Panel, for different assumptions of the brittleness of post-peak response of the overburden rock units, are shown in Figure 18. The ground reaction curves for assumptions of brittle and non-brittle post-peak failure of the overburden shows similar response. The major difference between the ground reaction curves is that the critical back-pressure (i.e., back pressure when the roof becomes unstable) is somewhat different.

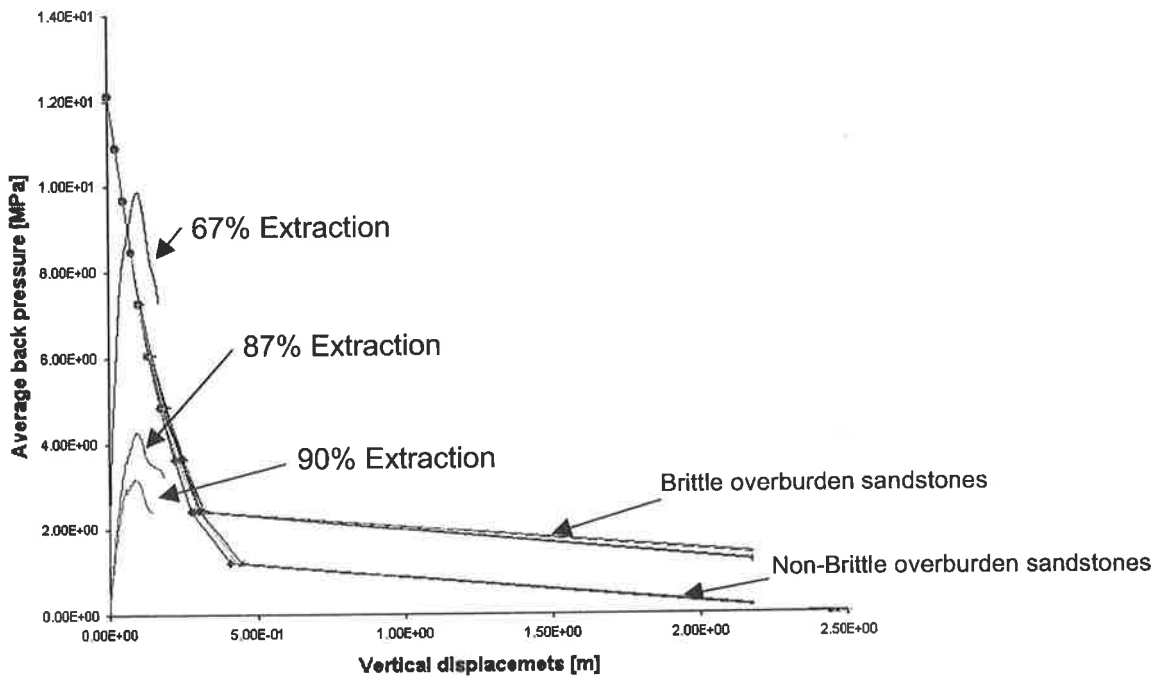
The analyses indicate that the initially-specified cutting sequence that results in a 67% extraction ratio would provide sufficient back-pressure to stabilize the roof. This can be deduced from the fact that the pillar stress-displacement curve intersect the overburden GRC prior to peak strength of the pillars and well in advance of the softening post-peak response. This intersection point is at a backpressure of approximately at 9 MPa, which is 90% of the pillars peak strength, and significantly larger than the critical stress for the roof stability (i.e., 1.2 MPa or 2.4 MPa, depending on the assumption of overburden properties). The pillar stress-displacement curves for 87% and 89% extraction ratios (which correspond to actual mining conditions) intersect (if they intersect at all) the ground reaction curves on their softening portion and very close or beyond the critical stability point (the point of onset of instability) on the ground reaction curves.

It is clear from this analysis that the pillaring scheme used in the SAM Panel were insufficient to provide the back-pressure needed to stabilize the roof of the panel, and the prediction of collapse propagating to the base of the Tower Sandstone is consistent with the observation of no surface subsidence and the general magnitude of the events. The analysis also shows, visually, how important proper implementation of pillaring schemes are underground, and how critical it can be for leaving a factor of safety for underground implementation of mining plans.

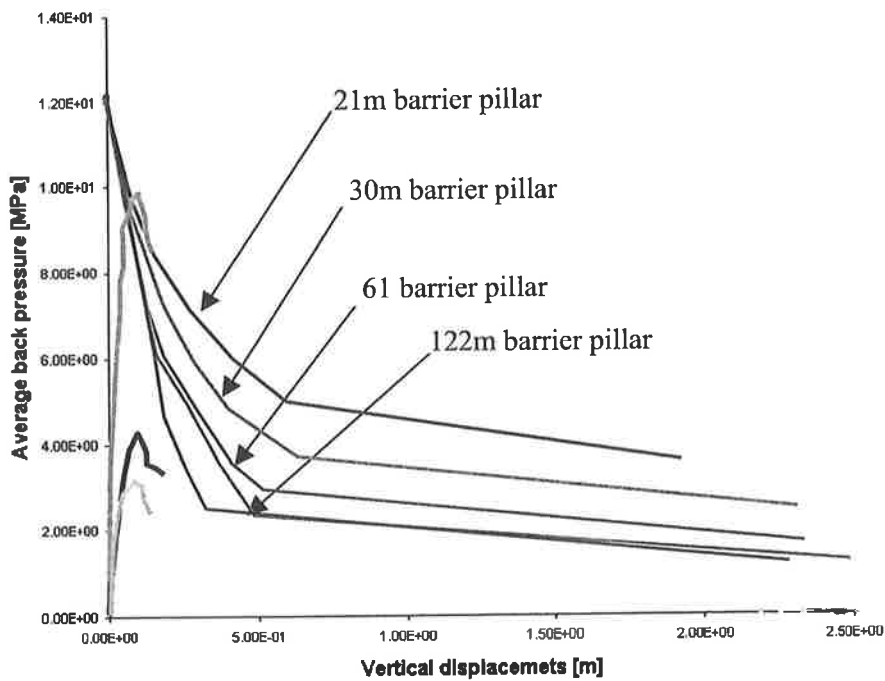
In order to generalize the results of the analysis, the effect of the width of barrier pillars on the ground reaction curves was also investigated. The results, shown in Figure 19, indicate that the barrier pillar width has significant effect on the ground reaction curves and on the panel stability. As the barrier pillar becomes thinner, the whole model becomes softer (i.e., deforms more for the same backpressure), and weaker (i.e., becomes unstable for larger backpressure). For example, even 67% extraction appears insufficient to stabilize the roof of a 150 panel if 21m wide barrier pillars were to be used. As is no surprise, the method shows that, for given conditions of the rock mass, stability of the panel depends on three parameters:

1. the panel span,
2. the extraction ratio (and height to width ratio for pillars), and
3. barrier pillar widths

The proposed method provides a means for quantitatively estimating these effects.



**Figure 18.** *Assessment of the SAM Panel stability – examination of pillar vs overburden pressure-displacement behavior*



**Figure 19.** *The effect of barrier pillar width on stability of the panel*

## ***Conclusions***

This paper shows that a relatively simple numerical procedure, using the basic ground reaction curve analysis technique, can be used to estimate the interactive stability of a complex system of pillars, floor and overburden strata. The methodology, when properly calibrated against field observation, can also provide a means of estimating the approximate factor of safety for various mining schemes, including pillaring geometries and barrier pillar arrangements. This paper describes the use of the method for analysis of the particular SAM panel collapses, however, it has also been successfully applied to the analysis of collapses of the 1SW and 2SW panels at the Solvay Mine.

There are, however, limitations in this type of analysis. In particular, the modeling results presented are dependent on the input rock properties, lithology of the roof and the floor and pillar geometry. The collapse of the panels is a highly complex phenomenon involving bending and breakage of the overburden and its interaction with pillar floor and roof punching behavior. Therefore, the level of confidence in a method such as this depends on the availability of site-specific rock properties data, geotechnical mapping of overburden units, and extensive field experience for model calibration.

## ***References***

- Hoek, E. 1998. Rock Engineering Course Notes, Univ. of Toronto, Ontario, Canada.
- Pariseau, W.G. and A. Eitani, 1976. Laboratory Rock Properties: Alchem Mine. University of Utah, Rept. to Allied Chemical Corp., October.
- Serafim, J.L. and Pereira, J.P. 1983. Consideration of the Geomechanical Classification of Bieniawski. *Proc. Int. Symp. on Engineering Geology and Underground Construction*, Lisbon 1(II), 33-44.
- Weller, M. Solvay Mine Geology, Compilation of Rock Mechanics Properties of Overburden Units, 2000.

# ROCK MASS CLASSIFICATION AS A TOOL IN ENGINEERING GEOLOGY - REQUIREMENTS AND POSSIBILITIES

## Bergklassificering som ingenjörsgelogiskt verktyg – krav och möjligheter

*Håkan Stille, Prof., Royal Institute of Technology, Sweden  
Arild Palmström, Ph.D., Norconsult AS, Norway*

### Summary

The role of classification in rock engineering and design is discussed. It is important to distinguish between characterization, classification and empirical design method. The classification systems used today should, strictly speaking, either be described as rock mass characterization systems or empirical design methods, as long as the outcome is not organised into classes.

The main requirements for a true classification system capable of solving rock engineering problems are as follows: 1) The reliability of the classes to assess the given rock engineering problem must be estimated. 2) The classes must be exhaustive (every object belongs to a class) and mutually exclusive, (no object belongs to more than one class). 3) The principles of division (rules) governing assignment into the classes must be based on suitable indicators (ground parameters etc.) and must include the possibility of being updated during construction using the experience gained. 4) These rules must also be so flexible that additional indicators can be incorporated. 5) The uncertainties, or the quality, of the indicators must be established so that the probability of mis-classification can be estimated. 6) The useful system should be practical and robust, and give an economic and safe design.

In the author's opinion, none of the main classification systems in use today fulfils these requirements. They may, however, serve as supervised systems as a basis in the development of local systems adapted to the actual site conditions.

### Sammendrag

I bergteknikk er det viktig å skille mellom karakterisering, klassifisering og empiriske beregningsmetoder. De klassifiserings-systemer som benyttes i dag, er egentlig karakteriserings-systemer eller empiriske beregningsmetoder så lenge resultatet de gir, ikke er ordnet i klasser.

De viktigste kravene som bør stilles til et bergteknisk klassifiserings-system, vil være: 1) Påliteligheten til de enkelte klassers evne til å dekke et gitt bergteknisk problem, må kunne estimeres. 2) Klassene må være slik at hvert objekt kan relateres til en klasse, samtidig det kun tilhører den ene klassen. 3) Reglene for oppdeling i klasser må være basert på egnede indikatorer (parametre i berggrunnen etc.) og de må kunne oppdateres under bygging ut fra de erfaringer som framkommer. 4) Reglene må være så fleksible at ytterligere indikatorer kan legges inn. 5) Usikkerhetene - eller kvaliteten - av indikatorer må etableres slik at sannsynligheten for feil-klassifisering kan estimeres. 6) Et nyttig system bør være både praktisk og robust, og samtidig gi en økonomisk og sikker design.

Det er forfatterens oppfatning at ingen av de klassifiserings-systemene som finnes i dag, tilfredsstiller disse kravene. De kan imidlertid tjene som "supervised" (etablerte) systemer ved at de danner grunnlaget ved utvikling av lokale system tilpasset stedlige forhold.



# 1 INTRODUCTION

*"Most classification systems are continuously misused because the premises for and assumptions made in developing them have not been carefully studied by users, and because they have been given a validity for "quantification" of rock mass behaviour that is far more general than was intended by their authors." Brekke T.L. and Howard T.R. (1972)*

As is evident from the quotation above, classification systems are used and misused in numerous connections. This was a main topic in the GeoEng 2000 workshop in Melbourne on "Reliability of classification systems", from which the following was concluded:

- *The concept of rock mass classification is unclear. It is an ongoing debate regarding the application of rock mass classification as a design tool. New data is needed from the field (case histories), linking characterization with design (classification).*
- *Practitioners need to be aware of the limits of the various classification databases and the input sensitivity of whichever rock mass classification system they use.*
- *It is important to separate characterization from classification.*

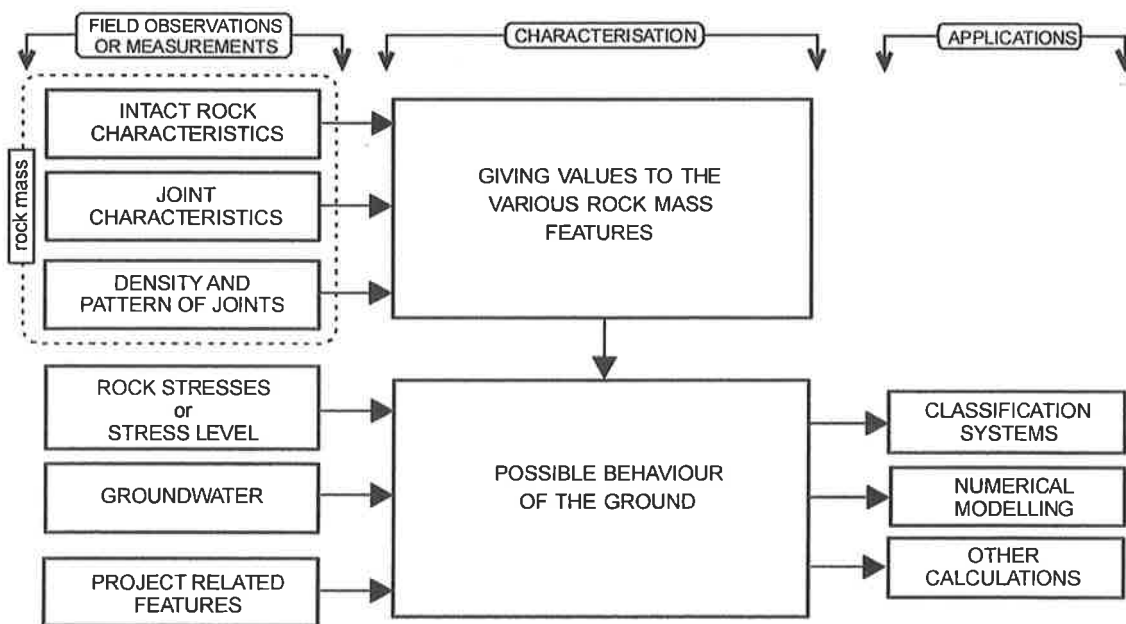


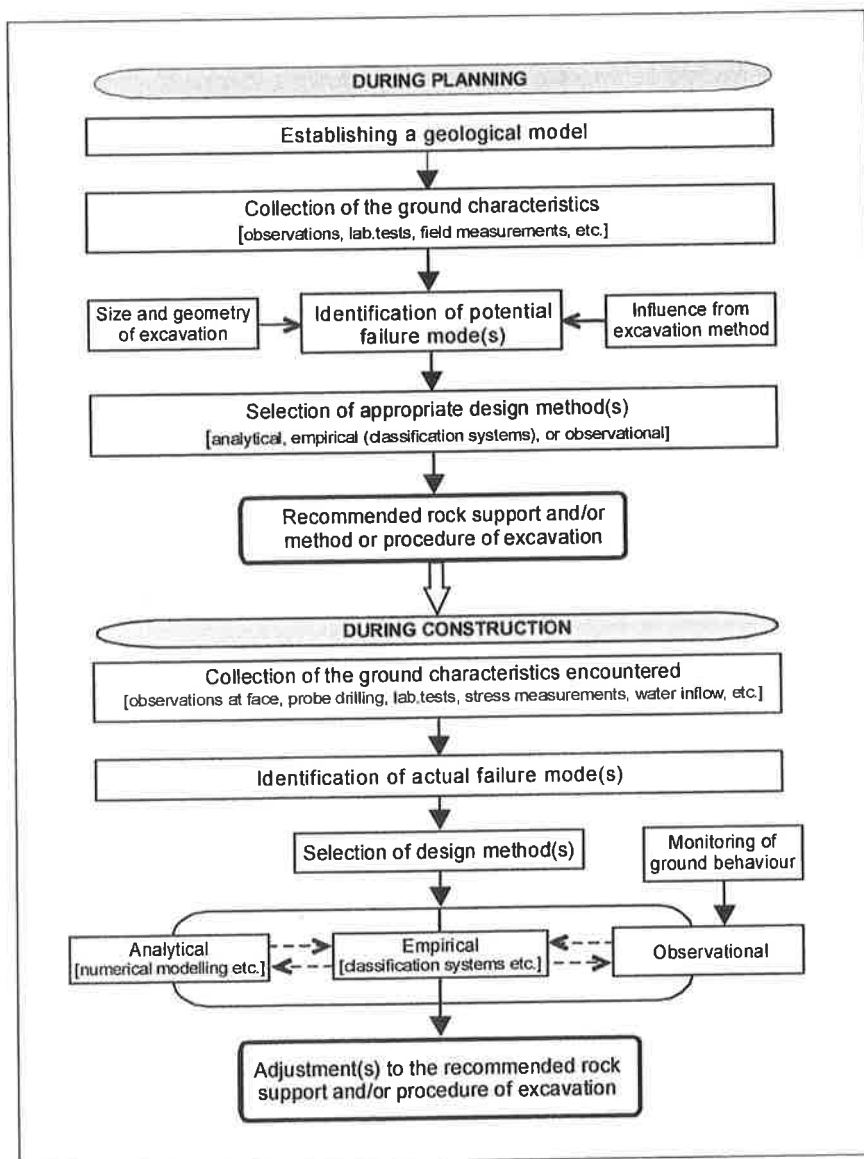
FIGURE 1 OBSERVATION, MEASUREMENT AND CHARACTERIZATION APPLIED IN ROCK ENGINEERING (FROM GEOENG2000 WORKSHOP ON CLASSIFICATION SYSTEMS)

In this paper, which is a shorter version of a paper submitted for publication in "Tunnelling and Underground Space Technology", we want to discuss the role of classification in rock engineering and design. Our aim is to outline useful applications

of classification for design purposes, and to pinpoint some misuses of both terminology and application in today's design works. Firstly, we will discuss the requirements of true classification systems, and then the rock engineering procedures required by their use. Finally, we will examine some of the existing classifications systems in order to evaluate how they fulfil these requirements.

## 2 DEFINITIONS

Firstly, it is important to define the terms "classification", "characterization", and "classification system".



The term classifi-  
cation can be used in various ways. This has led to confusion when the rules and roles of classification are discussed. The word *classification* comes from Latin, from the root words "classifica'tio", which means "class", and "fa'cio", which means "to do". Thus, classification is the result of putting objects into different classes.

The purpose of such classification is to get a better overview of a phenomenon or set of data, to try to gain an improved understanding of them.

FIGURE 2. THE MAIN PRINCIPLES OF THE DESIGN PROCESS FOR UNDERGROUND CONSTRUCTIONS IN ROCK, INCLUDING THE USE OF CLASSIFICATION SYSTEMS AS AN EMPIRICAL DESIGN METHOD.

By contrast, characterisation is the procedure of identify and describing the condition of, for example, a substance or material, and defining or giving value to the various features it displays.

Thus, the process of rock mass characterisation consists of describing and quantifying the parameters that govern or influence the rock mass behaviour. These can be expressed as intact rock characteristics, discontinuity (joint) characteristics, and the density and pattern of discontinuities, as shown in Figure 1.

The characterization can be simplified by putting the different properties into classes - in other words, by classifying them. There are many examples of this process in engineering geology, such as describing the strength of the rock mass or the joint spacing and density, and placing them into pre-defined and general accepted categories.

Generally, the result of the characterization process will be used to assess the rock mass quality, according to some pre-defined system. This procedure is normally given the name *rock mass classification*. It is important to point out that, strictly speaking, this is truly a process of classification only if the outcome is a recognizable class description, such as "poor rock" for example, and not if the procedure leads to a single number or value, which has been evaluated from a rating system.

In projects involving rock construction, a particular group of empirical design tools (based on adopting experience gained previously in circumstances that can be characterized as similar), are known as classification systems. Frequently, such empirical design is used in conjunction with engineering assessment and other design approaches. See Figure 2. Strictly speaking, it would be better if such tools always were identified as part of an overall group of empirical methods used in rock engineering design. The much used term "classification system" is correct and justified only if the design tool divides the assessment into certain classes or categories. In general, the term "rock engineering classification" or more correctly "rock engineering classification system" is recommended only for the practical use of classification to solve various rock engineering aspects, although the ratings or values of the input parameters (indicators) are often found from some sort of characterization of the different relevant rock mass properties.

### **3 GENERAL ASPECTS OF CLASSIFICATION**

#### **3.1 Basic types of classification**

The role of classification is generally to get a better overview of a phenomenon or set of data in order to understand them or to take different actions concerning them. It is possible to distinguish between two main types of classification, as defined by Hands (1997):

1. *Unsupervised classification* refers to the process of defining classes of objects. This is sometimes called cluster analysis. That is, we are presented with a collection of objects and the aim is to formulate a class structure. In an unsupervised

classification, we have to decide how many classes to use, and to link the objects in the collection to the appropriate classes. The development of many of the classification systems used today is an example of this type of cluster analysis.

2. In a *supervised classification*, the class structure is known a priori and the principles (rules) of division are formulated, allowing one to allocate objects to their appropriate classes. This is sometimes called supervised pattern recognition. Examples from existing classifications include the ISRM classification of rock strength, or the geotechnical classification of soils.

Characterisation, on the other hand, is not a priori classification, since it is just an exercise to describe an object in terms of words like colour, strength, grain size distribution, and so on. Characterisation may be a supervised classification - if the aim is to place the object in predefined classes or groups.

### **3.2 Requirements of and usefulness of a classification**

The logical requirement of a classification is that it should be both exhaustive and mutually exclusive. This means that every object in the area of interest has to belong to a class and no object can belong to more than one class.

The usefulness of a classification depends on the *principle of division (rule)* applied in separating the objects into different classes. To be able to talk about a common principle of division, the criteria for the decision of putting an object in a certain class should have some relation to each other. Thus, the objects in a certain class may have some similar property of interest.

The benefit of the classification is also related to the purpose it is meant to serve. Here, two main objectives of the classification can be distinguished:

1. *Communication* between different users will be easier if the classification system is well defined and related to common understanding and language. From the name given to a sample of rock, a geologist will usually understand how the rock has been formed and whether it has been subjected to different geological processes.
2. *Decision-making*. The central problem here is not only to allocate an object into predefined classes, but also to obtain information on the quality of the classification and the possibility that it may have been mis-classified. This is maybe the most interesting use of classification in rock engineering. The special conditions related to most rock engineering problems imply that the supervised classification will be the most suitable.

### 3.3 Linking indicators/objects to design or construction classes.

The archetypal *supervised* classification problem may be described as follows: Each object is described in terms of a vector of features or indicators. Taken together, the indicators define a multivariate span termed the indicator space. For a particular object, the vector of measurement corresponds to a particular point in the indicator space (see Figure 3). Often, the vector can contain numerical values, but it is possible also to include general features. The aim is to decide to which class the object and its measurement vector should be assigned. In order to be able to do this, rules (principles of division)

must have been constructed in advance, which can be used to predict the classes of new objects based solely on their measurement vector.

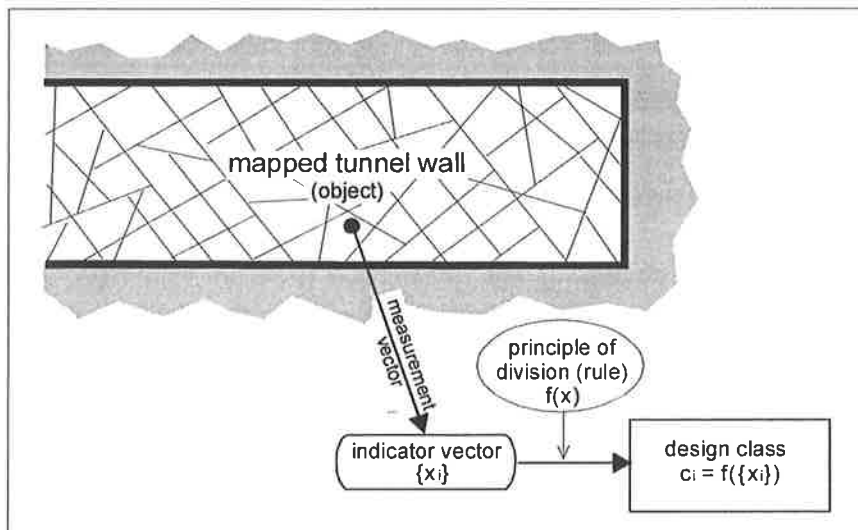


FIGURE 3 THE PROCESS OF ENGINEERING CLASSIFICATION FOR DESIGN

An example of this process is as follows. In a fractured rock mass, observation of the joint sets and their individual properties will be adequate for describing the vector of measurements. To define support classes from these data, the rule may be to calculate the indicator (Q- or RMR-value) based on the measurement vector. In more complex conditions, like squeezing ground, a combination of measurements like rock mass characterization, description of the minerals, or deformation measurements should be used to define the support classes or support actions to be taken. In this case, the principle of division may not be uniquely definable. It will normally be build up by "and", "or" qualifications and "if" statements. It is obvious that, in such a case, a single numerical value cannot fully describe the complex situation.

Ideally, the principles of division (rules) should be selected to match the actual problem. However, this is not the case in many situations, which can give different problems:

- One problem with classification is that, typically, the true class of the objects is unknown. This problem arises when it is not possible to describe or measure the objects with exactly the same features or indicators as were used to define the true classes. This situation is very common in rock mechanics. For example, rock support can be decided by numerical calculations based on input data like the strength and deformation properties of the rock mass, but such properties cannot be observed directly. Instead, other indicators such as general geological observations of the rock mass quality can be used. This will introduce additional

uncertainties and therefore a risk for mis-classification. The measurement vector may indicate a certain class in circumstances where the true class should be another. Once the object has been mis-classified, any decision based on the classification will imply a probability of unexpected behaviour. One strategy to avoid this problem may be to collect more information. However, in this case, the rule (principle of division) must be constructed in such way that it allows the user of the classification system to wait until more information has been collected before the decision is taken. This makes it clear that the possibility that additional information can be used in the design decision is an important option. The theoretical background of the observational method is rooted in this problem, Peck (1969) and Stille (2000).

- Another problem with classification will arise if the chosen principles of division do not define a space that is exhaustive when compared with the actual conditions. If the measurement vector falls outside the indicator space defined by the design set, a meaningful classification cannot be carried out. One strategy to avoid this is to assess the typicality of the new object to each class, and classify it as "other" if it is atypical of them all. In this way, the logical demand for the classification to be exhaustive may be fulfilled - but the action required for the "other" class normally will be different. For example, it may involve carrying out further investigations or asking for advice from a panel of experts. An example of this is the observation of slaking ground in a fractured rock mass in a water transfer tunnel. The presence of such ground will require the use of special support measures in order to guarantee the tunnel stability. The vector describing the support to stabilize the fractured ground will not normally contain a mineral analysis of the rock or an observation of slaking so that, in this case, a special "other" class has to be defined.

The problem of deciding which design decisions are appropriate, i.e. the *accuracy* of the actions taken, is a general rock mechanical problem and is related to the reliability of the design. For the example of designing supports, and given a certain class, what is the probability that the proposed support will fail? To answer this question, several important issues have to be addressed, such as the model uncertainty, uncertainties in the data base arising from natural variations, and the investigations performed.

### **3.4 Practical requirements**

It is very important that the principles of division and the corresponding indicators frame a practical system with easily measurable parameters that result in an economic and safe design of the underground opening (Einstein et al., 1979).

The support measures and construction procedures defined by the classification should not be overly conservative, nor should they fail. The method of classification should be relatively insensitive to normal variation, as well as robust and repeatable. The parameters should be easily obtained from outcrops and boreholes, as well as easily observed or measured in the tunnel.

## 4 ROCK ENGINEERING AND CLASSIFICATION SYSTEMS

### 4.1 General

In all civil construction and building activities, different decisions have to be taken. A decision can only be taken based on a choice of different available alternatives. In principle, there can be an infinite number of alternatives but, normally, they are divided into classes or groups in order to facilitate the choice. In many cases, we have to choose between two classes. For example, we can accept a result of a calculation or reject it. We can also make estimations with different assumptions and get different results. The choice will then be based on some kind of evaluation of the uncertainties involved, and the consequences of an improper decision. Normally, this is called a *decision analysis* based on risk analysis or risk assessment. This is described in Section 4.3.

### 4.2 The use of classification in rock engineering

In comparison to many other civil engineering situations, the uncertainties in underground rock engineering are high. The design and different construction actions have to be based on:

- a) the geological model and assumed ground conditions from various types of investigations during the planning stage; and
- b) the actual rock conditions encountered in the tunnel or underground opening during construction.

Pre-defined actions based on the use of classification systems have been shown to be an economic option in many cases. This is a very common situation in rock engineering and will be discussed further here. Some examples are:

- A common situation during the tunnelling process is to take the decision whether or not to use forepoling or spiling. This is a typical choice between two classes (alternatives).
- Another example is when to reduce the length of the blast holes drilled to advance a tunnel. It is not very practical to use a continuous reduction; instead, classes are used like full round length, half round length or a quarter round length.
- Even for rock support, it is very common and convenient to use classes with a stepwise increase in level of support measures. Often, choosing between pre-defined classes has been found to speed up the tunnel works. One reason for this is that it has often been found practical to use multiples of the thickness of a single shotcrete layer instead of a continuous variation. The inaccuracy in the site characterization is in many cases so high that it is not meaningful to discuss the difference in support between, for example, 2.1m or 2.2m rock bolt spacing. In such cases, stepwise-defined classes will be adequate.

Figure 4 gives examples of two common situations where classification is used in rock engineering.

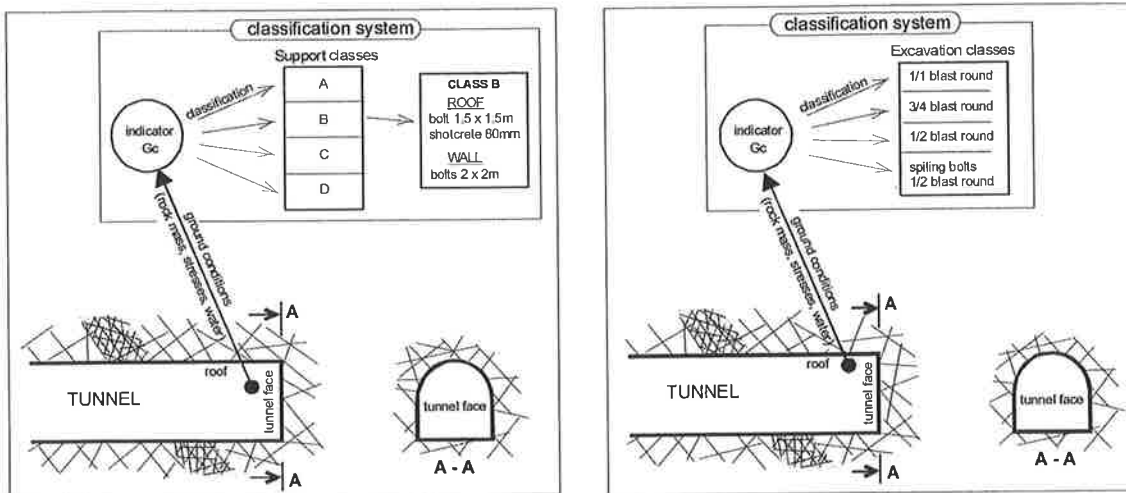


FIGURE 4 EXAMPLES OF CLASSIFICATION INTO SUPPORT CLASSES (LEFT) AND EXCAVATION CLASSES (RIGHT)

What is also special for many rock engineering problems is that the decision has to be taken during the ongoing work and it is therefore under time constraints. Examples of such activities are:

- Decisions on rock support at the tunnel excavation face;
- Decisions on the need for grouting before blasting;
- The evaluation of excavation and support procedures in complex ground conditions.

It is quite obvious that the time and the cost needed to obtain better information must be compared with what can be saved by refining the design.

In principle, there are two ways that can be used in order to establish the classes:

- One way is to use classes based on some existing classification system. Better or more correctly pre-defined actions are selected, based on the existing empirical design methods. However, as pointed out in many recent publications, such systems are not perfect and can sometimes lead to the selection of inadequate ground support or an inappropriate design.
- The other way is to develop a specific system tailored for the site in question, based on adequate site information. It is the authors' experiences that, in many cases, this approach will give the optimum design, Nilsen et al. (1999) and Brantmark et al. (1998). The reason for this is logical. Every tunnel project is unique. A tailor-made system can take into account the actual conditions and local construction experience in a more accurate way. This approach has more chance of creating the best solutions than the application of a general system developed to meet every condition worldwide. It also implies that a combination of empirical design rules and refined rock mechanics models can be used, and both can serve as input to the prescribed support classes.



Rock engineering problems may be solved by different means (existing empirical methods, analytical methods, numerical modelling, or observational methods)

depending on the situation, see Figures 2 and 5. All these figures are associated with uncertainties related to the problems of ground conditions and project related features. In some cases, experience alone may be adequate. In other cases, when the possible consequences are serious, all the available tools have to be used

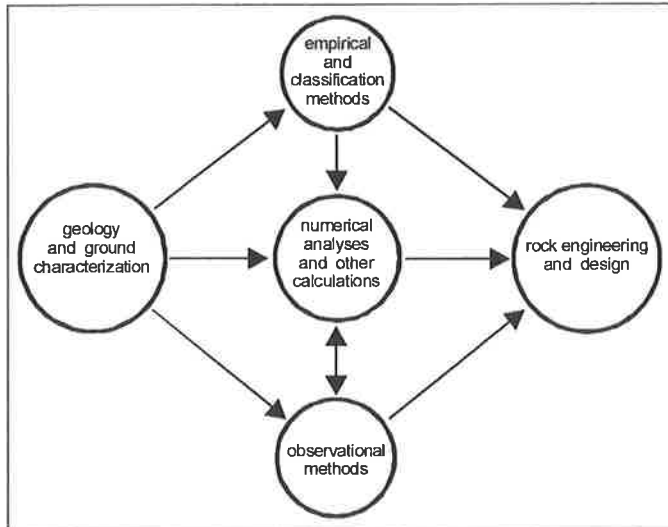


FIGURE 5 MAIN PRINCIPLES IN THE PROCESS OF GROUND CHARACTERIZATION AND ROCK ENGINEERING

The design of an underground project is a result of a long and complex process involving different steps like characterization, description of the project related features, and the processing of the acquired information with different design tools. Many authors have described this, maybe in different ways, with more emphasize on the complexity of the process than the fact that there exist fundamental different opinions on the design procedure, as illustrated in Figure 6.

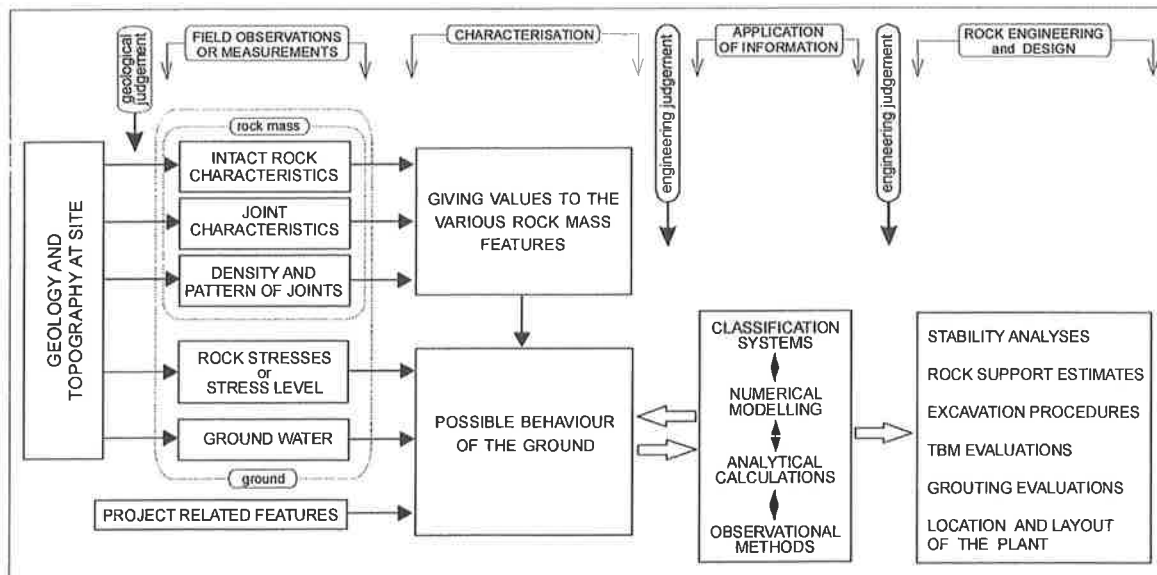


FIGURE 6 THE PROCESS OF ROCK ENGINEERING BASED ON THE PRINCIPLES IN FIGURE 1.

The application of suitable methods to describe or to collect and work out the data base for design decisions is independent of the tools to be used for the design classification. Rock mass classifications form the backbone of the empirical design methods that are widely employed in rock engineering. In fact, on many projects, the classification system serves as a main practical basis for the design of complex underground structures. Most of the tunnels constructed at present make use of one classification system or another.

The classification to be applied in a project must be related to the actual conditions and cover all the possible measures to be taken. Otherwise, contractual problems will very often result. Therefore, it is obvious that requirements on the structure of the classification system and how to use it must be established.

As discussed above, more than one design tool will normally be used for complex underground structures. This implies that it is reasonable to require that a classification system should be structured according to the information from the different design methods used in the engineering process.

The key question is to use a classification system that has an acceptable level of uncertainties. This is the basic question for all designers. In one way or another, every design must evaluate the safety level, and reliability of the design and describe its factor of safety, or probability of failure, or some related parameter. The accuracy of the classification system and the risk for mis-classification must always be evaluated.

As they are empirical methods, it is essential to understand how the use of classification systems is structured and what requirements have to be satisfied. From the most interesting paper of Einstein et al. (1979) on this issue, the following requirements of classifications systems are summarized:

- They should promote economic, yet safe designs.
- They must be correctly calibrated against test cases, and those test cases must be representative of the field of application.
- They should be complete in that all relevant factors are included, yet they must be practical.
- They should have general applicability and robustness to the varieties of use.

### **4.3 Decision analysis**

In recent years, a new philosophy has been developed for the use of applied probability in decision-making. The new theory, Bayesian statistical decision theory, provides a mathematical model for making engineering decision in the face of uncertainty (Benjamin and Cornell, 1970). The basic principle is that the consequences of a decision depend on some factor, which is not known with certainty. This factor is called a "state of nature" which has a certain probability to be the true state. The decision-making problem will be formulated so as to choose an action between a set of available

alternatives. To every combination of states and actions, the engineer will be able to understand the consequence.

It is also possible to incorporate new information in the decision-making process by a process known as terminal analysis. This type of analysis will give the engineer the possibility of evaluating the benefit of searching for new information (e.g. by further investigations) before the search has been carried out.

Strictly, when based on decision theory, the requirements to solve rock engineering problems are therefore the following:

- The possible states of nature have to be defined.
- The different actions that may be undertaken have to be defined.
- Provided that the true state of nature is known, the accuracy of any action to solving the given problem, must be estimated.
- The probability for any state to be the true state of nature has to be estimated.
- The consequence of different combinations of actions and states of natures has to be estimated.
- It must be possible to take the necessary decision during ongoing work without exceeding time constraints.

The different states of nature correspond to the different possible rock conditions. The different actions correspond to classes of measures to be taken. The accuracy for the design and the probability to be the true state describe the uncertainties, and the corresponding probability of unexpected behaviour or failure.

## **5 THE SYSTEMS OF TODAY - HOW DO THEY FULFIL THE REQUIREMENTS?**

### **5.1 General**

The classification of rock masses continues to be a subject of discussion, as shown by the great number of new proposals that are being made in the literature. As pointed out in many recent publications and government manuals, (e.g. USACE, 1997), the classification systems of today are not perfect, and can sometimes lead to the selection of inadequate ground support.

Rock mass classification systems (or more correctly, rock engineering classification systems) have been developed over the years to describe the rock mass or ground and to formalize an empirical approach to tunnel design. Most of the classification systems were developed from civil engineering case histories. The different classification systems place different emphasis on various engineering geological parameters.

Many systems are developed and used for different purposes. The same rock mass classification system can be used both to describe and to characterise the rock mass and to estimate different design measures by empirical design rules. They are also used to give indicators to rock engineering classifications. Nevertheless, it is important to distinguish their fields of application, either as a part of the process of characterization, or as an empirical method of design (Russo et al., 1998)

Many classification systems have evolved as engineers have attempted to apply their experience of rock mass behaviour to a wider range of engineering problems. In recent years, classification systems have often been used in tandem with analytical and numerical tools. Therefore, there has been a proliferation of work linking classification indexes to material properties, such as modulus of elasticity, rock mass strength,  $m$  and  $s$  for the Hoek and Brown failure criterion, etc. The values are then used as input parameters for the numerical models. Consequently, the importance of rock mass classification systems has increased over time (Milne et al., 1998).

As summarized by Riedmüller and Schubert (1999) and discussed in USACE (1997), the major shortcomings of the rock mass classification systems used for design of underground structures include:

- Classification parameters are not well defined or sufficient to select adequate design parameters and rock support;
- Complex properties of a rock mass cannot be satisfactorily described by a single number;
- The same rating can be achieved by various combinations of classification parameters, even though the rock mass behaviour could be different;
- The user is led directly from the geological characterization of the rock mass to a recommended ground support without the consideration of possible failure modes. It is necessary to examine the available rock mass information to determine if there are any applicable failure modes not addressed by the empirical systems. A number of potential modes of failure are not covered by some or all of the empirical methods, and must be considered independently;
- The understanding of the geological setting and features of importance for the underground construction is not seriously evaluated;
- Normally, the use of skilled people experienced in the collection and assessment of data is not specifically required.

Quantitative rock mass classification systems (such as the RMR, Q, or RMI systems) are most usefully applied during the early phases of design. These methods provide a means to compare quantitatively different cavern layouts or tunnel alignments when only limited rock mass data are available. They also provide a means to communication and to develop construction cost parameters, either for comparative purposes or to develop a construction cost budget, (Hoek, 2002).

The support charts or tables used by the various classification systems to determine rock support are based on experience from numerous underground projects. Being statistically based, a support chart can never replace or accurately represent the ground conditions at site. A main reason for this is, for example, that all the actual geometrical features of discontinuities cannot be included in a support chart. During tunnel construction, application of these rock mass classification systems can, however, be very useful as one way of documenting actual conditions encountered by tunnel and caverns construction.

Summaries of these systems are presented below, together with a discussion of their merits for characterising the rock mass or being used in an empirical design method, or as an indicator in a true classification system. The systems and their use have been described in numerous papers and reports and it has not been feasible to study all this material. The opinion presented below is, therefore, based on a subjective selection, and on our personal experiences from tunnel projects in Scandinavia and around the world.

## **5.2 The RMR system**

Bieniawski (1973 and 1974) published the details of a rock mass classification called the Geomechanics Classification or the Rock Mass Rating (RMR) system. Significant changes have been made over the years with revisions in 1974, 1975, 1976, and 1989; our discussion is based upon the 1989 version of the classification system.

The experiences of the authors from using the system indicates that it works well to classify the rock mass quality, since it is relatively well defined and the rating for each parameter can be estimated with acceptable precision. The relatively small database makes the system less applicable to be used as an empirical design method for rock support.

The RMR system has been used in many tunnel projects as one of the indicators to define the support or excavation classes. However, RMR cannot be used as the only indicator, especially when rock stresses or time dependent rock properties are of importance for the rock engineering issue.

## **5.3 The Q system**

On the basis of an evaluation of a large number of case histories of tunnel projects, Barton et al (1974) of the Norwegian Geotechnical Institute (NGI) proposed a Tunnelling Quality Index (Q) as a classification system for estimating rock support in tunnels. It is a quantitative classification system based on a numerical assessment of the rock mass quality. Later, Barton et al. have published several papers on the Q system aiming at extending its applications. Some of these use additional adjustments of the Q system.

Of course, the Q system can be used as an indicator for rock support or other types of rock engineering classification. The value is, however, normally used as the only indicator to define the classes in question. The authors strongly argue against such use of an engineering classification system, since it may be too rigid and will not allow other types of observations to be taken into account.

Grimstad and Barton (1993) have also presented an equation to use the Q value to estimate the rock mass deformation modulus (for values of  $Q > 1$ ). The Q value is also used as one way to estimate the  $m$  and  $s$  factors in the Hoek Brown failure criterion (Hoek, 1983; Hoek and Brown, 1988). In this respect, it is only an empirical relationship and has nothing to do with engineering classification.

#### 5.4 The RMi system

The rock mass index, RMi, is a volumetric parameter indicating the approximate uniaxial compressive strength of a rock mass. The system was first presented by Palmström (1995) and has been further developed and presented in several different papers

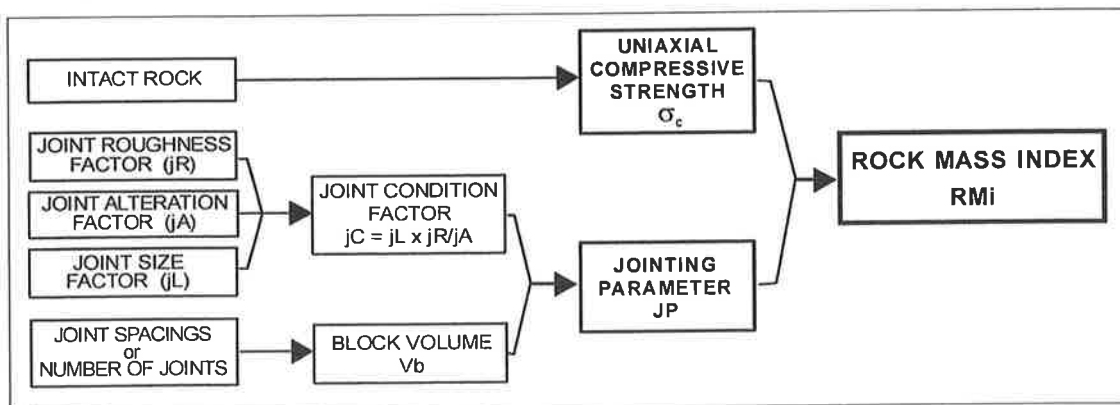


FIGURE 7. THE INPUT PARAMETERS TO RMi (FROM PALMSTRÖM, 1996)

The different input parameters as given in Figure 7 can be determined by commonly used measurements and mapping and from empirical relationships presented by Palmström in his work. It requires more calculation than the RMR and the Q system, but spreadsheets can be used from which RMi values can be found directly.

Based on a characterisation of the rock mass by RMi combined with the geometrical features of the opening and ground factors like rock stresses, different rock engineering issues such as relevant rock support can be estimated using support charts (Palmström, 1996). The charts have been developed from experience of more than 25 different projects and locations as well as personal experience from numerous underground constructions in hard rock.

The RMI system can be characterised as a typical empirical design method and is not a classification in its true sense. However, Palmström has given five different strength classes of rock masses from very low to very high and, in this respect, it can be used as a supervised classification for rock mass strength.

The system applies best to massive and jointed rock masses where the joints in the various sets have similar properties. It may also be used as a first check for support in faults and weakness zones, but its limitations here are pointed out by Palmström (1995). For special ground conditions like swelling, squeezing, ravelling ground, and weakness zones (fault zones etc.) the rock support should be evaluated separately for each and every case. Other features to be separately assessed are connected to project specific requirements such as the life-time required and safety.

Like all the other empirical design methods, it is not possible to evaluate the accuracy of the system. The factor of safety or the probability of failure for a given set of indicators cannot be evaluated.

### **5.5 The GSI system**

The geological strength index, GSI, introduced by Hoek (1994), and Hoek et al. (1998) provides a system for estimating the reduction in rock mass strength for different geological conditions as identified by field observations. The rock mass characterisation is straightforward and based on the visual impression of the rock structure, in terms of blockiness, and the surface condition of the discontinuities indicated by joint roughness and alteration. The combination of these two parameters provides a practical basis for describing a wide range of rock mass types. Note that there is no input for the strength of the rock material in the GSI.

As GSI is used for estimating input parameters (strength), it is only an empirical relation and has nothing to do with rock engineering classification.

### **5.6 The NATM**

The new Austrian tunnelling method was developed by Rabcewicz (1964/65) and Pacher (1975). In practice, the NATM involves the whole sequence of rock tunnelling aspects from investigation during design, engineering and contracting, to construction and monitoring as described by Brown (1981). It is important to notice that the NATM has been developed for tunnelling in weak or squeezing ground. The NATM has been applied successfully in a large number of tunnels in many parts of the world, some of which were constructed in poor and difficult ground conditions. Considerable cost savings have often been gained when compared to traditional tunnelling, as well as reduced construction time. The NATM has, however, also experienced many unpleasant rock falls and some tunnel collapses.

In Austrian tunnelling practice, the ground is described behaviourally and allocated a ground class in the field, based on field observations. Construction and support can be estimated from this classification. The qualitative ground description used is associated, rather inconsistently, with excavation techniques, together with principles and timing of standard support requirements. Therefore, the NATM is not a rock engineering classification system, but a construction strategy (in German "bauweise") containing several methods for assessing the amount and timing of rock support, construction steps etc. (Jodl, 1995).

## 6 CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

The primary object of all rock mass classification systems is to quantify different engineering properties of, or related to, the rock mass, based on past experience. One important use of the classification system today has therefore been to serve as a kind of checklist.

Three different types of output can be distinguished from the rock mass classification systems discussed in this paper.

1. Characterisation of the rock mass expressed as overall rock mass quality, incorporating the combined effects of different geological parameters and their relative importance for the overall condition of a rock mass. This enables the comparison of rock mass conditions throughout the site and delineation of regions of the rock mass from 'very good' to 'very poor', thus providing a map of rock mass quality boundaries.
2. Empirical design with guidelines for tunnel support compatible with rock mass quality and the method of excavation. Traditionally, this is often seen as the major benefit from the use of rock mass classification systems.
3. Estimates of rock mass properties. Rock mass characterisation expressed as an overall rock mass quality has been found useful for estimating the in situ modulus of rock mass deformability and the rock mass strength to be used in different types of design calculations.

However, none of the discussed rock mass classification systems is a "classification" in the true sense. They are all, as a matter of fact, empirical design methods based on characterization of rock masses. The use of the word classification is therefore misleading.

It is interesting to notice the conclusion presented by Einstein et al. (1979) that the accuracy of the existing empirical design methods is not established. The methods probably overestimate the support requirements and the relationships to the ground support pressure are often not very accurate.

In numerous cases, it has been necessary to adapt an existing classification system to the actual condition and problem, and calibrate the existing rock mass classification systems against the experience gained from a specific project. This means that tailor-made supervised classification have been developed, where the index of the rock mass quality



derived from the existing classification system has been an indicator to evaluate the support class. In many cases, the index has been used as the only indicator. This has created contractual problems when unforeseen geological conditions have been encountered, and where the system has not been applicable. Typical conditions that are not covered are swelling, squeezing, ravelling, or popping ground.

None of the rock mass classification systems studied is able to incorporate other types of information, such as results from deformation measurements. This is a great disadvantage as, especially for complex underground structures, more than one design tool is normally used and also will be followed up during construction. Guideline for observational systems with alarm thresholds as discussed by Olsson and Stille (2002) may be used in order to form a system for classification that incorporates deformation measurements or visual inspections.

Our conclusion is that none of the existing classification systems fulfils the requirements mentioned above for a true classification system for rock engineering problems. The classification systems, or better the empirical design methods, cannot be used as the principles of division for a true system without further development, since it is not possible to define the accuracy of the methods. They can, however, be used as one of the indicators defined by the principles of division. The authors strongly argue against using the existing classification system as the only indicator to define the rock support or other rock engineering items.

We want also to emphasise that tools like decision theory can be very useful in order to select the most suitable supervised classification for a specific rock engineering problem and project, and also to determine the need for further investigation.

## 7 REFERENCES

- Barton, N., Lien, R. and Lunde, J., 1974. Engineering classification of rock masses for the design of rock support. *Rock Mechanics* 6, 1974, pp. 189-236.
- Benjamin, J.R. and Cornell, C.A., 1970. *Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers*. McGraw-Hill, New York.
- Bieniawski, Z.T., 1973. Engineering classification of jointed rock masses. *Trans. S. African Instn. Civ. Engrs.*, Vol. 15, No 12, Dec. 1973, pp 335 - 344.
- Bieniawski, Z.T., 1974. Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling. *Proc. Third Int. Congress on Rock Mechanics, ISRM, Denver 1974*, pp.27-32.
- Bieniawski Z.T., 1976. Rock mass classifications in rock engineering. *Proceedings Symposium on Exploration for Rock Engineering*; ed. Z.T. Bieniawski A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 97-106.
- Bieniawski Z.T., 1984. *Rock mechanics design in mining and tunneling*. A.A. Balkema, Rotterdam, 272 p.
- Bieniawski, Z.T., 1988. Rock mass classification as a design aid in tunnelling. *Tunnels & Tunnelling*, July 1988.

- Bieniawski Z.T., 1989. Engineering rock mass classifications. John Wiley & Sons, New York, 251 p.
- Bieniawski, Z.T., 1997. Quo vadis rock mass classifications? *Felsbau* 15, Nr. 3, pp 177 - 178.
- Brantmark, J., Taube, A., and Stille, H., 1998. Excavation of a sub-sea road tunnel at Hvalfjörður, Iceland. 8<sup>th</sup> international IAEG congress Vancouver. Balkema.
- Brekke T.L. and Howard T.R., 1972. Stability problems caused by seams and faults. Rapid Excavation & Tunneling Conference, 1972, pp. 25-41.
- Brown E.T., 1981. Putting the NATM into perspective. *Tunnels and Tunnelling*, Nov. 1981, pp. 13-17.
- Einstein H., Steiner W. and Baecher G.B., 1979. Assessment of empirical design methods for tunnels in rock. *RETC* 1979, pp. 683-705.
- GeoEng2000 workshop on classification systems. The reliability of rock mass classification used in underground excavation and support design. *ISRM News*, Vol. 6, No. 3, 2001. 2 p.
- Grimstad E. and Barton N., 1993. Updating the Q-system for NMT. *Proc. Int. Symp. on Sprayed Concrete*, Fagernes, Norway, 1993. Norwegian Concrete Association, Oslo, 20 pp.
- Hand G.J., 1997. Construction and assessment of classification rules. John Wiley & sons.
- Hoek, E., 1983. Strength of jointed rock masses. *The Rankine Lecture 1983, Geotechnique* 33, no 3 pp. 187-223.
- Hoek E. and Brown E.T., 1988. The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. *Proc. 15th Canadian Rock Mechanics Symp.* 1988, pp. 31-38.
- Hoek E., 1994. Strength of rock masses. *News Journal of ISRM*, Vol. 2, No. 2, pp. 4-16.
- Hoek E., Marinos, P. and Benissi M., 1998. Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens schist formation. *Bull. Eng. Geol. Env.* No 57, pp. 151 - 160.
- Hoek E. and Brown E.T., 1998. Practical estimates of rock mass strength. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* No. 34, pp. 1165 - 1186.
- Hoek E., 2002. Rock mass classification. Hoek's Corner, [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com); (accessed August 2002).
- Jodl H.G., 1995. Construction method NATM. IACES, Bureau of Vienna, Summer course in NATM, University of Technology, Vienna.
- Milne D., Hadjigeorgiou J. and Pakalnis R., 1998. Rock mass characterization for underground hard rock mines. *Tunnelling and underground space technology*, Vol. 13, No. 4 pp. 383 - 391.
- Nilsen, B., Palmström, A. and Stille, H., 1999. Quality control of a sub-sea tunnel project in complex ground conditions. *Proc. World Tunnel Congress'99*. Oslo. A.A. Balkema.
- Olsson L. and Stille H., 2002. Observational systems with alarm thresholds and their use in the design of underground openings. To be published as SKB report in 2002.
- Pacher F., 1975. The development of the New Austrian Tunneling Method and the main features in design work and construction. *16th Symp. on Rock Mechanics*, Minneapolis, pp. 223-232.
- Palmström A., 1995. RMi - a rock mass characterization system for rock engineering purposes. Ph.D. thesis Univ. of Oslo, 400 p. (also on web site [www.rockmass.net](http://www.rockmass.net))

- Palmström A., 1996. Characterization of rock masses by the R<sub>Mi</sub> for use in practical rock engineering. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 11, No. 2, pp. 175 - 186 (part 1); Vol. 11, No 3, pp. 287 - 303 (part 2). (also on web site [www.rockmass.net](http://www.rockmass.net))
- Palmström A. and Singh R., 2001. The deformation modulus of rock masses - comparisons between in situ tests and indirect estimates. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 16, No. 3, pp. 115 - 131.
- Peck, R. B., 1969. Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. *Geotechnique* 19, No. 2.
- Rabcewicz L.v., 1964/65. The new Austrian tunnelling method. *Water Power*, Part 1, November 1964 pp. 511-515, Part 2, January 1965 pp. 19-24.
- Riedmüller, G., Schubert, W., 1999. Critical comments on quantitative rock mass classifications. *Felsbau* 17(3): 164-167.
- Serafim J.L. and Pereira J.P., 1983. Consideration of the geomechanics classification of Bieniawski. *Proc. Int. Symp. on Engineering Geology and Underground constructions*, pp. 1133 - 1144.
- Stille, H., 2000. Squeezing behaviour - Observation and monitoring. *Italian Geotechnical Journal* Anno XXXIV, n1-Gemaio-Marzo 2000.
- USACE, 1997. Engineering and design; Tunnels and shafts in rock. U.S. Army Corps of Engineers, Manual no. 1110-2-2901, 236 p.
- Wood D., 1991. Estimating Hoek-Brown rock mass strength parameters from rock mass classifications. *Transportation Research Record* 1330, pp. 22-29.

# INFORMATION BASED DESIGN IN ROCK ENGINEERING

## Informationsbaserad design av konstruktioner i berg

*Håkan Stille, KTH, Johan Andersson, JA Streamflow,  
Lars Olsson, GEOSTATISTIK*

### Sammanfattning

Projekt som omfattar design och bygge i berg är nästan alltid unika. Förhållanden och krav på anläggningarna varierar från fall till fall. Den avgörande komplicerande faktorn är att berget som byggmaterial aldrig helt går att karakterisera. Design av bergrum och andra undermarkskonstruktioner karakteriseras därför av att den slutgiltiga utformningen av anläggningen inte kan fastställas förrän de färdiga bergrummen har inspekterats och bedömning gjorts att till exempel förstärkning och tätning är tillfyllest. Designarbete är därför en process som karakteriseras av en kedja av beslut som tas i olika faser, som i sin tur bör delas upp i följande steg:

- Problemanalys och systemidentifiering
- Systemanalys.
- Analys av osäkerheter och sannolikhetsfördelning hos de parametrar som har stor betydelse för hur systemet fungerar
- Tillförlitlighetsanalys.
- Beslutsanalys
- Värdering av vilka tekniska åtgärder som kan behöva vidtas för att minska tänkbara konsekvenser av osäkerheterna.
- Analys av informationsflödet i projektet.

Föredraget bygger på en längre forskningsrapport som nu tas fram med stöd av SveBeFo.

### 1 Introduction

The objective of this paper is to discuss the design issues related to underground excavations with a risk design (or better expressed information based design) perspective. The paper is in principal the summary of a report by the authors to be printed by SveBeFo.

Design work for an underground project involves much more than structural engineering. The layouts, establishment of alignment, measures to get acceptable environmental impact are all part of the design work. Under some circumstances also the construction method has to be addressed by the designer.

The overall design process of an underground project is characterised of chain of design decisions taken during different phases. They are all related to each other and the free flow of information from a decision to another is essential. The foundation for the decisions is the objectives of the different phases. Other important issues are the outer requirements as the geology and topography, the owner's functional and economical requirements and the prerequisite from the society. These issues are very important part in the process of identifying and analysing the problem.

Different solutions to the design problem may exist. However, a solution to a design problem is normally built up by different components in a more or less complex interaction. An essential tool for handling these components and interactions is to describe them as a system, which will enable a reliability analysis. Different hazards, uncertainties related to the outer requirements and limits in the detailed understanding of the rock mechanics are all very specific for underground project and have to be taken in account in the design work. The complexity and involved uncertainties characterise the design process. Characteristic for many design situations in rock engineering is this fact that the decision has to be taken under uncertainties, which implies that a good design management and quality assurance are also very essential.

Every design decision can thus be described by the following seven steps:

- Problem analysis and system identification.
- System analysis.
- Analysis of the uncertainties and probabilities connected to the parameters of the system.
- Reliability analysis of the system.
- Decision analysis based on estimated probabilities and consequences
- The need of technical measures to improve the uncertainties and reduce the consequences like additional investigation and observation during construction. to be used in the decision analysis.
- Analysis of important information to flow through the project.(Design management and quality assurance).

These steps are briefly discussed in the following. A more thorough description is given in the aforementioned report, where each of the above steps are discussed in different chapters.

## **2 Designing underground openings in rock**

In principle the designer has to establish that the bearing capacity is higher than the load factor to a certain degree. In this respect the design situation is similar to other design situation. However, the mechanical system is normally much more complicated. The mechanical system can in principle be described as an interaction between the rock mass and the installed support. It can also be described as in principle an unloading situation. The stress changes will give a typical deformation pattern with movements directed towards the opening. Thus, the basic problem to design the rock support measures cannot be analysed from the

concept of constant load on the support since the load is deformation dependent. A deeper analysis of the mechanical system is required.

Underground construction projects are almost always unique as the conditions and demands vary from one project to another. The most crucial factor is that the rock as the building material cannot be prescribed. The process of designing constructions in rock can thus be characterised by the condition that the final design cannot be completed before the rock has been inspected and actual condition been determined after the opening has been excavated. From a designer's perspective the preliminary design must be based on a relevant estimation of the actual conditions. The design must be able to distinguish between the uncertainties associated with limited information of the actual rock condition and the uncertainties related to the rock mechanics models for the structural design and the corresponding rock mass properties given an inspection of the actual conditions at a certain tunnel reach.

The design of today is to a large extent based on subjective methods. In principle three different design-approaches can be recognised, different empirical based design methods, numerical calculations and the "Observational method" or "Active design" methods. Large underground openings have been built or will be built based on these design approaches and to full satisfaction. However, in many cases the question if the design is over conservative has been raised. On the other hand several accidents have also occurred after the openings have been taken in service. Both these observations indicate that there are limitations of the knowledge and design approaches of today. Knowledge transfer and extrapolation are normally very difficult with empirically and subjectively based design approaches. According to our knowledge there exists no overall theory today where these different design approaches can be united and the reliability of the design can be expressed in adequate terms like probability of failure or safety index.

The pronounced uncertainties involved with underground construction have implied that risk analysis could be a very interesting tool to obtain a better understanding of the related problems. Risk analysis have been used as a part in different proposed methods to better estimate the time and cost consequences of a tunnel project or to take decision of construction method and suitable working procedure to be able to in a adequate way handle a difficult and dangerous situation.

It is important to point out that hazards are not only related to technical matters like geology. Hazards can be found in all types of activities related to the design process. The organisation of the work or the contract for the design process may be built up in such way that they contain potential treats to a successful completion of the design work. Such matters or obstacles have also to be analysed when the problem has to be identified.

### **3 Approaches to problem analysis and system identification**

The key to a successful problem solution starts out with a careful consideration on what really is the problem for the system we want to analyse. This contains both problem analysis and system identification.

It turns out that many problems in design and construction of underground openings are to be regarded as very complex and concern the interaction between technology and people. This

means that the wealth of problem solution techniques developed within 'operational analysis' is of high interest. It must be emphasised that the key to an adequate problem solution is to consider every problem as a decision problem. Behind every solution of a problem there has been a decision where different alternatives have been evaluated and weighed against each other based on the uncertainties related to the different alternatives.

When entering into an underground design problem the engineer may first consider the task given being quite straightforward. However, what may appear to be a simple engineering issue of, say selecting proper dimensions of reinforcement may turn out to be a wider issue on selecting construction methods, installing a proper control system or the overall design of the excavation. In a wider perspective a simple task is usually a part of a much wider context. For proper problem identification the technical project and the people involved in the project should be assessed as an integrated system developing in time. There are well developed means of defining and analysing systems, which we recommend using.

For any civil engineering project operational analysis provides insights in the overall issues and strategy for handling a project. Specifically, experiences gained are useful as regards:

- Actors – who is affected (directly or indirectly) by the project?
- System and system identification – what is the problem about and what lies outside the project?
- Methods and models – how to analyse a problem?
- Uncertainty, risk and the decision to find an optimal solution.
- Communication.

#### **4 System analysis and identification**

System analysis is key to the problem identification. A system is an entity, which consists of different parts interacting through processes and event. The relations – the interactions – are at least as important as the individual parts. System identification can be made by different means. In simple cases reasoning and assessment of the key factors of the mechanical system to be analysed may be sufficient. However, in other cases the system may contain many different parts, whose interactions are not evident. In such cases more formal approaches for system identification could be used. An important example of formal methods for system identification is the interaction matrix approach. Fault trees and event trees are other important tools for system analysis.

#### **5 Uncertainties and probabilities**

Many design situations can be handled by risk based analyses. It implies that the uncertainties have to be expressed in terms of probability. This involves several considerations that have to be addressed. Examples of these are the issues of the variations of a properties in the space and taken over a certain volume (mean value process). Handling and describing uncertainties is thus essential for proper decision analysis. However, even if the risk analysis require

quantitative uncertainty estimates, there are many decision situations where rough uncertainty estimates suffice for making a decision.

This report discusses uncertainties, probabilities and provides some tools for how to describe uncertainties. In general, part of the problem to be solved has to do with that the system is not fully known and that consequences of decisions are uncertain.

## **6 System reliability**

The reliability of a system can be expressed as the likelihood that it will fulfil its given task or achieve its specific objective. There are various tools for exploring reliability. Of particular importance is whether the system is a parallel system, a series system or a combination thereof.

In order to have a good basis for decisions, it is often necessary to calculate the reliability of different possible designs, construction methods etc. Exact solutions generally implies solving multiple integrals analytically and is thus seldom done. Usual calculation methods for the direct calculation of the probability of failure are numerical integration often by using simulation methods. In the case where a high degree of accuracy is not called for, one might use risk analysis methods to calculate the probability of the occurrence of an undesired event (i.e. the failure). In the construction industry, a proxy safety measure, the safety index  $\beta$ , has come into use. When the safety index is calculated according to certain principles, the probability of failure can be calculated from the safety index. In order to have a safety measure, which is more nuanced than the conventional safety factor and at the same time simple to use, the concept of partial coefficients has been introduced. The basic difference from the ordinary safety factor, different partial coefficients are applied to the different uncertain variables in the limit state expression, at least to the load effect and the resistance.

## **7 Decisions and decision aiding tools**

Decision trees can be used to aid decisions made under uncertainty. Furthermore, just by structuring the problem to be analysed as a decision tree helps in defining the problem. Thus, it is not only the numerical outcome of the decision analysis, but also the very decision analysis itself which eventually guide the decision making. In fact, even when the formal and quantitative decision analysis is performed it is always advisable to assess the outcome on its own merits. Does the decision make sense? Is there a logic, apart from the formal analysis, which can be used to support the decision)

In some decision problems it is very difficult to evaluate the consequences and thus to use an expected value as a decision criterion. In these cases one might instead use some sort of a ranking scheme, where the different alternatives are compared to each other and ranked according to their judged desirability (without calculating the possible outcomes.) This judgement and the ranking should be made in a systematic and stringent manner in order to avoid psychological biases etc. One method to do such rankings is the Analytic Hierarchy Process (AHP).



## **8 The use of additional information**

From a decision perspective additional information is needed when the best decision is not clear e.g. when a sensitivity analysis shows that small changes in input data can shift the best decision. The additional information can be both related to the result from further preinvestigation or information obtained from observation carried out during the excavation.

The cost from getting the additional information shall always be compared to the benefit from the additional information. Decision theory can be used to evaluate this issue before any investigation has been carried out based on the cost and the reliability of the method to be used.

Often in underground construction the so-called “active design” approach is applied. This method is based on a previous analysis of the problem and the determination (in advance) of modifications of the construction procedure to be taken, based on the observation made.

A special type is the use of an observation system with predefined alarm threshold. The alarm threshold is a predetermined value of a single or a combination of several observation results which if exceeded will trigger pre-determined measures in order to avoid damage. In order to avoid unnecessary alarms or get failure without any warning it is essential to define the threshold in an appropriate way.

## **9 Project management and quality control**

In light of the discussion in the previous chapters of the uncertainties involved in underground projects it is obvious that the needs for quality systems are large. Quality control is from a risk perspective to reduce the probability of failure or the consequence of an unwanted event by using some kind of quality control system.

Quality work should always be focused upon important factors. Since many underground projects can be described as unique it will equal important to “Do the things right” as “Do the right things”. With others words everything cannot be described in advance, many important decision has to be taken during the excavation work and thus be controlled during the excavation. Depending on the problem different tools may be used like pre defined quality system as ISO 9001 or the use of technical audits. The later type is more directed to check that the right things are done than the things are carried out correctly.

# ATT KARAKTERISERA BERG FÖR INJEKTERING... ...ÄR DET BRA?

## Why characterise rock for grouting?

*Åsa Fransson, SWECO VIAK / Chalmers, Geologiska institutionen*

### Sammanfattning

Syftet med denna artikel är att presentera delar av det arbete som gjorts inom området karakterisering av berg för injektering. Karakterisering av berg ingår i den injekteringsforskning som initierades av Svensk Kärnbränslehantering (SKB) i mitten av 90-talet. Inledningsvis beskrivs vilka idéer som ligger bakom karakteriseringen och hur ingående parametrar kan skattas. Grundläggande för karakteriseringen har varit att utgå ifrån och försöka beskriva enskilda strukturers genomsläpplighet mha transmissiviteten,  $T$ , och den utifrån denna skattade hydrauliska sprickvidden,  $b$ . Sprickvidden är av betydelse eftersom den påverkar både vattenflöde och brukets inträngningsförmåga. I artikeln ges förslag på hydrogeologiska undersökningar och som exempel presenteras data dels ifrån ett längre sonderingshål och dels ifrån flera kortare borrhål i en mindre volym berg. Det senare kan betraktas som en beskrivning av en enskild injekteringsskärm. Enskilda strukturers egenskaper och variationer för dessa längs exempelvis ett borrhål är tänkta att utgöra underlag för diskussion för att sedan möjliggöra en anpassning av injekteringsstrategin efter rådande förutsättningar.

### Summary

This paper aims at presenting some of the work performed within the area characterisation of rock for grouting. Characterisation of rock is one part of the grouting research that was initiated by the Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Company (SKB) in the middle of the nineties. By way of introduction, the main conceptual ideas related to the characterisation are presented and how to estimate some of the parameters are shown. Fundamental for the characterisation have been to use and try to describe the permeability of individual features using the transmissivity,  $T$ , and based on that estimate a hydraulic aperture,  $b$ . The aperture is of importance since it influences both inflow and penetrability of grout. In the paper hydrogeological investigations are suggested and this is exemplified by data from a longer probe hole and by data from several short boreholes penetrating a smaller volume of rock. The latter is looked upon as a description of one individual grouting fan. The properties of individual features and the identified variability along e.g. a probe hole should be used as a basis for discussions and enable that the grouting strategy is adjusted to the prevailing conditions.

## Inledning

Att öka kunskapen om injektering har under många år ansetts vara av betydelse för en framtida konstruktion av ett djupförvar för kärnavfall. Detta är skälet till att Svensk Kärnbränslehantering (SKB) initierade ett antal projekt som behandlar bl a karakterisering av berg, bruksegenskaper och bruksspridning (t ex Fransson, 2001a och Eriksson, 2002a). De behov som SKB har är i vissa delar olika de behov som finns vid "vanliga" tunnelprojekt och det är också så att de resurser som läggs på karakterisering av bergmassan är större då man vill finna ett berg med för ändamålet lämpliga egenskaper. Vid studier av karakterisering och injektering i samband med "vanliga" projekt finner man ibland att de inledningsvis goda intentioner som funnits angående genomförande av exempelvis vattenförlustmätningar på något sätt försvunnit under vägen. Detta kan ha skett pga tidsbrist eller för att man helt enkelt har tyckt att testerna inte har tillfört så mycket. Syftet med denna artikel är att presentera delar av det arbete som gjorts kopplat till karakterisering av berg för injektering. Vi vill visa att det lönar sig att göra vissa undersökningar för att bättre anpassa sin injekteringsstrategi efter förutsättningarna och därmed minska risken för överraskningar och förseningar i ett senare skede. Arbetet pågår och behöver verifieras ytterligare.

## Konceptualisering

Ett koncept kan beskrivas som en bärande idé eller en grundläggande föreställning om hur olika delar skall kombineras eller samordnas. Nedan redogörs för några av de idéer som använts för att karakterisera bergmassan för injektering. Vid karakteriseringen har vi främst utgått ifrån hydrauliska tester och geologisk kartering. Karakterisering för injektering betraktas som ett ingenjörproblem och förenklingar görs i syfte att utveckla en karakteriseringsmetodik och tillhörande geometriska modeller. Även om testerna kan tyckas omfattande i jämförelse med vad som i vissa fall görs idag har avsikten varit att ta hänsyn till begränsningar i exempelvis tid och tillgång på data.

### *Lugeon, hydraulisk konduktivitet, transmissivitet och specifik kapacitet*

I injekteringssammanhang är det vanligt att uttrycka genomsläppligheten hos bergmassan med hjälp av ett så kallat Lugeon-värde. Detta beskrivs som den volym vatten som pressas in per tidsenhet och meter borrhål vid ett visst tryck (t ex Kutzner, 1996). Vid skattning av inflöde till exempelvis en tunnel är det däremot vanligt att använda sig av hydraulisk konduktivitet,  $K$ . Transmissiviteten,  $T$ , vilken är den parameter som detta arbete fokuserar på, är lika med integralen av den hydrauliska konduktiviteten,  $K$ , över den vattenmättade delen  $b$  av akviferen (Gustafson och Carlsson, 1991):

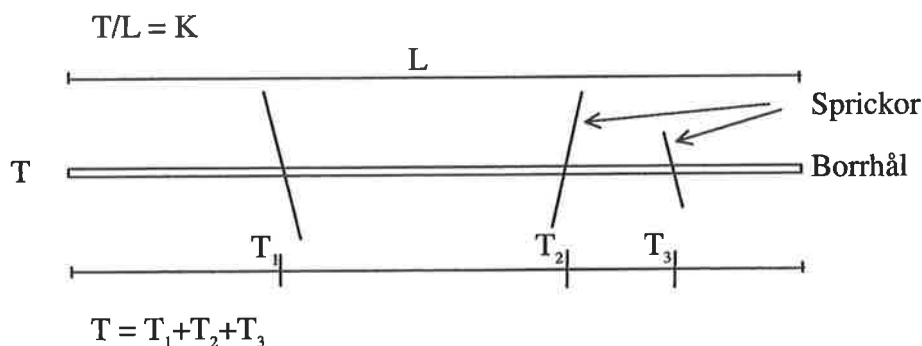
$$T = \int_b K(z) dz \quad (1)$$

Transmissiviteten kan exempelvis beräknas utifrån:

$$T = \frac{Q}{2\pi dh} \ln \frac{R_0}{r_w} \quad (2)$$

där  $R_0$  betecknar en influensradie,  $r_w$  radien på borrhålet,  $Q$  är flödet och  $dh$  skillnaden i vattentryck. Undersökningar kopplade till injektering i t ex Fransson (1999) indikerar att transmissiviteten är ungefär lika med den specifika kapaciteten,  $Q/dh$ , vilken är en parameter som är enklare att bestämma.

För ett borrhål i sand kommer den hydrauliska konduktiviteten,  $K$ , utvärderad ifrån ett hydrauliskt test att ge en god beskrivning av genomsläppligheten eftersom materialets egenskaper inte varierar så mycket. Som kommentar kan tilläggas att detta är beroende av testskala, skillnader mellan sandkorn och porer finns naturligtvis om man tittar tillräckligt nära. Om man däremot betraktar ett berg där sprickorna transporterar vatten medan själva berget är jämförelsevis tätt så beskriver den hydrauliska konduktiviteten varken det "täta" berget eller sprickornas egenskaper. Detta illustreras med Figur 1 som visar ett borrhål vars genomsläpplighet beskrivs antingen med hydraulisk konduktivitet eller med transmissivitet. Hela hålet har vid utvärdering av ett hydrauliskt test visat sig ha transmissiviteten  $T$  (t ex Ekvation 2). I det ena fallet används transmissiviteten för att beräkna en hydraulisk konduktivitet enligt  $K=T/L$  (längden  $L$  av borrhålet motsvarar mäktigheten  $b$  i Ekvation 1). I det andra fallet utgår man ifrån att det både finns "tät" bergmassa och genomsläppliga strukturer och delar upp hålet i flera delar. I detta fall får bergmassan en låg (försumbar) genomsläpplighet och sprickorna en hög genomsläpplighet (beskrivs med  $T_1$ ,  $T_2$  och  $T_3$ ).



Figur 1 Konduktivitet,  $K$ , och transmissivitet,  $T$ , för ett borrhål med längden,  $L$ . I den nedre delen av figuren beskrivs genomsläppligheten för det "täta" berget som försumbar i jämförelse med sprickornas genomsläpplighet. *Hydraulic conductivity,  $K$ , and transmissivity,  $T$ , for a borehole of length,  $L$ . In the lower part of the illustration, the permeability of the "tight" rock is represented as insignificant compared to the permeability of fractures.*

Oberoende av beskrivning kommer lika mycket vatten att flöda in i borrhålet och syftet med att använda transmissivitet är att kunna beskriva enskilda strukturers genomsläpplighet. Detta för att det är de enskilda strukturerna som skall injekteras och tätas.

### *Ekvationer för skattning av injekteringsparametrar*

De sprickor som korsas av ett borrhål antas vara två-dimensionella (2D) strukturer med radiellt flöde. Detta är naturligtvis en förenkling men ger ett användbart och robust arbetssätt och en enkel beskrivning eftersom 2D-analyser kan användas för både de hydrauliska testerna och skattningar kopplade till bruket.

I Figur 1 beskrivs transmissiviteten för enskilda strukturer och det "täta" berget antas ha låg eller försumbar transmissivitet. Transmissiviteten för en enskild struktur används för att skatta hydraulisk sprickvidd,  $b$ , mha av följande ekvation (t ex de Marsily, 1986 och Gustafson, 1986):

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

Ekvationen beskriver transmissiviteten i en planparallell spricka med vidden,  $b$ , och påverkas vid sidan av sprickvidden även av acceleration pga gravitation,  $g$ , och vätskans densitet,  $\rho$ , och viskositet,  $\mu$ . Sprickvidden är viktig eftersom den kan användas för att skatta en inträngningslängd (t ex Kutzner, 1996 och Gustafson och Stille, 1996):

$$I = \frac{\Delta P b}{2\tau_0} \quad (4)$$

Inträngningslängden är här beroende av skillnaden mellan injekteringstrycket och vattentrycket,  $\Delta P$ , sprickvidden,  $b$ , och flytgränsen,  $\tau_0$ . Mer komplicerade uttryck kan användas för att beskriva inträngningslängden där hänsyn exempelvis tas till brukets viskositet. En annan faktor som naturligtvis påverkar injekteringsresultatet är om bruket överhuvudtaget kan tränga in i sprickan.

### **Undersökningar**

Undersökningarna har i detta arbete främst varit fokuserade på hydrauliska tester och geologisk kartering. Tabell 1 visar ett översiktligt förslag på undersökningar och resulterande parametrar. Exempel på detta presenteras under rubriken Resultat och diskussion.

Ett långt sonderingshål i fronten avser att ge underlag för diskussion och för en lämplig injekteringsdesign. Kortare sonderingshål, vilka täcker in ett antal skärmar, skall kontrollera och uppdatera den första beskrivningen av berget och om så är nödvändigt resultera i en förändring av injekteringsdesignen. Injekteringshål, kontrollhål och eventuella borrhål för efterinjektering undersöks med inflödes- och vattenförlustmätningar. Resultaten ifrån dessa kopplas till och jämförs med data ifrån sonderingshålen.

Tabell 1 Förslag på undersökningar och resulterande parametrar. *Suggested investigations and resulting parameters.*

Var	Vad	Resultat
Långt sonderingshål i front (kärnborrhått)	Inflödesmätning under borring Flödesloggning Kärnkartering Borrhålsloggning (BIPS) Tryckuppbyggnadstest	Inflöden, sprickfrekvens, skattade vidder, vattentryck <i>Underlag till diskussion och design.</i>
Kortare sonderingshål, bör täcka in ett antal skärmar (kärn- eller hammarborrat)	Inflödesmätning Tryckuppbyggnadstest Vattenförlustmätning	Inflöden, (sprickfrekvens), skattade vidder, vattentryck <i>Kontroll, uppdatering, underlag för beslut om omfattning injektering.</i>
Injekteringshål / Kontrollhål / Injekteringshål efterinjektering (hammarborrade)	Inflödesmätning Vattenförlustmätning (Tryckuppbyggnadstest)	Inflöden, skattade vidder, (vattentryck) <i>Kontroll, uppdatering, underlag för beslut om omfattning injektering.</i>

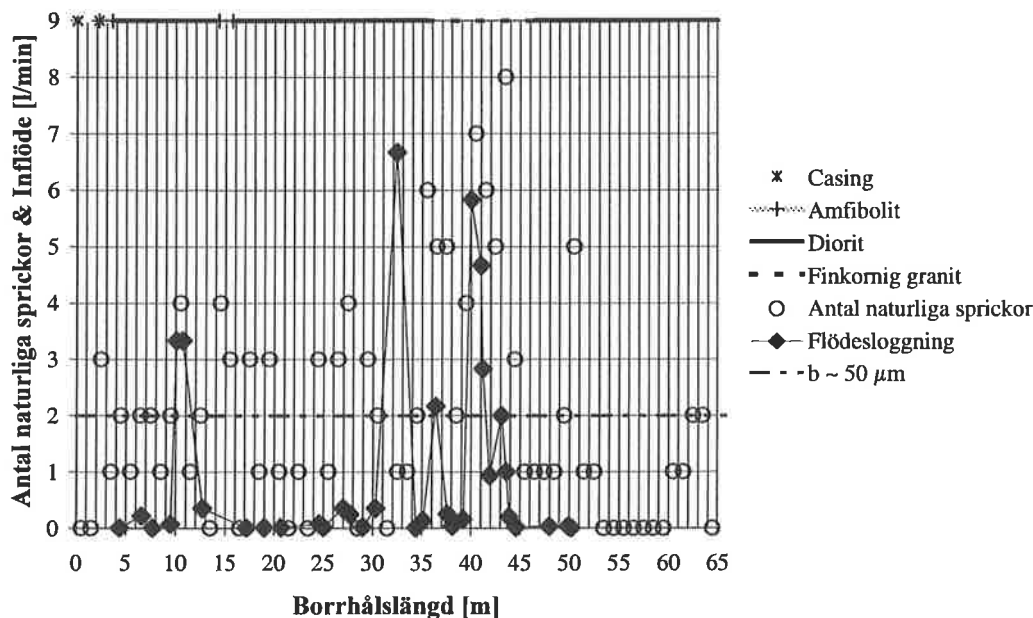
Sonderingshålet i fronten undersöks i exemplet med flera olika metoder. Detta för att ge en så god beskrivning som möjligt och ge möjlighet att anpassa injekteringsstrategin efter förutsättningarna. För att kunna dela upp borrhål i sektioner med olika genomsläpplighet används inflödesmätning under borring och flödesloggning. Flödesloggningen är mer tidskrävande och ger en bättre och mer detaljerad bild av inflödet längs borrhålet (inflöde och läge för dessa längs borrhålet). Kärnkartering och granskning av borrhålet med BIPS (Borehole Image Processing System) resulterar i en beskrivning av bergarter, sprickfrekvenser, sprickorienteringar, sprickfyllnader etc. Tryckuppbyggnadstesten ger transmissivitet och vattentryck. Transmissiviteten kan relateras till inflödena, där andelen av inflödet i en viss del av borrhålet antas beskriva andelen av den totala transmissiviteten. Transmissiviteten används för att skatta sprickvidder vilka ligger till grund för en bedömning av injekterbarheten.

## Resultat och diskussion

Under rubriken Konceptualisering beskrivs kort vilka idéer som ligger bakom karakteriseringen. Transmissiviteten för enskilda strukturer är av central betydelse och undersökningar och utvärderingar avser att komma så nära en beskrivning av de enskilda strukturernas genomsläpplighet som möjligt. Då detta är kopplat till tid och pengar pågår även ett arbete med att beräkna enskilda strukturers transmissivitet utifrån mätningar i större sektioner av borrhålet (se Fransson, 2002, och Fransson och Rhén, 2002). Nedan presenteras exempel på data ifrån ett längre sonderingshål och ifrån flera kortare borrhål i en mindre volym berg. Det senare kan betraktas som en beskrivning av en enskild injekteringskärm.

### Längs sonderingshål

Figur 2 visar ett exempel på hur data ifrån undersökningar av ett längre sonderingshål (se Tabell 1) kan sammanställas för att utgöra underlag för diskussion. X-axeln visar borrhålslängden och y-axeln visar i det här fallet antal naturliga sprickor (antal sprickor/m) och inflöde i l/min. Linjen överst i diagrammet redovisar bergarter längs borrhålet. Punkterna visar sprickfrekvens ifrån kärnkarteringen och inflöde uppmätt med flödesloggning.

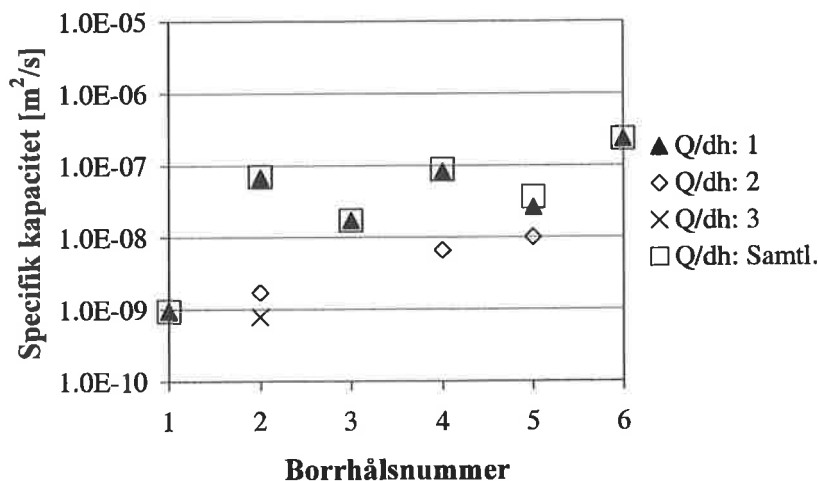


Figur 2 Exempel på sammanställning av data ifrån flödesloggning och kärnkartering / BIPS (Borehole Image Processing System). Inflödet 2 l/min motsvarar vid detta vattentryck en sprickvidd på ungefär 50 μm. *An example of how to compile data from flowlogging and core mapping / BIPS (Borehole Image Processing System). The inflow 2 L/min corresponds to an aperture of approximately 50 μm at the prevailing water pressure.*

För att relatera informationen i figuren till sprickvidd har vidden  $50 \mu\text{m}$  antagits vara en gräns för vad som är injekterbart. Grundvattentrycket på den aktuella nivån ( $\sim 450 \text{ m}$ ) har sedan använts för att skatta vilket flöde en  $50 \mu\text{m}$  spricka skulle ge. I detta fall skulle det motsvara ca  $2 \text{ l/min}$  och figuren visar att det enbart är få strukturer som har ett inflöde som överskrider denna nivå ( $100 \mu\text{m}$  skulle motsvara ett inflöde på ca  $17 \text{ l/min}$ ). Figuren kan användas för att se vilka delar längs den framtida tunnelsträckningen som kan antas vara injekterbara. Sprickvidder kan skattas för samtliga inflöden längs borrhålet och detta kan utgöra underlag för skattning av inträngningslängd och val av bruk och hålavstånd. En stor andel av sprickorna i Figur 2 motsvarar små viddar vilket gör att man bör förbereda sig på en kompletterande fininjektering med något annat än cementbruk. Kommenteras bör att ett enskilt borrhål kan korsa en spricka där vidden är lokalt stor eller liten och de kortare, kompletterande sonderingshålen som beskrivs i Tabell 1 avser att minska risken för att man överraskas av en genomsläpplig struktur när tunneln drivs.

### Enskild injekteringsskärm

Data ifrån en enskild injekteringsskärm kan exemplifieras med hjälp av ett mindre fältförsök som genomfördes på Äspölaboratoriet, se Fransson (2001b) och Eriksson (2002b). Vid fältförsöket användes sex borrhål för att karakterisera en mindre volym berg och Figur 3 presenterar specifik kapacitet för de mätningar som gjordes i 0.5-meters sektioner längs dessa borrhål. Att under en verklig injektering undersöka varje borrhål så detaljerat är inte att betrakta som genomförbart men den relevanta frågan är om helhålstesterna ger en tillräckligt god beskrivning av de enskilda sprickorna i berget?



Figur 3 Specifika kapaciteter för 0.5-meters sektioner uppmätta i sex borrhål.  $Q/dh:1$  är den största specifika kapaciteten längs ett borrhål och  $Q/dh: Samtl.$  är summan av alla mätningar längs ett borrhål. *Specific capacities for 0.5-meter sections for six boreholes.  $Q/dh:1$  is the largest specific capacity along each borehole and  $Q/dh: Samtl.$  is the summation of all measurements for each borehole.*



I detta fall tyder kärnkartering och BIPS-mätningar (Borehole Image Processing System) på att de största specifika kapaciteterna (Q/dh:1 i figuren) i borrhål 2-6 härrör ifrån samma spricka. Den specifika kapaciteten för tester i hela borrhålet ger alltså en god beskrivning av genomsläppligheten för den mest betydelsefulla sprickan. Detta illustreras i Figur 3 genom att jämföra Q/dh:1, vilken är den största specifika kapaciteten för varje borrhål (0.5-meters sektioner), och Q/dh:Samtl. som visar summan av specifika kapaciteterna längs varje borrhål. Q/dh:1 för borrhål 1 samt Q/dh:2 och Q/dh:3 uppmättes för kortare sprickor som inte verkade vara kopplade till varandra. För den enskilt mest betydelsefulla sprickan (Q/dh:1 för borrhål 2-6) visar Figur 3 att den specifika kapaciteten varierar. Hur kan man då beskriva denna spricka utan att använda värdena för varje enskilt borrhål? En möjlig beskrivning som visade sig stämma för dessa värden var att utgå ifrån medianvärdet för den specifika kapaciteten. Medianvärdet för flera borrhål som korsar samma spricka är här nära den effektiva transmissiviteten vilken exempelvis kan användas för att skatta flödet igenom en spricka. Skillnaden mellan medianvärdet och övriga värden ger en indikation på variationerna i sprickplanet. Genom att utgå ifrån den specifika kapaciteten skattades sprickvidd och inträngningslängd för att bedöma om sprickan var injekterbar. I detta fall var sprickvidden enbart 40-50  $\mu\text{m}$  och injekteringsförsöket (se Eriksson, 2002b) gav en mycket begränsad inträngning.

## Slutsatser

De genomsläppliga delarna av bergmassan som ett borrhål korsar beskrivs här som tvådimensionella strukturer för vilka transmissivitet (eller specifik kapacitet) och sprickvidd skattas. Att utgå ifrån de vattenförande strukturerna i en beskrivning är viktigt eftersom det är dessa som skall tätas. Sprickvidden är av betydelse eftersom den påverkar både vattenflöde och brukets inträngningsförmåga. Som ett exempel kan data ifrån ett sonderingshål såsom läge för genomsläppliga strukturer och en skattning av deras vidd ge underlag för diskussion vilket även bör underlätta val av injekteringsstrategi. Heterogeniteter i sprickplan och i bergmassa gör dock att dessa data bör kontrolleras och uppdateras med ytterligare undersökningar under det fortsatta arbetet. För en enskild injekteringskärm korsar flera borrhål en mindre bergvolym och det exempel som redovisas här visar att det är möjligt att koppla information ifrån enskilda borrhål för att skapa en enkel geometrisk modell av det sprickiga berget. I framtiden avser vi att ytterligare verifiera användbarheten av karakterisering för injektering i samband med verkliga tunnelprojekt samt belysa skillnaden mellan en 2D- och 3D- beskrivning. För att enkelt kunna genomföra tester och analys i samband med tunneldrivning bör man vara mån om att fortsätta utveckla enkla metoder för direkt uppföljning och uppdatering. Avslutningsvis tror jag att svaret på rubriken är ja. Det är bra att karakterisera berg för injektering för att kunna anpassa injekteringsstrategin och för att minska risken för överraskningar och förseningar. Omfattning och detaljeringsgrad måste naturligtvis anpassas efter typ av projekt och i vilket skede projektet befinner sig.

## Tack

Stort tack riktas till Svensk Kärnbränslehantering (SKB) för att de finansierat mina doktorandstudier och till Professor Gunnar Gustafson för hans goda handledning.

## Referenser

- Eriksson, M, 2002a. Prediction of grout spread and sealing effect. A probabilistic approach. Doktorsavhandling, Avdelningen för jord- och bergmekanik, Kungliga tekniska högskolan, Stockholm.
- Eriksson, M, 2002b. Grouting field experiment at the Äspö Hard Rock Laboratory. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 17, No. 3, pp. 287-293.
- Fransson, Å, 1999. Grouting predictions based on hydraulic tests of short duration: analytical, numerical and experimental approaches. Licentiatuppsats, Geologiska institutionen, Chalmers tekniska högskola, Göteborg.
- Fransson, Å, 2001a. Characterisation of fractured rock for grouting using hydrogeological methods. Doktorsavhandling, Geologiska institutionen, Chalmers tekniska högskola, Göteborg.
- Fransson, Å, 2001b. Characterisation of a fractured rock mass for a grouting field test. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16(4), 331-339.
- Fransson, Å, 2002. Nonparametric method for transmissivity distributions along boreholes. *Ground Water*, 40(2), 201-204.
- Fransson, Å & Rhén, I, 2002. Estimating probability of conductive fractures using borehole data – A case study. Proceedings of the XXXII IAH & VI ALHSUD Congress 2002, Mar Del Plata, Argentina, 21-25 oktober, 2002.
- Gustafson, G, 1986. Geohydrologiska förundersökningar i berg. Stiftelsen Bergteknisk Forskning, BeFo 84:1/86, Stockholm.
- Gustafson, G & Carlsson, L, 1991. Provpumpning som geohydrologisk undersökningsmetodik. Rapport R66:1991, Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm.
- Gustafson, G & Stille, H, 1996. Prediction of groutability from grout properties and hydrogeological data. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 11(3), 325-332.
- Kutzner, C, 1996. Grouting of rock and soil. A.A Balkema, Rotterdam.
- de Marsily, G, 1986. Quantitative Hydrogeology. Groundwater Hydrology for Engineers. Academic Press, Inc., San Diego.



# DETEKTERING AV ANISOTROPI I BORRKÄRNOR GENOM DIAMETRALA P-VÅGSMÄTNINGAR

## Detection of Anisotropy in Rock Cores by Diametrical P-wave Measurements

*Andreas Eitzenberger, Avd för Bergmekanik, Luleå tekniska universitet  
Erling Nordlund, Avd för Bergmekanik, Luleå tekniska universitet*

### SAMMANFATTNING

Ett vanligt antagande vid bergmekaniska analyser är att materialet är isotropt. Detta är inte alltid korrekt – ibland är materialet anisotropt. De metoder som idag används för att avgöra om materialet är anisotropt kräver omfattande tester, är tids- och kostnadskrävande samt medför ofta permanenta skador på provkroppen. I denna artikel presenteras en metod som snabbt och enkelt kan bestämma om materialet är anisotropt eller ej. Metoden, som bygger på diametral mätning av p-vågors hastighet, är en modifiering av en idag standardiserad metod. Tester har utförts på isotropa och anisotropa borrhärdar, men även på isotropa metallcylindrar. Resultaten visar att anisotropi, dels orsakad av foliation men även av mikrosprickor, kan identifieras genom diametrala mätningar. Diametrala mätningar av p-vågshastigheten skulle därmed kunna användas som ett komplement till den geologiska karteringen som vanligtvis genomförs.

### SUMMARY

A common assumption in rock mechanics calculations is the assumption of an isotropic material. This is not always correct, since the material may sometimes be anisotropic. The methods used today to determine anisotropy demand numerous tests, they are time consuming, costly and often damage the sample permanently. In this paper a method is presented that quickly and easily identifies anisotropy. The method, which is based on diametrical measurements of p-wave velocity, is a modification of a standardized method. Tests have mostly been performed on isotropic and anisotropic rock cores but also on isotropic metal cylinders. The results show that anisotropy caused both by the sedimentary nature of the rock and by microcracks can be identified using diametrical measurements. The method of diametrical measurements of the p-wave velocity could hence be used as a complement to the geological characterization normally performed.

## 1 INLEDNING

Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB) ska under de närmaste åren genomföra ett platsundersökningsprogram där målet är att finna en lämplig plats för slutförvaring av använt kärnbränsle. I programmet ingår bestämning av bl.a. bergmekaniska parametrar. Baserat på denna information ska det avgöras om den undersökta berggrunden är lämplig för ett slutförvar.

Antagandet att berget är isotropt förenklar bergmekaniska analyser. Vid utvärdering av bergspänningsmätningar med överborrningsmetoder antas vanligen isotropa förhållanden. En relativt liten grad av anisotropi kan dock ha stor betydelse för resultatet, både med avseende på magnitud och orientering (Amadei, 1996). För att kunna göra korrekta analyser är det viktigt att veta om bergmassan är anisotrop eller ej.

Det finns idag flera metoder för att detektera anisotropi. De flesta kräver omfattande tester, omfattande preparering eller så medför testerna permanenta skador på provkroppen. För att undvika skador används icke-förstörande mätmetoder, som t.ex. mätning av p-vågshastighet i olika riktningar i förhållande till anisotropin. Mätningar kan göras på cylindrar borrade i olika riktningar i förhållande till anisotropin men även på kuber. Båda dessa metoder kräver dock omfattande preparering av provkropparna för att mätningarna ska kunna genomföras.

Avdelningen för Bergmekanik, Luleå tekniska universitet, har på uppdrag av SKB bedrivit ett projekt där målet har varit att finna en metod, som snabbt och utan att medföra skador på borrhärdar kan detektera anisotropi. Metoden som testats innebär att p-vågshastigheten mäts diametralt på en cylindrisk provkropp. Detta är en modifiering av den metod som idag används för att mäta p-vågshastigheten axiellt. Metoden innebär att borrhärdarna inte behöver prepareras och därmed skulle inte provkroppen skadas.

I denna artikel presenteras delar av de resultat som erhållits under projektets gång. Diametrala mätningar på borrhärdar har genomförts för att avgöra om det är möjligt att detektera anisotropi. Testerna kan delas in i två delar, (1) tester utförda för att detektera anisotropi genom diametrala mätningar av p-vågshastigheten, och (2) karakterisering av den anisotropi som identifierats, bl.a. genom kartering av tunnslip preparerade från borrhärdarna. Fullständiga resultat finns presenterade i Eitzenberger (2002, 2003).

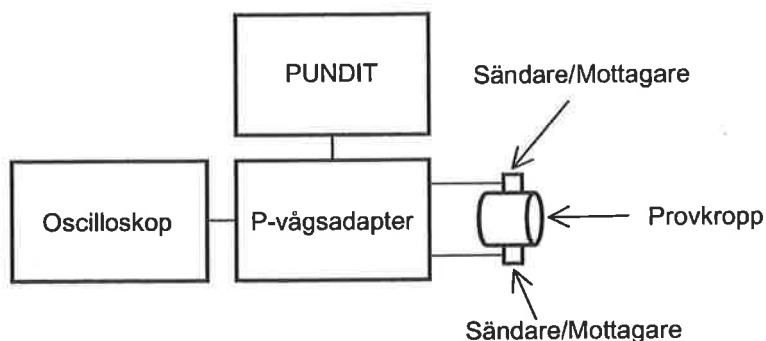
## 2 TESTER

### 2.2 P-vågsmätning

Mätningarna utförs normalt på provkroppar som har formen av en rät cylinder med cirkulärt tvärsnitt och planparallella ändytor, men även på kuber med planparallella ändytor. På ändytorna placeras piezoelektriska givare som fungerar som sändare respektive

mottagare. En högfrekvent puls genereras av sändaren, pulsen propagerar genom provkroppen och når mottagaren. Genom att mäta gångtiden och sträckan kan vågutbredningshastigheten bestämmas (Brown, 1981).

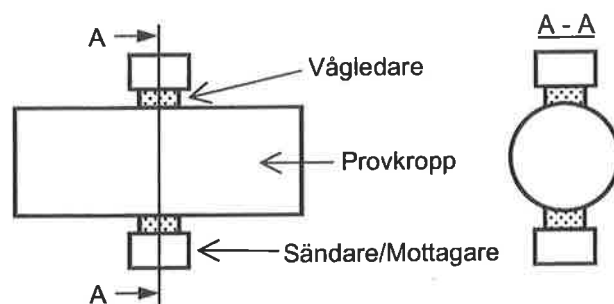
Den utrustning som normalt används består av ett oscilloskop, två givare för sändning/mottagning samt en pulsgenerator (Figur 1). Det behövs även ett filter, förstärkare och tidsmätare men dessa brukar vara inbyggda i oscilloskopet. För att erhålla god akustisk kontakt ökas kontaktrycket genom att givarna belastas. Dessutom används kontaktmedel mellan givare och provkropp.



Figur 1. Utrustning vid mätning av hastigheten hos p-vågor.

*Equipment used when measuring the velocity of p-waves.*

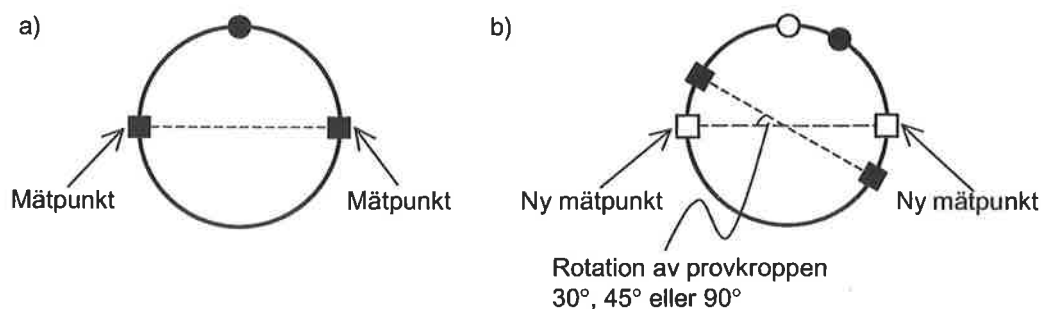
Vid diametrala mätningar på en provkropp med cylindrisk form kommer ytan på vilken givaren appliceras att vara krökt. Detta medför att kontaktytan mellan provkroppen och givaren blir liten och att pulsen (vågen) blir svag. För att undvika detta används en vågledare mellan givare och provkropp. Vågledaren, som är av stål, har en yta som är plan och en annan som har samma krökningsradie som provkroppens mantelyta (Figur 2).



Figur 2. Applicering av givare/mottagare och vågledare på provkroppen.

*The application of the transmitter/receiver and wave-guides to the sample.*

För att detektera anisotropi görs mätningar på olika positioner längs omkretsen i ett tvärsnitt på en cylindrisk provkropp. En mätning utförs (Figur 3a), därefter roteras kärnan ett bestämt intervall, t.ex. 30°, och en ny mätning genomförs (Figur 3b). Denna procedur upprepas till dess man roterat ett halvt eller ett helt varv. Skillnader i hastigheten hos p-vågorna i olika riktningar indikerar att materialet inte är homogent.



Figur 3. Mätning av p-vågshastigheten längs omkretsen i ett tvärsnitt på en cylindrisk provkropp. (a) första mätpositionen, (b) andra mätpositionen efter rotation av provkroppen.

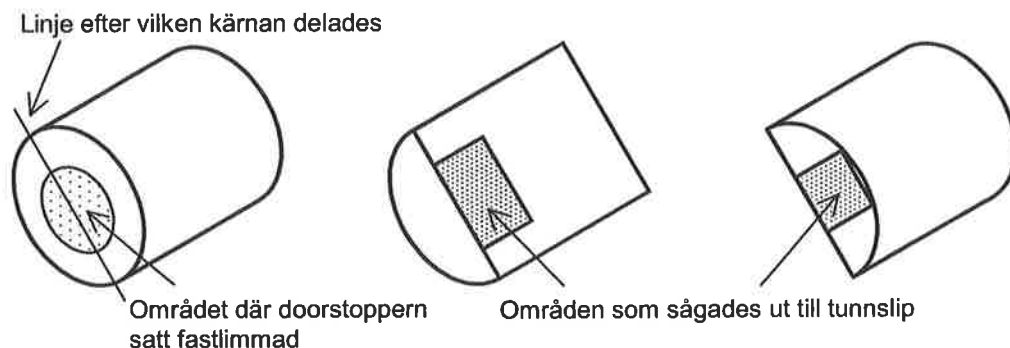
*Measurements of p-wave velocity along the circumference at a cross section on a rock core. (a) first measurement point, (b) second measurement point after rotation of the test sample.*

Diametrala och axiella mätningar av p-vågens hastighet utfördes på metallcylindrar och borrhälar för att avgöra om båda metoderna ger samma resultat. Metallcylindrarna var av stål och aluminium och användes eftersom de kan antas vara isotropa. Av de borrhälar som användes var några bedömda som anisotropa (biotitgnejs) och några som isotropa (gabbro). Diametrala mätningar genomfördes även på borrhälar från Äspölaboratoriet: 4 borrhälar (4-6 m långa) borrhälar parallellt med två kanisterhål i prototypområdet, samt 14 kärnor från borrhål KF0093A01 och KA2599G01. Kärnorna från borrhål KF0093A01 och KA2599G01 erhöles i samband med spänningsmätningar med doorstoppermetoden.

### 2.3 Karakterisering av anisotropi

De borrhälar som använts har karterats okulärt, några av kärnorna har dessutom karterats med hjälp av tunnslip. Den okulära karteringen genomfördes för att bestämma bergarter, mineraler, strukturer samt eventuell anisotropi. Karteringen av tunnslip genomfördes för att erhålla information om mikrosprickor och mineralkorns form i kärnan. Förekomst av mikrosprickor i en provkropp minskar p-vågens hastighet. Har mikrosprickorna dessutom en föredragen orientering kan dessa ge upphov anisotropi (Fjær, 1997). Undersökningen gjordes för att studera vilken typ av anisotropi som är möjlig att detektera genom diametrala p-vågsmätningar.

En tunnslip består av en glasskiva på vilken en tunn sektion av berg limmas fast. Sektionen vakuumimpregneras samt behandlas med fluorescerande medel. Det fluorescerande medlet fyller håligheter som sprickor och porer – vilka framträder då de belyses med ultraviolett ljus. För att identifiera sprickorna användes ett mikroskop med 50 ggr förstoring. På tunnslipen markerades linjer i två riktningar längs med vilka sprickorna kontrollerades med avseende på: antal, antal i viss orientering, längdintervall samt medellängd. Tunnslip preparerades dels från ändytan på borrkärnan, dels vinkelrätt ändytan (Figur 4).



Figur 4. Område på borrkärnor från vilka tunnslip erhöles.

*The area on the rock cores from which thin section were taken.*

### 3 RESULTAT

#### 3.1 Studie av metodik

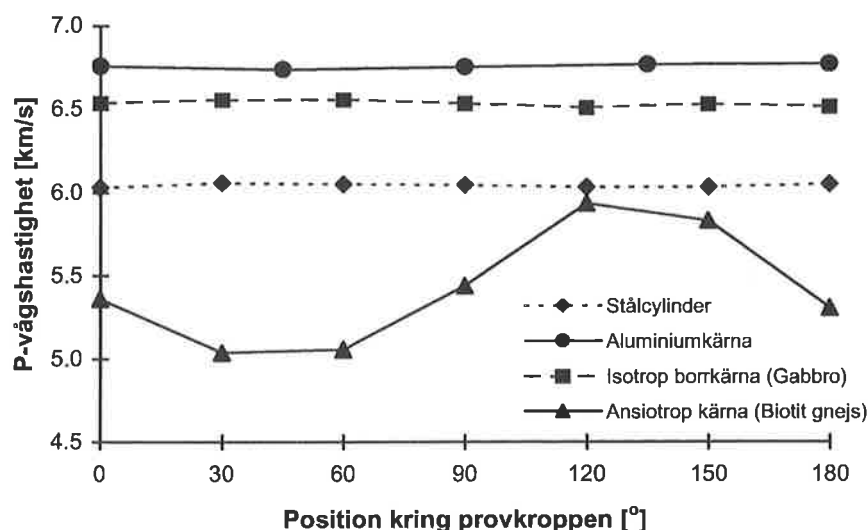
Resultatet från de diametrala mätningar som genomfördes på metallcylindrar visar att dessa som väntat är isotropa. De hastigheter som uppmättes diametralt cylindrarna visar inga variationer beroende på position längs omkretsen i ett tvärsnitt (Figur 5). Vidare, så överensstämmer de hastigheter som uppmätts diametralt ganska bra med de hastigheter som uppmätts axiellt (5.9 km/s för stål, 6.6 km/s för aluminium).

För sex borrkärnor (gabbro), som genom okulär kartering bedömts vara isotropa, är variationen i p-vågshastighet som uppmätts diametralt liten (Figur 5). Om man jämför p-vågshastigheten som uppmätts diametralt med den som uppmätts axiellt (6.5 km/s) finner man att skillnaderna är små. Dessa resultat indikerar att borrkärnorna består av isotropt material. Detta verifierades genom kartering av tunnslip från två av kärnorna.

Tre borrkärnor (biotitgnejs) uppvisar tydlig anisotropi i form av foliation (okulär kartering). Denna foliation är parallell eller nästan parallell med kärnans längdaxel. Den p-vågshastighet som uppmätts diametralt borrkärnorna, uppvisar skillnader beroende på



position längs omkretsen i ett tvärsnitt på borrkärnorna (Figur 5). Den största hastigheten observeras parallellt foliationen medan den lägsta hastigheten observeras vinkelrätt foliationen. Den hastighet som uppmätts axiellt (6.1 km/s) är ungefär lika hög som den hastighet som uppmättes parallellt med foliationen (vid diametral mätning). De tre borrkärnorna bedöms därför som anisotropa, i detta fall transversellt isotropa.



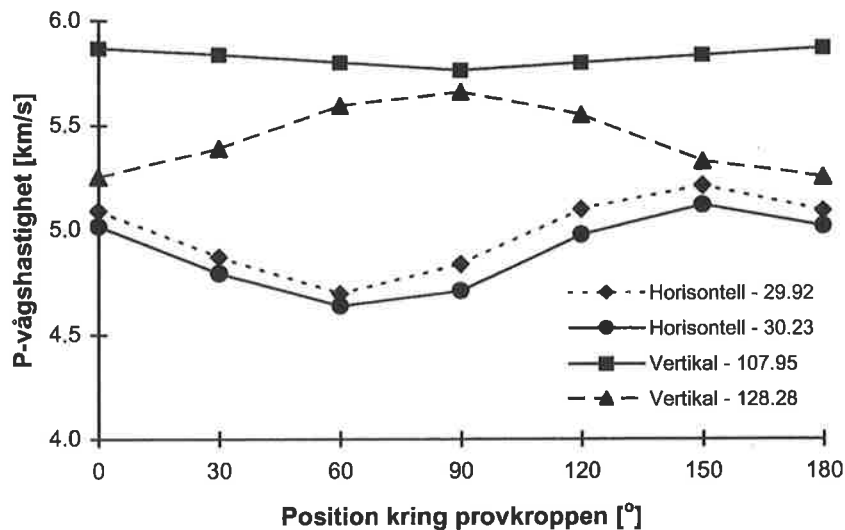
Figur 5. Några resultat från mätningar av p-vågshastigheten hos metallcylindrar och borrkärnor.

*Some results from measurements of p-wave velocity on metal cylinders and rock cores.*

### 3.2 Borrkärnor från Äspölaboratoriet

Av de 14 kärnor som mätningar gjordes på var 7 från ett vertikalt borrhål (KA2599G01) och 7 från ett horisontellt borrhål (KF0093A01). Hos dessa borrkärnor varierar p-vågshastigheten beroende på position längs omkretsen i ett tvärsnitt på borrkärnorna (Figur 6). Skillnaden mellan högsta och lägsta hastighet är ca 0.05-0.50 km/s för de olika borrkärnorna. Orienteringen på den högsta hastigheten är densamma för alla borrkärnor från det horisontella borrhålet (Figur 6). För borrkärnorna från det vertikala borrhålet är orienteringen på den högsta hastigheten olika för alla borrkärnor (Figur 6).

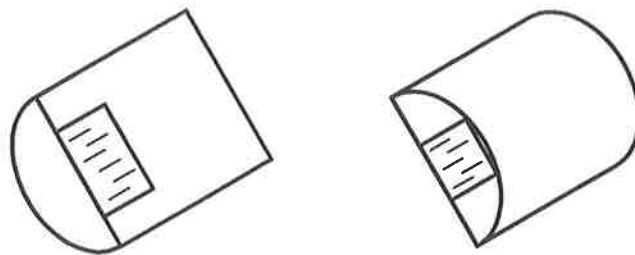
Från 4 av de 14 borrkärnorna preparerades 8 tunnslip: 4 parallella med ändytan och 4 vinkelräta mot ändytan (Figur 4). Vid kartering av tunnslipen observerades mikrosprickor med en föredragen orientering på sex av de åtta tunnslipen. I Figur 7 illustreras de dominerande sprickorna som identifierats vid kartering av tunnslip.



Figur 6. Några resultat från mätningar av p-vågshastigheten i borrkärnor från borrhål KA2599A01 och KF0093G01.

*Some results from measurements of p-wave velocity on rock cores from borehole KA2599A01 and KF0093G01.*

Eftersom det är skärningslinjen mellan sprickorna och tunnslipens plan som observerats vid karteringen så är det alltså samma sprickor som observerats i de två tunnslipen från varje borrkärna. Den högsta p-vågshastigheten är uppmätt parallellt med sprickorna och den lägsta är uppmätt vinkelrätt mot sprickorna. Dessa resultat stämmer bra överens med andra studier (t.ex. Fjær, 1997). Således är det möjligt att upptäcka anisotropi, orsakad av mikrosprickor med en föredragen orientering, med hjälp av diametral mätning av p-vågshastigheten.



Figur 7. Föredragen orientering hos sprickorna som detekterades på tunnslip.

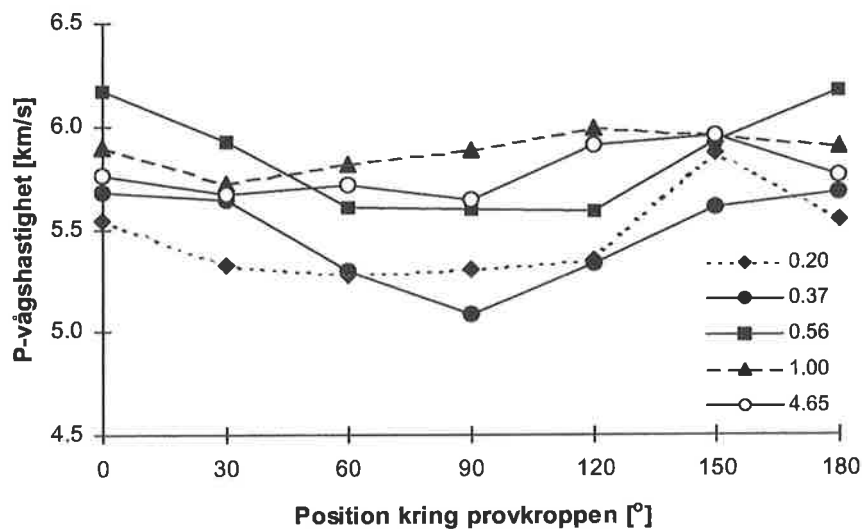
*Preferred orientation of microcracks detected on thin sections.*

P-vågshastigheten mättes diametralt på fyra borrkärnor (4-6 m långa) borrade parallellt med två kanisterhål i prototypområdet. Mätningarna gjordes på olika avstånd längs

borrkärnorna, där 0 m är i nivå med tunnelns sula. Två av borrhälen borrades före kanisterhålen och de andra två borrades efter det att kanisterhålen borrats. Borrhälen borrades ca 0.3 m från kanisterhålen.

Den uppmätta p-vågshastigheten varierar med avståndet från tunnelranden (Figur 8). P-vågshastigheten varierar även med position längs omkretsen i ett tvärsnitt på borrhälen. Den högsta hastigheten för p-vågorna har ungefär samma orientering ( $120^{\circ}$ - $180^{\circ}$ ) längs hela borrhärens längd (Figur 8). Detta indikerar att orienteringen på anisotropin är relativt konstant. Närmast tunnelranden (<1 m) är p-vågshastigheten lägre än vad den är längre ut i bergmassan.

Noterbart är att skillnaden mellan högsta och lägsta p-vågshastighet minskar med ökat avstånd från tunnelranden (Figur 8). Detta innebär att anisotropin minskar med ökat avstånd från tunnelranden.



Figur 8. Resultat från mätningar av p-vågshastigheten på borrhälen från olika avstånd från tunnelranden (Prototypområdet).

*Results from measurements of p-wave velocity on rock cores from different distances from the boundary (Prototype Area).*

### 3.4 Graden av anisotropi

Ett mått på anisotropin är kvoten ( $k_E$ ) mellan elasticitetsmodulen uppmätt i de två riktningar som ger det högsta respektive det lägsta värdet. Ett annat mått på anisotropin är kvoten mellan den största och minsta p-vågshastigheten mätt i två olika riktningar. I denna studie har graden av anisotropi ( $k_c$ ) bestämts genom kvoten mellan den högsta

och lägsta p-vågshastigheten i varje tvärsnitt (under förutsättning att riktningarna är vinkelräta mot varandra). Tabell 1 visas graden av anisotropi för olika tester.

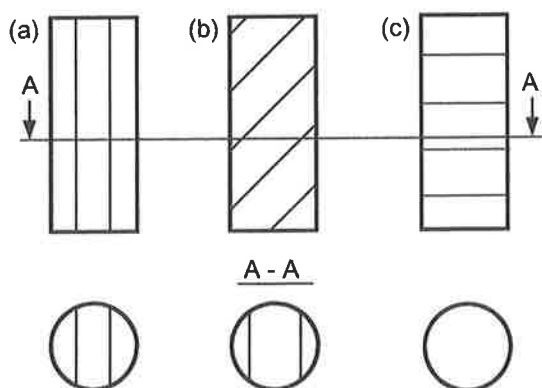
Tabell 1. Graden av anisotropi för olika provkroppar.

*Degree of anisotropy for different test samples.*

Typ av provkropp	$k_c$
Metalldrömmar	1.00
Isotropa borrhäror	1.00 – 1.03
Folierade borrhäror	1.17 – 1.29
Borrhäror från spänningsmätningar (Vertikal)	1.01 – 1.08
Borrhäror från spänningsmätningar (Horisontell)	1.06 – 1.11
Borrhäror från prototyp	1.02 – 1.12

#### 4. DISKUSSION OCH SLUTSATSER

Denna studie har visat att det är möjligt att detektera anisotropi i borrhäror genom att mäta p-vågshastigheten diametralt. Alla typer av anisotropi i en borrhära kan inte detekteras av enbart diametrala mätningar. Figur 9 visar tre borrhäror som är folierade. Diametrala mätningar på de tre borrhärorerna kommer att kunna detektera anisotropi i två av borrhärorerna (a och b i Figur 9), medan ingen anisotropi är möjlig att detektera med enbart axiella mätningar. Om mätningar däremot utförs både diametralt och axiellt kommer anisotropin i de tre kärnorna att detekteras.



Figur 9. Tre borrhäror med anisotropi med olika orienteringar.

*Three cores with different anisotropy orientations.*

För att bestämma anisotropin i en provkropp (borrhära) måste axiella och diametrala mätningar kombineras. Man behöver dock bara en provkropp för att avgöra om prov-

kroppen är anisotrop, inte flera vilket andra metoder kräver. Dessutom medför p-vågor inga permanenta skador på provkroppen. Provkroppen kan således användas för ytterligare tester.

Genom de tester som utförts har vi funnit att den anisotropi som kan detekteras med diametral mätning av p-vågshastigheten, kan vara orsakad av både foliation och mikro-sprickor. Att mäta p-vågshastigheten diametralt borrkärnor skulle därmed kunna användas som komplement till den geologiska karteringen.

### **ANSLAGSGIVARE OCH TACK**

Arbetet som presenterats i denna artikel har genomförts vid Avdelningen för Bergmekanik, Luleå tekniska universitet. Arbetet har i sin helhet finansierats av Svensk Kärnbränslehantering AB. Tack riktas till Rolf Christiansson (SKB) och Thomas Janson (Golder Associates AB) för deras insatser under projektets gång.

### **REFERENSER**

Amadei, B. (1996). Importance of Anisotropy When Estimating and Measuring In Situ Stresses in Rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 33:3, 293-325.

Brown, E.T. (Ed.) (1981). *Rock Characterization, Testing and Monitoring: ISRM Suggested Methods*. Oxford: Pergamon Press.

Eitzenberger, A. (2002). Determination of the Degree of Anisotropy on Cores From Äspö HRL. SKB Technical Report, Swedish Nuclear and Fuel Waste Management Company, Stockholm, Sweden. (Ska tryckas).

Eitzenberger, A. (2003). *Detection of Anisotropy by Diametrical Measurements of Longitudinal Wave Velocities on Rock Cores*. Luleå: Luleå tekniska universitet. Examensarbete. (Ska tryckas).

Fjær, E. (1997). Laboratory Tests on Artificial Rocks with Controlled Crack Parameters. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.* 34:3-4, paper No. 081.

# STABILITET AV BERGANFANG VID VARGFORS VALVDAMM

## Stability of Rock Abutment at the Vargfors Arch Dam

*Jonny Sjöberg, SwedPower AB*

*Ulf Lindfors, SwedPower AB*

*Arne Landström, SwedPower AB*

### SAMMANFATTNING

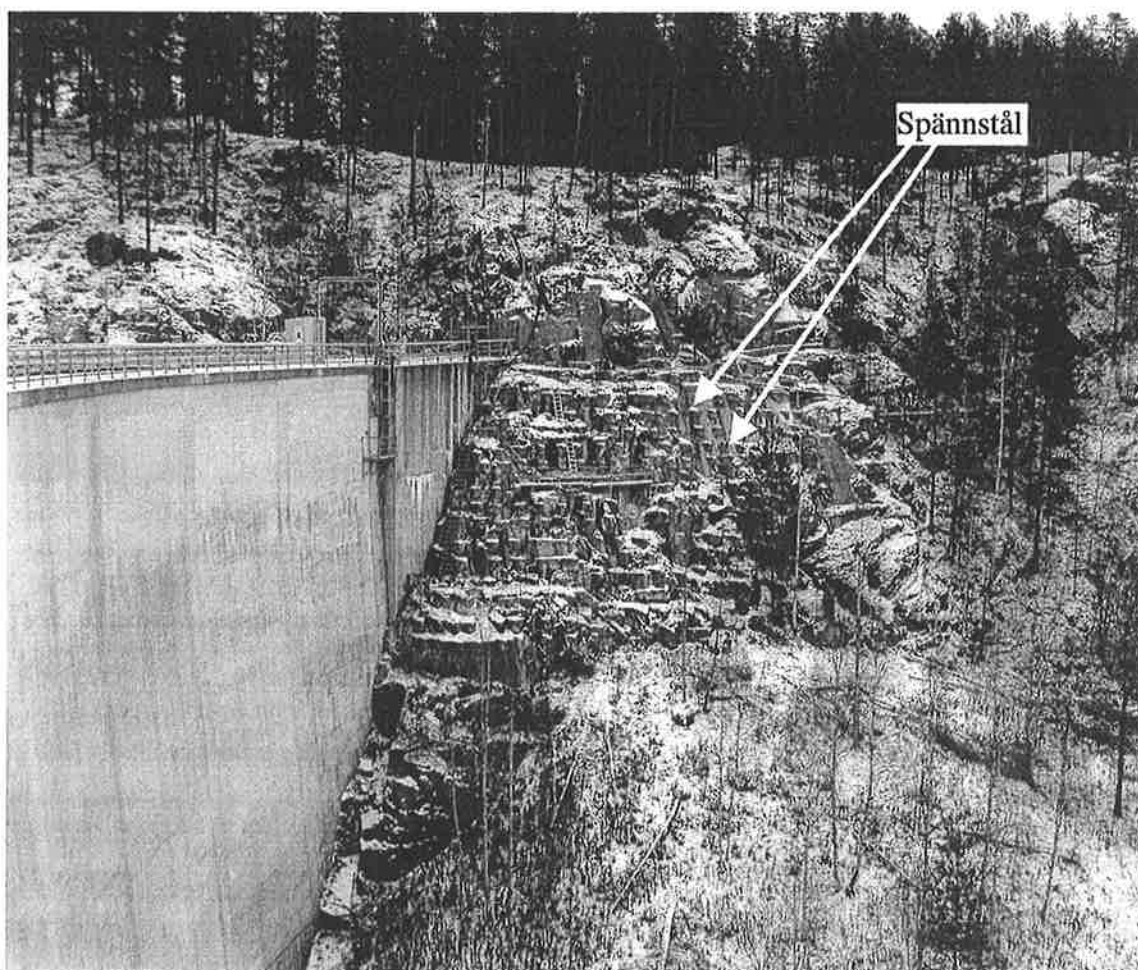
Det norra anfanget till valvdammen i Vargfors utgörs av en betongmonolit som belastar en bergslänt. Vid den ursprungliga dimensioneringen av dammen observerades sprickor i bergslänten varvid den förstärktes med spännstål för att förhindra glidning i bergslänten. Efter närmare 30 år har frågan om spännstålens kondition aktualiserats, vilket ledde till denna studie. Erforderlig bultkraft för stabilitet beräknades med beaktande av nya normer. Vidare utfördes karteringar och borrhålsundersökningar för att karaktärisera sprickorna. Resultaten visade att den faktiska friktionen för sprickplanen är högre än det gränsvärde som krävs för stabilitet *utan* att spännstålen inräknas, samt att större sammanhängande sprickplan som krävs för att block skall bildas *ej* kunde verifieras. Säkerhetsmarginalen mot glidning befanns därför vara tillräcklig. För långtidsövervakning av Vargfordsdammen installerades extensometrar i bergslänten, vilket kompletteras med geodetisk inmätning av mätdubbar och extensometerhuvuden. Mätningar har pågått under ett drygt års tid och visar på fortsatt stabila förhållanden för anfanget.

### SUMMARY

The northern abutment of the Vargfors arch dam comprises a concrete monolith for load transfer to a rock slope. During the original design of the dam, joints were observed in the rock slope, which, in turn, prompted installation of prestressed cable bolts for support against potential slope failure. After nearly 30 years, the condition of the cable bolts was questioned, which also prompted this study. The required support force was re-calculated taking into account new design standards. Furthermore, mapping and borehole investigations were carried out to characterize the rock joints. The results showed that the actual joint shear strength is higher than the limiting value required for stability *without* including the supporting effect of the cable bolts. In addition, continuous joints planes required for slip to be kinematically possible, could *not* be verified. The safety margin against slip was thus found to be satisfactory. Continued long-term monitoring includes extensometer measurements in the rock slope, supplemented by geodetical surveys. Measurements have been conducted for more than a year and show stable conditions for the abutment.

## 1 INLEDNING

Vargforsdammen i Skellefteälven består av en konventionell jorddamm i anslutning till en valvdamm i betong. Det norra anfanget till valvdammen utgörs av en betongmonolit som belastar en bergslänt nedströms anfanget, se Figur 1. Vid den ursprungliga dimensioneringen av dammen i början av 1960-talet installerades bergförankringar som en extra säkerhetsåtgärd för anfanget. För betongmonoliten fanns risk för glidning mellan betong och bakomvarande berg medan för bergpartiet observerades sprickor vilka kunde ge upphov till glidning, se Figur 2. Under betongmonoliten installerades därför slakingjutna stål och i bergpartiet installerades ett stort antal förspända stål.



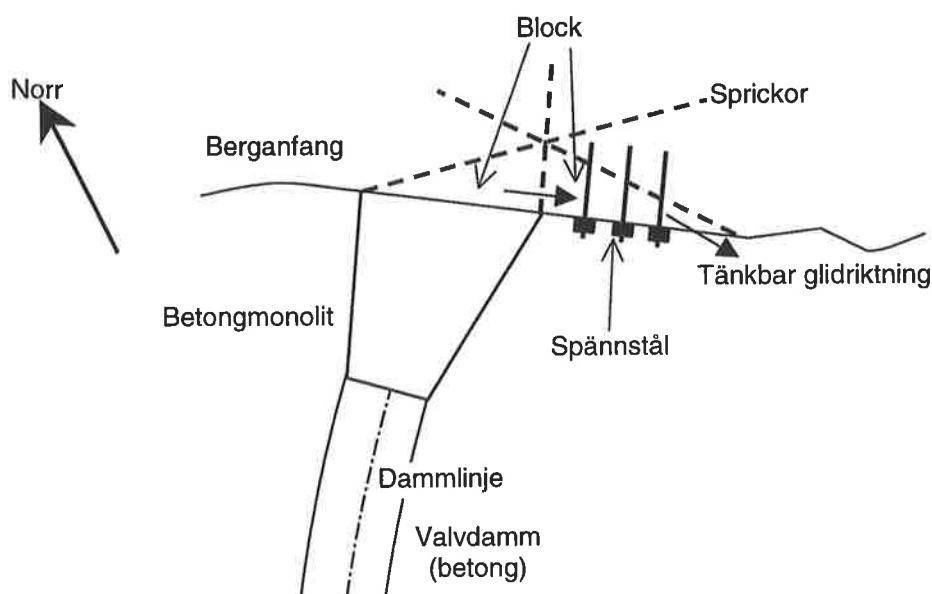
Figur 1 Norra anfanget till Vargfors valvdamm.

*The northern abutment of the Vargfors arch dam.*

Efter närmare 30 år har frågan om förstärkningsstålens kondition aktualiserats. Dessa är helt ingjutna (även ändarna) och kan inte testas eller provdras, förutom tre stycken icke helt ingjutna spännstål. Provdragning av dessa gav dock resultat som ej var entydiga, då

endast ett av dessa visade på full funktion. Inga observerbara rörelser har hittills kunnat konstateras i anfanget men de mätningar som utförts har inte gett entydiga resultat.

Baserat på ovanstående problembeskrivning och som en del i det kontinuerliga arbetet med säkrare dammar har SwedPower gjort en fördjupad stabilitetsanalys av Vargfors valvdamm. Målet med denna studie var att kvantifiera stabiliteten för berganfanget samt fastställa eventuellt behov av bergförstärkning. Eftersom spännstålens kondition och verkningsgrad ej kan mätas direkt angreps problemet från motsatt håll. Först beräknades erforderlig bultkraft för antagna friktionsvinklar på bergsprickorna och sedan kontrollerades om dessa villkor uppfylldes för de verkliga förhållandena via sprickartering, borrhålsundersökningar och beräkningar. I första hand presenteras analys och undersökningar för problemet med glidning i berganfanget. Stabiliteten för betongmonoliten behandlas mer översiktligt. Avslutningsvis presenteras det övervakningsprogram som implementerats för att säkra långtidsstabiliteten.



Figur 2 Horisontalvy av norra anfanget med sprickor som bildar block vilka kan glida, samt utförd förstärkning med spännstål (principskiss; ej skalenlig).  
*Horizontal view of the northern abutment with joints forming blocks that can slip, and installed cable bolt reinforcement (not to scale).*

## 2 STABILITETSBERÄKNINGAR

### 2.1 Monolitens glidning mot bakomvarande berg

De ursprungliga beräkningarna (i början av 1960-talet) för detta fall gjordes med statisk jämviktsanalys. Dessa visade på en resulterande lyftkraft som verkade mot betongmonoliten. En relativt låg friktionsvinkeln på  $31^\circ$  mellan betongen och berget nyttjades



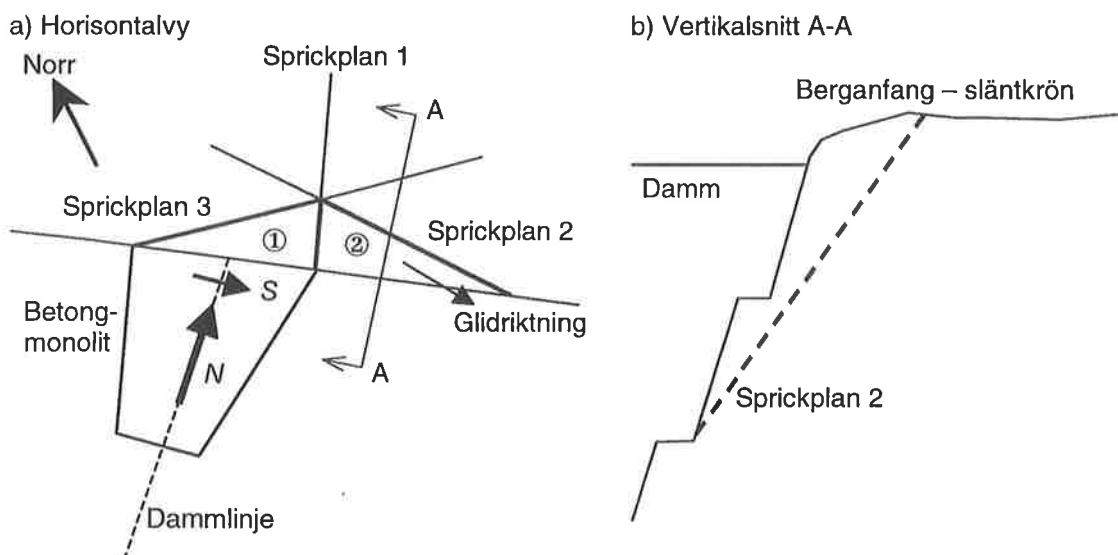
vid dessa beräkningar. Denna friktion räckte ej varvid 100 stycken slakingjutna stål med 32 mm diameter installerades som bergförankring.

Nya beräkningar har utförts inom ramen för denna studie. För detta nyttjades samma beräkningsmodell. En inledande kontrollberäkning visade att de installerade stålen ej klarar uppgiften. Fortsättningsvis bortsågs från dessa eftersom de ej tillåts krediteras enligt nuvarande norm (Andersson, 1996). Nya lastberäkningar utfördes med finita-element metoden vilket gav indata till jämviktsanalysen. Vidare antogs bra berg under betongmonoliten och därmed en högre kontaktfriktion (med stöd av åtgärder i samband med gjutningen). De uppdaterade jämviktsberäkningarna samt extra kontroll med finita-element analys visade att stabiliteten klaras för ovanstående förutsättningar och för alla lastfall. Förankringsstålen är alltså ej nödvändiga.

## 2.2 Glidning i berganfanget

Även för glidning i berganfanget nyttjades statisk jämviktsanalys med en beräkningsmodell enligt Figur 3. De angivna sprickorna har följande ungefärliga orienteringar baserat på ursprunglig information om förhållandena på plats (alla angivna enligt högerhandsregeln):

Sprickplan 1: 030°, brantstupande,  
 Sprickplan 2: 135°, brantstupande,  
 Sprickplan 3: 100°, brantstupande.



Figur 3 Beräkningsmodell för glidning i bergslänten med krafterna  $N$  och  $S$  verkande på bergblocken ① och ② (principskiss, ej skalenlig).

*Calculation model for slip in the rock slope with forces  $N$  and  $S$  acting on the rock blocks ① and ② (not to scale).*

I de ursprungliga beräkningarna angavs strykningen för sprickplan 2 till 315°. Detta innebär en spricka som stupar bort från slänten och därför ej bildar något block som kan glida. I beräkningarna har dock antagits att så ej är fallet, utan att glidning är kinematiskt möjlig. Vidare varierades sprickriktningarna för att hitta det farligaste fallet. I de ursprungliga beräkningarna sattes friktionsvinkeln för sprickplan 1 till 0°, medan för övriga sprickplan sattes  $\phi = 31^\circ$ . Dessutom medräknades friktion från blockens egentygnd. Utifrån detta beräknades ett bultbehov på 160 stycken stål förspända till 200 kN. Den verkliga installationen omfattade en avsevärt större förstärkningsinsats – 240 stycken stål med 28 mm diameter och förspända till 300 kN.

För de nya beräkningarna har samma brottmodell med två glidande block valts. De nya lastberäkningarna med finita-element metoden gav delvis nya indata till jämviktsanalysen. Två olika lastfall har beaktats: (1) temperaturlast motsvarande +10°C, samt (2) temperaturlast motsvarande -10°C, i bägge fallen i tillägg till vattenlast, islast, upptryck och egentygnd. För båda lastfallen gjordes beräkningar utan, samt med, utbildad friktion från bergblockens egentygnd. Med olika antagna friktionsvinklar erhöles erforderligt förankringsbehov enligt Tabell 1.

Tabell 1 Sammanfattning av beräkningsresultat för glidning i berganfanget.

*Summary of analysis results for slip in the rock slope.*

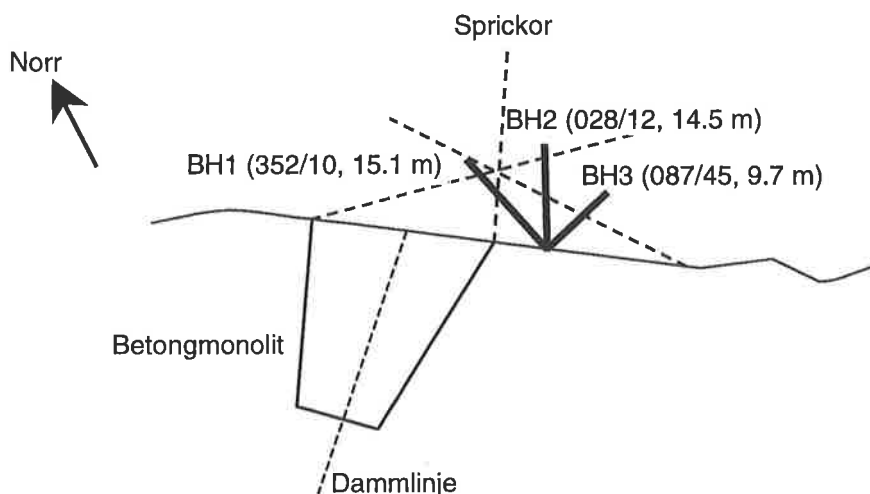
Lastfall	Friktionsvinkel [°]	Erforderlig bultkraft [kN]	Motsvarande antal spännstål (300 kN)
1: Temperaturlast +10°C	30	50 000	167
	32	40 000	133
	33	25 000	83
	35	20 000	67
Som ovan men medräknad friktion från bergblockens egentygnd	35	0	0
1: Temperaturlast -10°C	30	20 000	67
Som ovan men medräknad friktion från bergblockens egentygnd	35	0	0

### 3 BERGMEKANISKA UNDERSÖKNINGAR

#### 3.1 Karteringar och borrhålsundersökningar

Kompletterande sprickkartering (sedan den ursprungliga dimensioneringen) har utförts vid minst två tillfällen (1998 och 2000). Karteringarna utfördes på blottlagda delar av bergpartiet och omfattade bestämning av sprickorienteringar (strykning/stupning) samt råhetsbedömning med en profilkam (JRC-värde enligt Barton, 1976). Under år 2000 genomfördes dessutom borrhålsundersökningar omfattande kärnbörning, kartering av erhållna borrhålskärnor samt borrhålsfilmning. Tre stycken diamantborrhål (BH1, BH2 &

BH3) borrades i berganfanget med riktningar och längder enligt Figur 4. Borrhålen riktades så att de skulle övertvåra förmodade sprickriktningar i slänten. Tre olika riktningar valdes för att inte en viss sprickriktning skulle bli överrepresenterad, alternativt ej kunna detekteras. Borrkärnorna från de tre hålen karterades med avseende på geologi, sprickfrekvens, sprickråhet och hållfasthet. Efter kärnkarteringen filmades borrhålen med en sk BIPS-kamera. Med denna kamera erhålls en bild av hela borrhålsväggen vilken sedan kan analyseras med avseende på sprickriktningar och sprickornas egenskaper (typ, råhet, karaktär, sprickfyllnad och sprickvidd).



Figur 4 Undersökningsborrhål (riktningar och längd) i berganfanget (principskiss, ej skalenlig).

*Core holes (orientation and length) in the rock abutment (not to scale).*

De dominerande sprickriktningarna från ytkartering och borrhålsfilmning visade sig överensstämma relativt väl sinsemellan. Sprickriktningarna 1, 2 och 3 (jmf Figur 3) observerades såväl vid ytkarteringen som vid borrhålsfilmningen, dock ej i alla borrhål. Vid ytkarteringen konstaterades också en sprickgrupp med samma riktning i horisontalplanet som sprickriktning 2 men med stupning och motsatt håll (d v s bort från slänten).

Kärnkarteringarna visade att dominerande bergart är fragmentförande (konglomerat) med kvartsdominerande fragment i en finkornig, sur matrix. Bergkvaliteten är god till mycket god. Hållfastheten på intakt bergmaterial bedömdes med ett sk indextest (skraptest med kniv) och en sjugradig skala. Resultaten visade att allt berg hade en hållfasthet motsvarande R4 eller högre (R4 motsvarar en enaxiell tryckhållfasthet för intakt bergmaterial på ca 50-100 MPa). *RQD* var 70-90 % för alla hålen. Erhållna värden på parametern *JRC* låg inom intervallet 6 till 16. Detta är ett stort intervall, motsvarande från relativt släta till relativt råa sprickor. Den övervägande majoriteten sprickor var undulerande (vågiga) till plana sprickor utan sprickfyllnad och med bedömt råa sprickytor.

Påträffade sprickfyllningar var främst kalcit, men enstaka klorit- och epidotfyllda sprickor förekom.

### 3.2 Bestämning av sprickfriktion

I denna studie har bergsprickornas skjuvhållfasthet uppskattats utifrån gjorda observationer i fält och med nyttjande av Bartons empiriska skjuvbrottkriterium (Barton, 1976)

$$\tau = \sigma_n \tan[JRC \log(JCS/\sigma_n) + \phi_b]. \quad (1)$$

Friktionsvinkeln och kohesion bestäms ur tangenten till brottenvelopen för en viss normalspänning, d v s

$$\phi = \arctan \left( \tan \left( JRC \log \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_b \right) - \frac{JRC}{\ln 10} \left( 1 + \tan^2 \left( JRC \log \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_b \right) \right) \right), \quad (2)$$

$$c = \tau - \sigma_n \tan \phi. \quad (3)$$

Beräkningar gjordes för sprickplan 2 där normalspänningen ( $\sigma_n$ ) mot sprickan bestämdes från kraftjämvikt och antagen sprickarea. Värdet på  $JCS$  sattes till 100 MPa baserat på kärnkarteringar och basfriktionsvinkeln ( $\phi_b$ ) uppskattades från tidigare publicerade tester på olika bergarter (Barton & Choubey, 1977) till lägst 28° och högst 35°. Värderna på  $JRC$  erhöles från fältundersökningarna beskrivna ovan.

Resultaten av beräkningarna av skjuvhållfastheten redovisas i Tabell 2. Även med lägsta  $JRC$ -värdet så erhålls friktionsvinklar över 35°. Eftersom denna beräkning bygger på en linjär anpassning av en krökt brottenvelop så erhålls värden på såväl friktion som kohesion i Tabell 2. Krökningen på brottenvelopen är relativt liten för de lägre värdena på  $JRC$  varför felet blir litet om man försummar kohesionen. Detta ger också en ökad säkerhetsmarginal i stabilitetsberäkningarna (mer konservativ beräkning).

Tabell 2 Beräknad friktionsvinkel och kohesion för antaget sprickplan ( $JCS = 100$  MPa och  $\sigma_n = 0.3$  MPa för alla fall).

*Calculated friction angle and cohesion for assumed joint plane ( $JCS = 100$  MPa and  $\sigma_n = 0.3$  MPa for all cases shown).*

JRC	$\phi_b$ [°]	Friktionsvinkel, $\phi$ [°]	Kohesion, $c$ [MPa]
6	28	38.2	0.04
	35	43.8	0.07
16	28	67.4	0.04
	35	75.1	0.03

#### 4 STABILITETSBEDÖMNING AV BERGPARTIET

För att glidning skall kunna ske i bergslänten måste först ett kinematiskt villkor uppfyllas, d v s att befintliga sprickor i bergmassan bildar block som kan röra sig mot en fri yta. Detta uppfylls om sprickplanen 1, 2 och 3 finns i bergpartiet, jmf Figur 3. Fältundersökningarna bekräftade att alla tre sprickriktningar finns i bergpartiet. Borrhålsfilmningen visade dock att de kritiska sprickorna inte förekom på djupet i alla tre borrhålen. Ett sammanhängande längre sprickplan med den kritiska orienteringen 2 (150-180/70-80) kunde inte verifieras för hela berganfanget. Rörelser i bergmassan kan fortfarande ske även om större, väldefinierade block ej bildas. I detta fall sker dock rörelserna samtidigt längs flera sprickplan. Närvaron av bergbryggor mellan sprickorna förhindrar dock större glidningar. Det bör också noteras att blocken ① och ② i Figur 3 kan glida ut i vertikal riktning även utan belastning från betongmonoliten. Några sådana utglidningar har ej kunnat konstateras vilket är ytterligare bevis på att sammanhängande längre sprickplan ej förekommer i slänten (eller att spännstålen tar last, se nedan).

Det andra villkoret för glidning är att pådrivande krafter överskrider de mothållande krafterna, formulerat som erforderlig friktionsvinkel. Beräkningarna ovan visade att för  $\phi \geq 35^\circ$  krävs ingen eller mycket liten bultlast, beroende på lastfall (Tabell 1). De uppskattade verkliga friktionsvinklarna för sprickorna är  $38^\circ$  eller högre enligt Tabell 2. Det är inte troligt att friktionsvinkeln skulle vara mindre än  $35^\circ$ , eftersom detta skulle innebära orealistiskt låga värden på ingångsdata (ytråheter etc). Säkerhetsmarginalen med glidning är således minst 11 %, vilket uppfyller kraven i nuvarande normer (Andersson, 1996). Således uppfylls ovanstående villkor för grundläggning, även om bultkraft ej medräknas. Om en del av förspänningsstålen fortfarande är verksamma så ökar säkerhetsmarginalen i motsvarande grad.

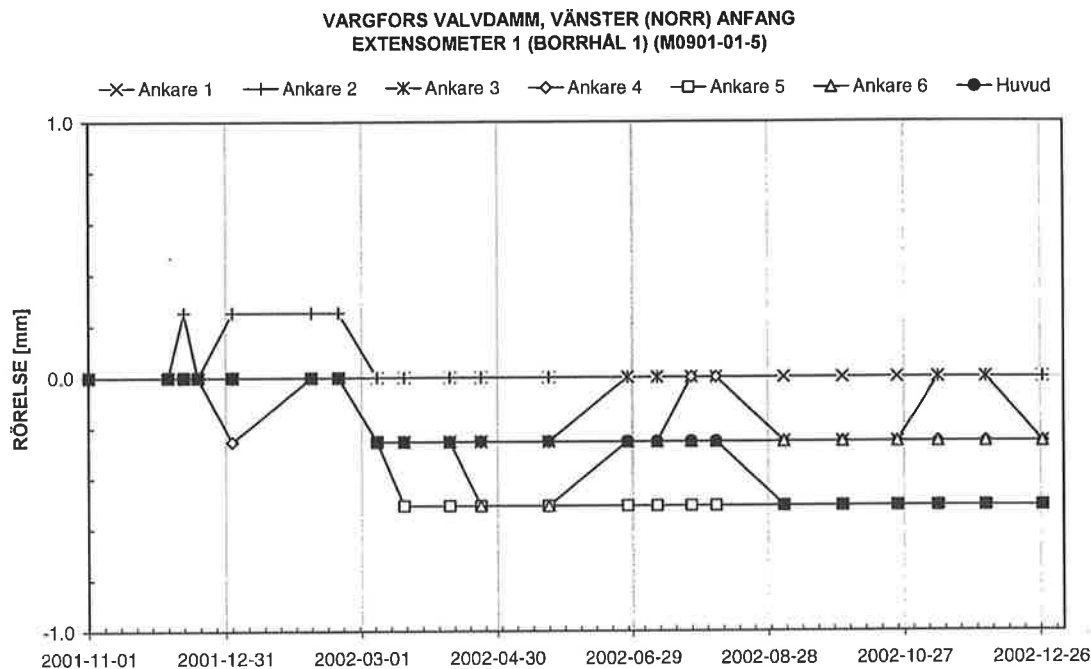
#### 5 ÖVERVAKNING

Geodetisk inmätning av alla dammar har utförts kontinuerligt sedan dammen byggdes. För långtidsövervakning av stabiliteten samt för att bekräfta resultaten i denna studie installerades extensometrar i berganfanget. Vidare kompletterades det befintliga geodetiska övervakningsprogrammet med inmätning på mätdubbar på berganfanget samt inmätning av extensometerhuvudena. Det senare är viktigt för att fånga upp eventuella rörelser bortom extensometerlängden.

Extensometrarna installerades i de nya kärnborrhålen (jmf Figur 4). Instrument av typen *SMART MPBX* levererade av *Mine Design Technologies Inc.* valdes för detta ändamål. Dessa är lätta att installera och handha, och visat sig vara mycket tillförlitliga. I alla hålen installerades extensometrar med sex stycken ankare, jämnt fördelade över borrhålets längd. Extensometerhuvudena försågs med mätdubb för geodetisk inmätning.

Extensometrarna installerades i november 2001. Mätningar har gjorts manuellt sedan dess ca var 14:e dag. Ett exempel på erhållna resultat visas i Figur 5. De rörelser som

uppmätta kan sägas ligga inom mätnoggrannheten för denna typ av instrument. Inmätning av extensometerhuvuden har gjorts varje halvår, varför endast ett fåtal värden finns tillgängliga hittills. Dessa visar på rörelser i storleksordningen någon mm. Någon tydlig trend finns dock ej. Eftersom dessa inmätningar sker med polygontåg så är också mätnoggrannheten lägre och troligen av samma storleksordning som uppmätta värden. De mätningar som gjorts hittills bekräftar således att anfanget är stabilt. Fortsatta mätningar med samma mätfrekvens rekommenderas för långtidsövervakning av anfanget.



Figur 5 Mätresultat från extensometer i BH1 (jmf Figur 4). Rörelser relativt bottenankaret (ankare 1).

*Measurement results from extensometer in BH1 (cf. Figur 4).  
Displacements relative to toe anchor (ankare 1).*

## 6 SLUTSATSER

Följande slutsatser kunde dras:

- Stabiliteten av berganfanget och frågan om förstärkningsstålens kondition kunde kvantifieras genom att beräkna erforderlig skjuvhållfasthet för bergsprickorna och sedan kontrollera om detta villkor uppfylldes för verkliga förhållanden. Detta omvända angreppssätt var nödvändigt eftersom de ingjutna förstärkningsstålens kondition ej kan bestämmas direkt.

- Betongmonolitens stabilitet är tillfredsställande enligt gällande normer, och *utan* att utförd förstärkning med slaka stål medräknats.
- För berganfanget gäller att den verkliga friktionen för sprickplanen är högre än det gränsvärde som krävs för stabilitet *utan* att redan utförd bultning inräknas. Säkerhetsmarginalen mot glidning bedöms således vara tillräcklig och ingen kompletterande förstärkning krävs.
- Det kinematiska villkoret för glidning, d v s att block bildas av befintliga sprickor, är bara delvis uppfyllt. Ett längre sammanhängande sprickplan med kritisk orientering har *ej* kunnat verifieras för berganfanget. Även en liten andel bergbryggor (områden med intakt berg mellan sprickplan) ger ett betydande hållfasthetstillskott, och ökad säkerhetsmarginal.
- Övervakning med extensometrar och geodetisk inmätning har pågått under ett drygt års tid. Resultaten visar på små eller obefintliga rörelser i berganfanget och bedömt fortsatta stabila förhållanden för damm och anfang. Mätningar rekommenderas fortsätta i samma omfattning för att säkra långtidsstabiliteten.

## ANSLAGSGIVARE OCH TACK

Denna studie har finansierats av Vattenfall AB, Vattenkraft. Ett stort tack riktas till projektsponsor Rune Eliasson samt till Kjell-Åke Wallin för tillåtelse att presentera arbetet i denna artikel. Ett tack riktas också till de medarbetare på SwedPower AB som bidragit till arbetet i större eller mindre utsträckning: Leif Ask, Jan-Erik Svensson, Kent Lindblad, Ralf Forstén, Ingvar Olofsson och Ingvar Ekström. Borrhålsfilmningen och tillhörande bildanalys gjordes av Geosigma, på uppdrag av SwedPower AB.

## REFERENSER

Andersson, G. 1996. Stabilitetsanvisningar för betongdammar tillhörande Vattenfall. Vattenfall HTD. 1996-10-30.

Barton, N. 1976. Rock Mechanics Review. The Shear Strength of Rock and Rock Joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, **13**, pp. 255-279.

Barton, N. & Choubey, V. 1977. The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice. *Rock Mechanics*, **10**, pp. 1-54.

# DIMENSIONERING AV "SPILING" UNDER ROSENLUNDSHUSET, GÖTATUNNELN

## Design of Spiling below Rosenlundshuset, Götatunneln

*Björn Stille, Marie von Matérn, Skanska Teknik*

### Sammanfattning

Dimensionering av bergförstärkning har utförts av Skanska Teknik för tunnlar med liten bergtäckning under Rosenlundshuset. Tunnelarna är en del av Götaleden. Pelarlasterna från Rosenlundshuset kommer delvis att avväxlas till ett fackverk, men över tunnelarna vilar huset på pelare och berg. Konsekvenserna vid eventuella problem bedöms mycket stora och entreprenaden faller under villkoren för Gk3 granskning.

I artikeln presenteras bergstabilitetsmodellerna och principerna för dimensioneringen. Valvbildning anges som det i huvudsak bärande systemet. Vid tunnelpåslag och vid liten bergtäckning liknas det bärande systemet vid en konsol respektive fritt upplagd balk. Dimensionering har utförts enligt balkteori.

### Summary

Below Rosenlundshuset (building) Skanska Teknik has performed the design of the rock support for the tunnels with small rock cover. The tunnels are a part of Götaleden. The pillar loads from Rosenlundshuset will be transferred to a framework but over the tunnels the foundation partly rests on the rock surface. The consequence of a failure/problem is considered as very large and the contract falls under the conditions for third party (Gk3) quality audit.

In the article the rock stability models and the principles for the design are presented. Arch action is seen as the major stabilizing system. At the tunnel entrance and for low rock covers the stabilizing systems are considered as a console or a beam. The design has been performed according to concrete theory.

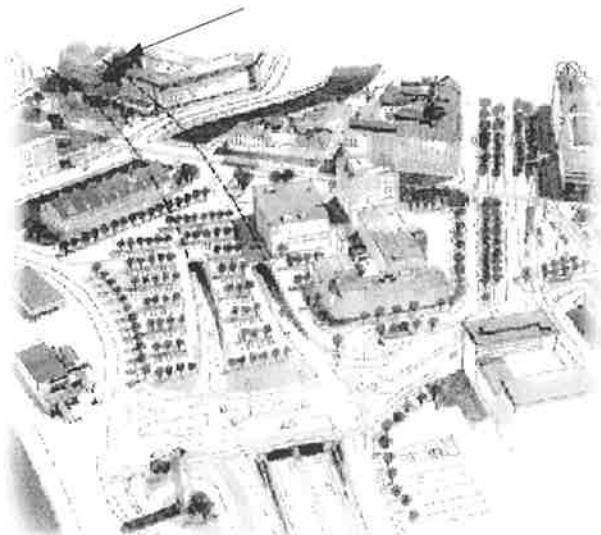
### Inledning

Götaleden idag går ovan jord och håller nu successivt på att byggas ned i tunnel mellan Järntorget och Lilla Bommen för att förbättra trafikmiljö, minska olyckor och förbättra framkomligheten för gående och cyklister. Av Götaledens 3 km går 1,5 km i tunnel och 1 km av detta är bergtunnel.



Skanska har kontrakt på entreprenaddelen kallad J2 - betongtunnel Järntorget, se Figur 1. Denna entreprenad slutar i en bergtunnel med liten bergtäckning under Rosenlundshuset. Arbetet utförs som en totalentreprenad.

Rosenlundshuset



Figur 1 Översikt - entreprenad J2

Påslaget för bergtunneln har flyttats 8 meter för det norra tunnelröret jämfört med de ursprungliga kontraktshandlingarna. Denna artikel beskriver förutsättningarna för utformning av bergtunnlarna, tankarna bakom och den slutliga designen.

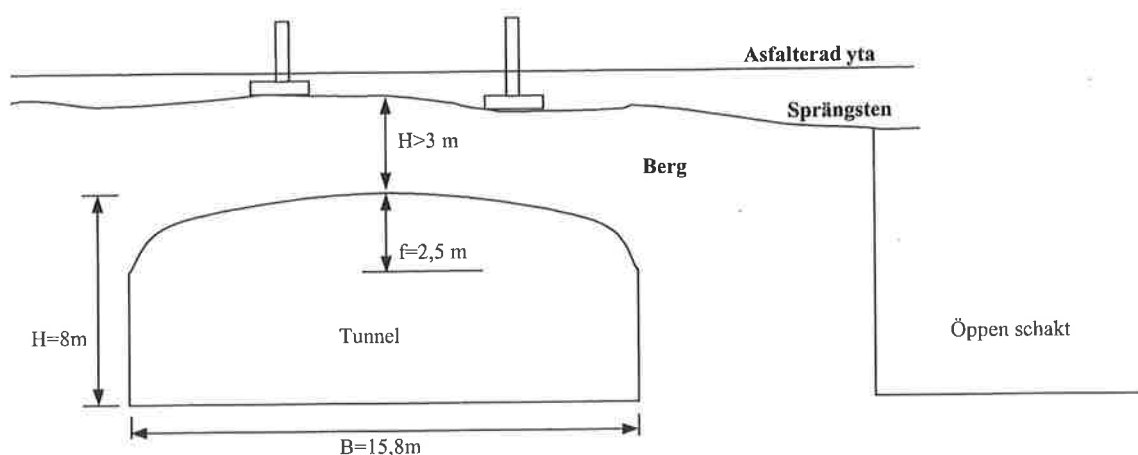
### **Projektbeskrivning**

Skanska Teknics uppdrag är dimensionering av bergförstärkning och arbetsutförande av bergtunnlar med liten bergtäckning utan menlig påverkan på ovanförliggande byggnad.

#### Förutsättningar

##### *Geometriska förhållanden*

Vid bergtunnelpåslaget är bergtäckningen för det norra tunnelröret drygt 3 m och det södra tunnelröret går i öppen schakt. Bergtäckningen blir sedan successivt allt större och då huset passerats är bergtäckningen större än halva spännvidden. Vid det södra tunnelrörets påslag är förhållandena liknande.



Figur 2. Ungefärlig sektion vid tunnelpåslag

#### *Geologiska förhållanden*

Bergarten i området består av gnejs. Berget kan karakteriseras som sprickfattigt och av i huvudsak god kvalitet. I en närliggande ledningstunnel har en svaghetszon observerats, men denna har sedan ej återfunnits i borrhälor och ej vid avtäckning av berget under Rosenlundshuset.

I kontraktshandlingarnas tekniska beskrivning har  $Q$ -värdet prognostiserats till 1,33, vilket innebär dåligt berg. Detta baserat på tunnelns ytära läge med en  $SRF=5$ . Utgår man från att de låga spänningarna hanteras separat i dimensioneringen kan  $Q$ -värdet tolkas till 6,7, vilket motsvarar ganska bra berg.

Värdering av bergets hållfasthetsparametrar för dimensioneringen har sedan baserats på GSI enligt Hoek, Kaiser & Bawden, 1997 och kvaliteten på sprickzonen enligt Barton, 1974.

#### *Övriga förutsättningar*

Bergförstärkningen av tunneln under Rosenlundshuset är endast temporär. På den sträcka där bergtäckningen är mindre än halva spännvidden kommer tunneln att slutförstärkas med en betonginklädnad.

Påslag och förskärningar kommer att utföras med linsågning för att minimera störningarna i byggnaden ovanför.

Pelarna till Rosenlundshuset står med plintar på berg. Dessa pelare avväxlas med fackverksbalkar där bergtäckningen är som minst. Vid linsågningen var dock avväxlingen inte utförd, varför punktförstärkning av berget under pelarna var nödvändig.

## Tunneldesign och utförande

### *Designkriterier*

Drivning och förstärkning av tunneln under Rosenlundshuset skall utföras på sådant sätt att fastigheten ej skadas och tunneln är stabil. Designen har därför fokuserats på förstärkning av bergtunneln och kontroll av rörelser i bergmassan som i sin tur kan påverka byggnaden.

Vid dimensioneringen har vi tittat på tunnelns stabilitet tvärs och längs tunneln. De aktuella dimensioneringsfallen presenteras nedan.

Beräkningar har utförts analytiskt för att bestämma sprutbetongtjocklek och spilingens täthet. Därefter har en numerisk beräkning utförts i FLAC för att kontrollera resultaten och studera bergets rörelser vid vald förstärkning. Längre fram i artikeln följer en detaljerad beskrivning av analysarbetet.

Baserat på resultaten i beräkningarna och de tidigare programhandlingarna har vi upprättat en arbetsgång för tunneluttag och successiv förstärkning. Till detta är sedan hållpunkter med kontroller kopplade.

### **Metodik vid dimensionering av spiling**

#### *Modell*

I området med liten bergtäckning har 3 bergstabilitetsmodeller upprättats:

- Tvärs tunneln bildas ett valv, dimensionering skall utföras av valvets hållfasthet. Denna beror, i hårt sprickigt berg, framförallt av eventuella diskontinuiteter (sprickor). Valvbildningen är det generellt stabiliserande mekaniska systemet för tunneln.
- Vid påslaget, första salvan, liknas bergmassan över tunneln vid en konsol. Hållfastheten bestäms av armering i överkant balk.
- För följande stegvis uttagna delar av tunneln, andra salvan o s v, liknas bergmassan över tunneln vid en balk upplagd på (1) ej uttaget berg och (2) ett samverkande berg- sprubetongvalv. Hållfastheten bestäms av en armering i underkant balk.

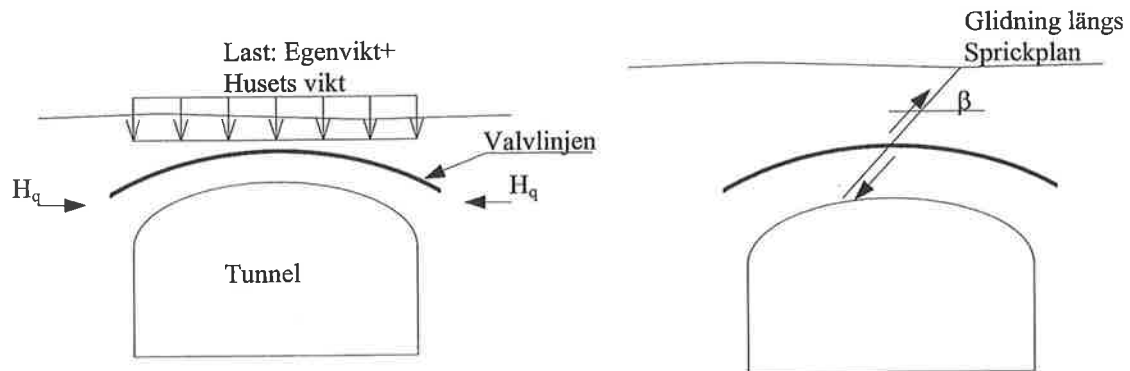
Modellerna kompletterar varandra i verkligheten, i artikeln presenteras lösningen såsom den använts i projektet för ovanstående brottmodeller.

#### *Valv*

Det finns tre generella brottmoder i ett valv:

- Glidning längs sprickplan som beror av sprickans riktning och hållfasthet,
- Rotation av block då valvets trycklinje passerar utanför blocket och
- Materialbrott, belastning överstiger bergmassans hållfasthet.

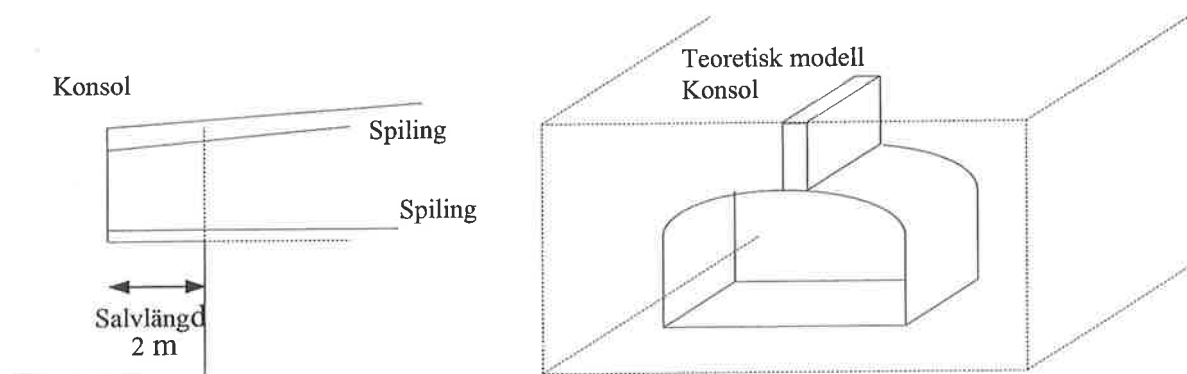
För detta fall bedöms den dimensionerande hållfastheten vara glidning, se Figur 3.



Figur 3 Brottmodell valv, schematisk skiss.

### Konsol

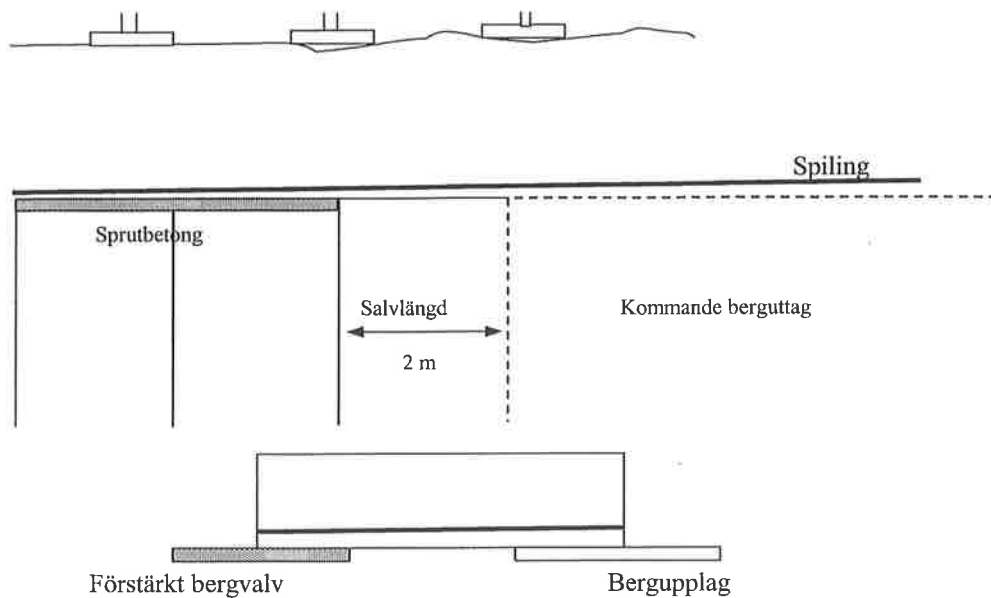
Vid tunnelpåslag finns en fri yta som gör att berget kan liknas vid en konsol. Bergmassan över tunneln delas upp i remsor, där varje remsa betraktas som en konsolbalk. Antagandet bedöms konservativt då dimensionerande moment bestäms för sämsta tänkbara geometri. Armering (spiling) installeras i överkant för att ta dimensionerande moment.



Figur 4. Brottmodell konsol, schematisk skiss.

### Fritt upplagd balk

Innanför tunnelpåslaget delas bergmassan i remsor där varje remsa betraktas som en fritt upplagd balk. Balkens upplag består av det förstärkta bergvalvet (uttagen tunnel) och bergmassan i den ej utsprängda tunneln. Armering (spiling) installeras i underkant för att ta dimensionerande moment.



Figur 5. Principen för en fritt upplagd balk parallellt tunneln.

#### Dimensionering valv

Horisontalkraften (upplag) i valvet kan beräknas med valvbildningsekvationen:

$$H_q = \frac{q \cdot L^2}{8 \cdot f}$$

där

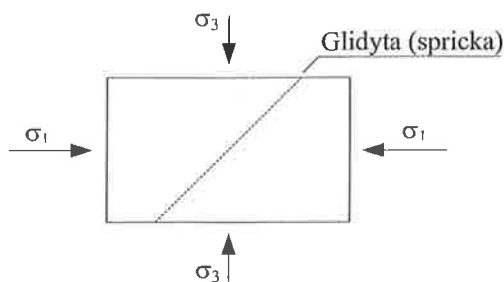
$H_q$  = horisontalkraft (upplag)

$q$  = last, egenvikt berg samt rosenlundshuset

$L$  = Tunnelns spännvidd

$f$  = valvets pilhöjd

När horisontalkraften är känd kan valvspänningen beräknas, se  $\sigma_1$  i figuren nedan. För genomgående sprickor, där sprickplanets lutning relativt valvlinjen är större än friktionsvinkeln kan glidning, brott, inträffa. Brott kan dock förhindras genom att en inneslutande spänning påförs valvet och stabiliserar glidytan (ökar normalkraften och friktionen).



Det inneslutande trycket,  $\sigma_3$ , har beräknats genom att uppskatta det tryck som ett sprutbetongskal förmår bära. För tunnväggiga rör kan detta tryck beräknas med:

$$P = q \cdot R$$

där

P = påkänningen i röret (sprutbetongen)

q = inneslutande trycket,  $\sigma_3$

R = rörets radie

För ett glidplan gäller brottvillkor enligt Mohr-Coloumb:

$$\tau_f = c + \sigma_n \cdot \tan(\phi + i)$$

där

$\tau$  = skjuvhållfasthet

c = sprickans kohesion

$\sigma_n$  = normalspänning mot sprickytan

$\phi$  = friktionsvinkel

i = sprickans råhet

I dimensioneringen har en möjlig spricka/sprickzon antagits. Skjuvhållfastheten har antagits motsvara en tektonisk skjuvzon, skiffrig och sönderbruten granit eller en sköl där hållfasthetsparametrarna anges till  $c = 0,24$  MPa och  $\phi = 42^\circ$  [Hoek, Kaiser&Bawden 1997, efter Barton 1974].

Beräkningarna visar att med en sprutbetongtjocklek på 18 cm erhålls ett tillräckligt mothåll för att stabilisera samtliga sprickvinklar. Sprickans egenskaper har därvidlag antagits enligt ovan (tektonisk skjuvzon) och reducerats med partialkoefficientmetoden.

*Dimensionering konsol och fritt upplagd balk*

*Allmänt*

Dimensionering utförs enligt balkteori för

A) dimensionerande moment och

B) tvärkrafter (kombinerad dragen och skjuvad armering).

Armeringsarean för ett enkelarmerat tvärsnitt (armering i den dragna zonen) beräknas med följande beräkningsgång (Betonghandboken):

$$m = M / (B \cdot h^2 \cdot \sigma_{\text{berg}})$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2m}$$

$$A_{\text{stag}} = \omega \cdot B \cdot h \cdot \sigma_{\text{berg}} / \sigma_{\text{stag}}$$

Där

M = dimensionerande moment

B = bredd

h = tvärsnittshöjd

$\sigma_{\text{berg}}$  = bergmassans hållfasthet

$\sigma_{\text{stag}}$  = armeringens hållfasthet

Enligt balkteori måste tvärsnittet dimensioneras för de tvärkrafter som uppträder. Vid kombinerad dragning och skjuvning gäller följande villkor:

$$\left(\frac{f_{\text{drag}}}{F_{\text{st}}}\right)^2 + \left(\frac{f_{\text{tvär}}}{V_{\text{st}}}\right)^2 \leq 1,00$$

där

$f_{\text{drag}}$  = beräknad dragkraft

$f_{\text{tvär}}$  = beräknad tvärkraft

$F_{\text{st}}$  = armeringens dragkapacitet

$V_{\text{st}}$  = Armeringens + en tänkt sprickas tvärkraftskapacitet

I dimensioneringen antas att konsolen vid upplaget skärs av en spricka. Både armeringens och en sådan tänkt sprickas tvärkraftskapacitet utnyttjas, dimensioneringen är utförd på säkra sidan då inga sådana sprickor karterats.

Bergmassans hållfasthet,  $\sigma_{\text{berg}}$ , är bestämd i enlighet med "Geological Strength Index", GSI, (Support of underground excavations in hard rock, Hoek et al 1995) för Q = 6,7 (karterat resultat), tryckhållfastheten på intakt berg = 100 MPa och bergkonstanten  $m_i = 33$  (gnejs/granit).

Som stag används kamstål,  $\phi = 25$  mm, Ks500.

#### *Dimensionerande moment konsol*

Det dimensionerande momentet  $M_s$  på spilingen uppstår för konsolen nära upplaget och kan beräknas med:

$$M_s = \frac{q * L^2}{2}$$

Balken är dubbelarmerad (armering i både dragen och tryckt zon) men balken studeras enkelarmerad för att vara på säkra sidan.

Den erforderliga armeringsarean beräknades till 225 mm<sup>2</sup>.

#### *Dimensionerande tvärkraft konsol*

Tvärkraften i konsolen är störst nära upplaget:

$$V_{\text{max}} = f_{\text{tvär}} = q \cdot L$$

Tvärkraftskapaciteten hos enstaka armering kan beräknas med (BSK99, 6:432a)

$$V_{st, armering} = 0,6 \cdot A_{sv} \cdot f_{sv}$$

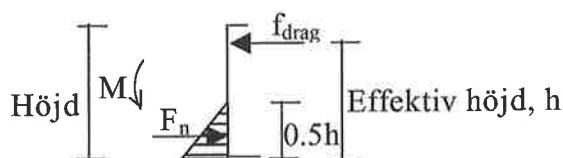
Där,  $A_{sv}$  är armeringsarean och  $f_{sv}$  är lika med dimensioneringsvärdet  $f_{st}$  för armeringens draghållfasthet.

Tvärkraftskapaciteten för en spricka kan beskrivas med ekvationen:

$$T = c \cdot A + F_n \cdot \tan \phi$$

där T ger tvärkraftskapaciteten.

För en spricka erhålls med Bartons skjuvbrottskriterium (antagna värden; JCS = 25 MPa, JRC = 10 och grundläggande friktionsvinkel = 40 grader) friktionsvinkel  $60^\circ$  och  $c = 0,034$  MPa. Med partialkoefficienter i säkerhetsklass 3 reduceras friktionsvinkeln och kohesionen enligt BKR.



Momentjämvikt runt  $F_n$  ger

$$f_{drag} = M / (h - 0,5h/3)$$

$$F_{st} = A \cdot f_{yd} \text{ (överkantsarmering)}$$

Tvärsnittshöjden har ingenjörsmässigt bedömts till 2,8 m (då tvärsnittshöjden är ca 3-3,5 m och med 0,2 m borrh marginal bedöms 2,8 m vara ett antagande på säkra sidan). Arealen, A, har bedömts som halva tvärsnittshöjden på 1 m bredd.

Beräkningarna visar att spilingen uppfyller villkoret för kombinerad drag och skjuvning.

Armeringsarean som valdes motsvarar en överkantsarmering och en underkantsarmering på 1 st respektive 2 st  $\phi$  25 mm, vilket är på den säkra sidan.

*Dimensionerande moment fritt upplagd balk*

För en fritt upplagd balk med utbredd last (egenvikt) och yttre last, P, kan största momentet beräknas som:

$$M_{qP} = \frac{q \cdot L^2}{8} + \frac{P \cdot L}{4}$$

Den erforderliga armeringsarean beräknades till  $344 \text{ mm}^2$ .



Spilingen (underkant, 980 mm<sup>2</sup>) installeras från påslaget varför dimensioneringen av en fritt upplagd balk med avseende på böjande moment är tillfredställd.

Upplagskrafterna från den fritt upplagda balken skall tas upp i det stabila berget eller sprutbetongvalvet (upplagen). Lasten på valvet blir då dels egenvikten samt den fördelade ytlasten adderat med tilläggslasten av den fritt upplagda balken.

Beräkning av valvets kapacitet med hänsyn till denna tillskottslast ger ett nytt valvtryck:

$$H_q = \frac{q_{+upplag} \cdot L^2}{8 \cdot f}$$

Valvspänningen beräknas öka ca 15%. Beräkningarna visar att bergvalvet är stabilt även för denna ökning i valvspänning.

#### *Dimensionerande tvärkraft fritt upplagd balk*

Den fritt upplagda balkens höjd är större än dess längd vilket medför att ett valv bedöms bildas även parallellt tunneln. I dimensioneringen av spiling bedöms inte balkteori fullt ut tillämplig på grund av att den huvudsakliga lastöverföringen sker genom valvbildning. Dimensionering har på grund av detta utförts för att kontrollera om armeringen (spilingen) klarar tvärkraftsbelastning från en hypotetisk bergkil (block).

Armeringens tvärkraftskapacitet dimensioneras (kontrolleras) för en belastningskil med 45° vinkel från horisontalplan. Största tvärkraft blir för detta fall:

$$V_{\max, \text{ löskärna}} = \rho \cdot g \cdot L / 4 \text{ (45°belastningskil)}$$

$$V_{\max, \text{ löskärna}} \ll V_{st} \text{ (kapaciteten för den installerade armeringen).}$$

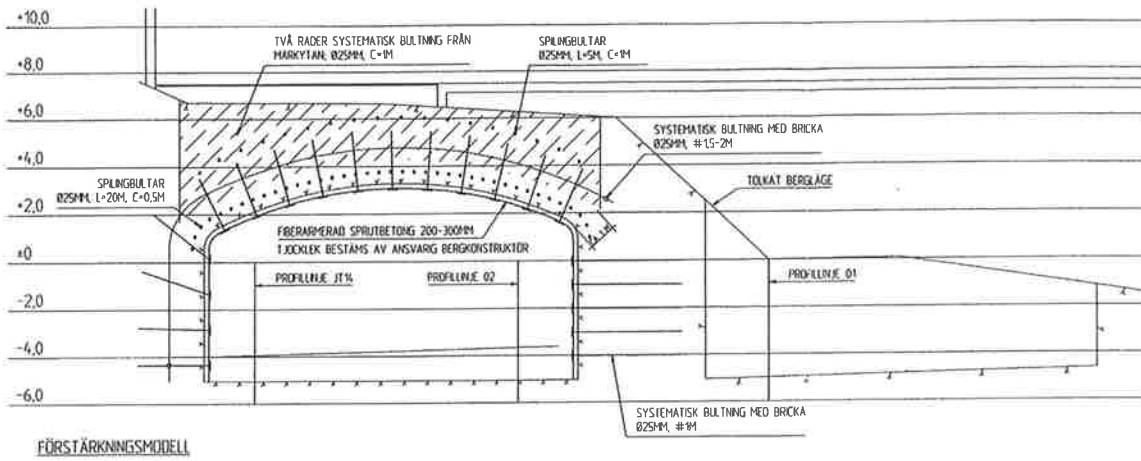
Armeringen (spiling  $\phi$  25 mm c/c 0,5 m) uppfyller villkoret för kombinerad drag och skjuvning.

#### **Slutsatser/resultat**

Dimensionering av spiling kan utföras enligt balkteori, dock med vissa begränsningar avseende höjden på bergbalken.

Den slutliga förstärkningsmodellen omfattar förutom spiling även sprutbetong som dimensionerats enligt valvbildningsteori och blockbultning. Designvärden för förstärkningselement och bergmassa har reducerats enligt partialkoefficientmetoden. Typsektion för förstärkning redovisas nedan i Figur 6.

Dimensioneringen har GK3-granskats och även godkänts av Vägverket.



Figur 6. Del av förstärkningsritning, norra påslaget.

# SPÄNNINGSTILLSTÅNDET I KIIRUNAVAARA OCH DESS BETYDELSE FÖR BERGMKANISKA ANALYSER

## The state of stress at Kiirunavaara and its significance for rock mechanics analysis

*Daniel Sandström, Avd. för Bergmekanik, Luleå Tekniska Universitet / LKAB  
Erling Nordlund, Avd. för Bergmekanik, Luleå Tekniska Universitet*

### SAMMANFATTNING

Ett stort antal bergspänningsmätningar genomfördes under 80- och 90-talen i Kiirunavaaragruvan. Resultaten från dessa mätningar visar på stor spridning både vad gäller orientering och magnitud på huvudspänningarna, detta trots att mätningar störda av gruvbrytning sorterats bort. Den kvarvarande spridningen kan dels hänföras till mätfel och dels till störningar orsakade av geologiska faktorer. Betydelsen av spridningen har i denna artikel undersökts med hjälp av studier av orters/tunnlars beteende som funktion av variationer i det primära spänningstillståndet, bergmassans styvhet och bergmassans hållfasthet. Beteendet har studerats genom att deformationer, brottutveckling och brottets omfattning har kvantifierats. Resultaten från analyserna har visat att variationerna i styvhet och hållfasthet påverkar brottutvecklingen och deformationer lika mycket eller mer än variationerna i spänningen. På grund av svårigheterna och kostnaderna med att mäta bergspänningar föreslås därför en rad andra åtgärder än bergspänningsmätningar för att förbättra det bergmekaniska arbetet i gruvan.

### SUMMARY

Many rock stress measurements were carried out during the 80<sup>th</sup> and 90<sup>th</sup> at the Kiirunavaara mine. The results from these measurements show a large scatter in magnitude as well as in orientation of the principal stresses. Even though stress measurements disturbed by the mining production have been excluded the scatter remains. This can be attributed to the error in measurements and to disturbances caused by geological factors. In this article, the significance of this variation has been examined studying the behavior of a tunnel as a function of the variations in the virgin stress state, the stiffness and the strength of the rock mass. The behavior has been examined by quantifying deformation and the extent of the failure. The results from the study shows that the variations in stiffness and the strength of the rock mass influence the development of failure as much as the variation of the measured stresses. Because of the difficulties and costs to carry out rock stress measurements, a number of recommendations are proposed to improve the rock mechanical work at the mine.

## 1 INLEDNING

Brytningen i LKAB:s gruvor går mot allt större djup, och det är hög tid att förbereda för kommande brytningsnivåer med nya anläggningar och brytningsmetoder under nuvarande huvudnivå. En central fråga är de ökade bergtryck som följer med avsänkningen av gruvorna och medför större risker för instabilitet i orter, ramper, schakt och anläggningar. Redan nu har tecken på höga spänningsnivåer kunnat skönjas i gruvan i Kiruna med bland annat smällbergproblematik. För LKAB:s del är det därför mycket angeläget att få kunskap om spänningstillståndet för att kunna analysera och förebygga de eventuella problem som de i framtiden kan ställas inför.

Med intentionen att ta fram relevanta indata till bergmekaniska analyser för nästa generation av anläggningar har därför en sammanställning och analys utförts av de bergspänningsmätningar som gjorts i gruvan under årens lopp. Analysen har dock visat att spridningen på resultaten är stor både med avseende på riktning och magnitud. Som ett resultat av denna osäkerhet har därför en rad frågor ställts.

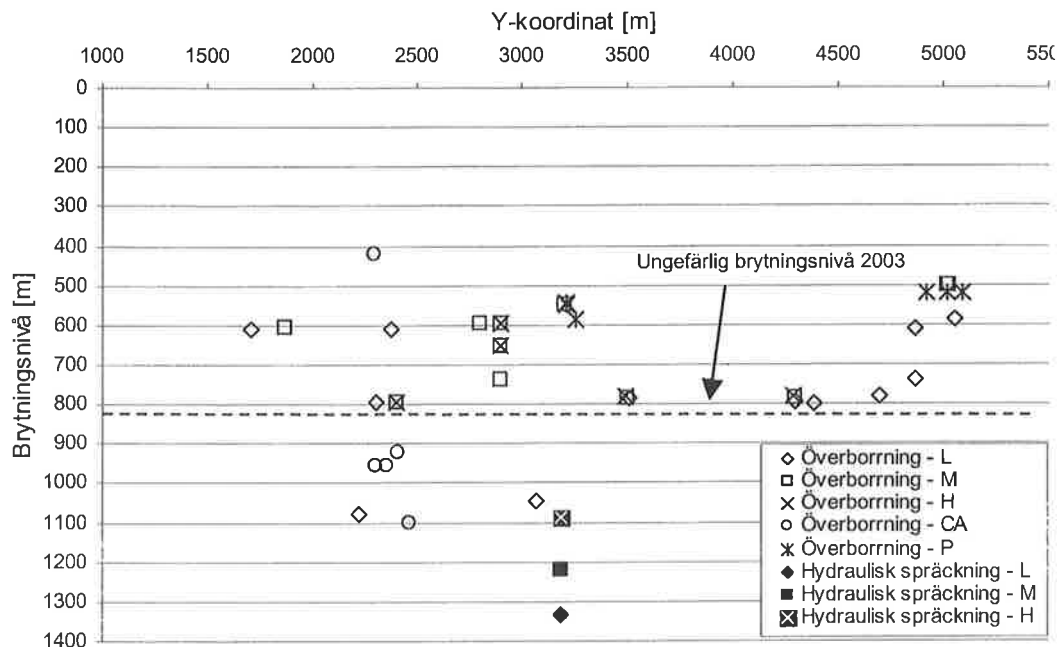
- Med vilken noggrannhet behöver vi kunna precisera det ostörda spänningstillståndet i Kiirunavaara (randvillkoren) för att kunna utföra stabilitetsanalyser som är användbara?
- Hur påverkas resultaten från en stabilitetsanalys av noggrannheten/osäkerheten i andra egenskaper såsom hållfasthet och styvhet?
- På vilket sätt kommer osäkerheten i det ostörda spänningstillståndet att påverka design av orter och berggrum samt förstärkningen av dessa i praktiken?
- Behövs fler spänningsmätningar för att förbättra det bergmekaniska arbetet?

Denna artikel försöker ge svar på ovanstående frågor genom studier av orters/tunnlars beteende som funktion av variationer i det primära spänningstillståndet, bergmassans styvhet och bergmassans hållfasthet. Även inverkan av lokala variationer i styvhet och hållfasthet har studerats. Beteendet har studerats genom att brottutveckling och brottets omfattning har kvantifierats. Vidare har bergmassans beteende studerats genom att beräkna GRC för olika primärspänningstillstånd, hållfastheter och deformationsegenskaper.

## 2 SPÄNNINGSTILLSTÅNDET I KIIRUNAVAARA

### 2.1 Bergspänningsmätningar

Från 1979 till 2003 har bergspänningsmätningar genomförts på 45 platser i gruvan. Den dominerande mätmetoden har varit överborrningstekniken med LUT-cellen. Ett fåtal mätningar har också utförts med hydraulisk spräckning. Mätningar har gjorts i liggvägg, malm och hängvägg på olika platser längs den 4 km långa malmkroppen och på olika nivåer, se Figur 2.1. Utöver dessa mätningar kring malmkroppen har mätningar också genomförts i centralanläggningen som är belägen 1000 m ifrån malmen. Som Figur 2.1 visar har de flesta mätningar gjorts ovanför dagens produktionsnivå 820 m.



Figur 2.1 Platser där bergspänningsmätningarna utförts. (Brytningsnivå och y-koordinat enligt gruvans koordinatsystem). L=liggvägg, M=malm, H=hängvägg, CA=centralanläggning och P=pelare i liggvägg.  
*Locations of the rock stress the measurements (Depth and Y-coordinate according to the coordinate system of the mine). L=footwall, M=ore, H=hangingwall, CA=hoisting plant and P= pillar in footwall.*

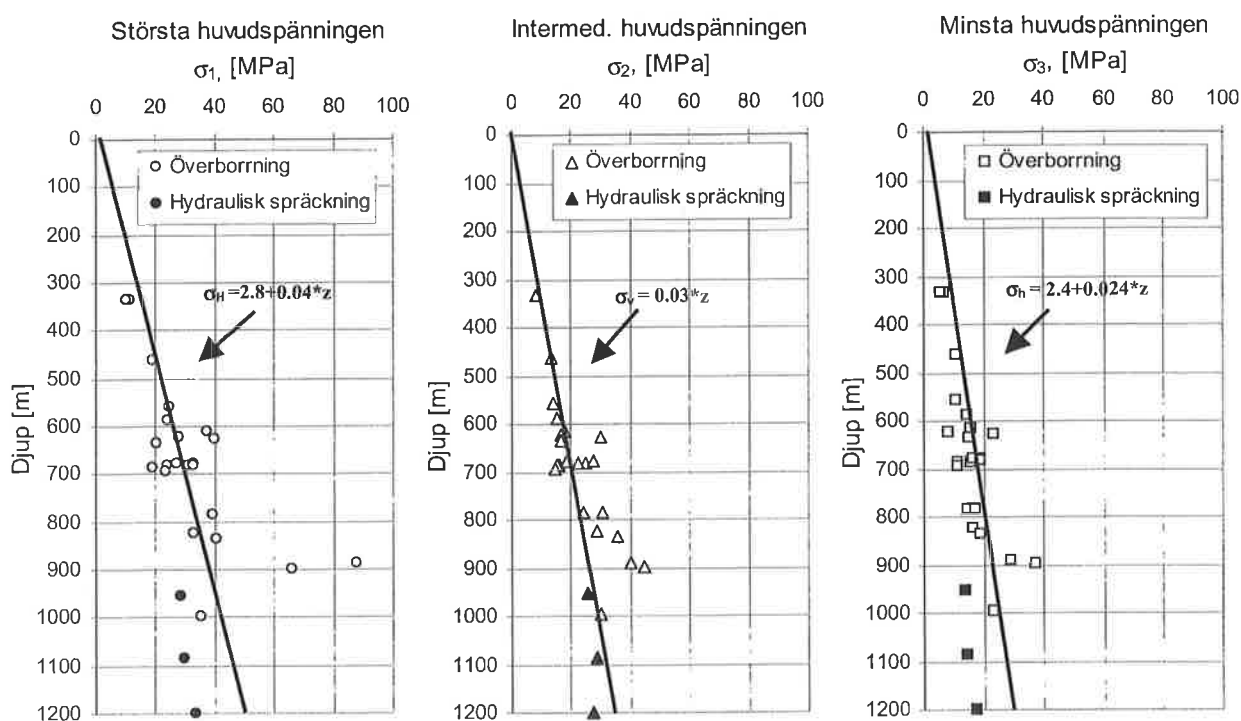
Syftet med mätningarna har varit att klarlägga det ostörda spänningsfältet men mätningar har också gjorts för uppföljning av specifika projekt nära produktionen. Detta innebär att flera mätningar inte är representativa för det ostörda (primära) spänningstillståndet då dessa har varit störda av utbrutna rum eller av skivraset. Flera numeriska analyser som genomförts har visat att de primära spänningarna påverkas av raset i ett område mer än 150 m från rasområdets botten, på grund av rasmassornas mycket låga styvhet jämfört med sidoberget. Denna störning har också konfirmerats i fält och har bland andra rapporterats av Henry och Sandström, 2001 och Sjöberg et al 2002. För tolkningen av det ostörda spänningstillståndet har detta inneburit att mätningar från 20 mätplatser sorterats bort.

## 2.2 Resultat och tolkning

I Figur 2.2 har beloppet på huvudspänningarna plottats mot verkliga djupet (alltså ej gruvans koordinatsystem). Resultaten är medelvärden som beräknats på 5-15 individuella mätningar från varje mätplats samt resultaten från mätningarna med hydraulisk spräckning. Som framgår av figuren visar magnituderna på huvudspänningarna en viss samstämmighet med de generella spänningssamband som Stephansson (1993) presen-

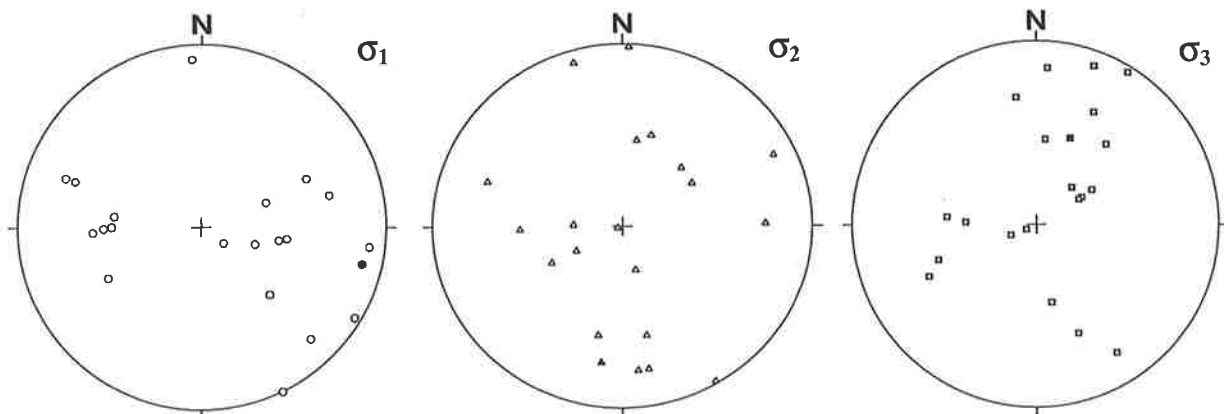
terat för de horisontella spänningarna i Skandinavien. Detta är dock lite överraskande eftersom orienteringarna på huvudspänningarna i Figur 2.3 inte på något sätt påvisar ett horisontellt och vertikalt spänningstillstånd. Förklaringen till detta sammanträffande kan bland annat bero på det faktum att geologiska strukturer och själva malmkroppen vrider orienteringen på huvudspänningarna men inte nämnvärt påverkar magnituden.

Några generella riktningar för de uppmätta huvudspänningarna är svåra att finna från dessa plottar även om en östvästlig trend för den största huvudspänningen kan skönjas. Denna riktning stämmer också väl in med de observationer som gjorts i fält, såsom "breakouts" i schakt och riktningen på de vattenförande spräckorna.



Figur 2.2 Huvudspänningarna  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  och  $\sigma_3$  som en funktion av verkligt djup (endast ostörda mätningar) samt de samband för de primära spänningarna i Skandinavien som presenterats av Stephansson (1993).

*Principal stresses,  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  and  $\sigma_3$ , as a function of the true vertical depth (only undisturbed measurements) and the stress relationship for horizontal stresses in Scandinavia (Stephansson 1993).*



Figur 2.3 Orientering av huvudspänningarna  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  och  $\sigma_3$  plottade i ett stereonät (endast ostörda mätningar).  
*Orientations of the principal stresses  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  and  $\sigma_3$  plotted in a stereonet (only undisturbed measurements).*

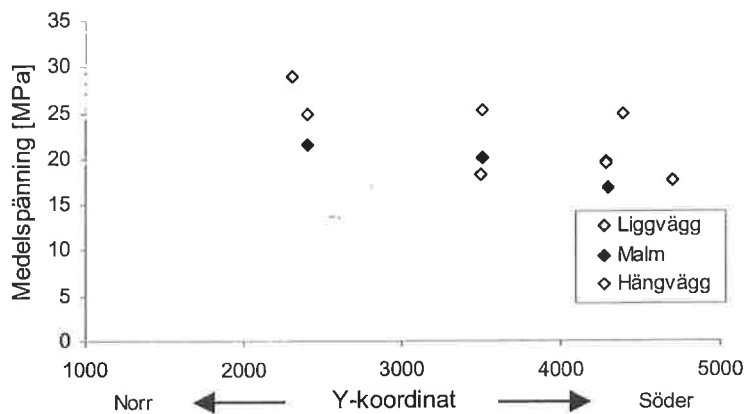
### 2.3 Tolkning av variationer

Resultaten från mätningarna visar på betydande variationer. En mätning på 1080 m nivå (890 m under markytan) skiljer sig markant från de övriga mätningarna. Medelvärde på största huvudspänningen uppmättes här till 88 MPa. Detta belopp skiljer sig så mycket från de förväntade så att en lokal spänningskoncentration inte är trolig. Detta styrks av att orterna i området där mätningen ägde rum inte är anmärkningsvärt skadade. Det mest sannolika är istället att mikrosprickor initierats under överborrning skedet. Martin et al (2001) nämner att försök gjorda i URL, Kanada visar att överborrningmetoden är mest lämpad då  $\sigma_1/\sigma_c < 0.15$ . Överskrids detta värde är risken stor att berget uppträder icke-linjärt vilket strider mot de teoretiska antaganden som görs vid beräkningarna av spänningarna. Eftersom den enaxiella tryckhållfastheten i Kiirunavaara har ett medelvärde på 270 MPa, finns risken att resultaten från bergspänningsmätningarna är felaktiga på grund av bergets icke-linjära respons där största spänningen överskrider 40 MPa (runt 940 m om Stephanssons samband används). Detta skulle kunna vara en förklaring till de stora variationer som överlag erhöles från mätningarna med överborrningen, eftersom tryckhållfastheten i gruvan påvisar stora variationer (90-420 MPa) Tyvärr, har detta dock inte kunnat verifieras på grund av att borrhämnarna från mätningarna saknas.

Även om en del av variationerna kan sammankopplas med mätfel och dålig kvalitet på mätningarna kan förmodligen också en stor del tillskrivas den relativt komplexa geologiska miljön i Kiirunavaara. Till synes består bergmassan i Kiirunavaara av en stor magnetitkropp samt två sidobergarter (tracho-andesit i liggväggen och ryodacit i hängväggen), men dessa uppvisar dock stora variationer hos de mekaniska egenskaperna. Vidare är malmen förkastad på ett flertal ställen, dessutom varierar sprickavstånd och

blockstorlek längs malmkroppen. Allt detta tillsammans kan skapa ett mycket komplext och svårtolkat spänningstillstånd (se sammanställning i Amadei och Stephansson, 1997).

Ett bra exempel på detta är resultaten från de 11 mätningar som skett runt 795 m nivån (Figur 2.4). Medelspänningen ( $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ ) i norra delen av gruvan visar generellt högre belopp än i övriga delar. Detta trots att bergmassan här är av sämre kvalitet vilket borde betyda låg styvhet och därmed låga spänningar. Förklaringen till detta fenomen kan vara att bergspänningsmätningar med överborrning kräver sprickfritt berg, vilket lett till att mätningar skett i homogena och styvare delar av den normalt uppspruckna bergmassan. Eftersom områden med högre styvhet attraherar spänningar är resultaten förmodligen inte är särskilt representativa för området i stort.



Figur 2.4 Medelspänningen på 795 m nivån.  
*Mean stresses at mining level 795 m.*

Även residuala spänningar kan vara en möjlig orsak till spänningsvariationer. Residuala spänningar definieras som spänningar som kvarstår efter det att externa krafter och moment försvunnit, ett annat begrepp som använts inom bergmekaniken är inlåsta spänningar. Med tanke på bildningsprocessen av malmen och den veckning som området utsatts för under den geologiska historien är denna faktor inte att försumma i Kiiruna-vaara. Betydelsen av denna faktor är dock svår att uppskatta.

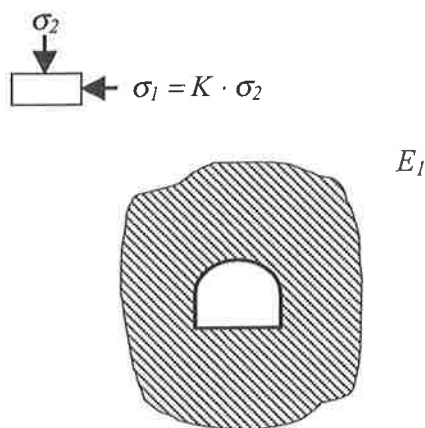


### 3 BETYDELSEN AV VARIATIONERNA

I föregående avsnitt visades att de lokala skillnaderna i spänningstillståndet är stora. Oavsett om skillnaderna beror på mätfel eller speglar den naturliga variationen är det svårt att fastställa vilka spänningsförhållanden som ska användas vid lokala analyser. Den enkla lösningen på detta problem skulle kunna vara att utföra fler bergspänningsmätningar. Men med tanke på de kostnader och osäkerheter som är förknippade med bergspänningsmätningar, tillsammans med osäkerheten hos andra parametrar såsom hållfasthet och styvhet, är det viktigt att fråga sig om detta är rätt väg att gå.

För att undersöka detta har konceptuella analyser gjorts av en orts/tunnels beteende som funktion av variationer hos spänningarna, styvheten samt hållfastheten. Beteendet har studerats genom att brottutveckling och brottets omfattning för två olika brottmekanismer (i) spjälkbrott och (ii) skjuvbrott har kvantifierats. Vidare har bergmassans beteende undersökts genom att beräkna GRC för olika primärspänningstillstånd, hållfastheter och deformationsegenskaper.

För analyserna nyttjades det tvådimensionella beräkningsprogrammet FLAC (Itasca, 2000). Elastiska analyser användes för studier av spjälkbrott och idealplastiska för skjuvbrott och GRC-analyserna. Ortgeometrin i modellen är ungefär densamma som för fältorterna i Kiruna (6 x 7 m). Runt orten genererades en zon där deformationsmodulen ändrades i fallet då betydelsen för styvheten skulle undersökas (se Figur 2).



Figur 3.1 Konceptuell modell för analyser av spänningsvariationernas betydelse.  
*Conceptual model used for studying the influence of the stress variations.*

Betydelsen av respektive parameter har bestämts genom att variera spänning, hållfasthet och styvhet var för sig mellan ett max- och minvärde medan övriga parametrar hållits konstanta och lika med sitt medelvärde. Spänningarna varierades i enlighet med de uppmätta variationerna från bergspänningsmätningarna. Förhållandet mellan största horisontella spänningen och vertikalspänningen antogs bäst motsvara förhållandet mellan  $\sigma_1/\sigma_2$  från mätningarna. Osäkerheten av detta medförde att även den vertikala lasten,

här uttryckt som  $\sigma_2$ , varierades. Hållfastheter och styvheter bestämdes med hjälp av uppmätta värden och bergmasseklassificering från gruvan. Bergmassans hållfasthetsparametrar beräknades med hjälp av Hoek-Brown brottkriterium (Hoek et al, 1995) och dess  $E$ -modul med ett empiriskt samband presenterat av Serafim och Pereira (1983). Samtliga indata för analyserna och dess variationer kan ses i Tabell 3.1.

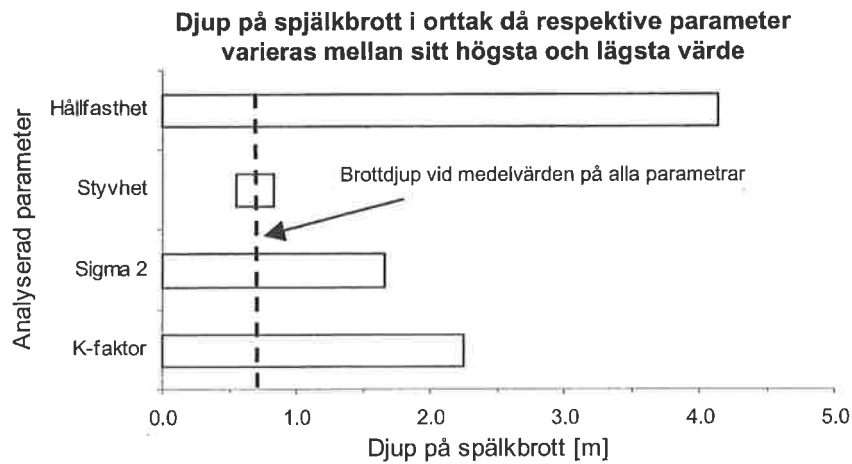
Tabell 3.1 Intakta bergets respektive bergmassans mekaniska egenskaper. Uppmätta variationer i Kiirunavaara.  
*Mechanical properties of the intact rock and the rock mass. Variations at the Kiirunavaara mine.*

Indata	Min	Medel	Max
Spänning, $K=\sigma_1/\sigma_2$	1.1	1.5	2.2
$\sigma_2$ [MPa]	20	30	40
Deformationsmodul intakt berg, $E$ [Gpa]	37	70	100
Enaxiell tryckhållfasthet, $\sigma_c$ [MPa]	90	200	420
RMR	44	60	85
Deformationsmodul bergmassa, $E$ [GPa]	7	17.7	75
Kohesion, $c$ [MPa]	1.0	6.9	30.3
Friktionsvinkel, $\phi$ [°]	39.4	49.8	53.3
Bergmassans tryckhållfasthet, $\sigma_{cm}$ [MPa]	4.2	37.8	185.5

### 3.1 Brott analyser

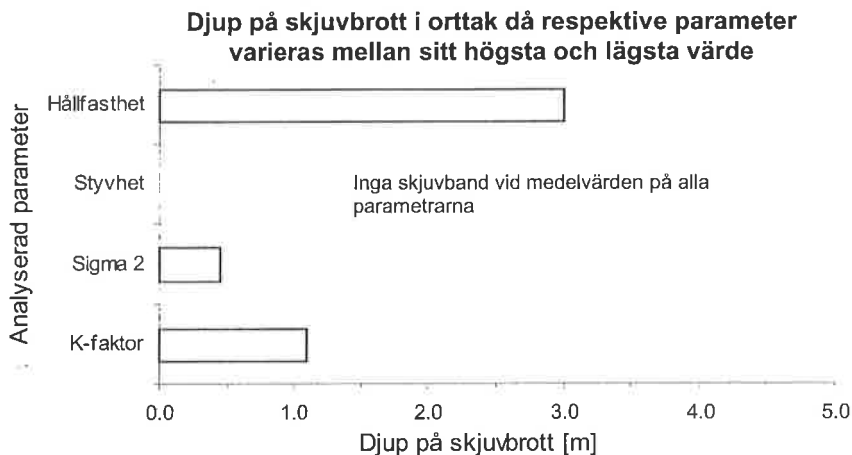
Kvantifiering av de undersökta brotten utfördes genom att studera brottutveckling i taket på orten. För spjälkbrottet användes en metod som beskrivits av Martin et al (1999). Empiriska studier har visat att djupet på spjälkbrottet kan beräknas med hjälp av Hoek-Browns brottkriterium och dess parametrar  $m$  och  $s$ , om förhållandet mellan den maximala tangentialspänningen,  $\sigma_{max}$ , och den enaxiella tryckhållfastheten,  $\sigma_c$ , överstiger  $0.4 \pm 0.1$ . För skjuvbrottet antogs utbredning av skjuvband utgöra ett mått på brottutvecklingen, vilket kan studeras i FLAC. Här bör det påpekas att såvida inte två skjuvband korsar varandra krävs också strukturer i ogynnsamma riktningar för att ett brott ska inträffa.

I Figur 3.2 visas resultaten från analyserna med spjälkbrott. Den streckande linjen visar djupet på spjälkbrottet när medelvärden används för alla parametrar. Som synes är variationerna stora beroende på vilken parameter som varierats. Störst betydelse för brott djupet i detta fall har hållfastheten. Styvhetens betydelse visade sig inte vara stor i förhållande till de övriga parametrarna för djupet av spjälkbrott. Variationen i  $K$ -värdet motsvarar en variation i intakta bergets hållfasthet på 130-310 MPa, dvs. under den naturliga variationen som uppmätts i gruvan.



Figur 3.2 Varje parameters betydelse för djupet på spjälkbrott i tak under antagandet att övriga parametrar är konstanta.  
*The significance of each parameter on the depth of brittle failure, when the other parameters are hold constant.*

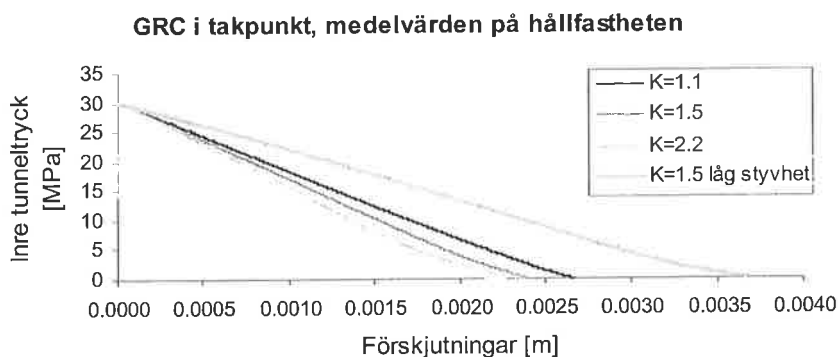
Analyserna av skjuvbrott gav resultat som liknar de som erhöles för spjälkbrottet (se Figur 3.3). Variationerna i hållfasthet påverkar brottdjupet mer än variationer i spänningen. Eftersom hållfastheten beräknats med Hoek-Browns brottkriterium och RMR, visar det hur viktigt det är att klassificera berget korrekt.



Figur 3.3 Varje parameters betydelse för djupet på skjuvbrottet under antagandet att övriga parametrar är konstanta.  
*The significance of each parameter on the depth of shear failure, when the other parameters are hold constant.*

### 3.2 GRC-analyser

En annan faktor som styr förstärkningen är vilka deformationer som kan tillåtas samt belastningen på förstärkningen. För att få en uppfattning om hur variationerna i indata påverkar detta har därför också GRC-analyser utförts med samma konceptuella modell som ovan. Med GRC (Ground-Reaction-Curve) så undersöks deformationerna i en tunnel som funktion av det inre trycket (se till exempel Hoek, Kaiser och Bawden, 1995). Ett delresultat från dessa analyser kan ses i Figur 3.4 som visar GRC för takpunkten i orten. Vid dessa analyser får bergets deformationsmodul relativt stor betydelse, även om deformationerna är små.



Figur 3.4 GRC för olika spänningstillstånd samt ett fall där styvhetens betydelse vid dessa analyser undersöks.

*GRC for different states of stress and one case where the significance of the stiffness for these analyses is examined.*

## 4 DISKUSSION OCH SLUTSATSER

Denna artikel har presenterat resultaten från de bergspänningsmätningar som gjorts i Kiirunavaaragruvan. Mätningarna har visat stora lokala variationer som förmodligen både kan förklaras med mätfel och den geologiska miljö mätningarna gjorts i. Med hänsyn till denna osäkerhet ställdes en rad frågor i inledningen av artikeln som delvis försökts besvaras med de konceptuella analyser som presenterades ovan.

Första frågan var med vilken noggrannhet vi behöver precisera det ostörda spänningstillståndet för att kunna genomföra användbara analyser. Svaret på denna fråga är att kravet på spänningstillståndets noggrannhet till stor del bestäms av noggrannheten hos övriga indata samt vad analyserna där spänningssambanden ingår ska användas till. De analyser som presenterats här har visat att variationen i hållfastheten och till viss del styvheten har lika stor betydelse för brottutvecklingen som variationen i spänningstillståndet. Detta innebär att så länge inte de geomekaniska förhållandena är kända kommer det att vara svårt att göra noggranna prognoser för stabiliteten lokalt. Detta betyder dock inte att resultaten från spänningsmätningarna är meningslösa och att vi

bara kan gissa vilket spänningssamband som ska användas. För trots de lokala spänningssamband har de generella samband som tagits fram fungerat tillfredsställande för vissa typer av analyser. Till exempel använde Sjöberg et al (2002) resultaten från bergspänningsmätningarna i numeriska analyser för att bestämma de faktorer som styr skador och utfall i bergschakten i Kiirunavaara. Baserat på resultatet från dessa analyser presenterades en prognos och rekommendationer för stabilitetsförbättrande åtgärder. Ett annat fall där nuvarande spänningsdata användes med framgång, var de analyser som gjordes när brytningsnivån närmade sig den förra huvudnivån på 775 m. En prognos gjordes med hjälp av numeriska analyser för att förutsäga när skador kunde förväntas på huvudnivån. Genom att utnyttja resultaten från analyserna tillsammans med en noggrann genomgång av geologin och brottobservationer drogs slutsatsen att problemen på 775 m skulle bli stora. Med detta som grund ändrades brytningslayouten mot djupet (Dahnér, 2003). Dessa två analyser är bra exempel på att de spänningssamband som finns kan användas med tillräcklig tillförlitlighet för storskaliga analyser.

Den andra frågan handlade om hur resultaten från en stabilitetsanalys påverkas av osäkerheten av andra egenskaper som hållfasthet och styvhet. Denna fråga har delvis besvarats ovan. Här tillkommer dock andra faktorer såsom geologiska strukturer, osäkerheter i analys- och klassificeringsmetoder, som i hög grad kan påverka analysresultatet.

Tredje frågan var på vilket sätt osäkerheten i det ostörda spänningstillståndet påverkar design av orter samt förstärkning i praktiken. Till skillnad från civila bergprojekt, baseras driftförstärkning i gruvan på erfarenheter. För att förbättra och optimera förstärkning generellt i gruvan handlar det därför mer om att förstå brottmekanismer och orsaker till utfall men också samverkan mellan förstärkning och berg. På detta sätt kan rätt typ av förstärkning användas för att bemästra rätt sorts problem. Osäkerheten i spänningstillståndet behöver inte påverka detta. För placering av anläggningar handlar det om att ha bra kontroll på orienteringarna av huvudspänningarna. Resultaten från bergspänningsmätningarna visade emellertid på stora variationer, vilket med största sannolikhet kan härledas till den lilla skalan mätningarna utfördes i. Genom att istället använda spänningsindikatorer ("breakouts" i schakt, brott och utfall i orter, och vattenförande sprickor) blir bilden inte lika osäker. I de fall spänningen vrider på grund av exempelvis en förkastning kan detta studeras med hjälp numeriska analyser, för detta krävs dock en utförlig geomekanisk modell.

Sista frågan var om det behövs fler bergspänningsmätningar för att förbättra det bergmekaniska arbetet i gruvan. Med tanke på svaren på övriga frågor samt svårigheterna och kostnaderna som det innebär att mäta bergspänningar på stora djup måste svaret på detta bli nej. Istället bör resurser satsas på att skapa och ständigt förbättra en geomekanisk modell för gruvan. Till exempel så kan kartor göras över uppspruckna och mindre uppspruckna områden för att på så sätt kartlägga bergmassor med olika styvhet. Ett annat exempel är att identifiera spänningsindikatorer. Genom att skapa en sådan och utnyttja numeriska analyser, kommer förståelsen för inträffade händelser att öka som i sin tur leder till bättre prognosverktyg. Vidare bör bergmekaniska händelser i gruvan börja dokumenteras på ett systematiskt och detaljrikt sätt, där brottmekanismer identifi-

eras, läget på brytningen och andra betydelsefulla faktorer noteras. En sådan händelse-databas tillsammans med den geomekaniska modellen bör ge en god bild var till an-läggningar ska läggas, övervakningsystem (exempelvis makroseismik) placeras samt vilken förstärkning som ska användas.

## **ANSLAGSGIVARE OCH TACK**

Arbetet som presenteras i denna artikel ingår som en del av ett doktorandprojekt som har utförts vid LKAB i Kiruna samt vid avdelningen för bergmekanik, Luleå tekniska universitet. Författarna vill tacka KK-stiftelsens företagsforskarskola inom berg- och mineralteknik som finansierat projektet tillsammans med LKAB. Ett speciellt tack ock-så till Jonny Sjöberg som gav nya infallsvinklar till projektet.

## **REFERENSER**

Amadei B. och Stephansson O. 1997. Rock stress and its measurements. Champman & Hall, Cambridge

Dahner C. 2003. LKAB. Personlig kommunikation.

Itasca. 2000. FLAC version 4.0 Manual. Minneapolis:ICG.

Henry E och Sandström D.2001. Makroseismisk övervakning av Kiruna gruvans ligg-vägg. Bergmekanikdag 2001, Svebefo, Stockholm.

Hoek E., Kaiser P.K och Bawden W.F. 1995. Support of underground excavations in Hard Rock, Balkema, Rotterdam.

Martin C.D., Kaiser P.K., McCreath, D.R. 1999. Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. Canadian Geotechnical Journal, 36 (1) pp 136-151.

Martin C.D., Christiansson R, Söderhäll J. 2001. Rock stability considerations for siting and constructing a KBS-3 repository. Technical Report, TR-01-38, SKB, Stockholm.

Serafim J.L, Pereira J.P. 1983. Consideration of the geomechanical classification of Bi-eniawski. Proc.Int.symp. On engineering geology and und.grou. constr. pp. 33-44

Sjöberg J. et. al. 2002. Stabilitetsanalys av bergschakt i Kiirunavaara. Bergmekanikdag 2002, Svebefo, Stockholm

Stephansson O. 1993. Rock stress in the Fennoscandian Shield. Comprehensive Rock Engineering, vol. 3, pp 445-459.



# SPRUTBETONG SOM BERGFÖRSTÄRKNING I KIIRUNAVAARA

## Shotcrete as rock support at the Kiirunavaara mine

*Lars Malmgren, LKAB/ Avdelningen för bergmekanik, Luleå tekniska universitet  
Erling Nordlund, Avdelningen för bergmekanik, Luleå tekniska universitet*

### SAMMANFATTNING

En omfattande skadekartering av sprutbetongförstärkta orter har utförts i Kiirunavaaragruvan för att identifiera brottyper och på detta sätt öka förståelsen för hur sprutbetong fungerar. Skadekarteringen visade att i princip två typer av utfall förekom: utfall av enbart sprutbetong samt utfall av sprutbetong i kombination med berg. Huvuddelen av alla utfall av enbart sprutbetong orsakades av dålig vidhäftning och en tjocklek  $\leq 2$  cm. Bergytans renhet och sprutbetongens tjocklek är alltså av största vikt för att sprutbetongen ska fungera som förstärkning. Ett fältförsök utfördes för att studera vidhäftningens beroende av skrotningsmetod. Två olika metoder studerades: vattenskrotning respektive mekanisk skrotning med efterföljande rengöring. Vattenskrotningen gav en signifikant ökning av vidhäftningen. Vidhäftningens och tryckhållfasthetens tillväxt med åldern studerades genom att sprutbetong applicerades på en rengjord gammal betongyta. Försöken visade att det finns ett samband mellan vidhäftningens och tryckhållfasthetens tillväxt. Spridningen i vidhäftningen var dock så stor att vidare studier krävs för att verifiera sambandet. Eftersom stålfibrer från sprutbetongen kan följa med järnmalmen till malmförädlingsverken och där orsaka driftstopp är intresset för omagnetisk armering stor. Sprutbetong armerad med omagnetiska fibrer (polypropylenfibrer) har provats med hjälp av plattprov. Sprutbetong armerad med polypropylenfibrer visade ungefär samma energiupptagande förmåga som sprutbetong armerad med stålfibrer.

### ABSTRACT

An extensive failure mapping of shotcrete in the Kiirunavaara mine has been carried out to identify the failure modes and thus improve the understanding of the performance of shotcrete. The failure mapping showed that there are mainly two types of failures: fallouts of plain shotcrete and fallouts of shotcrete in combination with rock. Most of the fallouts of plain shotcrete were caused by low adhesion strength and a thickness  $\leq 2$  cm. A well-cleaned surface and the thickness of the shotcrete is thus of major importance for the performance of the shotcrete as rock support. A field test was carried out in order to study the effect of different scaling methods on the adhesion. Two methods were used: water-jet scaling and mechanical scaling in combination with



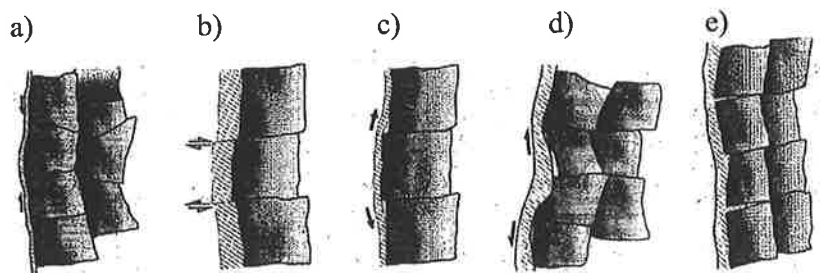
cleaning. The results showed that the adhesion strength was significantly improved using water-jet scaling. The growth of the adhesion and the compressive strength of shotcrete as function of age have been investigated. The tests were performed on shotcrete sprayed on a well-cleaned concrete wall. The tests showed a correlation between the growth of the adhesion strength and the growth of the compressive strength. However, the scatter in the results indicate that further investigations have to be done in order to establish a reliable relation between the growth in adhesion and compressive strength with age. Since steel fibres from the shotcrete can follow the iron ore into the processing plants where they can cause production disturbances there is a need for non-magnetic reinforcement. Therefore, shotcrete panels reinforced with non-magnetic fibres (polypropylene fibres) have been tested in order to find out if they can substitute the magnetic steel fibres. The shotcrete panels reinforced with non-magnetic fibres (polypropylene fibres) had the same toughness as steel fibre reinforced shotcrete panels.

## 1 INLEDNING

Idag används sprutbetong i stor utsträckning som bergförstärkning i anläggningsprojekt och i gruvor. Stora framsteg har gjorts i utvecklingen av sprutbetongtekniken. Resultat som ökad sprutningskapacitet, tjockare påslag bättre arbetsmiljö har erhållits. Denna utveckling har möjliggjorts tack vare förbättrad betongteknologi och sprututrustning. Förståelsen för hur sprutbetong samverkar med berget är däremot fortfarande delvis bristfällig, framförallt på grund av att denna samverkan är komplex. Figur 1 visar några möjliga mekanismer enligt Stacey [1].

En viktig egenskap för sprutbetongförstärkning är vidhäftningen mot berget. För sprutbetong med en ålder av 0 till 28 dygn är också vidhäftningens tillväxt viktig. Författarna har inte funnit några referenser till studier av vidhäftningen (mellan sprutbetong och berg) som funktion av ålder. Sprutbetongens hållfasthetstillväxt brukar istället kvantifieras med hjälp av dess tryckhållfasthet, där flera fältmetoder har utvecklats för att bestämma hållfastheten även för ung sprutbetong. Med vidhäftning menas i denna artikel främst draghållfastheten mellan sprutbetong och berg. Skjuvhållfastheten mellan sprutbetong och berg torde vara minst lika viktig men behandlas inte här.

LKAB har ett speciellt problem med magnetiska fibrer. Magnetiten (järmmalmen) separeras med magnetiska metoder vilket medför att till exempel stålfibrer har en tendens att följa med i processen och orsaka driftstopp. Sprutbetong med omagnetisk armering kan vara ett sätt att lösa detta problem.



Figur 1 Sprutbetong och berg i samverkan efter [1].  
*Shotcrete – rock interaction after [1].*

a) Vidhäftning	d) Ojämn yta
b) Skjuvning av sprutbetong	e) Murbrukseffekt
c) Dragkrafter och vidhäftning	

Målet för undersökningarna som presenteras i denna artikel var att

- öka förståelsen för sprutbetongens funktion,
- kvantifiera vidhäftningens tillväxt som funktion av ålder,
- klargöra om vattenskrotning kan öka vidhäftningen,
- ge förslag till omagnetisk fibrer som kan ersätta stålfibrer som armering utan att minska bärförmågan hos sprutbetongen.

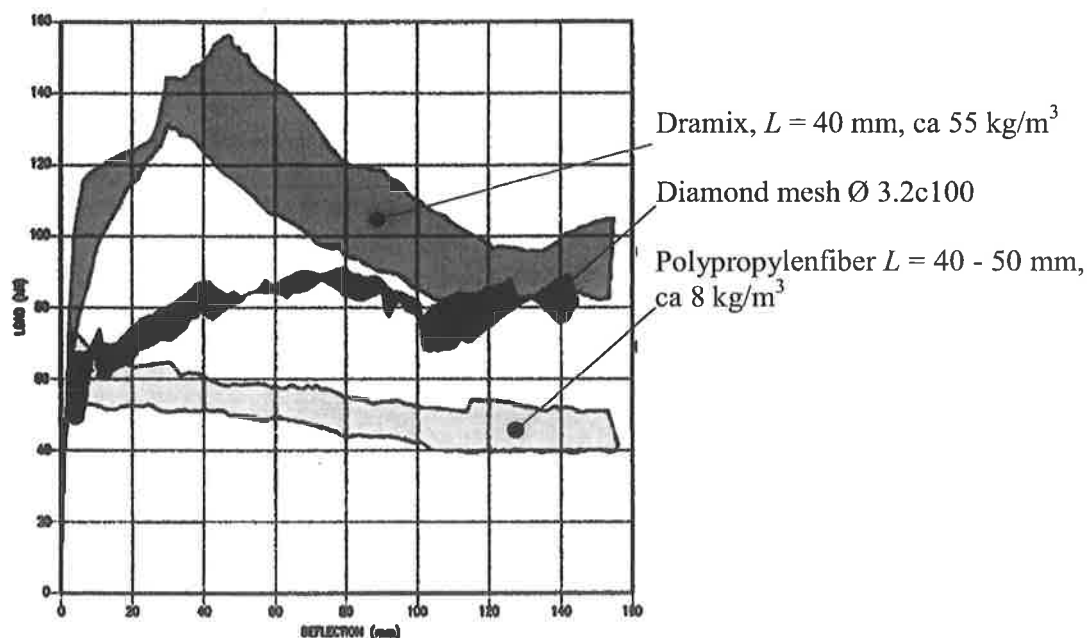
För att nå målen utfördes en omfattande skadekartering i Kiirunavaaragruvan (kap.3), fältförsök utfördes för att jämföra vidhäftningens och tryckhållfasthetens utveckling (kap.4). Vidare utfördes fältförsök där sprutbetongens vidhäftning mot vattenskrotade bergtytor jämfördes med sprutbetongens vidhäftning mot berg med normal mekanisk skrotning och rengöring. (kap.5). I laborieförsök jämfördes sprutbetong armerad med polypropylenfibrer med sprutbetong armerad med stålfiber (kap.6). En kort inledning till vattenskrotning och sprutbetong armerad med syntetiska fibrer ges i kapitel 2.

## 2 VIDHÄFTNING, VATTENSKROTNING OCH SYNTETISKA FIBRER

Vidhäftningen mellan berg och sprutbetong beror enligt [2] främst på bergets egenskaper, rengöring av bergytan och sprutbetongen. Sprutbetongens kvalitet avgörs främst av operatörens kunskaper, sprutavstånd och betongens sammansättning.

Vattenskrotningens inverkan på vidhäftningen har bland annat undersökts i Hallandsås [3] och i Colorado, USA [4]. I det svenska försöket kunde ingen signifikant förbättring av vidhäftningen konstateras vid vattenskrotning jämfört med konventionell skrotning med tillhörande rengöring av bergytan. Vid försöken i Colorado [4] erhöles 4 ggr högre vidhäftning mellan sprutbetong och en gammal betongyta om vattentrycket ökades från 0.7 MPa (7 bar) till 21 MPa (210 bar).

Under de senaste åren har ett antal experimentella studier av sprutbetong armerad med polypropylenfibrer genomförts. I Sydafrika [5] och Kanada [6] utfördes prov med den så kallade "South African water bed test" som är beskriven i [7]. I [5] jämfördes polypropylenfibrer med Dramix-fibrer och stål nät, se Figur 2. Proven visade att bärförmågan för sprutbetong armerad med polypropylenfibrer sjönk obetydligt även för stora deformation till skillnad från sprutbetong armerad med stålfibrer där bärförmågan började sjunka vid deformationer  $\geq 30 - 50$  mm. Däremot hade sprutbetong armerad med polypropylenfibrer lägre bärförmåga. Motsvarande prov i Kanada [6] gav liknade resultat. Polypropylenfibrernas långtidshållfasthet har studerats av [8]. Sprutbetong armerad med polypropylenfibrer hade en bärförmåga som var lika bra eller bättre än stålfiberarmerad sprutbetong efter ca 400 dagar.



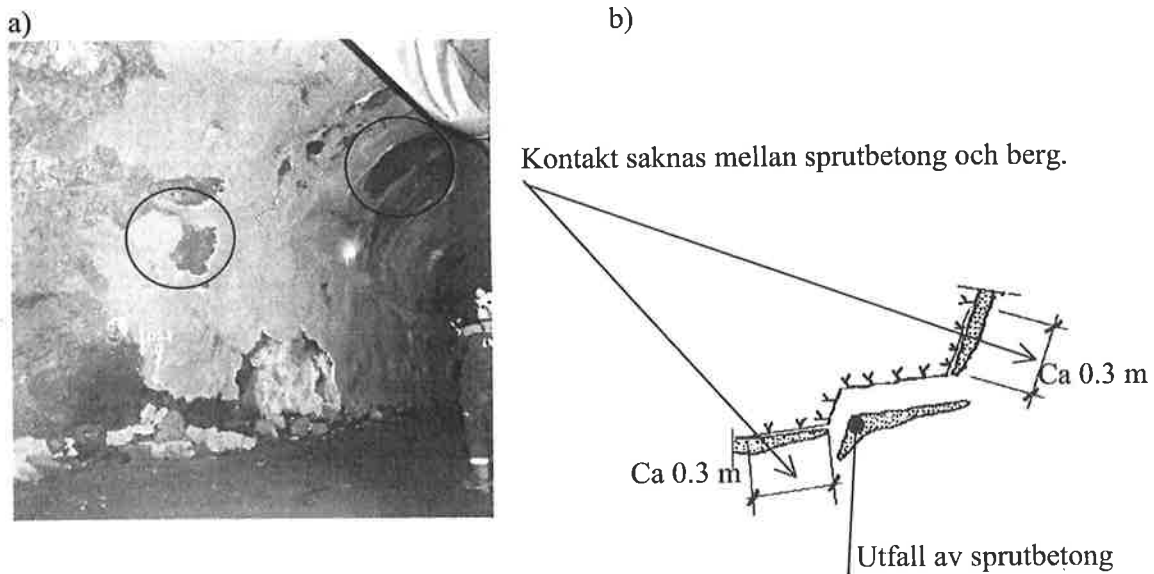
Figur 2 Lastkapacitet för armerade sprutbetongplattor [5].  
*Load capacity for reinforced shotcrete panels [5].*

### 3 SKADEKARTERING

Cirka 7 km ort i Kiirunavaaragruvan karterades [10], betongutfall, sprutbetongens tjocklek, utfallets storlek samt aktuell geologi dokumenterades. Resultaten från karteringen redovisas här som (i) utfall enbart av sprutbetong samt (ii) utfall av sprutbetong tillsammans med berg, se Figur 3. Huvuddelen av utfallen (80%) bestod av enbart sprutbetong, Figur 4a) visar exempel på detta. Vidare var sprutbetongen två cm eller tunnare för mer än 90% av dessa utfall. I ett område på i medeltal 0.3 m runt utfallet saknades ofta kontakt mellan sprutbetongen och berget, enligt Figur 4b).

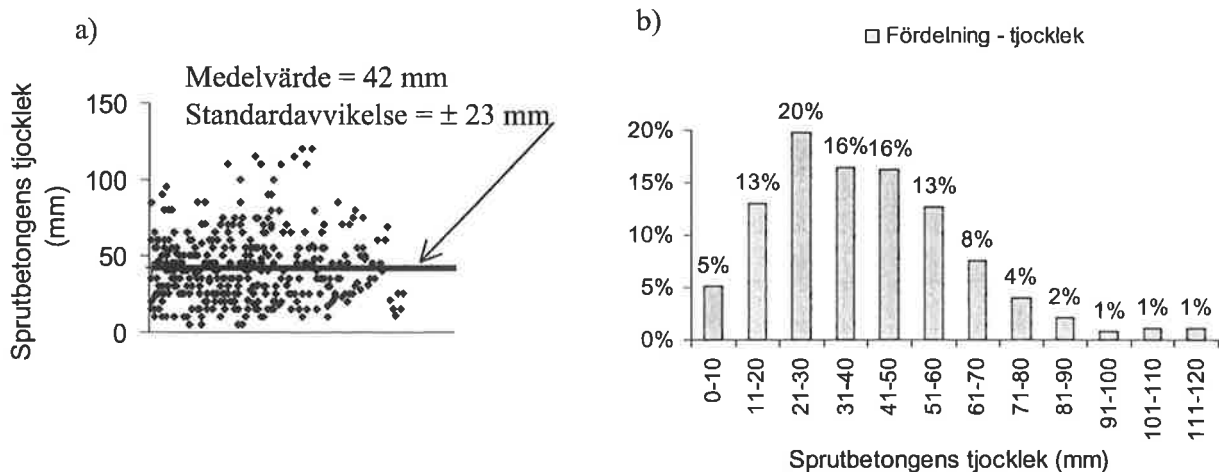


Figur 3 Utfall av sprutbetong och berg [10].  
*Fallout of shotcrete and rock [10].*  
 a) Utfall av enbart sprutbetong  
 b) Utfall av berg och sprutbetong



Figur 4 Utfall av enbart sprutbetong.  
*Fallouts of shotcrete only.*  
 a) Exempel på utfall  
 b) Situation omkring utfall av sprutbetong [11]

Den oarmerade sprutbetongens tjocklek i Kiirunavaaragruvan skall vara mellan 3 – 5 cm. Medelvärdet för 370 st tjockleksmätningar (borrningar) i 16 stycken tvärorter var 4.2 cm, se Figur 5. Figuren visar vidare tjockleksfördelningen.



Figur 5 Sprutbetongens tjocklek i Kiirunavaaragruvan, 370 prov [11].  
*Thickness of shotcrete layer in the Kiirunavaara mine, 370 tests [11].*  
 a) Varje punkt representerar ett borrprov  
 b) Fördelningen av provens tjocklek

## 4 VIDHÄFTNINGENS OCH TRYCKHÅLLFASTHETENS TILLVÄXT

### 4.1 Metod

Vidhäftningsproverna gjordes på en väl rengjord betongyta under jord istället för på berg, orsaken var att bergets egenskaper för vidhäftning varierade för mycket. Betongytan sandblästrades med hjälp av ett sprutbetongaggregat för torrsprutning. Temperaturen var 12° och luftfuktigheten var 80%. Sprutbetongens sammansättning framgår av Tabell 1. Vattenglas användes som accelerator. Sprutbetong med 4 respektive 8% (av cement) vattenglas användes i försöken.

Tabell 1 Sprutbetongens sammansättning.  
*Shotcrete mix design.*

Cement, byggcement (kg/m <sup>3</sup> )	450
Ballast, 0-8 mm (kg/m <sup>3</sup> )	1565
Silica, (kg/m <sup>3</sup> )	30
Vattencement-talet, V/C	0.45

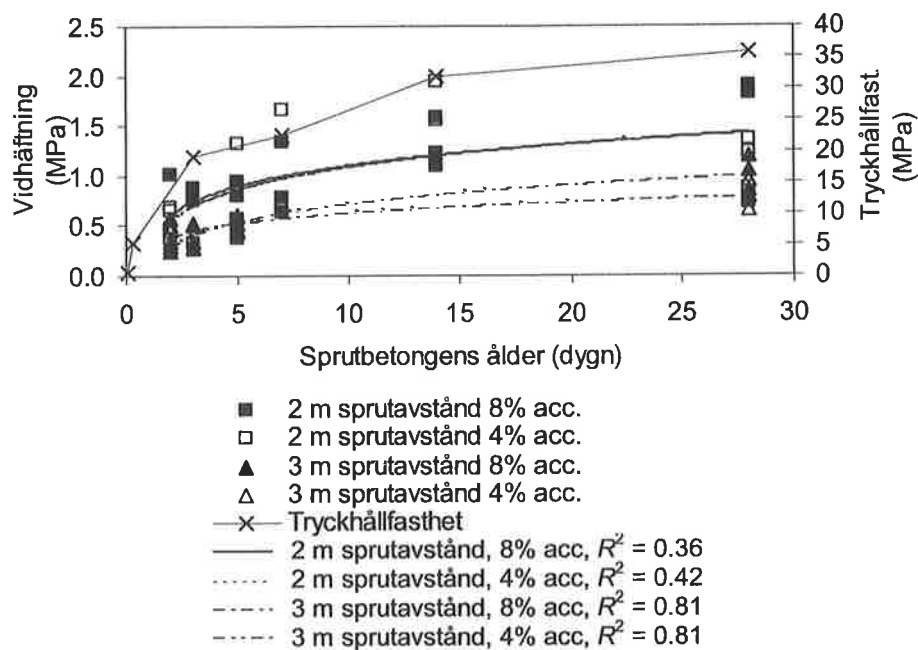
När sprutbetongen var yngre än 4 – 5 timmar bestämdes tryckhållfastheten med en penetrationsmetod där en nål trycktes in i betongen. Tryckhållfastheten beräknades med

hjälp av nålens inträngningsmotstånd (kraft). Vid 18 timmars ålder bestäms sprutbetongens tryckhållfasthet med hjälp av en spikpistol. I detta fall beräknades tryckhållfastheten med hjälp av kraften som krävs för att dra ut spiken. Båda metoderna är beskrivna i [12]. Då sprutbetongen var tre dagar eller äldre utfördes tryckhållfasthetsproven på utsågade kubprov 100·100·100 mm enligt svensk standard [13].

Vidhäftningsproven utfördes enligt Svensk standard [14]. Metoden kräver en viss styvhet i betongen, på grund av detta kunde inte vidhäftningen bestämmas för sprutbetong som var yngre än 2 dagar. Två olika sprutavstånd användes, 2 m respektive 3 m.

## 4.2 Resultat

Resultaten från tryckhållfasthets- och vidhäftningsproven visas i Figur 6. Som framgår av figuren var spridningen i vidhäftningen stor. Vidare visas i Figur 6 också resultatet från regressionsanalyser baserade på en logaritmisk funktion,  $f_a = A \ln(t) + B$  där  $f_a$  är vidhäftningen,  $t$  är sprutbetongens ålder i dygn och  $A$  och  $B$  är konstanter i regressionsanalysen. Variationen i sprutavstånd gav större skillnad i vidhäftning än variationen i halten vattenglas.



Figur 6 Förhållandet mellan tryckhållfasthet och vidhäftning.  
The relation between compressive and adhesion strength.

## 5 VATTENSKROTNING

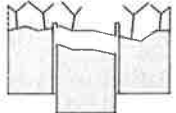

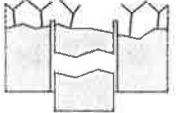
### 5.1 Metod

Vattenskrötning utfördes i Kiirunavaaragruvan. Vattentrycket och vattenflödet var 22 MPa (220 bar) respektive 200 l/minut. Försöken utfördes på bergytor med RQD i intervallet 40 – 60%, med relativt råa sprickytor och i de flesta fall utan fyllning. Vidhäftningen för sprutbetong applicerad på vattenskrötade bergytor jämfördes med vidhäftningen för sprutbetong applicerad på mekaniskt skrotade bergytor rengjorda med vatten med ca 0.7 MPa (7 bar) tryck - i fortsättningen kallad normal metod. Totalt utfördes 69 prov varav 45 prov på bergytor med normal metod och resterande 24 prov på vattenskrötade ytor. Vidhäftningsproven utfördes enligt Svensk standard [14].

### 5.2 Resultat

Vidhäftningen för de båda metoderna är presenterade i Tabell 2. I 44% av vidhäftningsproven med normal metod var vidhäftningen lika med noll, medan motsvarande värde vid vattenskrötning var 12%. En statistisk analys, beskriven i [11], visade att det var en signifikant skillnad i vidhäftning mellan de båda metoderna beräknat på konfidensgraden 95%.

Tabell 2 Vidhäftning vid brott ( $f_a$ ) [11].  
Adhesion strength ( $f_a$ ) [11].

Skrotnings- och rengöringsmetod	Antal prov	Vidhäftning ( $f_a$ )		Brottytans lokalisering		
		Medel (MPa)	Std. avv. (MPa)	Kontakten mellan berg och sprutbetong	Berg	Sprutbetong
						
<b>Normal metod</b>						
Alla prov	45	0.18	0.27	19%	65%	16%
Bara prov där $f_a > 0$ MPa <sup>a)</sup>	25	0.33	0.29	27%	64%	9%
<b>Vattenskrötning</b>						
Alla prov	24	0.59	0.41	58%	30%	12%
Bara prov där $f_a > 0$ MPa <sup>a)</sup>	21	0.68	0.36	60%	27%	13%

<sup>a)</sup>  $f_a$  är vidhäftningshållfasthet

## 6 SPRUTBETONG ARMERAD MED POLYPROPYLENFIBRER

### 6.1 Metod

Sprutbetongens tryckhållfasthet (28-dygn) bestämdes genom kubprov på utsågade provkoppar med måtten 100·100·100 mm enligt svensk standard [13]. Vidare utfördes balkprov som inte redovisas här. Plattproven utfördes enligt [9] (EFNARC-plattan). Sprutbetongens sammansättning varierade något beroende på armeringstyp (Tabell 3). Armeringstyp och mängd framgår av Tabell 4.

Tabell 3 Sprutbetongens sammansättning.  
*Mix design.*

Cement, byggcement (kg/m <sup>3</sup> )	504 – 510
Ballast, 0-8 mm (kg/m <sup>3</sup> )	1543 – 1590
Silica (kg/m <sup>3</sup> )	19 – 20
Vattencement-tal V/C	0.41 – 0.42

Tabell 4 Armering  
*Reinforcement*

Armering	Fibermängd (kg/m <sup>3</sup> )
<u>Armering som används idag</u>	
Dramix 65/35 (stålfiber)	50
Armeringsnät $\phi 5$ c 150	-
<u>Polypropylenfibrer</u>	
Typ 1, $l = 30$ mm	10
Typ 2, $l = 50$ mm	10
Typ 3, $l = 48$ mm	8 / 10
Typ 4, $l = 48$ mm	8 / 10
Typ 5, $l = 57$ mm	8 / 10

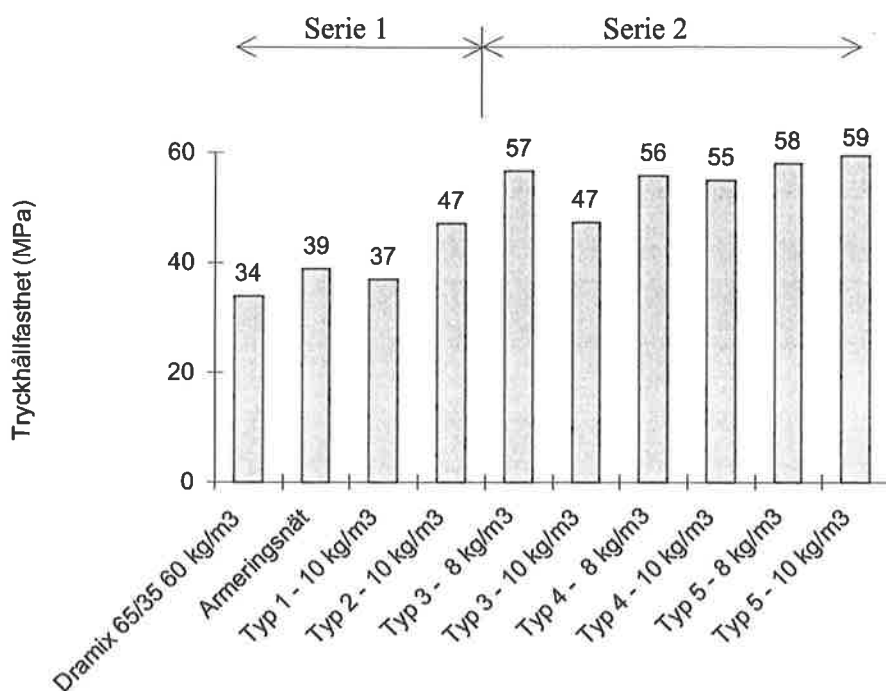
### 6.2 Resultat

Sprutbarheten var minst lika bra för sprutbetong armerad med polypropylenfibrer som för sprutbetong armerad med stålfibrer. Okulärbesiktning visade att fibrerna ej bildade bollar i sprutbetongen. Verklig fibermängd (gäller polypropylenfiber) visade sig vara besvärlig att kontrollera, därför användes enbart nominella värden.

Tryckhållfastheten redovisas i Figur 7. Varje värde motsvarar medelvärdet av tre prov. Den stora skillnaden i tryckhållfastheten berodde på varierande mängd accelerator

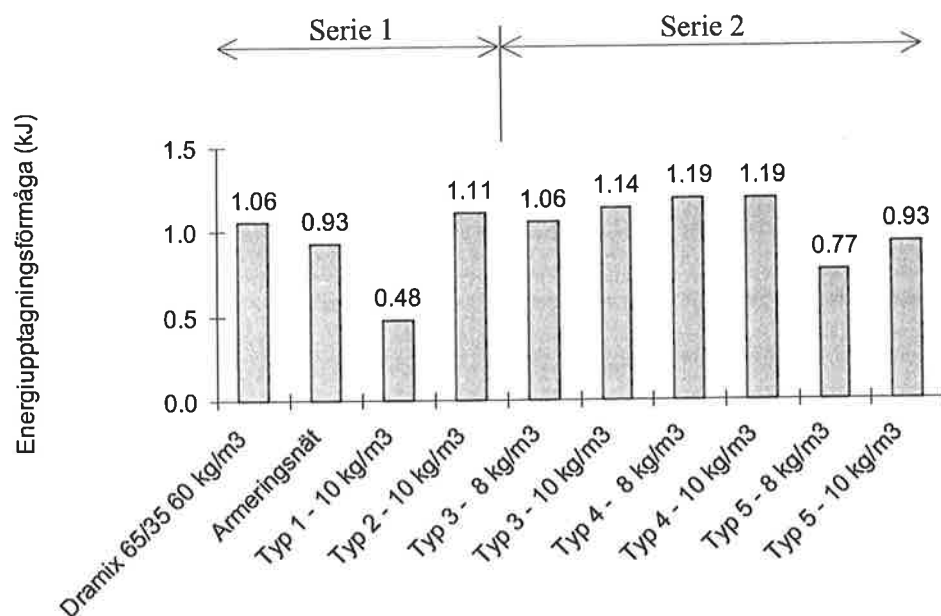


snarare än på armeringstyp och mängd. Serie 1 (i Figur 7) representerar sprutbetong med acceleratorhalt enligt normal LKAB-praxis medan serie 2 har en lägre acceleratorhalt enligt leverantörens rekommendationer.



Figur 7 Tryckhållfasthet för sprutbetong.  
*Compressive strength for shotcrete.*

Plattornas tjocklek skall vara 100 (-0, +10) mm enligt EFNARC-standarderna [9]. Provplattornas tjocklek varierade mellan 95 - 105 mm, även resultatet från plattorna med tjockleken 95 mm har använts vilket är ett avsteg från EFNARC. Bärförmågan uttryckt som energiupptagande förmåga är redovisad i Figur 8. Varje värde motsvarar medelvärdet av tre prov eller i något fall medelvärdet av två prov. Resultatet visade att flera typer av polypropylenfibrer hade ungefär likvärdig eller högre energiupptagande förmåga än sprutbetong armerad med stålfibrer eller armeringsnät.



Figur 8 Bärförmåga för sprubetong-plattorna enligt EFNARC [9].  
*Bearing capacity according to EFNARC [9].*

## 7 DISKUSSION

Resultatet från skadekarteringen visade att 80% av utfallen bestod av enbart sprutbetong, på grund av dålig vidhäftning. Vidare hade 90% av de rena betongutfallen en tjocklek  $\leq 2$  cm. Det är därför viktigt att bergytan är ordentligt rengjord samt att sprutbetongen har tillräcklig tjocklek. Tjockleksmätningar på sprutbetong i Kiirunavaaragruvan visade att medeltjockleken var ungefär 4 cm för oarmerad sprutbetong, beställd tjocklek var 3 – 5 cm. Problemet var inte medelvärdet men variationerna kring medelvärdet. Tjockleksmätningen visade att 18% (5 + 13%, Figur 5 b) av mätpunkterna hade en tjocklek  $\leq 2$  cm. Om man antar att den sprutade betongen i gruvan har samma tjockleksfördelning skulle detta innebära att 18% av sprutbetongen har en tveksam bergförstärkande funktion.

Försöken visade att det finns ett samband mellan vidhäftningen och tryckhållfasthetens tillväxt med åldern för sprutbetong applicerad på en sandblästrad betongvägg. Spridningen i vidhäftningen var dock så stor att vidare studier krävs för att verifiera sambandet.

Försöken visade att vattenskrotning är en bra metod för att öka sprutbetongens vidhäftning. Mark Kuchta [4] har som tidigare nämnts fått liknade resultat medan man i

det svenska försöket inte kunde konstatera en signifikant förbättring av vidhäftningen [3]. En intressant iakttagelse (Tabell 2) är att brottytan vid normal metod mestadels låg i berget, medan brottytan vid vattenskrotat berg till större delen låg i kontakten mellan berg och sprutbetong. En trolig orsak är att vattenskrotningen i tillägg till att rengöra ytan också tar bort det yttersta skiktet av skadat berg och på så sätt ökar bergets hållfasthet jämfört med kontaktytan hållfasthet.

Plattproven enligt EFNARC [9] är utvecklade för att jämföra segheten för sprutbetong armerad med olika armeringar. Segheten uttrycks i [9] som energiupptagande förmåga. Proven visade att sprutbetong armerad med polypropylenfibrer hade ungefär samma energiupptagande förmåga som sprutbetong armerad med stålfibrer. Den stora variationen i tryckhållfasthet kan dock påverka bedömningen. Resultaten från proven i Sydafrika [5], Figur 2, visade i motsats till våra prov att sprutbetong armerad med polypropylenfibrer hade lägre energiupptagande förmåga jämfört med sprutbetong armerad med stålfibrer. Vidare har [8] visat att bärförmågan över tid (400 dagar) inte minskar för plattor armerade med polypropylenfibrer.

## TACK

Ett tack riktas till Kiruna Grus och Sten AB (KGS) som vattenskrotade och sprutade betong på provytor och provkroppar för kub, balk och plattprov. Vidare riktas ett tack till Linda Renner och Björn Ljunggren som utförde en del av vidhäftningsförsöken respektive var till stor hjälp vid genomförandet av plattproven. Vi vill också tacka leverantörerna av polypropylenfibrer för deras hjälp och samverkan vid plattförsöken. Till slut vill vi tacka Vinnova och FoU-konsortiet Väg/bro/tunnel ([www.byv.kth.se/vbt/vbt.html](http://www.byv.kth.se/vbt/vbt.html)) som finansierade delar av försöken.

## REFERENSER

1. Stacey T.R. 2001 Shotcrete in mines – state-of-the-art in South Africa, Proceedings of an international seminar and field trials on mine surface support liners, Perth, 22 –24 august, 2001
2. NCA No 7 1993. Sprayed Concrete for Rock Support. Norwegian Concrete Association
3. Lundmark T. och L. Nilsson 1999. Vattenskrotning vid sprutbetongarbeten. Examensarbete nr 119, KTH, Stockholm.
4. Kuchta M.E. 2002 Quantifying the Increase in Adhesion Strength of Shotcrete Applied to Surfaces Treated with High-pressure Water, SME Preprint Number 02-35, to be presented at the SME Annual Meeting, February 2002, Phoenix Arizona
5. Ortlepp W.D., T.R. Stacey and H.A.D. Kirsten 1999 Containment support for large static and dynamic deformations in mine, Proceedings of the International Symposium on Ground Support, Rock Support and Reinforcement Practice in Mining, Kalgoorlie, Western Australia, 15-17 March, 1999, p.359 – 364

6. Morgan D.R., R. Heere , N. McAskill and C.Chan System Ductility of Mesh and Synthetic Fibre Reinforcement Shotcretes Third International Symposium on Sprayed Concrete, Gol, Norway September 26-29, 1999, p. 358 – 372
7. Kirsten H.A.D. 1993. Equivalence of mesh- and fibre-reinforced shotcrete at large deflections. Canadian Journal of Civil Engineering 30, 1993, p. 418-440
8. Bernard E.S. 2002 Age dependent behaviour in fibre reinforced shotcrete. Fourth International Symposium on Sprayed Concrete, Davos, Switzerland September 22-26, 2002, p. 358 – 372
9. EFNARC 1999. European Specification for Sprayed Concrete. European Federation of Producers and Applicators of Specialist Products for Structures
10. Malmgren L. and T. Svensson 1999 Investigation of Important Parameters for Unreinforced Shotcrete as Rock Support in the Kiirunavaara Mine, Sweden. Proceedings of the 37<sup>th</sup> U.S. rock mechanics symposium, Vail, Colorado, USA, 6-9 June 1999, p.629-635
11. Malmgren L. 2001 Shotcrete Rock Support Exposed to Varying Load Conditions, Licentiate Thesis, Department of Civil and Mining Engineering, Division of Rock Mechanics, Luleå University of Technology, Sweden
12. A combined Method for Determining the Early Strength of Sprayed Concrete, Hilti AG , Operating manual (draft), Liechtenstein, 1997.
13. SS 13 72 20 Betongprovning – Hårdnad betong – Tryckhållfasthet hos sprutade provkroppar. 1984-05-20
14. SS 13 72 43 Betongprovning – Hårdnad betong, sprutbetong och puts – Vidhåftningshållfasthet. 1987-01-01



# TETNINGSINJEKSJON I TUNNELER I NORGE – SENESTE ERFARINGER

## Rock grouting in Norwegian tunnels – the latest experiences

*Siv.ing. Bjørn Helge Kløver, Sen.ing. Vegteknisk avd. Vegdirektoratet  
Cand.Real Edvard Iversen, Sen.ing. Vegteknisk avd. Vegdirektoratet*

### SAMMANFATTNING

Ved flere tunnelanlegg i Norge har det de senere årene vært arbeidet intenst med å utvikle faget injeksjonsteknikk. De største fremskrittene har skjedd ved gjennomføring av forsøksvirksomhet på stoff og utprøvingen har vært en integrert del av tunneldriften. Dette har skjedd uten at tunneldriften tidsmessig har vært særlig skadelidende. De tekniske fremskritt som er vunnet har vært revolusjonerende teknisk, økonomisk og miljømessig sett.

Selv ved de vanskeligste prosjekter der bergforholdene har vært spesielt vanskelige og bergoverdekningen har vært nede i 4-10 m med overliggende byggverk fundamentert på setningsømfintlig løsmasse, har en maktet å stabilisere grunnvannstanden slik at setningsskader har vært unngått. Det vil si at tunnelene har vært opplevd som meget tørre, vann har kun vært observert som fukt i tak og vegger med bare unntaksvis drypp, dvs. at registrert vannlekkasje har vært mindre enn 2-3 liter/minutt/100 m tunnel.

Resultatene er oppnådd ved kun å anvende sementbasert injeksjonsmasse, og har vært mulig ved fortløpende å vurdere v/c-forhold og anvendt trykk i hvert injeksjonshull. Riktig v/c-forhold og massekomponering har vært nøkkelen til suksess ved siden av at injeksjonen i hvert hull vanligvis har vært avsluttet under meget høye trykk varierende mellom 50 og 100 bar.

Ved Statens vegvesen, Vegteknisk avdeling har det vist seg at tett oppfølging av injeksjonsarbeidene, ikke minst fra byggherrens side av faglig kompetent personell med minimum 10-15 års relevant erfaring, har vært et nødvendig krav. Dette anses som et ufravikelig krav i fremtiden for å sikre at injeksjon blir vellykket.

Foredraget er i det vesentlige basert på erfaringer fra Storhaugtunnelen i Stavanger og Haganntunnelen i Oslo der bergartene henholdsvis har ekstremt lavt sprekkevolum (fyllitt), og ekstremt høyt sprekkevolum (syenitt), og der bergoverdekningen begge steder var vesentlig under 10 m. Det foreligger også erfaringer fra tunneler der bergoverdekningen er langt større, men da aktuelle problemer i slike tilfeller er vesentlig mindre, er de ikke omtalt i særlig grad her.

### ABSTRACT

The Norwegian Public Roads Administration (NPRA) has in recent years carried out intensive evaluation on how to reduce water leakages in tunnels by grouting. It has been verified that the most effective method is to carry out grouting works in front of the tunnel face before drilling and blasting is executed. Grouting of leakages behind the tunnel face without performing pre-grouting is no longer an accepted method.

As part of a research activity, NPRA selected for detailed examination tunnel construction projects where grouting works have been difficult or extremely difficult, such as the Storhaug tunnel in Stavanger and the Hagan tunnel in Oslo, where leakage criteria respectively specified at 3 and 5 liters/ minute per 100 m tunnel.

The rock geology was significantly different for each tunnel . The Storhaug tunnel has mainly closed water conducting structures (phyllite) with extremely low fissure volume, and the Hagan tunnel has open water conducting structure, up to 5 cm, (syenite) with extremely high fissure volume. For both tunnels rock overburden was in sections less than 10 m, respectively 5 m and 8 m as minimum for the two tunnels.

On top of the rock surface there are clay deposits on which houses are founded. At a distance of 5-15 m from the tunnels there are some wells, trenches and basements, which should not be affected by the grouting masses or decrease of pore pressure.

Taking all this information into consideration, and the fact that the ground water, including the pore pressure should not be disturbed at all, it is obvious that the grouting works had to be extremely difficult.

Competent and skilled tunnel workers and NPRA's continuous and careful supervision of the grouting works was necessary to maintain stable pore pressure and ground water level resulting in no damage of nearby houses, wells, trenches etc.

The successful completion of the grouting works was obtained by using cement based grouting masses with continuous supervision of the mass composition, water content and grouting pressure in every hole.

Low water/cement ratio and high finishing pressure, 80-100 bar in most of the grouting holes has been the main key to success.

#### **OVERSIKT HAGANTUNNELEN**

Berggrunnen som Hagantunnelen er drevet gjennom, består rundt regnet av 35 % syenitt og 65 % hornfels. Det ble tidlig klart at både syenitten og hornfelsen over de deler av traseen som hadde strenge lekkasjekrav på 5 l/min/100 m tunnel, hadde meget åpne sprekker, stedvis opp til 5 cm. Likevel ble lekkasjekravet innfridd under og etter tunneldrivingen.

Bergoverdekningen er på relativt lange strekninger nede i 8-10 m med overliggende villabebyggelse fundamentert på setningsømfintlig masse. I avstand 7-15 m fra tunnelen er det flere kjellere, avløpsgrøfter og borebrønner som ikke måtte påvirkes av injiseringsarbeidene.

På bakgrunn av grunnforholdene og at noen få meter grunnvannshøyde over tunnelen skulle opprettholdes uten å påvirke poretrykket, er det innlysende at injiseringsarbeidene måtte bli uhyre krevende.

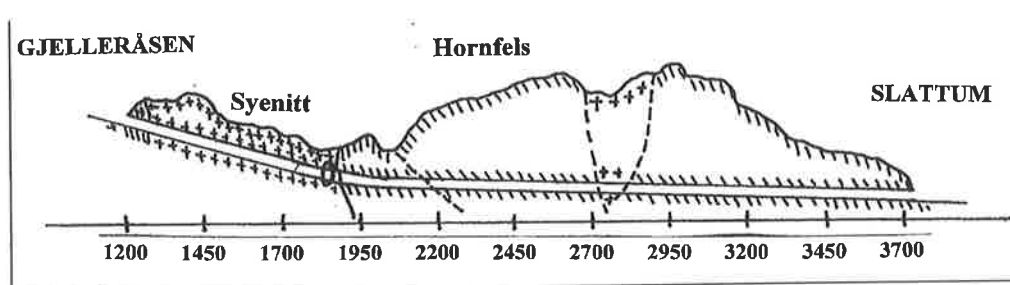
Med dyktige injeksjonsmannskaper og byggherrens nitidige og kontinuerlige oppfølging av injeksjonsarbeidene over 600 m tunnel lyktes det å opprettholde grunnvannstanden og holde poretrykket stabilt slik at det ikke har oppstått setninger. Injeksjonsmasse har heller ikke skadet omgivelsene. Det betyr at de store mengder injeksjonsmasse som har gått med, har vært nødvendig for å tette åpne sprekker og slepper i tunnelens nærhet.

Resultatene er oppnådd ved kun å anvende sementbasert injeksjonsmasse og muliggjort ved fortløpende å vurdere massekomponering, v/c-forhold og anvendt trykk i hvert hull.

Lave v/c-forhold og høye trykk, avslutningsvis opp mot 80-100 bar i hvert hull, har vært nøkkelen til suksessen.

### HAGANTUNNELEN – PROSJEKTET OG LITT GEOLOGI

Tunnelens hovedløp har profil T-9 og lengde ca. 2500 m. I tillegg er der nesten 200 m tunnel som påkjøringsrampe ved nordlige påhugg på Slattum. Mot Gjelleråsen er der ca. 500 m med profil T-12. I tillegg er der ca. 250 m med T-12 i forbindelser med nisjer samt ca. 360 m T-12 påkjøringsfelt ved Slattum. Tunnelen ble drevet fra begge sider, stuff Gjelleråsen i syd og stuff Slattum i nord.



Figur 1: Bergartsfordeling og overdekning (forhøyet 1 til 5).

Figure 1: Rock type distribution and rock overburden (exaggerated 1 to 5).

De kritiske partier i syenitten (pel 1600-1850) der lekkasjekravet er 5 l/min/100 m tunnel, har stort sett grovblokket benkning med til dels meget åpen sprekkestruktur, 1-5 mm med opp til 2-3 cm sprekkeåpninger. Over tunnelen er det stedvis villabebyggelse fundamentert på setningsømfintlige masser. Bergoverdekningen varierer rundt 10 m, noen steder er den 8 m.

Kritisk parti i hornfelsen (pel 1850-2200) med tilsvarende lekkasjekrav er intenst oppsprukket med leirbelegg på sprekker og stikk. Enkelte slepper er åpne og har bredde opp til 5 cm. Bergoverdekningen varierer i dette området mellom 50 m og ned til ca. 6 m. Laveste bergoverdekning opptrer i en svakhetssone under et boligområde (pel ca. 2050), der villaene er fundamentert på setningsømfintlig leire.



Utenfor de to nevnte områder er lekkasjekravet stedvis 10 l/min/100 m tunnel. Her ble det utført sporadisk injeksjon i spesielt vannførende soner. Noen steder ble lekkasjekravet fraveket en del da det med tanke på omgivelsene ble ansett å være litt for strengt.

### **GRUNNVANNSKONTROLL**

Poretrykkmålere var på forhånd etablert i brønner ikke langt fra tunnelen. Disse målerne ble lite benyttet da det ble ansett som mer relevant å bore 3 stk. 60 m lange nær horisontale huller under tunneldriften fra stoff og fremover ca. 30° ut fra tunnelens driveretning. Hullene ble utstyrt med manometer for å avlese grunnvannstrykket. Hullene ble boret fra pel 1742, 1770 og 1834, som dekker det mest kritiske området i syenitt og overgangen til hornfels. Det første hullet ble også tilknyttet trykkvannsforsyning for å kunne infiltrere vann dersom det ble registrert tendens til senking av grunnvann/poretrykk.

Fordelen med dette arrangementet er at mannskapene i tunnelen kunne avlese poretrykket til enhver tid. Særlig er dette viktig i forbindelse med grunnvannsbelastende arbeider som boring av injeksjonsskjerm etc. i en tunnel med så ømfintlig grunnvannssituasjon. Under slike arbeider ble det som en ekstra sikkerhet tidvis infiltrert vann via det øverste hullet. I perioder uten slike arbeider var vanninfiltrasjon unødvendig, selv under tørre perioder.

På bakgrunn av ovennevnte registreringer, lekkasjemålinger og kontinuerlig visuell observasjon av stort sett tørre vegger og heng ble det besluttet å begrense poretrykkmåling fra tunnelen til de tre hullene. Manometrene viste aldri poretrykk under nivået som tilsvarer grunnvannsstanden tett oppunder terrengoverflaten.

### **INJEKSJONSARBEIDER**

Hensikten med injiseringsarbeidene i Hagantunnelen har vært å opprettholde stabil grunnvannstand /poretrykk, uten å belaste omgivelsene med utgang av injeksjonsmasse i nærliggende kjellere, grøfter og brønner.

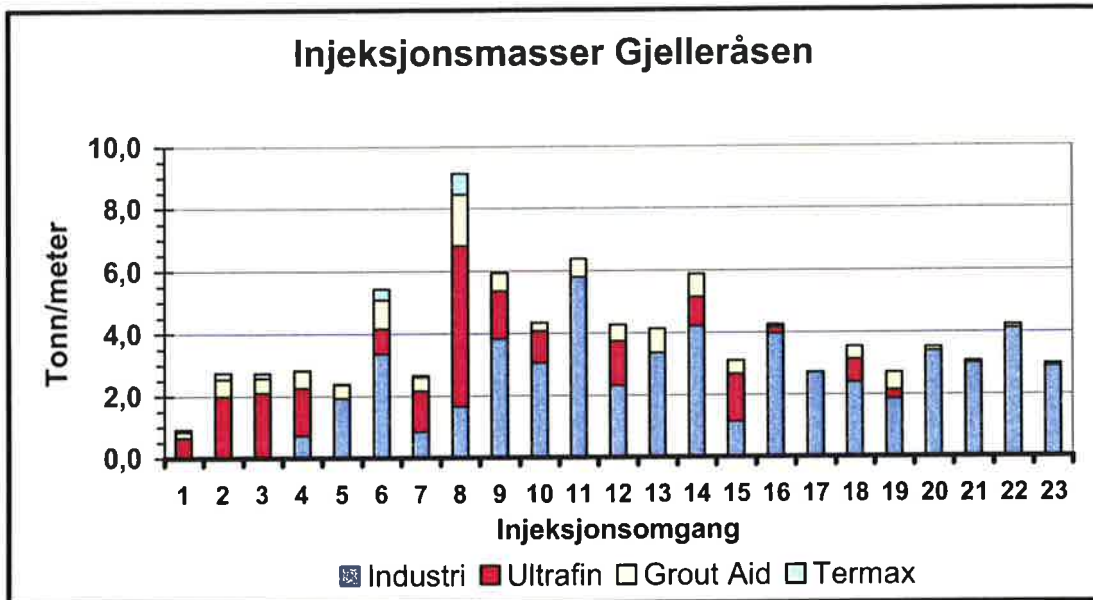
I bergmasse med så åpen struktur og liten overdekning som i Hagantunnelen, var det en stor utfordring å opprettholde grunnvannstanden, men enda større var utfordringen å begrense utbredelse av injeksjonsmasse i berget. De krav som var satt til innlekkasje ble oppfylt vesenlig under grenseverdiene.

I gjennomsnitt ble det injisert 2,6 tonn injeksjonsmasse pr. meter injisert tunnel, tilsvarende en enhetspris på NOK 14 629 pr. meter tunnel, NOK 20 390 på stoff Gjelleråsen og NOK 9854 på stoff Slattum.

### **Massesammensetning/injeksjonstrykk**

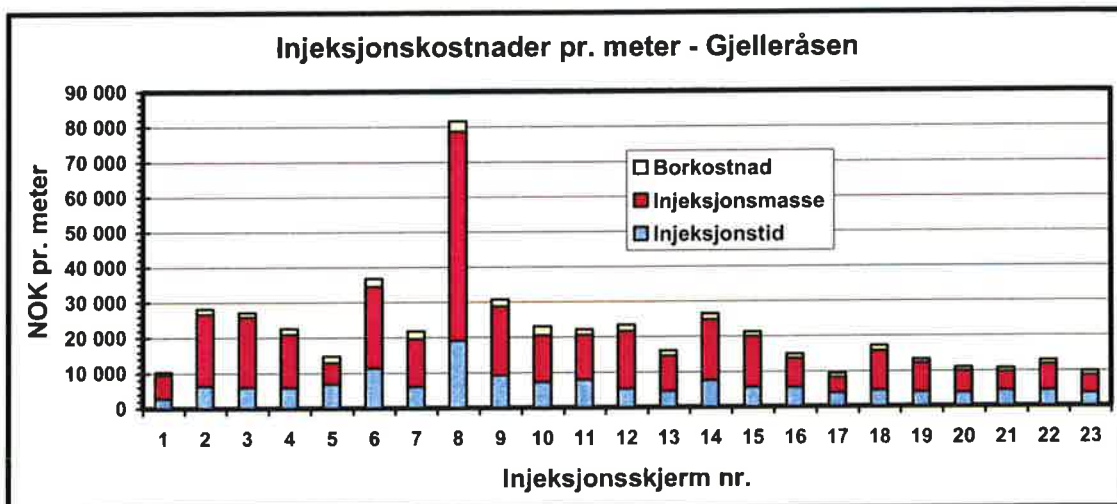
I motsetning til de fleste prosjekter ble det nødvendig å benytte masse som i stor grad motsatte seg transport ut over en avstand fra tunnelen på 5-7 meter. Da sprekkevolumet i store deler av bergmassen er meget stort var det også viktig å anvende billig masse, fordi masseforbruket ville bli høyt selv med sterk redusert masseutbredelse fra tunnelen.

Flere massesammensetninger ble forsøkt. Utviklingen gikk etter hvert i retning av å øke mengde industrisement på bekostning av mengde mikrosegment og mikrosilika, figur 2 og 3. Dette gjelder ikke partier med begrenset sprekkevolum.



Figur 2: *Bruk av injeksjonsmasse på stoff Gjelleråsen.*  
 Figure 2: *Grout masses used on tunnel face, Gjelleråsen.*

I det åpne berget var det også tvingende nødvendig å redusere v/c-forholdet så langt som injeksjonsteknisk mulig, dvs. til verdier rundt 0,4-0,5 for å oppnå trykkoppbygging og begrense utbredelsen. Ved v/c-forhold ned mot 0,4 klaget entreprenøren på flytvansker og tendens til tilstopping i pumper, koblinger og staver; v/c - forholdet ble da økt til 0,5-0,55. Det ble ved en del anledninger tilsatt mauringsmasse, eller man lot hullet hvile for å gå på igjen etter 1-2 timer. Uten hårfin dosering av mauringsmasse kan hullet lett tilstoppes og bli uegnet til videre injeksjon. Med et relativt stort antall injeksjonshull var det imidlertid av mindre betydning om vi «mistet» enkelte hull. De lave v/c-forhold og høye trykk, sluttrykk på 80-100 bar, har gitt tilstrekkelig inntrengning i det åpne berget og tilstrekkelig trykkfall ut fra hullet til å oppnå tilsiktet reduksjon av masseutbredelse. I tillegg har begrenset masseutbredelse og overgang til bruk av mer industrisement gitt en forholdsvis billig løsning.



Figur 3: *Injeksjonskostnader på stoff Gjelleråsen.*  
 Figure 3: *Grouting costs on tunnel face, Gjelleråsen.*

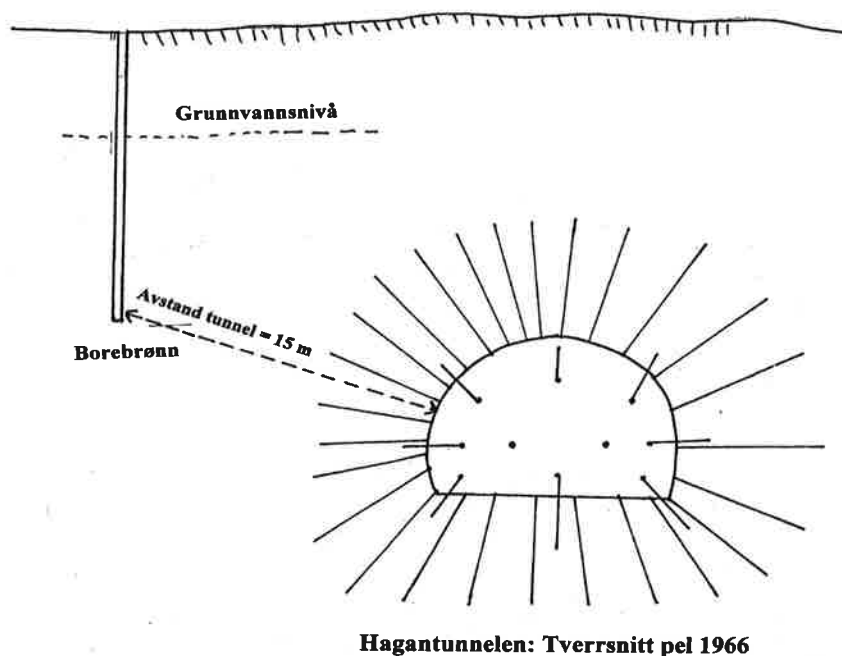
Masseutbredelse og utilsiktet masseutgang til omgivende byggverk ble primært holdt under kontroll i det åpne berget ved å velge riktig massesammensetning og v/c-forhold, ikke ved trykkbegrensninger.

I bergmasse som har mer lukket struktur, som deler av hornfelsen som har relativt stor overdekning ble det benyttet høyere andel mikrosement/mikrosilika og høyere v/c-forhold for å oppnå tilstrekkelig flyt og inntrengning.

### Skjermstrategi

Det ble vanligvis boret 24 m lange skjermmer med 9 m overlapp. Det vil si at det ble sprengt 3 salver à 5 m for hver injeksjonsskjerm bortsett fra der det pga. rystelsesrestriksjoner var nødvendig å korte ned salvelengden; samme overlapp ble opprettholdt. Forsøksvis kortere overlapp endte gjerne med litt dårligere resultat. Det vil si at vi observerte noe drypp i heng/vegger istedenfor fukt. Hullantall i skjermene varierte fra 20 til 45 huller. De fleste hull i kransen ble skrådd ut ca. 1/5, i sålen 1/4. Inkludert i oppgitt hullantall er også hull inne i profilet som anses som viktig for å unngå lekkasje forfra.

Masseutbredelse kan retningsbegrenses ved stedvis økning av antall hull i skjermen, se figur 4. Således kan det være riktig å bore flere hull i hengen der overdekningen er liten, eller flere hull i en vegg med eksempelvis brønn eller kjeller beliggende på tilsvarende side av tunnelen. Borebrønnen ved pel 1966 ble berget på tross av liten avstand til tunnelen. Flere hull betyr at v/c-forholdet kan reduseres og trykkfallet økes. Dette betyr mer effektiv injisering ved tunnelen med samme eller mindre massemengde.



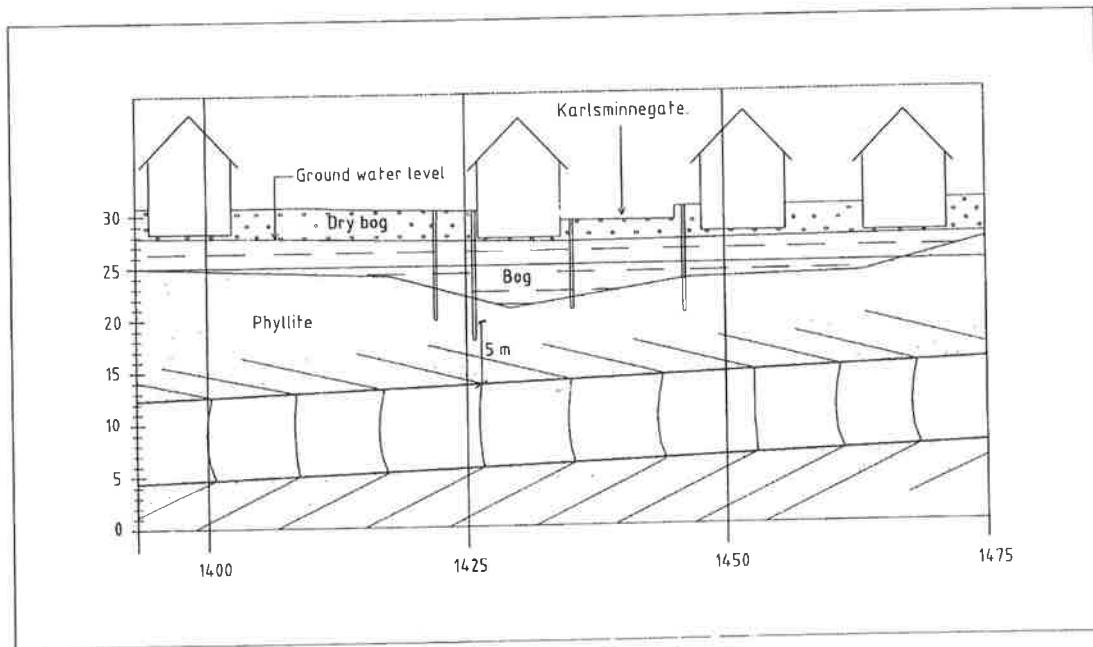
*Figur 4: Redusert stikning, tettere boremønster og tykk injeksjonsmasse berget borebrønnen. Den lå trangt inne i en kjeller og var komplisert å støpe igjen.*

*Figure 4: Reduced distance, more bore holes and thick grout masses saved the drilled well. It was placed inside a basement and was very difficult to close.*

## STORHAUGTUNNELEN – PROSJEKTET OG LITT GEOLOGI

Storhaugtunnelen er 1260 m lang og har tverrsnitt på 69 m<sup>2</sup> (T-9). Ca. 830 lm ligger under områder med fjell i dagen eller tynt usammenhengende løsmassedekke over fjell. Ca. 430 lm ligger under områder med større sammenhengende løsmassebassenger av til dels stor mektighet.

Med hensyn til setningsproblematikk er kritisk del av traseen fra pel 1250 til pel 1550, ca. 300 m, se figur 5. Bergoverdekningen varierer her fra 4,5 m til 9 m med overliggende setningsømfintlig løsmasse, for en stor del gammel myr, opp i 10 m mektighet. På løsmassene er det fundamentert eldre villabebyggelse.



Figur 5: Storhaugtunnelen i det mest kritiske området med liten overdekning, ca. 5 m.  
Figure 5: The Storhaug tunnel in the most critical area; minimum rock overburden is 5 m.

Bergarten langsetter hele tunneltraseen er fyllitt. Fyllitten er en finkrystallin glimmerskifer med til dels meget god spaltbarhet langs parallelle glimmerskikt. Variasjonen i skifriheten er stor og intens småfolding er utbredt. I disse områdene er det vanlig med kvartslinser på 5 – 15 cm. Bergarten får da et mer massivt og mindre skifrig karakter.

Svakhetssoner opptrer i en del av de finskifrige sonene med velutviklete linser av muskovitt og kloritt ispedd varierende mengder leire. I tilknytning til disse svakhetssonene er det ofte dannet plane eller tilnærmet plane leirslepper, som gjerne er 1-2 cm tykke og fylt med grå leire og bergartsfragmenter opp til cm-størrelse. I de dårlige områdene opptrer leirsleppene med mindre enn 1 m avstand.

Der tunnelen har minst bergoverdekning opptrer en svakhetszone i form av flere nærliggende, nesten sammenhengende, leirholdige slepper og knusningssoner. Det svake partiet har til sammen 5-10 m mektighet. Fyllittens planstruktur og nevnte svakhetssoner har fallvinkel ca. 70° mot NØ. Strøkretning danner en stump vinkel med tunnelaksen. Det opptrer også svakheter i form av oppsprekking som er orientert tvers av skifriheten.

## GRUNNVANNSKONTROLL

Fyllitten har generelt liten lekkasje. Sprekkene er i tillegg ofte leirfylte hvilket reduserer lekkasjepotensialet ytterligere. Større lekkasjer, anslagsvis opp mot 20 l/min, kom for eksempel fra kanaler i kryssingen mellom to gjennomsettende sprekker. Slike lekkasjer er relativt sjeldne. De fleste lekkasjer kom fra steile sprekker. Vannstrøm i andre retninger på vilkårlig orienterte sprekkeplater måtte også tettes for å oppfylle de strenge lekkasjekravene som var på 3 l/min/100 lm tunnel i kritisk del av traseen.

Det viste seg at det var vanskelig å treffe kanaler med de største lekkasjene under sonderboring og skjermboring. Ved treff av større kanal viste det seg at nabohullene kunne være tørre. Dette ga klare indikasjoner på viktigheten av å bore mange huller, anvende finkornet lettflytende masse under injeksjon og operere med høye trykk.

I løsmasseområdene er det satt ned 14 el-piezometre og boret ned 19 grunnvannsbrønner. Piezometrene er dels ført ned til fjell dels ned i fjell. Avlesning har skjedd med hyppighet fra en gang pr. dag til en gang hver uke eller 14. dag. Grunnvannskontrollen startet ca. 2 år før tunneldrivingen.

Det ble boret 6 grunnvannsinfiltrasjonsbrønner i fjell i området mellom profilene 1250-1550 som beredskap dersom injeksjonen ikke opprettholdt poretrykket i fjell og løsmasser. Brønnene har lengde 25-45 m og er boret gjennom antatte svakhetssoner i berggrunnen. Hver brønn er koblet til kommunalt vannledningsnett. Ved utprøving av brønnene ble det notert god respons på piezometre i både løsmasser og fjell. Vanntapsmålinger under boring av brønnene ga gode indikasjoner på konduktiviteten i berggrunnen.

Overordnede tetthetskrav er at grunnvannet under og etter tunneldrivingen ikke skulle senkes/poretrykket reduseres under det som på forhånd var registrert som naturlige variasjoner. Dette ble for tunneldriften konkretisert i lekkasjekrav mindre enn 3 l/min/100 lm tunnel i kritisk område mellom pel 1250 og pel 1550. Videre ble det bestemt at det ikke skulle måles mer enn 0,1 lugeon i noen av de 6 kontrollhullene som ble boret etter avsluttet injeksjon mellom pel 1400 og pel 1550. På denne bakgrunn ble det besluttet som nødvendig å injisere systematisk i dette kritiske området.

Injeksjonen i tunnelen under tunneldriften var så vellykket at det aldri ble nødvendig å åpne for infiltrering av vann i berg eller løsmasser.

## INJEKSJONSARBEIDER

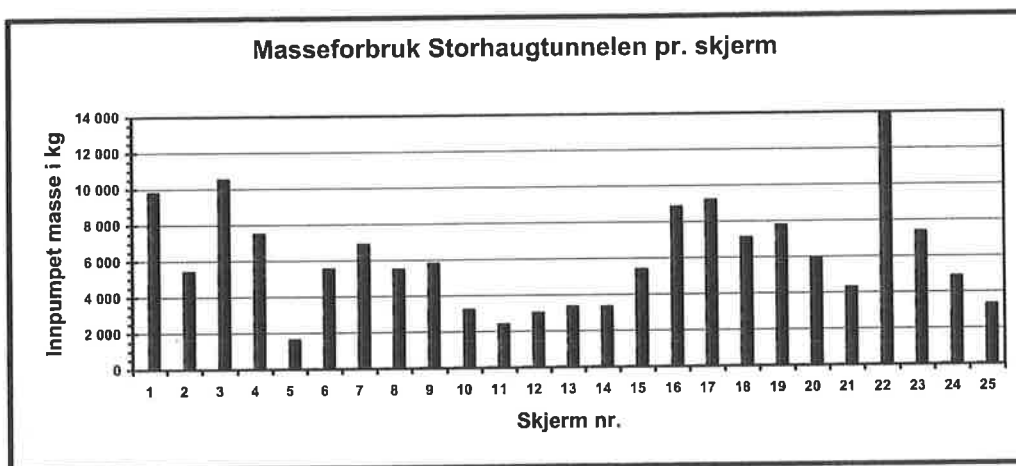
Hensikten med injeksjonsarbeidene i Storhaugtunnelen var å opprettholde grunnvannsforholdene rundt tunnelen slik at variasjonene i grunnvannstand/poretrykk ikke ble større enn det som på forhånd var registrert som naturlige variasjoner. Hovedutfordringene var å oppnå tilstrekkelig masseinntrengning og fordeling på både større og mindre vannførende sprekker i berget. Et vesentlig problem var å oppnå god tetthet i og ved svakhetssonen der bergoverdekningen var minst og leirinnholdet i berget var relativt høyt.

Det ble planlagt at injeksjon med mikrosegment i borehull foran stuff skulle være hovedmetoden for tetting. Fra østre påhugg frem til pel 1400 ble det sprengt med kun 3 m lange salver. Stedvis har det vært nødvendig å sprengte pilot med etterfølgende stross for å oppfylle rystelseskravene.

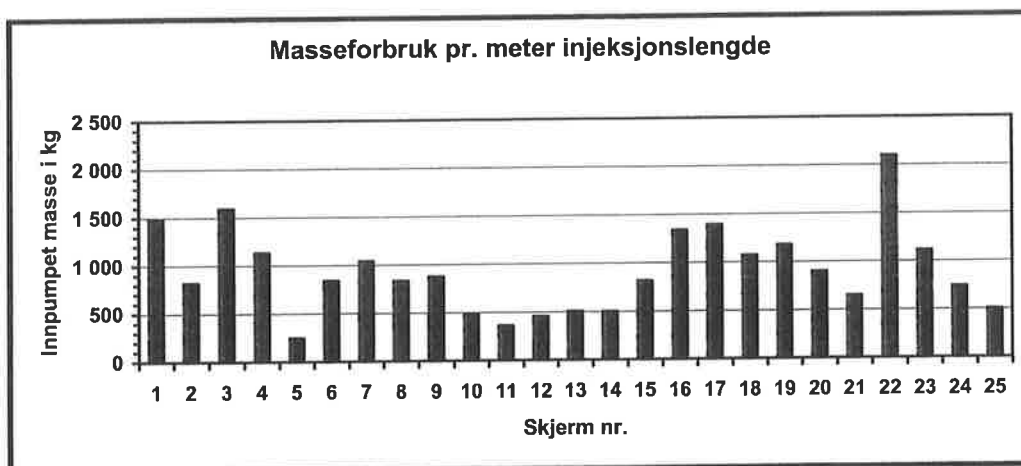
I størstedelen av injeksjonsområdet har det vært nødvendig å drive kun to salver à 3 m for hver injeksjonsskjerm på 14 m lengde, dvs. 8 m overlapp pr. skjerm. Hver skjerm hadde 62 hull. Hullene var jevnt fordelt langs periferien og i selve stoffen.

Sonderboring ble utført systematisk før hver skjerm med hullplassering slik at hullene kunne gå inn i injeksjonsskjermen. Det ble påtruffet vannlekkasje opp til 20 l/min i sonderborehull. Ellers varierte lekkasjene mye, også i hull som ble boret nær hverandre. Stort sett kan berget beskrives som lite vannførende, dog med potensiell lekkasjemulighet inn i tunnelen slik at grunnvannsenking lett kan påføres omgivelsene. Etter injeksjon ble det boret kontrollhull som skulle være tørre, for at injeksjonen kunne godkjennes.

Lekkasjeregistreringer ble på 1,6 l/min/100 lm tunnel i det sensitive området; altså godt under kravet på 3 l/min/100 lm tunnel.



Figur 6: Masseforbruk på Storhaugtunnelen pr. skjerm.  
Figure 6: Use of grouting masses in the Storhaug tunnel.



Figur 7: Masseforbruk på Storhaugtunnelen pr. netto injisert løpemeter.  
Figure 7: Use of grouting masses in the Storhaug tunnel per metre tunnel.

## Massesammensetning/injeksjonstrykk

For å oppnå tilstrekkelig masseinnngang ble det vesentlig benyttet mikrosegment (ultrafin 12), mikrosilika og SP-40; v/c-forholdet ble variert mellom 0,4 og 0,9. Ved utgang i stoff eller lengre bak i tunnelen ble det benyttet thermax som «blokker».

Øking av masseinnngang ble oppnådd ved å øke silikainnholdet og vanninnholdet. Vanligvis var vanninnholdet og silikainnholdet relativt høyt i begynnelsen. Gradvis ble v/c-forholdet i hvert hull redusert mot 0,5 for å oppnå motstand og jevn trykkoppbygging. I henghullene ble injeksjonen avbrutt ved 50 bar, i sålen var man ofte noe høyere. Det var viktig å følge godt med for å unngå eventuell «blow out» i dagen. Dette er spesielt viktig når det injiseres fra vederlag og opp i henghullene. Ved to tilfeller fikk man injeksjonsmasse opp i dagen uten alvorlige konsekvenser.

Det ble i gjennomsnitt injisert 5,8 tonn masse pr. skjerm tilsvarende 0,9 tonn masse pr. lm tunnel i det området som ble injisert. Maksimalt gikk det med 2,0 tonn masse pr. lm tunnel.

## Skjermstrategi

Storhaugtunnelen ble prosjektert med T9 profil, men ble sprengt noe større da man tok med seg grøftesprengningen og siktutvidelse i sving i salva. Dels ble det sprengt med større profil i svakhetssone for å ha plass til eventuell utstøpning.

Det er viktig at man innledningsvis eksperimenterer med antall og lengde på hullene i skjermen samt skjermoverlapp. I sensitivt område ble det drevet 2 x 3 m salve og injisert 14 m lang skjerm; dvs. 8 m overlapp for skjermene.

Den første skjermen ble boret opp med 34 hull, hvilket viste seg å være for lite. Gradvis ble hullantallet øket til 62 hull, 12 i stoff og 50 i kransen. Hullene ble jevnt fordelt over profilet bortsett fra sålehjørnene der det på grunn av geometrisk spredning var nødvendig å minske hullavstanden noe. Lengden på de fleste hullene var 14 m, noen få var 8 m.

Injeksjonen ble påbegynt ved å injisere sålehullene. Deretter ble hullene suksessivt injisert oppover i profilet inntil man avsluttet med injisering av henghullene.

Legg merke til at hullantallet er nært knyttet til lekkasjekrav, bergoverdekning og bergets relative konduktivitet.

## INJEKSJONSKOSTNAD STORHAUG

Injeksjonskostnadene er organisert annerledes og kan derfor ikke presenteres på samme måte som for Hagantunnelen. Totalkostnaden for injeksjonen er NOK **8.118.000**. Kostnadene er presentert i nedenforstående tabell i norske kroner, NOK:

<b>Kostnad pr. skjerm</b>	<b>300.600</b>
<b>Kostnad pr. meter skjerm</b>	<b>21.500</b>
<b>Kostnad pr. meter tunnel</b>	<b>49.200</b>

## **ORGANISERING**

Resultater som er oppnådd ved Storhaugtunnelen og Hagantunnelen kan ikke forventes i fremtiden uten at det skjer en generell mentalitetsforandring hos fremtidens prosjektledere.

De omtalte suksesser har vært betinget av spesiell våken prosjektledelse på disse to prosjekter som har gjort seg nytte av den spisskompetanse som har vært tilgjengelig hos entreprenør og ved Vegteknisk avdeling.

Feilslåtte tunnelprosjekter skyldes vanligvis at byggherrens prosjektleder ikke tar inn fjellteknisk ekspertise overhodet, eller at vedkommende tar inn ekspertise som ikke har nødvendig erfaringsbakgrunn (f.eks. nyutdannede som opererer alene uten støtte fra personer med lang erfaring). Den som på byggherresiden er ansvarlig for injeksjonsarbeidene på et prosjekt må ha minst 10-15 års relevant erfaring.

Slik de fleste norske tunnelkontrakter er bygget opp, er det byggherren som styrer injeksjonsarbeidene. Det betyr at byggherrens representanter jevnlig må være på stuff så lenge injeksjon pågår. Dette krever flere injeksjonskyndige med relevant erfaring under den hovedansvarlig.

Ved norske tunnelanlegg har byggherrer sjelden organisert som antydnet over. Dersom dette fortsetter, vil vi få mange tunnelanlegg som vil komme helt ut av teknisk, økonomisk og miljømessig styring.

## **SUKSESSKRITERIER**

Følgende kriterier må til for å lykkes:

### **Organisering**

- Kompetent/erfarent personell i injeksjonsfasen
- Byggherren utnytter egen- og stuffmannskapets erfaringer og kunnskaper
- Avgjørelser tas fortløpende på stuff – nærmest der problemer oppstår og kan løses.

### **Teknisk**

- Vurdere trykkutviklingen i hvert enkelt hull
- Injisere i henhold til tilbakemelding hvert hull gir
- Avpasse vann/cement forholdet mot trykk som avslutningsvis kjøres maksimalt opp
- Optimalt antall hull vurdert etter erfaringer på stuff
- Skjerm lengde tilpasset krav og lokale forhold.





# FÖRUTSÄGELSE AV BRUKSSPRIDNING OCH TÄTNINGSEFFEKT – EN SANNOLIKHETSBASERAD METOD

## Prediction of Grout Spread and Sealing Effect – A Probabilistic Approach

*Magnus Eriksson, Avd. för Jord- och Bergmekanik, KTH*

### Sammanfattning

Följande artikel diskuterar vad som styr resultatet vid injektering i hårt sprickigt berg. Artikeln bygger på ett avhandlingsarbete som har studerat faktorer i sprickans geometri, i brukets egenskaper och i den teknik som används för att beskriva hur dessa faktorer påverkar injekteringsresultatet. Artikeln presenterar översiktligt det beräkningsverktyg som utvecklats för studien. Beräkningsverktyget möjliggör att beräkna bruksspridning av ett cementbaserat bruk i en sprickgeometri med varierande vidd och med hänsyn till att bruket har begränsad inträngningsförmåga. Vidare så presenteras i artikeln en numerisk simulering av injektering i två fiktiva bergmassor med två olika injekteringsmetoder med avsikten att studera om det teoretiskt går att värdera vilken metod som är lämpligast. Beräkningarna visar att betydande skillnader erhålls i resultaten beroende på vilken injekteringsmetodik som väljs. Detta visar att en teoretisk utvärdering av olika injekteringsmetoder är ett värdefullt verktyg för att bestämma rätt injekteringsmetod vilket kan förbättra injekteringsresultat och minska kostnader. I slutsatserna presenteras vilka egenskaper som bedömts som viktiga för tätning av olika sprickor.

### Summary

This paper discusses governing factors for the grouting result in hard jointed rock. The paper is based on a dissertation work that have studied factors related to the geometry of the fracture, the properties of the grout and the used technique to seek understanding of what is governing the grouting result. The paper presents briefly the calculation tool that has been developed, which facilitates calculation of grout spread and sealing effect in fractures with varying aperture considering also the limited penetration ability of the grout. Furthermore, the paper presents a numerical simulation of grouting two different rock masses with two different grouting designs in order to test the value of grouting predictions using numerical studies. It is noted that considerable differences is obtained concerning the grouting results as the two rock masses are grouted with the different designs. This is taken as proof that theoretical validations to support the choice of design is well worth making and can facilitate better grouting result and lower costs. In the conclusions some governing factors are presented, which have been considered important for grouting of various fractures.

## 1. Inledning

Följande artikel behandlar förutsägelse av bruksspridning och tätningseffekt vid injektering i hårt berg. Artikeln sammanfattar avhandlingen Prediction of Grout Spread and Sealing Effect – A Probabilistic Approach (Eriksson, 2002) som presenterats vid avd för Jord- och Bergmekanik vid Kungliga Tekniska Högskolan. Av naturliga skäl kan inte allt som presenterats i avhandlingen inrymmas i artikeln men avsikten är ändå att så heltäckande som möjligt presentera innehållet och de slutsatser som gjorts.

Spridning av cementbaserade bruk i bergsprickor är en förutsättning för att uppnå ett gott tätningsresultat vid injektering. Av denna anledning är det viktigt att förstå faktorer som styr bruksspridningen för att kunna föreslå rätt injekteringsmetod och för att kunna bedöma vilken effekt injekteringen kommer att ge. Avsikten är att kunna identifiera faktorer som påverkar resultatet samt förstå i vilken grad de påverkar. Om detta uppnås kan förbättringar i injekteringsmetodik uppnås och möjliggöra bra förutsägelser av injekteringsresultatet.

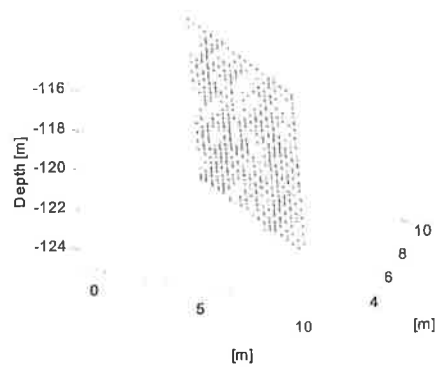
Arbete har gjorts med finansiellt stöd av SKB på avdelningen för Jord- och Bergmekanik på Kungliga Tekniska Högskolan. Stort tack riktas till Prof. Håkan Stille och Tekn. Dr. Johan Andersson för handledning. Vidare uppskattas gott samarbete med Per Delin KTH, Åsa Fransson och Gunnar Gustafson CTH, Martin Brantberger SCC, Thomas Dalmalm NCC/KTH, Jan Alemo och Daniel Eklund VU, Björn Lagerblad och Leif Fjällberg CBI m. fl.

## 2. Beräkningsverktyg

För att kunna analysera styrande faktorer för injekterings förlopp har ett beräkningsverktyg tagits fram. Beräkningsverktyget har testats och verifierats så långt som varit praktiskt möjligt mot laborationsförsök och fälttester.

Beräkningsverktyget har två distinkta delar. Den ena delen omfattar att deterministisk beräkna flöde av vatten och bruksinträngning i en given geometri. Den andra delen omfattar att uppskatta en sannolik fördelning på resultat baserat på en variation i indata. Detta görs med hjälp av en Monte-Carlo simulering där olika sprickgeometrier realiseras baserat på statistiska indata på sprickgeometrin.

Beräkningarna utförs i en finit differensmodell där flödesgeometrin är beskriven med ett ortogonalt nät av konduktiva element (se *Figur 1*). Nätet av konduktiva element genereras baserat på statistiska indata avseende medelsprickvidd, standardavvikelse i sprickvidd och andelen kontaktyta. Dessutom kan sprickmodellen orienteras i rymden.



Figur 1 Illustrering av sprickmodell.  
A visualisation of a network in 3D space representing a fracture.

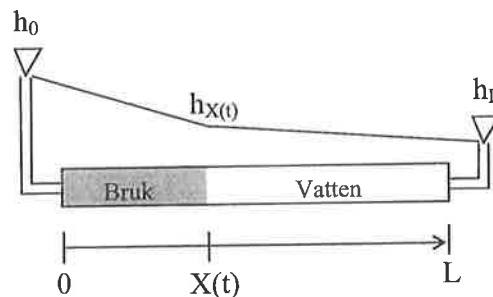
Flödet hos ett cementbaserat bruk skiljer sig från vatten pga av den inre hållfasthet som återfinns hos bruket. Reologiskt brukar cementbaserade bruk beskrivas med Binghammodellen (Håkansson, 1993) (Ekvation 2) och vatten med Newtons modell (Ekvation 1)

$$\tau = -\mu \frac{dv}{dr} \quad (1)$$

$$\tau = -\mu_b \frac{dv}{dr} + \tau_0 \quad (2)$$

där  $\mu$  och  $\mu_b$  är viskositeten på vatten respektive bruk,  $dv/dr$  skjuvhastigheten och  $\tau_0$  brukets flytgräns.

I sprickan kan bruket möta ett mottryck av vatten som finns där. Som framgår av Figur 2 blir tryckfördelningen inte linjär vilket skulle ha varit fallet om endast en vätska funnits.



Figur 2 Tryckfördelning i elementet med både vatten och bruk närvarande.  
Grout and water in the same channel.

I fallet med en rektangulär flödesgeometri erhålls medelhastigheten ( $dx/dt$ ) (Hässler, 1991)

$$\frac{dx}{dt} = \frac{\rho_w \cdot g \cdot b^2 \cdot (h_0 - h_L)}{12 \left( X(t) \left( \frac{\mu_b(t)}{1 - 3Z + 4Z^3} - \mu_w \right) + L \cdot \mu_w \right)} \quad (3)$$

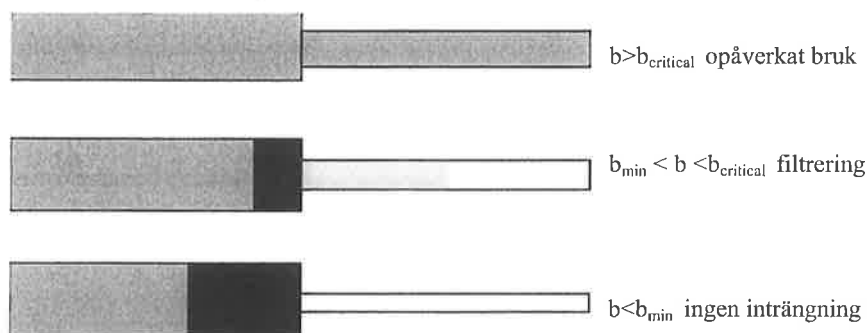
där  $\rho_w$  är viskositeten för vatten,  $b$  elementets vidd,  $\mu_B$  viskositeten på bruket och  $L$  längden på elementet.  $Z$  beskriver "pluggen", dvs den stela plugg med konstant hastighet som uppträder i bruksflödet och uttrycks som

$$Z = \min \left( \frac{\tau_0(t)}{b \cdot \rho_w \cdot g \cdot \left| \frac{(h_0 - h_L)}{L} \right|}, \frac{1}{2} \right) \quad (4)$$

Den begränsade inträngningsförmågan som återfinns hos cementbaserade bruk kan påverka injekteringsresultatet avsevärt. Det är därför viktigt att försöka uppskatta effekten av begränsad inträngningsförmåga i beräkningar och förutsägelser av injekteringsresultatet. Nedan presenteras en modell för hur den begränsade inträngningsförmågan inkluderats i beräkningarna. I Eriksson & Stille (2003) presenteras en metod för att mäta och utvärdera nödvändiga parametrar för beräkningen.

Filtrering av bruket kan ske när en förträngning i flödesvägen uppstår där del av brukets partiklar fastnar och bildar en plugg, Hansson (1995) och Eklund (2003).

Vidden under vilken filtrering uppträder har betecknats kritisk vidd ( $b_{\text{critical}}$ ) och vidden under vilken inget bruk kan passera har betecknats minsta vidd ( $b_{\text{min}}$ ). Mellan dessa två viddar filtreras bruket som är illustrerat i Figur 3. Om vidden är större än den kritiska vidden passerar bruket utan filtrering och flödet blir opåverkat. Om vidden är mindre än minsta vidden, passerar inget bruk utan en filterkaka bildas direkt och förhindrar vidare flöde.



Figur 3 En konceptuell beskrivning av filtrering av bruk.  
A conceptual model of the filtration process during grouting.

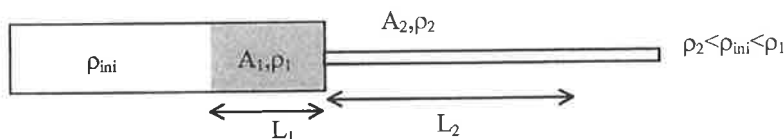
Den matematiska modellen för att beskriva filtrering av bruken baseras på en massbalansberäkning. Massökningen innan förträngningen ( $\Delta m_1$ ) skall motsvara minskningen i massa efter förträngningen ( $\Delta m_2$ ). Se Figur 4 för beteckningar.

$$\Delta m_1 = (\rho_1 - \rho_{in}) \cdot L_1 \cdot A_1 \quad (5)$$

$$\Delta m_2 = (\rho_{in} - \rho_2) \cdot L_2 \cdot A_2 \quad (6)$$

Genom att  $\Delta m_1 = \Delta m_2$  erhålls relationen

$$\rho_1 = (\rho_{ini} - \rho_2) \cdot \frac{L_2 \cdot A_2}{L_1 \cdot A_1} + \rho_{ini} \quad (7)$$



Figur 4 Illustrering av filtrering där en ökad densitet hos bruket erhålls före förträngning och en minskad densitet hos bruket erhålls efter förträngningen.  
*Illustration of filtration where an increased density is found in front of the constriction and filtered grout (i.e. with a lowered density) behind the constriction.*

Densiteten ( $\rho_2$ ) efter förträngningen beror på bruket och på vidden på förträngningen. Mätningar har visat att för ett och samma bruk är inträngningsförmågan nära linjär mellan den minsta vidden och den kritiska vidden. Baserat på denna observation beräknas densiteten på bruket efter förträngningen till

$$\rho_2 = \frac{b - b_{\min}}{b_{\text{critical}} - b_{\min}} (\rho_{ini} - \rho_{\min}) + \rho_{\min} \quad (9)$$

där  $\rho_{\min}$  betecknar en minsta densitet hos det filtrerade bruket. Denna densitet kan beräknas eller mätas.

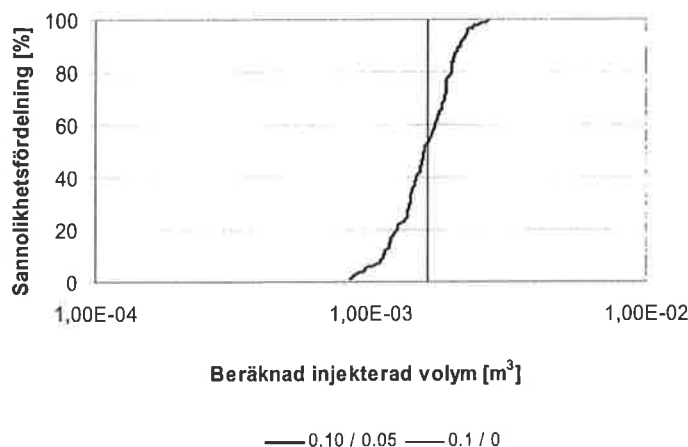
När densiteten efter förträngningen ( $\rho_2$ ) är bestämd kan densiteten i filterkakan ( $\rho_1$ ) beräknas. När densiteten i filterkakan når ett maxvärde avstannar flödet och ett stoppkriterium baserat på begränsad inträngningsförmåga har nåtts. Max densitet i filterkakan, dvs det maximala värdet på  $\rho_1$  varierar något mellan olika bruk men är i storleksordningen 2000-2100 kg/m<sup>3</sup>.

### 3. Några illustrerande beräkningar

I det följande avsnittet presenteras ett antal beräkningar som illustrerar några styrande faktorer för injekteringsresultatet. Dels illustreras hur resultaten av en injektering kan bero på var i sprickan borrhålet träffar och dels illustreras hur medelvidd, begränsad inträngningsförmåga och ett minsta flödeskriterium kan påverka resultatet. Diagrammen visar alla hur stor bruksvolym som injekteras i lin-log skala. Alla beräkningarna är gjorda med injekteringstrycket 0,60 Bar vilket använts för att inte brukspridningen skall vara större än modellen. Varje kurva i diagrammen redovisar 50 st beräkningar med samma indata parametrar.

### Betydelse av skillnad i medelvidd och av variation i sprickvidd

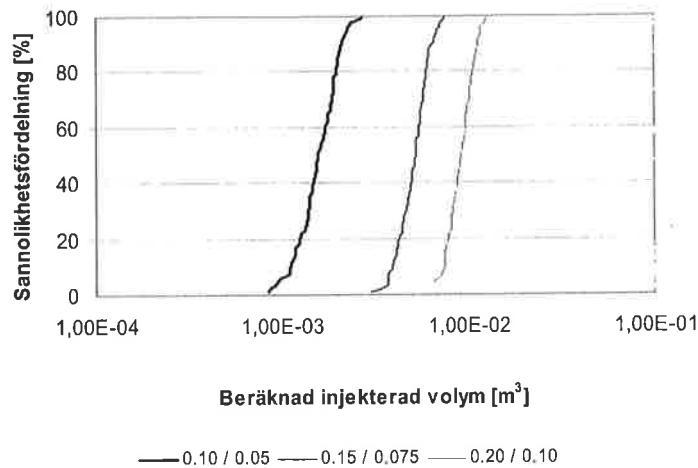
Ofta beskrivs spridningen av injekteringsbruk i en spricka som cirkulär cylindrisk. Denna beskrivning är naturligtvis en förenklad bild baserad på att den exakta geometrin hos sprickan är okänd och antas vara plan-parallell. Dock, verkliga sprickor uppvisar en variation i sprickvidd och det kommer därför att finnas mer och mindre öppna partier (Lanaro, 2001). Figur 5 visar beräknad injekterad volym i en spricka med en aritmetisk medelvidd på  $100\mu\text{m}$  och en variation i vidd motsvarande en standardavvikelse på  $50\mu\text{m}$ . I figuren finns också markerat vad den beräknade volymen i det plan-parallella fallet är.



Figur 5 Beräkning av injekterad volym bruk i dels en plan-parallell spricka med medelvidd  $0,1\text{ mm}$  och dels i en spricka med medelvidden  $0,1\text{ mm}$  och en variation i sprickvidd motsvarande  $0,05\text{ mm}$ .  
*Calculated grout take in a plane parallel fracture with an aperture of  $0.10\text{ mm}$  and in a fracture of mean aperture  $0.10\text{ mm}$  with a standard deviation of  $0.05\text{ mm}$ .*

Som framgår av figuren erhålls en mycket stor skillnad i beräknad volym, mellan  $0,9$  och  $2,7$  liter. Denna stora skillnad beror på var i sprickan borrhålet träffar, dvs beror på den lokala geometrin där borrhålet träffar. Om borrhålet träffar i en mindre konduktiv del av sprickan erhålls en mindre spridning och om borrhålet träffar i en mer konduktiv del erhålls en större spridning. Detta resultat överensstämmer med praktisk erfarenhet som säger att stora variationer i bruksåtgång kan erhållas från hål till hål och från skärm till skärm, under påtagligt liknande förhållande.

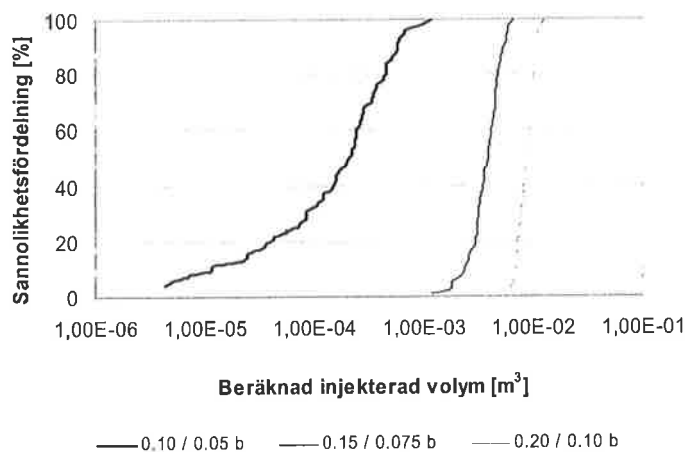
En faktor som har stor betydelse för injekteringsresultatet är medelsprickvidden. I Figur 6 visas tre beräkningar med olika medelsprickvidd men med en och samma variationskoefficient ( $0,5$ ) och vilken beräknad volym som erhålls. Dock, beräkningarna som redovisas i figuren tar inte hänsyn till den begränsade inträngningsförmågan hos bruken eller praktiska aspekter såsom ett minsta pumpflöde. Dessa aspekter diskuteras nedan.



Figur 6 Beräkning av injekterad volym i tre sprickgeometrier med olika vidd (0,1 mm, 0,15 mm och 0,20 mm).  
*Calculated grout takes in three fractures with mean apertures of 0.10 mm, 0.15 mm and 0.20 mm.*

### Påverkan av begränsad inträngningsförmåga

Den begränsade inträngningsförmågan hos cementbaserade bruk bedöms i många fall vara en huvudorsak till att ett fullgott tätningsresultat inte uppnåtts. Nedan redovisar en beräkning hur stor betydelse den begränsade inträngningsförmågan kan ha, baserat på vanligt förekommande bruk och i de tre fallen av sprickor. Figur 7 visar samma beräkning som tidigare dock med tillägget att den begränsande inträngningsförmågan har inkluderats. De parametrar som använts i beräkningen är en  $b_{\min}=80 \mu\text{m}$  och en  $b_{\text{critical}}=120 \mu\text{m}$ . Som framgår av figuren påverkas den minsta sprickan (0,10/0,05) mest, men alla tre uppvisar viss påverkan. Resultaten skall jämföras med resultaten presenterade i Figur 6.

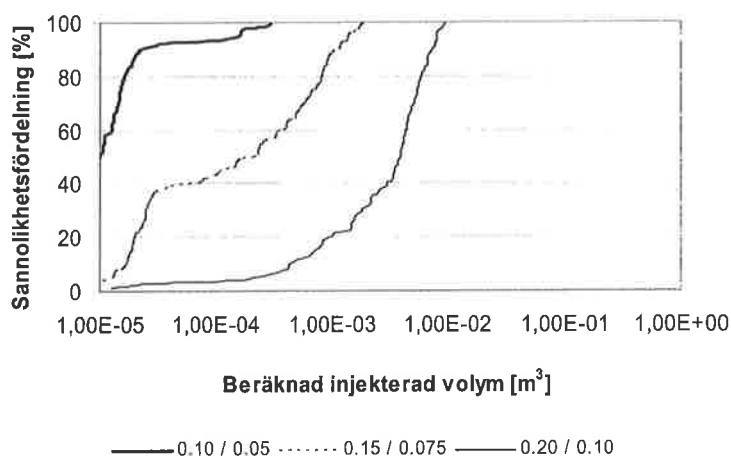


Figur 7 Beräknad injekterad volym i de tre sprickgeometrierna med hänsyn tagen till brukets begränsade inträngningsförmåga.  
*Calculated grout take in the three fracture cases after including the limited penetration ability of the grout. To be compared to Figure 6.*



### Minsta flödeskriteria

Vissa praktiska aspekter kan också ha stor påverkan på resultatet. En sådan faktor är de stoppkriterier som används. Vanligtvis avbryts injekteringen då ett visst minsta flöde uppnåtts i samband med stopptryck. Detta minsta flödeskriteria får till följd att injekteringen avbryts innan teoretiskt stopp uppnåtts. I Figur 8 nedan illustreras för de tre sprickorna betydelsen av att ha ett minsta flödeskriteria. Beräkningarna har avbrutits då flödet blivit mindre än 0,1 liter/min. Figuren skall återigen jämföras med Figur 6.



Figur 8 Beräknad injekterad volym i de tre sprickgeometrierna med hänsyn tagen till att injekteringen avbryts vid ett minsta flöde (0,1 liter/min).  
*Calculated grout take in the three fracture case after including a minimum flow criterion (0.1 litre/min). To be compared to Figure 6.*

### 4. Ett test av val av design

För att illustrera den potentiella nyttan med teoretiska beräkningar inför val av design presenteras ett test av två olika injekteringsförslag i två olika typer av bergmassor. För att göra detta beskrivs två injekteringsförslag (kallade 'a' och 'b') på två olika bergmassor ('A' och 'B'). De två injekteringsförslagen är upprättade baserat på hur olika styrande faktorer påverkar resultaten och hur dessa bör prioriteras (se Eriksson, 2002). De båda bergmassorna injekteras med respektive injekteringsförslag, dvs bergmassa 'A' enligt design 'a' och bergmassa 'B' med design 'b'. Därefter injekteras bergmassorna enligt den andra förslaget, dvs bergmassa 'A' enligt design 'b' och bergmassa 'B' med design 'a'. Hypotesprövningen ligger i att undersöka om det kan påvisas att den föreslagna designen för respektive bergmassa är påtagligt bättre än den alternativa designen.

## **Två olika bergmassor**

### ***Bergmassa A***

Bergmassan A antas var en bergmassa med låg genomsläpplighet och med ett lågt grundvattentryck (~20m). De vattenförande sprickorna har en medelvidd mellan 0,1 och 0,15 mm och uppträder med en frekvens av ca 1 på 4 meter. Den beskrivna situationen överensstämmer i princip med förhållandena på Södra Länken, enligt beskrivning av Dalmalm et al (2000).

Sprickorna antas ha en liten andel kontaktyta (10%) och en sprickviddsvariation som motsvarar halva medelsprickvidden. Sprickorna är huvudsakligen orienterade med brant stupning och ungefär 45 grader i förhållande till tunneln. I modellen har sprickornas vidd och antal sats enligt Tabell 1.

Tabell 1      Antal och medelvidd på de fyra sprickor som genomsnittligt påträffas i injekteringsskärmen i bergmassa A.  
*Number and mean aperture of the four fractures that in average is found in rock mass A.*

Sprick nummer	Antal	Medelvidd
1	1	0,100
2	1	0,117
3	1	0,134
4	1	0,150

### ***Bergmassa B***

Bergmassan B antas var en bergmassa med hög genomsläpplighet, med sprickor med betydande genomsläpplighet och med ett stort grundvattentryck (~100m). De vattenförande sprickorna har en medelvidd mellan 0,1 och 0,5 mm och uppträder med en frekvens av ca 1 per meter. Den beskrivna situationen överensstämmer i princip med förhållandena på Hallandsås projektet, enligt beskrivning av Fransson (1999).

Sprickorna antas ha en liten andel kontaktyta (30%) och ha en variation i sprickvidd som motsvarar halva medelsprickvidden. Sprickorna är huvudsakligen subvertikala och orienterade vinkelrätt mot tunneln. I modellen har sprickornas vidd och antal ansats till värdena som angivits i Tabell 2 nedan.

Tabell 2      Antal och medelvidd på de tjugo sprickor som genomsnittligt påträffas i injekteringsskärmen i bergmassa B.  
*Number and mean aperture of the four fractures that in average is found in rock mass B.*

Sprick nummer	Antal	Medelvidd
1	2	0,10
2	2	0,15
3	3	0,20
4	2	0,25
5	2	0,30
6	2	0,35
7	3	0,40
8	2	0,45
9	2	0,50

### ***Två förslag på injekteringsmetod***

#### ***Design a***

Designförslag 'a' är anpassat för att resultera i bra tätning i bergmassa A. Baserat på beskrivningen av bergmassan, bedöms att inträngningsförmågan hos bruket är den viktigaste aspekten att beakta beroende den begränsade vidden på sprickorna (0,10mm-0,15mm). Det bedöms vidare vara viktigt att använda ett lättflytande bruk för att kunna upprätthålla ett tillräckligt högt flöde för att få en bra spridning i sprickorna. Ett bruk med bra inträngningsförmåga och relativt högt vct väljs därför. Det anses att en viss separation kan accepteras. Brukets egenskaper redovisas i Tabell 3. Det bedöms möjligt att nå en spridningslängd av ca 2 m och detta avstånd väljs som hålavstånd i slutet på skärmen. Detta ger ett hålavstånd på 1,1 meter eller 28 hål totalt.

Injekteringen skall utföras med ett maximalt injekteringstryck av 20 Bar för att undvika marklyftning eller spräckning. Max volym är 1000 liter (per hål) och minsta flöde 0,5 liter / minut. Injekteringsordningen är att injektera motors med början i bottenhålen.

Tabell 3 Egenskaper hos bruket i design 'a'  
*Properties of the grout in grouting design 'a'.*

		Efter 10 min	Efter 30 min	Efter 60 min	Efter 120 min
Densitet [kg/m <sup>3</sup> ]	1445				
Separation [%]	20%				
Inträngnings- förmåga	b <sub>critical</sub> [m]	120	130	140	140
	b <sub>min</sub> [m]	80	90	100	100
Max densitet	ρ <sub>max</sub> [kg/m <sup>3</sup> ]	2100			
Min densitet	ρ <sub>min</sub> [kg/m <sup>3</sup> ]	1350			
Reologi	Flytgräns [Pa]	0,5	0,8	1	2
	Viskositet [Pas]	0,05	0,08	0,1	0,2

### Design b

Designförslag 'b' är anpassat för att resultera i bra tätning i bergmassa B. Baserat på beskrivningen av bergmassan, bedöms att ett bruk som tätar strukturerna väl är viktigt pga av den stora vidden (0,1 – 0,5 mm) och det höga vattentrycket så att en så låg resulterande konduktivitet erhålls. Inträngningsförmågan anses inte vara ett problem och heller inte att upprätthålla flöde även om ett tjockt bruk används. Valet faller på ett injekteringscement med lågt vct. Egenskaperna hos bruket redovisas i Tabell 4.

Tabell 4 Egenskaper hos bruket i design 'b'  
*Properties of the grout in grouting design 'b'.*

		Efter 10 min	Efter 30 min	Efter 60 min	Efter 120 min
Densitet [kg/m <sup>3</sup> ]	1660				
Separation [%]	0%				
Inträngnings- förmåga	b <sub>critical</sub> [m]	140	150	160	160
	b <sub>min</sub> [m]	100	110	120	120
Max densitet	ρ <sub>max</sub> [kg/m <sup>3</sup> ]	2100			
Min densitet	ρ <sub>min</sub> [kg/m <sup>3</sup> ]	1460			
Reologi	Flytgräns [Pa]	3	4,5	6	12
	Viskositet [Pas]	0,3	0,45	0,6	1,2

Injekteringen skall utföras med ett maximalt injekteringstryck av 40 Bar. Max volym är 1000 liter (per hål) och minsta flöde 0,5 liter / minut. Injekteringsordningen är att injektera motors med början i bottenhålen.

De mindre sprickorna kommer att vara svåra att erhålla en tillräcklig spridningslängd och det kommer att vara svårt att täta dess. Det bedöms att ett hålavstånd på 3 m i slutet på skärmen är behövligt och med en stickvinkel på 10 grader erhålls ett c/c avstånd på 2,2 meter eller 18 hål totalt.

### **Resultat och diskussion**

Nedan redovisas i Tabell 5 resultaten av beräkningarna. Som framgår avseende både tätningseffekt och beräknat resulterande inflöde är kombinationen av bergmassa 'A' och design 'a', dvs A·a, bättre än alternativet A·b. På samma sätt framgår det att kombinationen B·b är bättre än kombination B·a. Detta visar att i den undersökning som presenterats här kan det teoretiskt påvisas vara mer lämpligt med en design än en annan.

I tabellen presenteras även beräknade bruksvolym och beräknad injekteringstid. Det framgår att betydande skillnader i beräknade resultat erhålls även vad gäller dessa faktorer. Som framgår av tabellen är design 'b' inte bara den bästa ur aspekten förväntat inläckage efter injektering utan är även den produktionsmässigt effektivaste designen i bergmassa 'B'. Huvudsaken är i de flesta fall att reducera inflödet till acceptabel nivå men kan detta göras snabbare och med användning av mindre bruk erhålls både ekonomiska och miljömässiga vinster.

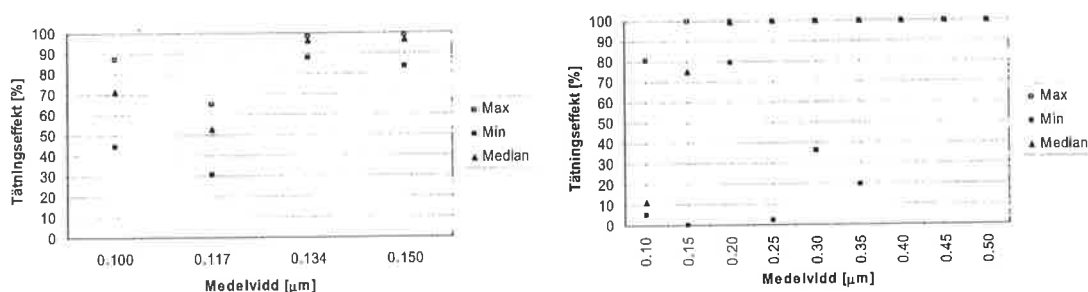
Tabell 5 Presentation av beräknade resultat avseende tätningseffekt, inflöde, injekterad volym och tid för injektering  
*Presentation of calculated results concerning sealing effect, inflow and grout volume and time for each case and combination.*

	Tätningseffekt	Beräknat median inflöde	Beräknad median injekterad bruksvolym exklusive hålfyllnad	Beräknad medeltid för injektering av skärm exklusive hålfyllnad
	[%]	[liter/min/100 m]	[liter]	[min]
A·a	89,1	17	680	147
A·b	9,9	138	2	16
B·b	99,4	76	1370	361
B·a	98,4	213	1860	825

Om resultaten jämförs med praktiska erfarenheter noteras att beräknat inflöde efter injektering uppfattas som något högt. Detta har flera förklaringar. En orsak är att modellen i sig har begränsningar i beräkning av inflöde. Modellen antar hydrostatiskt tryck på ränderna och mot bakgrund av den geometriska modellen är relativt liten ger detta ett visst överskattat flöde.

Andra orsaker är att varians reduktion inte iakttas. Ytterligare kan nämnas att i praktiska sammanhang oinjekteras oftast skärmar med dåligt resultat vilken minskar inflödena. Dock, det är generellt sett svårt att beräkna inflödena till tunnlarna vilket indikerar att det kan vara lämpligare att bedöma rätt injekteringsinsats baserat på tätningseffekt istället för beräknat inflöde.

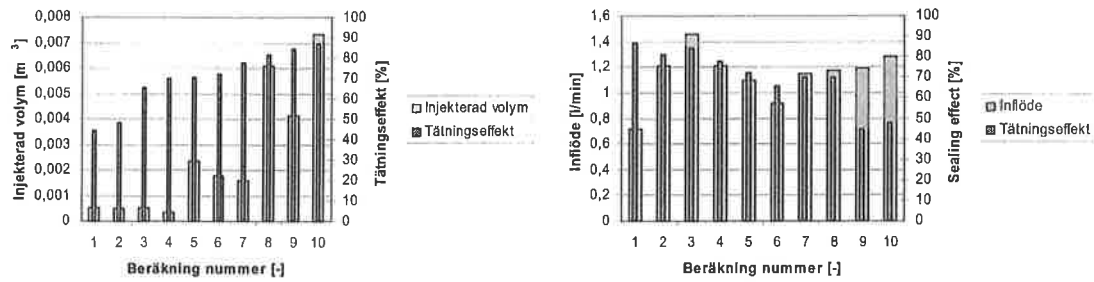
Andra resultat som kan diskuteras är till exempel att undersöka om någon systematik går att spåra. Figur 9 redovisar de beräknade resultaten avseende tätningseffekt spricka för spricka i fall A·a och B·b i form av variation i resultaten och medianvärde.



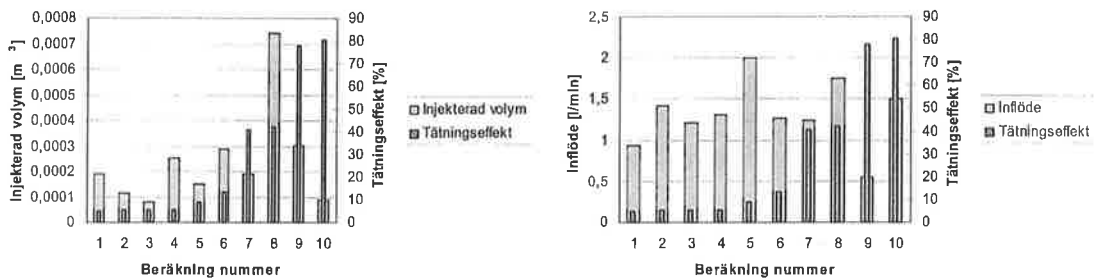
Figur 9 Variation i beräknad tätningseffekt för respektive spricka i fall A·a och B·b  
*Variation in calculated sealing effect for each fracture in case A·a and B·b.*

Det framgår av figurerna att medianvärdet är minst för de minsta sprickorna, dvs sämst tätningseffekt förväntas i de minsta sprickorna. Det framgår även att variationen i resultaten är stor, dvs ett stort slumpmässigt utfall förväntas. I de något större sprickorna är variationen i resultat mindre.

En annan sak att undersöka är korrelationen mellan bruksvolym och uppnått täthet. Enligt hypotesen bör B-berget tätas med ett trögare bruk som fyller ut bättre vilket skulle innebära att volymen injekterad bruk inte är direkt kopplad till tätheten. I Figur 10 (fall A·a) och Figur 11 (fall B·b) jämförs den uppnådda tätningseffekten med injekterad volym inflödet från respektive sprickan innan injektering. Det framgår att ingen entydig korrelation föreligger. Därmed kan konstateras att utforma injektering mot att största möjliga volymen skall injekteras kan vara fel ansats. Hög täthet skall vara vägledande vilket i vissa fall men inte alla gynnas av stor injekterad volym.



Figur 10 Beräknad bruksvolym och tätningseffekt (vänster) och beräknat inflöde och tätningseffekt (höger) i fall A-a i sprickor med en medelvidd på 0,1 mm för tio simuleringar.  
*Calculated grout take and sealing effect (left) and calculated inflow and sealing effect (right) in Case A-a and for ten simulations in fractures with a mean aperture of 0.10 mm.*



Figur 11 Beräknad bruksvolym och tätningseffekt (vänster) och beräknat inflöde och tätningseffekt (höger) i fall B-b i sprickor med en medelvidd på 0,1 mm för tio simuleringar.  
*Calculated grout take and sealing effect (left) and calculated inflow and sealing effect (right) in Case B-b and for ten simulations in fractures with a mean aperture of 0.10 mm.*

## 5. Slutsatser

Bruket spridning i berget är en väsentlig faktor för effekten av injekteringen. Bruket spridning styrs av en rad faktorer avseende berget, bruket och teknikvalet.

Avseende bergets egenskaper kan det konstateras att sprickornas geometri avseende vidd och variation i sprickvidd är betydelsefulla för resultatet. Dessa egenskaper påverkar dels flödet av bruk och dels möjligheterna att tränga in i sprickan. Avseende bruket och dess egenskaper konstateras att reologin och inträngningsegenskaperna är viktiga. Även hårdningen kan ha stor betydelse i de fall hårdning är snabb eller injekteringen tar lång tid. Avseende de tekniska aspekterna har injekteringstrycket och stoppkriterier stor betydelse. Ett minsta flödeskriterium kan, då nivån på det minsta flödet är fel, ge att bergmassan lämnas i princip otätad trots att den kan tätas.

Det konstateras vidare att bergets egenskaper och gällande krav är det som bör styra varje design. Med hjälp av beräkningar kan föreslagna injekteringsmetoder utvärderas avseende förväntad tätningseffekt som vägledning för beslut. Vidare kan beräkningar ge en indikation om huruvida ett tydligt bättre resultat erhålls med viss metod att jämföra med eventuella ökade tider och kostnader för injekteringen.

Som vägledande för designen av injekteringsarbeten presenteras Tabell 6 och 7. I dessa presenteras vilka egenskaper hos berg, bruk och teknik som är viktiga i tre olika intervall av sprickvidd. Dessa intervall bedöms motsvara de där en majoritet av sprickor återfinns i svenska bergförhållanden, mindre än 0,1 mm, mellan 0,1 och 0,2 mm och större än 0,2 mm.

Tabell 6 Bedömd betydelse för tätningseffekten av olika faktorer avseende geometriska egenskaper hos sprickorna och i egenskaper hos bruken. ++ är stor betydelse, + är viktigt och - är av mindre betydelse.

*The assessed importance for the sealing effect of the factors concerning geometrical features of the fracture and the functionality of the grout. ++ represents high importance, + important, - not important*

Egenskap		← 0.1 mm	0.1 mm – 0.2 mm	0.2 mm →
Geometriska egenskaper	Standardavvikelse i sprickvidd	++	+	-
	Andel kontakt	++	+	-
	Hög flytgräns	-	-	+
Brucks-egenskaper	Låg viskositet	++	++	+
	God inträngningsförmåga	++	+	-
	Låg separation	-	+	++

Det framgår att sprickornas egenskaper bedöms ha betydelse för bruksspridningen och uppnådd tätning. Eftersom egenskaperna hos sprickorna inte kan ändras, om man bortser från hydraulisk spräckning och liknande, krävs att teknik och bruk anpassas för att uppnå bästa resultat. I Tabell 7 anges vad som bedöms vara lämpliga tekniska anpassningar i de olika sprickintervallen.

Tabell 7 Föreslagen ansats vid val av teknik för injektering av sprickor av olika vidd. ++ är stor betydelse, + är viktigt och - är av mindre betydelse.

*Proposed matters to consider when choosing grouting technique for fractures of different apertures. ++ represents high importance, + important, - not important*

Faktor		← 0.1 mm	0.1 mm – 0.2 mm	0.2 mm →
Tekniska aspekter	Högt tryck	++	+	-
	Lågt minsta flödeskriterium	++	+	-
	Hög max volym	-	+	++
	Stor håltäthet	++	+	-



## Referenser

- Dalmalm, T., Eriksson, M., Janson, T., Brantberger, M., Slunga, A., Delin, P., Stille, H., (2000). Injekteringsförsök vid Södra Länken – Sammanfattande Rapport, Rapport 3075, Division of Soil and Rock Mechanics, Department of Civil and Environmental Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden. (in Swedish)
- Eklund, D., (2003). Penetrability for Cementious Grouts. Licentiate thesis, Division of Soil and Rock Mechanics , Stockholm, Sweden. (in press)
- Eriksson, M., (2002). Prediction of Grout Spread and Sealing Effect - A probabilistic Approach. Doctoral Thesis, Division of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- Eriksson, M., Stille, H. (2003). A Method for Measuring and Evaluating the Penetrability of Grouts. Proc. Third International Conference on Grouting & Ground Treatment. DFI New Orléans 2003. Accepted for publication.
- Fransson, Å., (1999). Modell av geologi / hydrogeologi, Internal Report for Grouting Experiment, PME2-2. (in Swedish)
- Fransson, Å., (2001). Characterisation of Fractured Rock for Grouting Using Hydrogeological Methods. Ph D Thesis, Department of Geology, Publ A97, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden.
- Hansson, P., (1995). Filtration Stability of Cement Grout for Injection of Concrete Structures, IABSE Symposium, San Fransisco, Pp 1199-1204.
- Håkansson, U., (1993). Rheology of Fresh Cement-Based Grouts. Ph D Thesis, Dept. of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- Hässler, L., (1991). Grouting of Rock - Simulation and Classification. Ph D Thesis, Dept. of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- Lanaro, F., (2001). Geometry, Mechanics and Transmissivity of Rock Fractures. Doctoral Thesis, Division of Engineering Geology, Department of Civil and Environmental Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- Schwarz, L.G., (1997). Roles of Rheology and Chemical Filtration on Injectability of Microfine Cement Grouts, Dissertation Thesis, North western University, Evanstone, Illinois, UMI number 9814310

# PENETRABILITY FOR CEMENTITIOUS INJECTION GROUTS

## Inträngningsförmåga för cementbaserade injekteringsmedel

*Daniel Eklund, Vattenfall Utveckling AB/ KTH*

*Jan Alemo, Vattenfall Utveckling AB*

### Sammanfattning

Detta arbete behandlar utveckling av injekteringstekniken med cementbaserat injekteringsmedel. Cementbaserat injekteringsmedel är att föredra ur många aspekter, exempelvis kända långtidsegenskaper, oskadligt för miljön, inte farligt att hantera samt relativt billigt jämfört mot kemiskt baserade injekteringsmedel. Den begränsade inträngningsförmågan i tunna betong eller bergsprickor är i dagsläget ett problem för cementbaserade injekteringsmedel.

Förmågan för injekteringsmedlet att passera hålrum, kanaler och poröst material, beror av två egenskaper hos injekteringsmedlet, medlets reologi samt dess filtreringsstabilitet. Omfattande laboratieförsök vid Vattenfall Utveckling AB på stabila bruk med lågt vct påvisar att den gränssättande egenskapen för dess inträngningsförmåga är filtreringsstabiliteten (FS). Vad som händer när man når begränsningen för ett bruks inträngningsförmåga är att cementpartiklarna slås samman och att en ogenomtränglig plugg bildas varefter vidare injektering är omöjlig. Brukets förmåga att passera trånga sektioner utan att bilda plugg benämns FS. Filtreringsstabiliteten (FS) är sammansatt av en mångfald egenskaper hos bruket som i dag är dåligt utredda. Egenskaper hos bruket som t.ex. beror av kornfördelning, vct, dispergeringsgrad, tillsatsmedel samt kemisk sammansättning påverkar i hög grad brukets filtreringsstabilitet.

Utförda tester i detta arbete påvisar att kornfördelning i bruket är av stor betydelse för filtreringsstabiliteten. Enligt utförda tester med inert material verkar det fördelaktigt för filtreringsstabiliteten att ha en kornfördelning som inte innehåller för mycket små korn och inte heller en stor andel större korn. Ett troligt antagande för gynnsam FS hos bruket är en kornfördelningskurva vilken är relativt brant (liten spridning på kornstorlekar) mellan minsta och största kornstorlek.

Optimeringen av injekteringsmedlets egenskaper bör utgå från att medlet ej skall separera, vara lätt att pumpa samt att maximera inträngningslängden av medlet i strukturen. Inverkan av dispergeringsmedel, dispergeringsutrustning samt andra tillsatsmedel behandlas senare i detta projekt.

Projektet bedrivs som ett doktorandarbete kopplat till KTH i Stockholm. Projektet planeras att färdigställas i slutet av 2004.

## **Abstract**

This study deals with the development of the grouting technology with cementitious injection grouts. Cement based grouts are to prefer in several aspects, known long- term properties, harmless to the environment, easy and not harmful to handle and relatively cheap compared to chemically based injection agents. The limited penetrability in thin cracks in rock or concrete structures is a problem for cement based grouts of today.

The ability of a grout to penetrate cavities, channels and porous material, the penetrability, depends on two things, the rheology and the filtration stability. Extensive laboratory tests on stable, low w/c-ratio, injection grouts show that the most significant limitation to their penetrability is the tendency of cement grains to agglomerate into an impermeable filter cake. The ability of a grout to pass constrictions of the flow path without clogging can be designated filtration stability (FS). The filtration stability is a phenomenon, which consists of several properties in the grout. Properties which influences the FS is for example particle size distribution, W/C ratio and degree of dispersion and chemical composition.

Performed tests in this study show that the grain size distribution is of great importance for the filtration phenomenon. According to performed experiments with inert material, it seems to be advantageous for the filtration stability to have a grain size distribution not containing too much fine grains and not too much coarser grains. It reasonable to believe that the grain size distribution should be relatively steep (narrow grain size range) between minimum and maximum grain size.

The optimisation must be made from the fact that the grout could not separate, be easy to pump and penetrate as long as possible in the structures. The influents of dispersion degree and additives are treated in a study later on in this project.

The project is organised as a PhD student program connected to the Royal Institute of Technology (KTH) in Stockholm and is planned to be finished in the year of 2004.

## 1 Preface

The aims of grouting structures are often to fill voids, cracks and pores and sometimes strengthen the structure. The sealing of the structure prevents further attack on the structure. The structure consists of rock, concrete or soil. This paper deals with rock and concrete grouting, as the technique is almost the same for both. Cracks can be dead or alive. The movement in living cracks can depend on different causes, changing in temperature over the day or movement due to seasonal variation. Cracks can be either dry or wet. Depending on the demands and purpose of the grouting, construction material, type of cracks, aperture, movements and degree of moisture in the cracks, the choice of grouting agent will be made. This paper only deals with cementitious grouts.

## 2 Introduction

Possibilities of sealing structures are of great importance in both economical and environmental point of view. The rising demands of closeness on rock structures make that all parameters that influence the grouting results have to be investigated. The demands of closeness on the rock structure affect both the functions as achieving a dry tunnel and the influence on the surrounding environment. The costs of grouting have in certain projects been as high as the cost for the blasting and excavation of the tunnel.

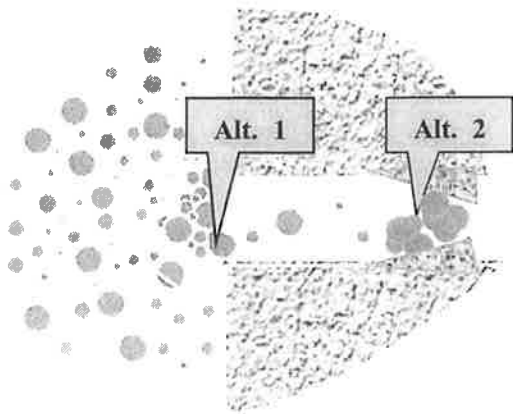
To improve the technique of grouting with cement based material, it is necessary to focus on the properties of the used grout mixture. You can attack the problem in many different ways, in our research at Vattenfall Utveckling AB we have chosen to deal with the problem according the following way. Limited penetrability in thin cracks of rock or concrete can be divided into to two parts. One part is related to the transportation of particles in the crack (rheology) and the other deal with the formation of plugs in the entrance or further in the crack (filtration stability). Both these phenomena have to co-operate for a successful grouting result.

The work with development of new measuring system and material models for the grouting material, are probably some of the key issues to solve. According to today's knowledge and research in grouting material are parameters as grain size and grain concentration, viscosity and yield value of very great importance for the penetrability. The use of modern measuring equipment opens new possibilities for characterising the grouting material in a more precise and accurate way. The development of new measuring equipment would involve both equipment suited for laboratory and field use.

A common problem when the point of maximal penetration is reached for the grout is that the cement grains stick together and an impermeable plug is created. Further grouting is impossible. The ability for the grout to pass narrow sections without creating a plug is called filtration stability (FS). The filtration stability is a phenomenon, which depends of several properties of the grout.

Properties which influence the FS are for example grain size distribution, W/C ratio, shape of grains and degree of dispersion and chemical composition.

The formation of the plug can either occur at the entrance or at a constriction of the crack, see figure No. 1.



**Figure 1.1 Formation of a plug in a crack.**

The mechanism of FS is probably different when comparing grouts with low or high W/C ratio. This study is mainly focused on more or less stable grouts. With stable grout means grout which has no bleeding. Stable grouts are desirable in many points of view, both practical in terms of facilitate mixing and pumping and also for receiving a durable and a good sealing efficiency of the grouting.

What this project will receive can be summarised in:

- Map and explain the mechanisms which governs the filtration stability.
- Measuring methods for filtration stability.
- Recommendations of how a grout should be composed for good filtration stability.
- A model for the filtration stability which can be used for prediction of the spreading of the grout.
- Investigation of how the mixing equipment influences the filtration stability.

### 3 Performance of laboratory experiments

The work is done by varying one parameter in each test, while the others are constant. Six different grain size distributions has been used according to figure 2.1. Influence of grain concentration on to the FS is done by varying the W/S-ratio. The influence of crack aperture (filter geometry) on to the FS has been studied by using different types of filter geometry's and filter widths, see figure 3.1.

The geometrical properties (grain size distribution, grain shape and W/S ratio) which influences the FS are investigated by the use of inert grains. W/S ratio is the relationship between water and solid (grains) in the mixture. The reason of using inert grains is to avoid influences from chemical reactions and the time dependent properties of cement. The inert material that is used is crushed dolomite stone, in the grain fraction of 0- 30  $\mu\text{m}$ . The trading name of this crushed dolomite stone powder is Myanit.

Mixing three different fraction intervals of Myanit into a number of new mixes with different grain size distributions, creates variation of the grain size distribution, see figure 2.1. The original fraction intervals are Mix 1, 2 and 3.

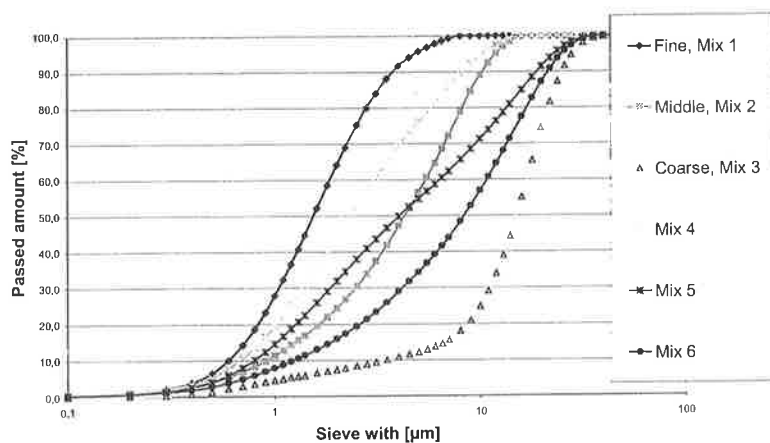


Figure 2.1. Grain size distribution curves for six different mixtures.

Table 2.1 Characteristic data for used mixtures, see also figure 2.1.

Mixture	$d_{95}$	$d_{10}$	$d'$	Std. dev
1	4,7	0,6	2,0	36,3
2	10,2	0,9	5,2	39,2
3	11,7	3,5	10,6	37,2
4	9,7	1,2	10,0	36,8
5	11,2	0,7	3,7	34,8
6	11,4	0,8	7,0	36,5

$d'$  is an output parameter from the Rosin Rammler Bennet Sperling distribution (RRSB).  $d'$  is a grain size in  $\mu\text{m}$  which corresponds to a amount of grains, normally about 50- 60 % of the total amount of grain sizes in grouting cements.

The RRSB- distribution is a commonly used method for describing the grain content in powders with a wide range of grain sizes and special consideration has to be taken to the small grain sizes (Taylor, 1990). The standard deviation (Std. dev) of the grain size distribution is calculated as if the grain sizes were normal frequency distributed in the mixture. The standard deviation is a measure of the spread of different grain sizes in the mixture. Filtration stability has been measured for the different grain size distributions.

### 3.1 Measuring device for filtration stability

Filtration stability is quantified by a measuring device that press the mixture through a filter of different design, see figure 3.1. The pressure gradient over the filter is 30 kPa. The amount of mixtures that passes the filter is a measure of filtration stability. The original (before filtration) available amount of mixture in each experiment is approximately  $100\text{-}110\text{ cm}^3$  (depending of the used W/S ratio).

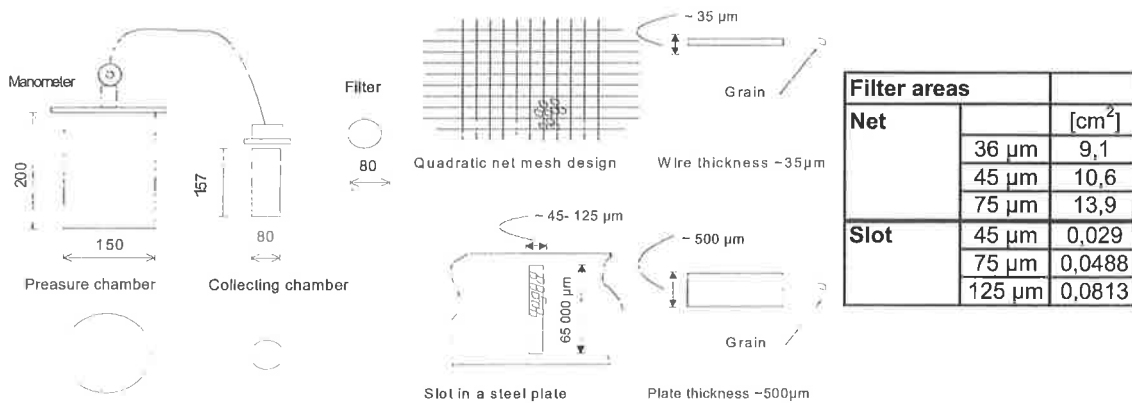


Figure 3.1. Measuring device and filter geometry.

A measuring scale has been defined to roughly quantify the difference in filtration stability between the mixtures.  $b_{\text{Stop}}$ ,  $b_{\text{Filtration}}$  and  $b_{\text{All}}$  refer to the filter width that cause or not cause plug formation at the filter.

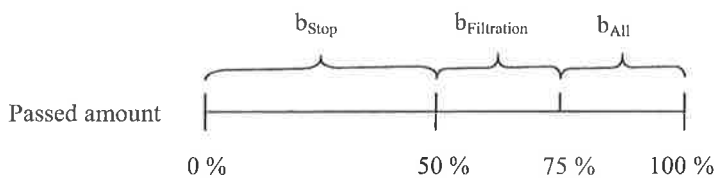


Figure 3.2. Measuring scale for filtration stability.

$B_{\text{Stop}}$  indicates that a very small and filtrated amount of suspension (almost pure water) has passed the filter.  $b_{\text{Filtering}}$  means that an obvious filtration of grains has occurred.  $b_{\text{All}}$  indicates that the mixture has good filtration stability and no significant filtration has occurred. To quantify good filtration properties the concentration of grains in the passed mixture has to be analysed. A large passed amount (big weight) of mixture is not necessarily equal with a big amount of passed grains. Grains could be stuck in the filter and the passing mixture is then mainly consistent of water. Check of change in grain concentration has to be made.

#### **4 Results of laboratory experiments**

The first section 4.1 is dealing with the influence of different grain size distributions on to the filtration stability. In this section, all mixtures have W/S ratio 0,7 and a net filter width of 45  $\mu\text{m}$ . Measurements of filtration stability are performed for six mixtures with different grain size distributions, see figure 2.1.

The second section 4.2 is dealing with the influence of different W/S-ratios on to the filtration stability. W/S-ratio is varied between 0,6 to 1,4. Measurements are performed with a constant net filter width of 45  $\mu\text{m}$ . Measurements of filtration stability with different grain size distributions, see figure 2.1.

The third section 4.3 is dealing with the influence of different crack apertures on to the filtration stability. Used net filter widths are 36, 45 and 75  $\mu\text{m}$ . Slot apertures of 45, 75 and 125  $\mu\text{m}$  have also been used. Finally, correlations are performed to detect and quantify connections between measured parameters of the mixture like for example  $d_{95}$ ,  $d'$  and measured filtration stability (passed amount through the filter).

##### **4.1 Influence of grain size distribution and grain size**

Influence of different grain size distributions on to filtration stability has been investigated for six suspensions with different distributions. Mix 1 is not tested because of its bad rheological properties at the tested W/S ratio. Too much fine grains caused a too high yield value and viscosity of the mixture (wrong rheology).



**Table 4.1, Result of filtration measurements. Net mesh width 45  $\mu\text{m}$  and mixtures with W/ S 0,7. No. corresponds to number of performed measurements and Dev. is the standard deviation of the measured values .**

	Passed Amount		
Mixture	Mean	No.	Dev.
	[%]		
2	81	4	6,3
3	11	3	3,1
4	52	3	7,7
5	20	3	4,4
6	8	3	1,4

Because of the limited amount of inert material (myanit) is the volume of passed amount relatively small. If a larger amount of mixture had been available, some passed amounts could have been different. To check the passed amount of grains through the filter it has been measured the difference in density before and after filtration of the mixtures. The original W/S ratio of 0,7 (before filtration) corresponds to a volumetric grain concentration  $\phi$  of approximately 33 %. The results in table 4.2 illustrate the difference between different mixtures content of grains after filtration.

**Table 4.2, Result of density measurements. Original W/S ratio is 0,7. V is total passed mixture volume,  $\phi$  is volumetric concentration of grains,  $V_p$  is volume of grains.**

	V	W/ S	$\phi$	$V_p$
Mixture	[ml]		[%]	[ml]
2	72,2	0,79	31	22,2
3	-	-	-	-
4	51,9	0,73	33	16,8
5	10,8	3,01	10	1,1
6	19,3	11,82	3	0,6

#### 4.1.1 Conclusions (grain size distribution)

A relatively small change in the mixtures grain size distribution, strongly affects the passed amount through the filter. Table 4.3 indicates that a significant filtration of grains occurs in certain mixtures like no. 5 and 6. Less than 10 % of the total passed mixture volume is grain volume. Mixtures like no. 2 and 4 indicates a more or less unaffected grain concentration in the passed volume. In the performed experiments it is shown that mixture no. 2 has the largest passed amount of mixture, while mixture no. 4 has the highest volumetric concentration of grains in the passed mixture. The passed amount of mixture no. 4 show that all the passed amount of mixture is unaffected of filtration (same  $\phi$  before and after filtration), but plug formation has occurred which has obstruct the flow through the net. Mixture no. 2 shows a slightly lower  $\phi$  after filtration compared to no. 4, but the volume of passed grains is approximately 30 % higher than in no. 4. Good FS is according to this performed tests, both a question of total passed amount of mixture and the quality of the passed mixture (concentration of grains in the mixture after filtration).

#### 4.2 Influence of concentration

The Influence of varied grain concentration is investigated by varying the W/S ratio of the mixtures. The net mesh width is set to 45  $\mu\text{m}$ .

**Table 4.3, Result of filtration measurements. Net mesh width 45  $\mu\text{m}$ . No. corresponds to number of performed measurements and Dev. is the standard deviation of the measures.**

W/S ratio	0,6			0,7			0,8			1,4		
Mixture	Passed	No.	Dev.	No.	Dev.	No.	Dev.	No.	Dev.	No.	Dev.	
	Mean	No.	Dev.	Mean	No.	Dev.	Mean	No.	Dev.	Mean	No.	Dev.
	[%]			[%]			[%]			[%]		
1	-			-			63	1		-		
2	60	3	5,2	81	8	5,7	86	1		99	2	
3	11	3	2,9	11	3	3,1	8	1		-		
4	29	3	6,1	52	4	7,7	81	1		97	2	
5	-			18	4	6,2	14	1		-		
6	-			8	3	1,4	16	1		-		

#### 4.2.1 Conclusions (grain concentration)

According to this work is the mixture influenced in different ways due to changes in W/S ratio. The magnitude of the influence of a change in W/S ratio, is to a large extent dependent of the grain size distribution in the mixture. As an example it can be mentioned that mixture no 4'th filtration property is far more influenced by an increase of W/ S ratio than mixture no 2, see table 4.3. Generally is the past amount of mixture strongly increasing when the volumetric concentration of grains is decreased, see table 4.3.

#### 4.3 Influence of crack aperture

The influence of the filter width/ crack aperture has been investigated by using different filter widths and slot apertures in the filtration experiments, see section 3.1

**Table 4.4, Result of filtration measurements. Different net mesh widths. No. corresponds to number of performed measurements and Dev. is the standard deviation of the measures. W/ S ratio is 0,7.**

Mesh width	36 µm			45 µm			75 µm		
	Passed			Passed			Passed		
	Mean	No.	Dev.	Mean	No.	Dev.	Mean	No.	Dev.
Mixture	[%]			[%]			[%]		
2	79	1	-	81	4	6,3	83	3	1,0
3	-	0	-	11	3	3,1	34	3	15,3
4	69	1	-	52	3	7,7	68	3	2,6
5	5	1	-	20	3	4,4	72	3	9,2
6	11	1	-	8	3	1,4	51	3	20,8

**Table 4.5, Result of filtration measurements. Different slot apertures. No. corresponds to number of performed measurements and Dev. is the standard deviation of the measured values.**

Slot width	45 µm			75 µm			125 µm		
	Passed			Passed			Passed		
	Mean	No.	Dev.	Mean	No.	Dev.	Mean	No.	Dev.
Mixture	[%]			[%]			[%]		
2	3	1	-	8	1	-	33	1	-
3	0	1	-	0	1	-	17	1	-
4	0	1	-	22	1	-	62	1	-
5	0	1	-	5	1	-	44	1	-
6	0	1	-	0	1	-	27	1	-

#### 4.3.1 Penetration length

The total passed volumes of mixture in table 4.1 are related to a theoretical penetrability length. The penetration length is just considering the used filter area and the passed volume (without paying any attention to filtration stability or rheology). Penetration length is consequently calculated as if the extension of the filter area creates the crack volume that is desired to be filled, see table 4.6. The crack plane would consequently be 6,5 cm wide (B) and 75 respectively 125  $\mu\text{m}$  thick (T) with a varying length (L), The past volume of mixture is (V). The penetration length (L) is calculated as equation 4.1:

$$(4.1)$$

$$L = \frac{V}{B \cdot T}$$

**Table 4.6, Relation between passed amount of suspension and theoretical penetration length, W/S ratio 0,7. Total passed amount of mixture, see table 4.5.**

<b>Penetration length</b>		
Filter width	75 $\mu\text{m}$	125 $\mu\text{m}$
	<b>Slot</b>	<b>Slot</b>
Mixture no.	[m]	[m]
2	0,41	1,15
3	0,04	0,38
4	1,35	2,44
5	0,29	1,67
6	-	1,03

#### 4.3.2 Conclusions (crack aperture)

Table 4.4 and 4.5 indicates that the crack aperture is a critical parameter for the passed amount of mixture through the filter. What is remarkable when looking at the filtration tests in table 4.4 and 4.5 is that mixture 2 and maybe even no. 4, shows a relatively small variation in the past amount compared to the other mixtures when the filter width is changed. When using a slot aperture in the filtration tests, the slot has to be approximately 125  $\mu\text{m}$  before any major amount (< 50 %) of mixture is passing the filter. It is difficult to say from the performed experiments which of the presented theoretical penetration lengths (in table 4.6) that creates an acceptable sealing effect. Mixture no 4 with W/S ratio 0,7 show in this experiments a penetration length of nearly 2,5 m in a crack aperture of 125  $\mu\text{m}$ .

#### 4.4 Correlation of measured values

A number of correlations have been made in purpose to illustrate connections between filtration stability and grain size distribution, grain concentration and crack aperture. Many combinations have been investigated and the ones which show good correlation has been further investigated.

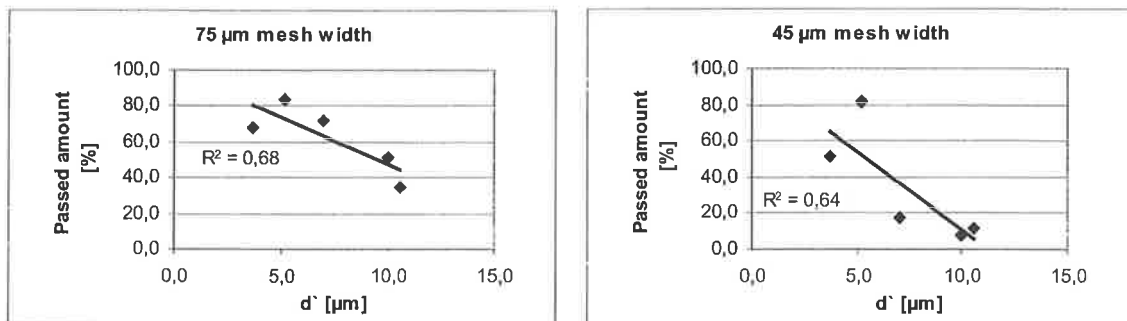


Figure 4.1, Relation between passed amount of suspension and  $d'$  of grain size distribution in the mixture. W/S ratio 0,7.

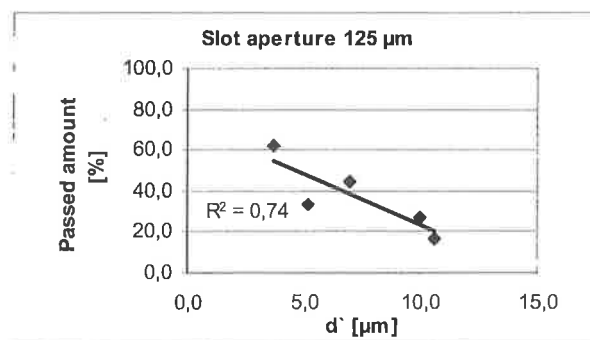


Figure 4.2, Relation between passed amount of suspension and  $d'$  of the grain size distribution in the mixture. W/S ratio 0,7.

As been mentioned earlier in section 4.3.2 was the passed amount of mixture through the slot width 45 and 75 µm so small that a correlation was useless to perform.

#### 4.4.1 Conclusions (correlation)

According to performed correlation (figure 4.1 and 4.2) it can be identified that an decreased  $d'$  is followed by an increased passed amount. A decreased  $d'$  (a major part of fine grains) is then associated with a higher yield and viscosity value. Higher yield and viscosity values of the mixture can cause insufficient flowability of the mixture. Figure 4.1 and 4.2 indicates that  $b_{ALL}$  (No significant plug formation) is shown for mixture no. 2, with  $d'$  of 5,2  $\mu\text{m}$  and  $d_{95}$  of 12  $\mu\text{m}$ . More measuring values are needed to verify and develop the relations between the presented parameters.

The best correlation for filtration stability is found between the parameter  $d'$  and the passed amount of mixture. The correlation show a coefficient of correlation ( $\delta$ ) of about 0,7. The main reason to why  $d'$  in these tests are well correlated to the passed amount of mixture, is because of  $d'$  is more influenced by the amount of small grains (0- 5  $\mu\text{m}$ ) than for example the value of  $d_{95}$ . As can be seen from table 3.1 the  $d_{95}$  for mixture no. 3, 5 and 6 are almost the same, but the  $d'$  values are different due to the difference in their content of finer grain sizes.

## 5 References

1. Taylor H.F.W, (1990). Cement Chemistry, Academic Press, ISBN 0-12-683900-X, Great Britain.



# STÅLFIBERKORROSION I SPRUCKEN SPRUTBETONG - RESULTAT EFTER FEM ÅRS FÄLTEXPONERING

## Steel fibre corrosion in cracked shotcrete - Results after five years of field exposures

*Tekn.lic. Erik Nordström, Vattenfall Utveckling AB*

### **Sammanfattning**

Krav på beständighet finns i befintliga regelverk. De praktiska erfarenheterna kan inte säkert fastställa en livslängd om 150 år utan god kännedom om styrande mekanismer. I föreliggande artikel presenteras resultat från en undersökning gällande stålfiberkorrosion i sprucken sprutbetong. Främst redovisas resultaten från pågående fältexponeringar. Efter fem års exponering råder aktiv korrosion i såväl motorvägsmiljö som vägtunnelmiljö. Det kan också konstateras att residualbärförmågan initieellt stigit, men att fiberkorrosion och eventuellt frostpåverkan nu vänt den stigande trenden. Fiberlängd och sprickvidd är de enda två parametrar där signifikanta slutsatser kan dras. Längre fibrer korroderar snabbare och en gräns mellan sprickvidd  $w=0.1$  och  $w=0.5$  kan ses där tunnare sprickor ger mer begränsad korrosion.

### **Abstract**

Durability requirements are defined in present regulations. The practical experiences are not enough to secure a service-life of eg. 150 years. There is also a lack of knowledge about ruling parameters. In this paper results from ongoing exposures regarding steel fibre korrosion in cracked sprayed concrete.

Mainly the results from ongoing field exposures are presented in the following paper. After five years of exposure there is active corrosion in motorway and road tunnel environment. It can also be stated that there has been an initial increase in the residual load-bearing capacity, but that fiber corrosion possibly combined with frost action now is changing the trend. Fiber length and crack width are the only significant results where conclusions can be drawn. Longer fibers corrode at a higher rate and there seems to be a limit between 0.1 and 0.5 mm. Where thin cracks give a more limited corrosion.

### **Inledning**

Sedan 1997 pågår ett projekt som behandlar sprutbetongs beständighet i allmänhet. En specialinriktning mot studium av risken för stålfiberkorrosion i sprucken sprutbetong har utgjort en huvuddel i projektet. I december 2000 framlades en licentiatsuppsats vid Luleå Tekniska Universitet (Nordström, 2000). I det följande presenteras delresultat från de fältförsök som pågått sedan 1997 och som 2002 utvärderades för tredje gången.



Parallellt med fältförsöken genomförs accelererade försök i laboratorium där relevanta parametrar isolerats och prover utsätts för en väl definierad och kontrollerad, men accelererad, miljö. Målet är att korrelera laboratorieförsöken med fältförsöken och på så sätt försöka extrapolera fram scenariot för lång tids normal exponering i fält.

### **Beständighet i allmänhet**

Idag finns krav på livslängd t.ex. i Vägverkets TUNNEL 99 (1999). För tunnlar i berg finns ett krav på förväntad teknisk livslängd om 120 år (bärande del i tunnel längre än 1 km). I praktiken innebär detta att man med "normalt underhåll" skall uppnå en medellivslängd på 150 år. Även inom kraftindustrin söker man minimera behovet av underhållsåtgärder i berganläggningar. Normalt underhåll kan knappast innebära, och är i vissa fall uteslutet, att man måste gå in och komplettera eller ersätta sprutbetongen på en befintlig förstärkning. Istället måste beständigheten vara bästa tänkbara även om viss sprickbildning uppstår p.g.a. t.ex. krympning eller rörelser i underlaget.

Ur tidigare undersökningar (Nordström, 1996) har det konstateras att sprutbetongarbeten som projekterats/konstruerats väl och utförts av kunniga hantverkare erhåller hög kvalitet, god beständighet och fyller väl avsedd funktion. Dränkonstruktioner vid bergförstärkning, frostbeständighet samt stålfiberkorrosion i sprickor var dock fortfarande klara frågetecken. Vad gäller dränkonstruktioner har ny praxis och krav utformats medan man när det gäller frostbeständigheten fortfarande inte löst problemet med att uppfylla krav på saltfrostbeständig sprutbetong i full produktionsskala.

### **Är stålfiberkorrosion i sprickor ett problem ?**

Erfarenheterna från svenska förhållanden med stålfiberarmerad sprutbetong är begränsade och inte längre än 15-20 år (kort tid jämfört med VV krav). Järnvägstunnelarna längs Grödingebanan och slutförvaret för låg- och medelaktivt avfall (SFR) i Forsmark var två av de första riktigt stora projekten där tekniken användes fullt ut. I vägmiljö med exponering för stänk av tösaltat vatten finns nästan inga långtidserfarenheter alls. Det går inte heller att utesluta att den långsamma initiering av korrosion man hittills kunnat se skulle kunna övergå i aktiv korrosion och genom fibrernas begränsade diameter snabbt leda till fiberbrott.

### **Försöksprogram**

#### *Materialval*

Eftersom utvärderingsmetoden (som beskrivs senare) är förstörande måste antalet materialparametrar begränsas. Urvalet av parametrar har gjorts så att de som bedöms påverka korrosionsprocessen mest i första hand provas, samt att parametrar som skiljer sprutbetong från konventionell betong också belyses. Som framgår är använd accelerator vattenglas vilket vid tidpunkten för uppstart var den dominerande typen,

idag torde s.k. akalifri accelerator varit en naturlig parameter. I tabell 1 återfinns en sammanställning av de olika blandningstyperna.

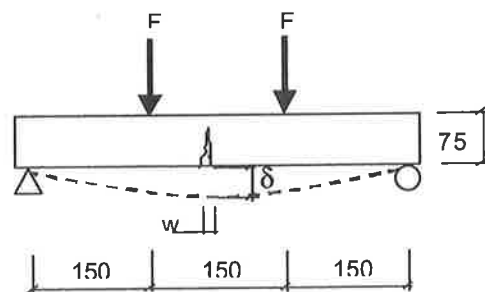
**Tabell 1** Blandningstyper (W/D= våt-/torrsprutning, A= accelerator, 30/40= fiberlängd i mm) (Nordström, 2000).  
*Mix types (W/D= wet/dry mix, A= accelerator, 30/40 fiberlength in mm)*

		WA30	WA40	W30	D30
Vct		0.42	0.42	0.42	0.3 <sup>1)</sup>
Cement (anläggning)	(kg/m <sup>3</sup> )	510	510	510	500
Ballast 0-8 mm	(kg/m <sup>3</sup> )	1500	1500	1500	1500
Flytmedel (melamin)	(%/kg C)	1.4	1.4	1.4	-
Accelerator (vattenglas)	(%/kg C)	3.5	3.5	-	-
Fibrer (L= 30 mm)	(kg/m <sup>3</sup> )	70		70	65
Fibrer (L= 40 mm)	(kg/m <sup>3</sup> )		70		

<sup>1)</sup> Uppskattad genom mätning av vattenförbrukning vid sprutning

### Provkroppar

Provkropparna sågades ur sprutade plattor med dimensionen 2\*1.2\*0.15 m. Det provkroppsformat som valts är liktydigt med den svenska praxisen för kontroll av residualbärförmåga på fiberarmerad sprutbetong. I figur 1 visas balkformatet och den lastmodell som använts vid spräckning av provet till önskad sprickvidd. Balkarna spräcktes till tre olika sprickvidder (0.1; 0.5; 1.0 mm) före exponeringen. Utöver detta exponerades också ospräckta prover.



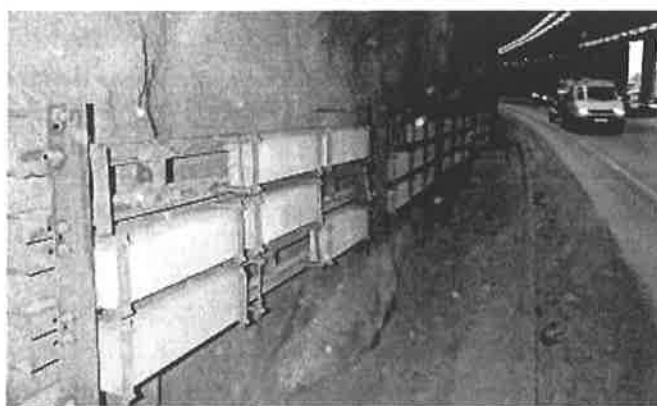
**Figur 1** Balkformat och belastningsfall vid spräckning. (Nordström, 2000)  
*Beam shape and load case at cracking*

### Exponeringsmiljöer

I ett led att undersöka vilka parametrar som är av största vikt genomförs fältexponeringarna i tre olika miljöer, typiska för sprutbetongförstärkningar. I tabell 2 kan en beskrivning av de olika miljöerna ses, samt några exempel på typiska konstruktioner som utsätts denna exponering. I figur 2 visas fältuppställningarna i Eugeniattunneln, Stockholm.

Tabell 2. Exponeringsmiljöer (Nordström, 2000).  
*Exposure environment.*

Plats	Exponeringsmiljö	Typisk konstruktion
Eugeniattunneln, Stockholm	Fuktigt Klorider Regnskyddat Försurande gaser	Bergförstärkning i tunnlar
Rv40, Borås	Fuktigt Klorider (direktstänk) Regn	Förstärkning av bergskärningar Betongreparationer bropelare
Dalälven, Älvkarleby	Fuktigt Regn	Intagskanaler, intagstunnlar vattenkraftverk

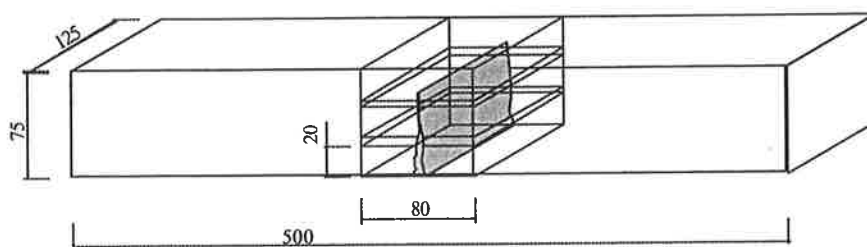


Figur 2 Fältexponering i Eugeniattunneln – Stockholm.  
*Field exposures in the Eugeniattunnel - Stockholm*

#### *Utvärderingsmetoder*

Vid utvärderingen studeras förändringar på bärförmåga, angrepp på fibrer, kloridhalter och de uppmätta klimatiska förhållandena vid de tre exponeringsplatserna. Vid de två första utvärderingstillfällena hämtades två provkroppar av varje kombination sprickvidd-blandningstyp-fiberlängd. Vid det tredje tillfället dubblerades antalet provkroppar för Rv40 där aktiv korrosion kunde konstateras redan vid första utvärderingstillfället.

Hälften av proverna utsattes för återupprepad belastning i böjdragprovsningsutrustningen för att få ett värde på förändringen av residualbärförmågan. Dessa prover användes också för kontroll av kloridinhållet längs sprickytan och i ospräckta delar av balken. Resterande prover användes för att frilägga fibrer följt av kontroll av angreppsgrad. I figur 3 framgår hur provet har sönderdelats i tre skivor för att kontrollera angreppsgraden på olika djup ned i sprickan.



**Figur 3** Skiss över sönderdelning av sprutbetongbalkar. (Nordström, 2000)  
**Sketch over dismembering of shotcrete beams.**

Istället för att krossa betongen för att frilägga fibrerna, och därigenom riskera att bryta av fibrerna valdes en metod där proverna istället frusits sönder. Torkning vid 175°C följt av vakuummätning med vatten och påföljande frostcykler (+20°C - -30°C - +20°C under 24h) ger en fullständig pulvrisering av betongen och möjlighet till att plocka ur fibrerna med magnet. Efter friläggning betades korrosionsprodukter bort och minskningen av fiberdiametern uppmättes med en spårmikrometer. Man kunde ifrågasätta huruvida fibrerna påverkas av behandlingen vid sönderdelningen. Den höga torktemperaturen torde dock ge en snabb fuktavgång och därför ingen korrosion. Under den ca. 3-6 veckor långa sönderfrysningen får man höga pH-värden (>12) i det omgivande vattnet och därigenom en liten risk för ytterligare korrosion.

## Resultat

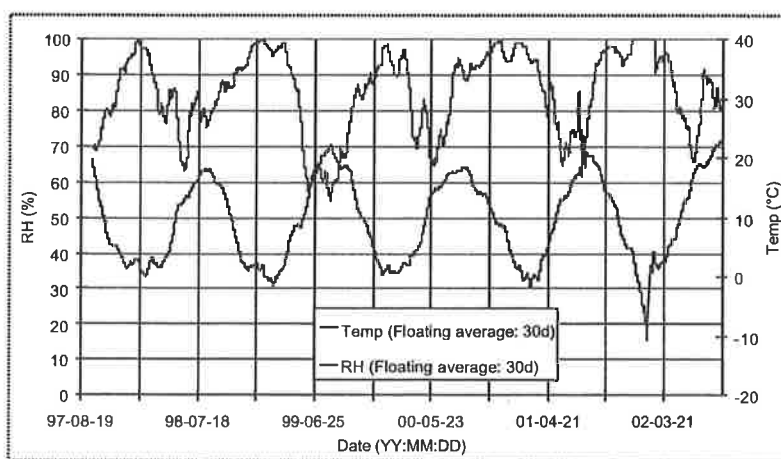
### *Klimatmätningar*

Ur de mätningar som gjorts vid de tre olika exponeringsplatserna kan man kategorisera miljön med avseende på temperatur och relativ fuktighet. I figur 4 kan temperatur- och luftfuktighetsvariationer i Eugeniattunneln studeras sedan starten 1997. Som framgår av figuren kan en någorlunda cyklisk variation halvårsvis ses. Under vinterhalvåret (ca. 15/10 - 15/4) ligger luftfuktigheten på en snittnivå om ca. 95% och under sommarhalvåret är motsvarande värde runt 75%. Detta kommer vid kategoriseringen av klimatet att användas som ett grovt mått på variationerna. Vid betraktelse av de enskilda värdena kan ibland oväntade plötsliga förändringar i fuktförhållandena. Vid noggrannare betraktelse kan det konstateras att frekvensen för avvikande värden är högre vid rusningstrafik. En trolig anledning är att det ibland kan bli köer och t.o.m. stopp i trafiken. Lokala utsläpp av varma avgaser precis i närheten av givarna är därför en trolig anledning.

Att betänka vad gäller korrosionshastigheter är att högsta korrosionshastigheten är vid RH 95%. Samtidigt är dock temperaturen vanligen låg vilket sänker korrosionshastigheten. Mätningarna är gjorda av den yttre temperaturen och luftfuktigheten. Vilka förhållanden som råder i själva sprickan med potentiellt bildande av menisker och med vilken hastighet denna torkar ut efter befuktning är fortfarande en

stor osäkerhetsfaktor. Å andra sidan görs ändå en koppling mellan yttre miljö och faktisk angreppshastighet.

Mätningar av kloridhalter i betongen visar att halterna är högst på exponeringsplatsen vid Rv40 utanför Borås. Där finns också direktstänk från passerande fordon i motorvägsfart. Det finns dock även betydande kloridmängder i prover i Eugeniattunneln trots att proverna sitter monterade ca. 1 m över vägbanan. Tungt fordon drar dock en kloridhaltig dimma efter sig som också belastar tunnelväggarna under vintertid. I tunneln tillkommer också en betydande stoftbelastning där ett lager som troligtvis innehåller sot från dieslavgaser m.m.



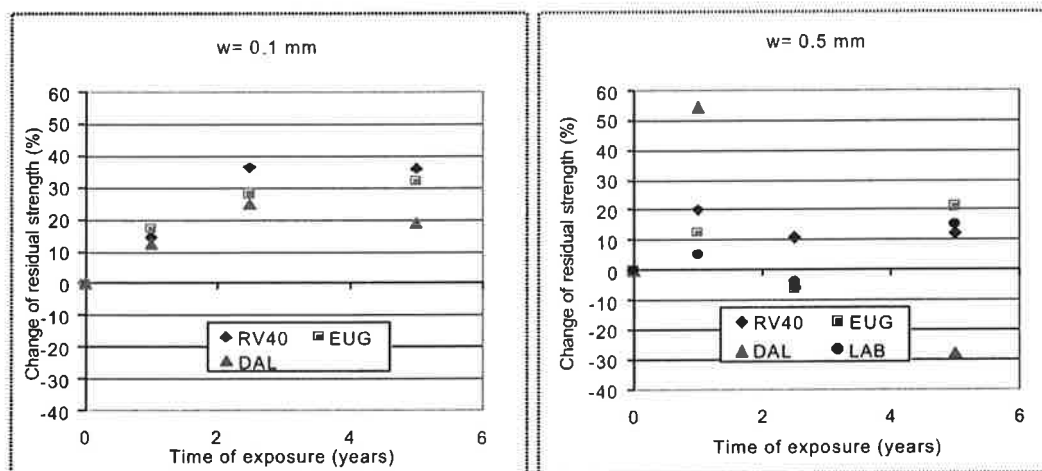
**Figur 4** Resultat från temperatur och luftfuktighetsmätningar vid Eugeniattunneln 1997-2002.  
**Results from measurements of temperature and relative humidity in the Eugenia tunnel 1997-2002.**

#### *Residualbärförmåga*

Syftet med kontrollen av hur residualbärförmågan förändras är att studera den kombinerade effekten av betongens förändrade egenskaper i kombination med eventuell förlust av fiberdiameter p.g.a. korrosion. I figur 5 visas hur residualbärförmågan förändrats för två olika sprickvidder. Som framgår av figuren har en ökning av bärförmågan fortsatt att utvecklas.

För sprickvidd  $w=0.1$  mm är det särskilt tydligt. Den troliga orsaken är att fortsatt hydrattation av betongen i kombination med liten/ingen korrosion på fibrerna har gett en förbättrad förankring av fibrerna i betongen. För prover exponerade i Dalälvs miljön kan man dock se en vändande trend med en relativ sänkning av bärförmågan. Prover i Dalälven ligger till hälften nedsänkta i vatten och har därför en hög vattenmättnadsgrad året om. Detta i kombination med frostpåverkan har börjat visa spår av frostsador på vissa prover.

För större sprickvidder  $w > 0.5$  mm är spridningen i resultat betydligt högre och kan till viss del förklaras med det relativt primitiva kriteriet för bedömning av förändring i bärförmåga. Tydligt är dock en kraftigare nedgång av bärförmågan för prover i Dalälvs miljö och att den initiella ökningen av bärförmåga är lägre än för prover med tunnare sprickor.



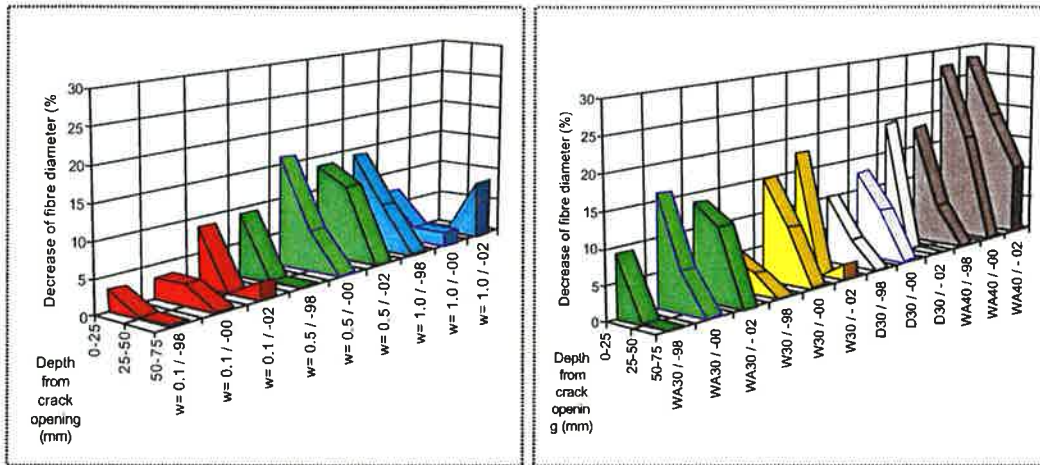
**Figur 5** Utveckling av residualhållfasthet från start (WA30,  $w=0.5$  &  $1.0$  mm).  
Development of residual strength from start (WA30,  $w=0.5$  &  $1.0$  mm).

#### Förlust av fiberdiameter

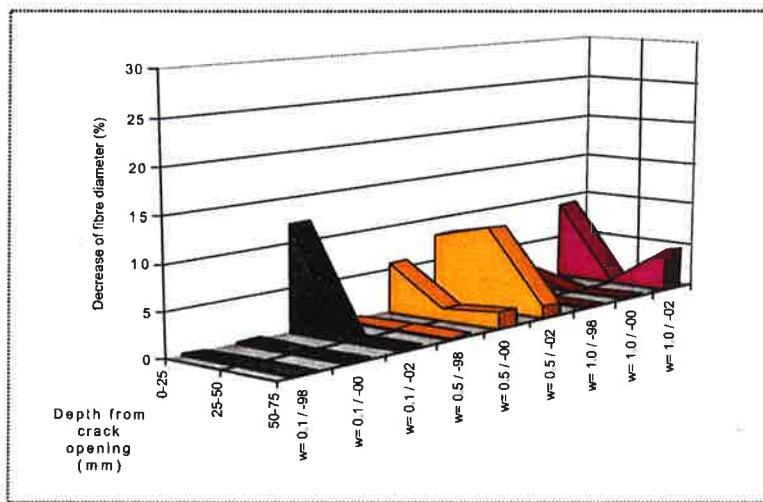
I figur 6 & 7 redovisas preliminära resultat (ej fullständiga) från utvärderingen av hur omfattande korrosionsangreppen är i dagsläget. Redan vid de två tidigare utvärderingarna konstaterades aktiv korrosion främst vid Rv 40 men endast i begränsad omfattning i Eugeniätunnel och i Dalälven.

Ur figurerna kan det konstateras att korrosionsangreppet vid Rv40 fortsatt att öka i omfattning. Mest signifikant är skillnaden mellan 30 och 40 mm fibrer. De längre fibrerna har korroderat betydligt mer än de kortare. Man kan också se en tydlig gräns mellan prover med sprickvidd 0.1 resp. 0.5 där de med större sprickvidder korroderat mer. Någon skillnad mellan angreppets omfattning för  $w=0.5$  och  $1.0$  går dock inte att se. Det går inte heller att se några skillnader mellan olika betongmixer eller olika sprutmetod m.a.p. korrosionsangrepp.

Efter fem år kan man också börja se angrepp även i Eugeniätunnelns miljö, ännu dock endast i begränsad omfattning. Här går inte några skillnader mellan olika sprickvidder att se. Det bör också nämnas att antalet fibrer som ligger till grund för bedömningen i Eugeniätunneln fortfarande är mycket litet.



**Figur 6** Minskning av fiberdiameter för prover exponerade vid Rv40. WA30 (vänster) och  $w=0.5$  (höger).  
*Decrease of fibre diameter for samples exposed along Rv40. WA30 (left) and  $w=0.5$  (right).*



**Figur 7** Minskning av fiberdiameter för prov exponerade i Eugeniattunneln. WA30  
*Decrease of fibre diameter for samples exposed in the Eugeniattunnel. WA30.*

### Diskussion

Att beakta vid tolkningen är att kompletta resultat från utvärderingen 2002 inte är tillgängliga vid författandet. Det som klart kan konstateras är dock att aktiv korrosion pågår såväl vid Rv40 som i Eugeniattunneln. Underlaget för bedömningen i framförallt Eugeniattunneln är idag dock begränsat. Vid nästa utvärderingstillfälle (10 år?) bör dock ett större uttag av prover göras även i Eugenia.

I den allvarliga miljö som Rv40 representerar bör rosttrög fiberarmering eller mycket höga krav på sprickfrihet krävas om residualbärförmåga eftersträvas även på lång sikt. I ett livslängdsperspektiv om 150 år bör frågetecken resas kring om den eftersträlvade residualbärförmågan kan säkerställas vid sprickvidder större än 0.5 mm även i tunnelmiljö. En framtida underhållsinsats kan bli att försegla uppträdande sprickor i befintliga konstruktioner med kloridbelastning från tösaltning. Vid nyuppförande måste också kraven på effektiva insatser för att minimera uppträdandet av krympsprickor skärpas. Släpphänthet hos beställare och slarv från entreprenörer kan även för sprutbetongkonstruktioner ge framtida beständighetsproblem.

#### **Fortsatt forskning**

Korrelationen med parallellt pågående laboratorieförsök kommer att underlättas när angrepp uppvisas vid såväl Eugenia som vid Rv40. En djupare analys av fält- och laboratoriedata samt modellering av framtidsscenarioet för fältförhållanden bör ingå i en livslängdsbedömning

#### **Referenser**

**Nordström, E. (2000)** *Steel fibre corrosion in cracks – Durability of sprayed concrete*. Lice.avhandling 2000:49, Luleå tekniska universitet

**Nordström, E. (1996)**. *Sprutbetongs beständighet - Inventering*. SveBeFo, rapport nr.26, Elforsk, 96:18





# KORROSIV MILJÖ I TUNNLAR OCH UNDERSÖKNING AV KORROSION PÅ BERGBULTAR I VINDÖTUNNELN

## The corrosive environment in road tunnels and investigation of rock bolts from Vindötunneln

*Per Andersson, Vägverket  
Bertil Sandberg, Korrosionsinstitutet*

### **Sammanfattning**

Baserat på ett antal utredningar/ projekt avseende korrosiv miljö i vägtunnlar och bergbultars beständighet kan följande slutsatser dras:

Korrosiviteten i vägtunnlar är hög och detta beror främst på kombinationen saltning och smuts. Gasformiga föroreningar bedöms ha en marginell inverkan. Det finns sannolikt ett direkt samband mellan trafikintensiteten och korrosiviteten i en tunnel. Hög trafikintensitet ger hög korrosivitet.

Regelbunden tvättning har en mycket positiv inverkan på detaljers livslängd. Utförs ingen tvättning av högre belägna konstruktioner så blir korrosionsmiljön där med tiden nära nog likvärdig med den för regelbundet tvättade ytor nära vägbanan.

Resultat från uppföljning av installerade bergbultar i Vindötunneln visar att om bultsättningen utförs väl, med fullgod ingjutning, erhålls hög korrosionsbeständighet hos cementingjutna bultar.

### **Summary**

Based on several investigations concerning the corrosive environment in road tunnels and the corrosion resistance of rock bolts, the following conclusions can be drawn:

The environment in road tunnels is very corrosive mainly due to the combination of deicing salts and dirt. Gaseous pollution's are judged to have a small influence. There is probably a direct relation between the intensity of traffic and the corrosivity inside a tunnel. High traffic intensity gives high corrosivity.

Regular cleaning has a very positive influence on the lifetime of the equipment inside a tunnel. If highly placed equipment's are not cleaned they will, after some time, be exposed to an equally corrosive environment as equipment's frequently cleaned and installed close to the roadway.

Results from the evaluation of rock bolts from Vindötunneln showed that if the bolt installation is performed well, with complete cement cover, the corrosion resistance of cement casted rock bolts are high.

### **Inledning**

Under senare år har ett flertal projekt genomförts med det övergripande syftet att öka kunskapen rörande materialval och korrosionsskydd i vägtunnlar. Intresset har dels varit koncentrerat på inredningsdetaljer (1,2) dels cementingjutna bergbultar (3,4). I det följande görs en kortare beskrivning av projekten och framkomna resultat. För fullständig redovisning hänvisas till rapporterna.

Undersökningarna av korrosionsförhållandena inuti vägtunnlar har inkluderat litteratursökning, erfarenhetsinsamling, besiktningar, provningar och utvärdering av nedmonterade detaljer.

Under 2001-2002 upprustades den 475 meter långa Vindötunneln, belägen i Orust kommun på Västkusten med avseende på det fria utrymmet i takhöjd. Samtidigt utfördes bergförstärkningar och åtgärder avseende vattenavledning. Tunneln som går i berg färdigställdes 1965 med en spännvidd på 9 meter. I samband med upprustningsarbetet sprängdes ett större antal bergbultar ner vilka har utvärderats ur korrosionssynpunkt.

### **Korrosiv miljö i tunnlar**

I litteraturundersökningen och erfarenhetsinsamlingen framkom att korrosiviteten i vägtunnlar är hög. Någon enskild orsak till detta framkom inte. Följande inverkande faktorer identifierades dock:

- Gasformiga respektive partikulära föroreningar.
- Vägsaltning.
- Vattendropp.
- Enkel- eller dubbelriktad trafik.
- Tunnelns utformning.
- Trafikintensitet.
- Avgasers renhet.
- Användandet av dubbdäck.
- Typ av beläggning.
- Skillnad inklädda tunnlar – bergtunnlar.
- Yttre klimatet.

Vidare påtalas att:

- Det är stor skillnad i korrosivitet inuti respektive strax utanför tunnel.
- Renhållningsnivån är viktig.
- Tvättmedel kan vara korrosiva.
- Viktigt att hela konstruktionen är korrosionshärdig. T.ex. kan lås i rostfria dörrar korrodera.

Följande frågor kunde dock klarläggas i litteraturundersökningen:

- Miljön i bergrum och tunnlar utan vägtrafik, varierar betydligt, motsvarande korrosivitetssklasserna C2 till C5.
- Av de gasformiga föroreningarna visar inte SO<sub>2</sub> några förhöjda halter i tunnlar dock NO<sub>x</sub>. De gasformiga föroreningar kan ej förklara tunnlar höga korrosivitet.
- Miljön i inklädda tunnlar är mindre korrosiva än den i oinklädda.

Ingående besiktningar av olika konstruktionsdetaljer och på korrosionen inverkan faktorer utfördes i Söderledstunneln, Kvarnholmstunneln, Lindötunneln och Muskötunneln. Observationer gjordes också i Gnistängstunneln, Lundbytunneln, Vindötunneln, Sörvik och Kärra.

Provningarna genomfördes genom att provplåtar av olika material exponerades i Söderledstunneln och Kvarnholmstunneln i Stockholm samt i Gnistängstunneln och Lundbytunneln i Göteborg, under 2 år. I Muskötunneln genomfördes dessutom försök med rostfria bergbultar.

De olika tunnelmiljöerna kan beskrivas enligt nedan:

Söderledstunneln är en betongtunnel med hög trafikintensitet. De nedre delarna tvättas 12 gånger/år. Höga kloridhalter i smutsen. Inget märkbart inläckage av vatten förekommer.

Kvarnholmstunneln är en lågtrafikerad bergtunnel. Mängden smuts på proverna var liten. Eftersom tunneln aldrig tvättas var dock andra ytor i tunneln kraftigt smutsbelagda. Låga kloridhalter i smutsen.

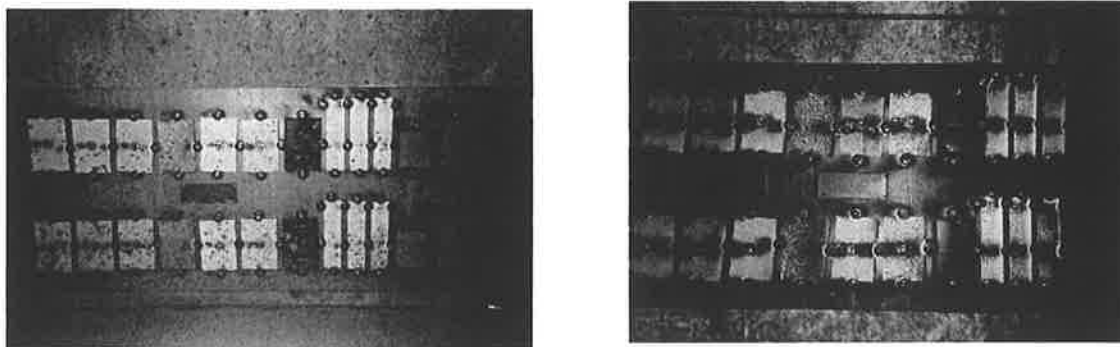
Gnistängstunneln har en hög trafikintensitet, dock lägre än Söderledstunneln. Mängden smuts var stor och kloridhalten hög. Tvättning sker endast 2 gånger/år.

I Lundbytunneln placerades proverna i ett sidoutrymme med hög relativ fuktighet men låga halter luftföroreningar.

Följande material ingick i provningen:

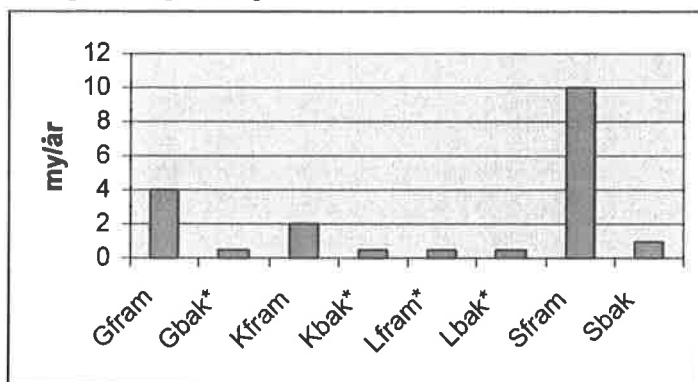
Rostfritt stål SS 2333	Förzinkat stål
Rostfritt stål SS 2343	Kolstål
Rostfritt stål SS 2377	Kolstål med oorganisk beläggning R 43
Aluminium FA 5578	Förzinkat stål med oorganisk beläggning R 44
Aluminium FA 6634	Kolstål med pulverlack
Aluminium FA 6634 lackerat	
Aluminium 6063	
Aluminium 6082	
Aluminium 6063 anodiserat	

I Söderledstunneln, där den mest omfattande provningen utfördes, monterades prover dels nära vägbanan dels 4 m upp på väggen, se figur 1. Prover på vägsmutts togs för analys och i vissa fall registrerades klimatdata. Dessa visade bl.a. att mängden smuts och smutsens kloridhalt med tiden blir hög även i en tunnels tak. Vidare ökar smutsmängderna med trafikintensiteten. Smutsens pH-värde var neutralt.



Figur 1. Prover exponerade i Söderledstunneln, nära vägbanan (vänster) respektive 4 meter upp (höger).

De fullständiga resultaten från provningarna redovisas inte utan här ges bara en kortfattad summering. I avsiktligt skapade spalter på rostfritt stål SS 2343 uppstod angrepp, dock inte på fritt exponerade ytor. Prover av SS 2377 var helt utan anmärkning. Lackerad eller anodiserad aluminium klarade sig bra. Obehandlade aluminiumsorter gav varierande resultat. Målningssystemen R43 och R44 gav tillfredställande resultat. Man bör dock beakta att provningstiden endast var 2 år. Resultatet för förzinkat stål uppvisade stor spridning, se figur 2.



Figur 2. Uppmätta korrosionshastigheter på zink. (fram=framsida på provplåt, bak=baksida på provplåt, \* = <1my/år, G=Gnistångstunneln, K=Kvarnholmstunneln, L=Lundbytunneln, S=Söderledstunneln)

Av figuren framgår dels att korrosionshastigheten är hög i de högtrafikerade tunnelarna Söderleden och Gnistång dels att skillnaden är stor mellan fram- och baksida. Angreppen på baksidan var mycket mindre än de på framsidan.

Utvärdering av nedmonterade 25 år gamla navföljarkar gav dock en annorlunda bild av korrosionsförhållandena. På dessa var baksidorna mer angripna än framsidorna. Detta beror med största sannolikhet på att baksidorna inte tvättas.

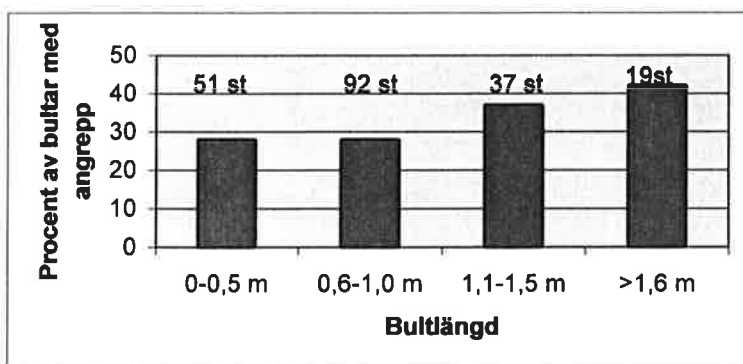
### Korrosion på bergbultar från Vindötunneln

Vid sprängningen i tunneltaket identifierades något mer än 1400 bultar. De flesta satt kvar i taket och fick skäras ner. Av detta material valdes 199 bultar (14 % av den totala mängden bultar) ut. Urvalet gjordes genom visuell inspektion varvid de som såg ut att vara ”mest” angripna valdes ut.

Samtliga omhändertagna bultar inspekterades och de som uppvisade mätbara angrepp underkastades en noggrannare undersökning. Korrosionsprodukter avlägsnades med vattenblåstring och för varje objekt noterades:

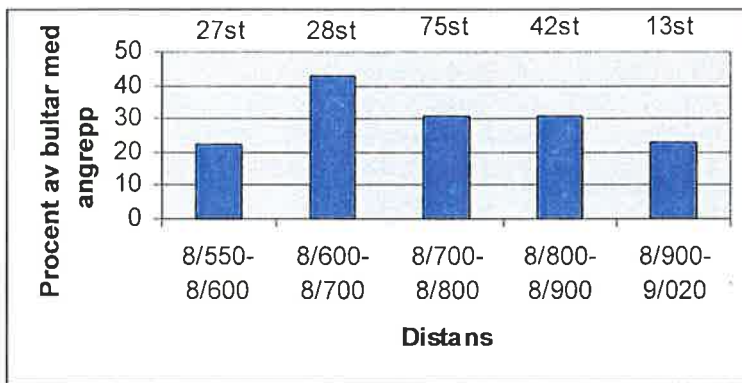
- Angreppets läge på bulten.
- Angripen ytas storlek.
- Medelavfrätning på angripen yta.
- Största frättdjup.

Av de 199 bultarna uppvisade 31 % (62 st, 4 % av den totala mängden bultar) mätbara angrepp. Analyserade bultar var av mycket varierande längd eftersom merparten hade skurits ner från taket. Inspekterad längd hos de enskilda bultarna hade dock inte någon stor betydelse för hur stor del som uppvisade korrosion, se figur 3. Den direkta orsaken till detta var att samtliga angrepp var lokaliserade till bultens första 0,4 m. Längre in förekom inga mätbara korrosionsangrepp.



Figur 3. Andelen bult med angrepp som funktion av bultlängd.

Bultarna hade märkts med en distansangivelse. I figur 4 återges hur stor procent av bultarna som uppvisade angrepp för respektive delsträcka i tunneln. Andelen angripna bultar i tunnelmynningarna var de samma i nord- respektive sydända. Något högre skadefrekvens noterades på sträckan 8/600-8/700.



Figur 4. Andelen bult med angrepp som funktion av distans från nordändan. 14 bultar saknade distansmärkning varför fördelningen baseras på 185 st.

I de fall den angripna ytan var liten,  $<0,5 \text{ cm}^2$ , begränsade sig angreppen till begynnande gropfrätning, se figur 5. Om ytan som saknat bruk varit större än  $0,5 \text{ cm}^2$  övergår de lokala groparna till att bli ett allmänt angrepp. Samtidigt ökar angreppsdjupet, figur 6.

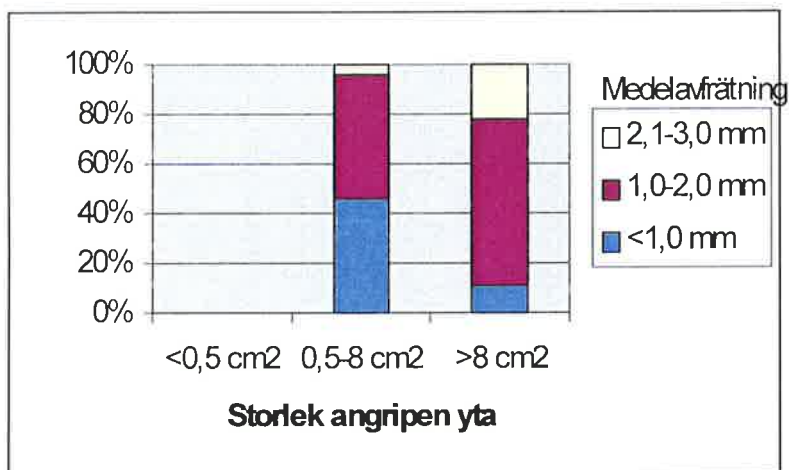


Figur 5. Ytlig gropfrätning på områden där bruk saknats på en mycket begränsad yta, mindre än  $0,5 \text{ cm}^2$ .

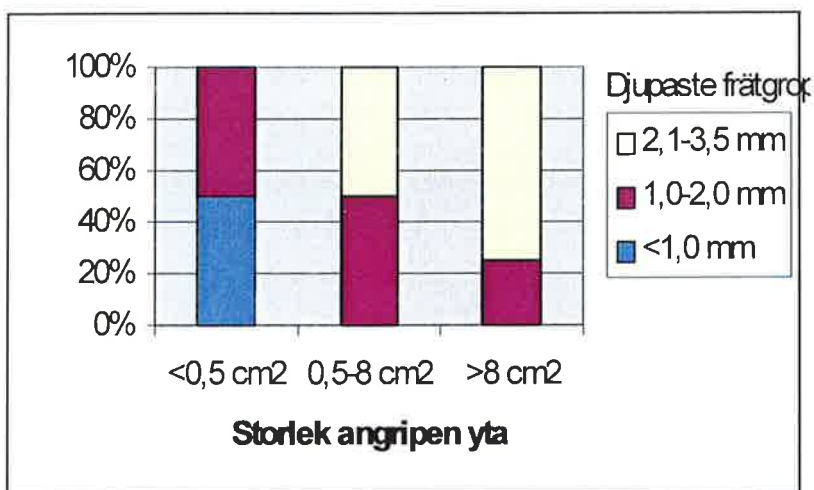


Figur 6. Allmänt angrepp i det fallet att ytan utan bruk varit större än  $0,5 \text{ cm}^2$ . Bult 29.

Att ange ett värde på medelavfrätning är inte enkelt eftersom avfrätningen varierar från noll till största frätdjup, men en delvis subjektiv bedömning har trots detta utförts vid utvärderingen. Det verkar entydigt vara så att då den angripna ytan (yta utan bruk) blir stor erhålls både större medelavfrätning och djupare frätgropar, se figur 7 och 8.



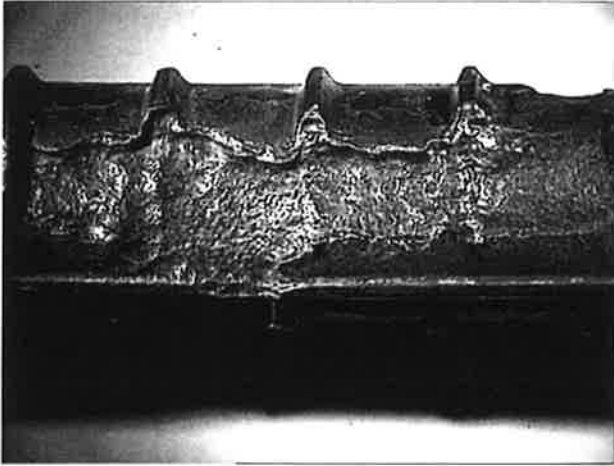
Figur 7. Medelavfrätningdjup som funktion av angripen ytas storlek. I de fall den angripna ytan var mindre än 0,5 cm<sup>2</sup> förekom endast lokal gropfrätning.



Figur 8. Djupaste frätgrop som funktion av storleken på angripen yta.

Exempel på kraftigare angrepp som uppstått på bultar med större angripna ytor ges i figur 9.





Figur 9. Kraftig allmän korrosion på bult 70.

I de allra flesta fallen var bultarna endast angripna på ena sidan. Detta gällde för 89 % (55 st) av de korrosionsangripna bultarna. I övriga fall (11 %, 7 st) förekom angrepp runt hela bultens omkrets. I dessa fall kunde lokalt, som mest, uppmätas en minskning av bultens diameter från 25 till 20 mm.

### **Diskussion**

Utifrån de utredningar (1-4) som ligger till grund för detta föredrag har följande diskussion kunnat föras. Korrosiviteten i vägtunnlar är hög och detta beror främst på kombinationen saltning och smuts. Gasformiga föroreningar bedöms ha en marginell inverkan. Det finns sannolikt ett direkt samband mellan trafikintensiteten och korrosiviteten i en tunnel. Hög trafikintensitet ger hög korrosivitet. Även om korrosiviteten är högst nära vägbanan och vid infarten så blir korrosiviteten med tiden förvånansvärt hög i hela tunneln.

Regelbunden tvättning har en mycket positiv inverkan på detaljers livslängd. Utförs ingen tvättning av högre belägna konstruktioner så blir korrosionsmiljön där med tiden nära nog likvärdig med den för regelbundet tvättade ytor nära vägbanan.

I inklädda tunnlar kan kraven varieras mellan olika zoner. I bergtunnlar bör hög korrosivitet bedömas föreligga i hela tunneln. I sidoutrymmen styrs materialvalet främst av den relativa fuktigheten.

För icke lastbärande konstruktioner och som utformats utan spalter (skåp, sidobelysningar, dörrar mm) kan rostfritt stål SS 2343 användas. Fästelement och andra lastbärande detaljer i rostfritt stål bör tillverkas av SS 2377 eller likvärdigt material. För konstruktioner av aluminium ska "rätt" legering väljas och materialet måste anodiseras och/eller ytbeläggas. Vidare bör aluminium endast användas i takkonstruktioner. I si-

doutrymmen bör användandet av aluminium övervägas som alternativ till förzinkat stål. Eftersträvas mycket lång livslängd bör rostskyddsmålning direkt på stål endast användas på konstruktioner som kan demonteras och ommålas på annan plats. Endast varmförzinkning ger inget långvarigt korrosionsskydd i tunnelmiljö. Varmförzinkning/ sprutförzinkning bör kombineras med målning. Elförzinkade konstruktioner är direkt olämpliga. Koppar har god beständighet i vägmiljö. Vid materialvalet måste risken för atmosfärisk galvanisk korrosion beaktas. Många polymera material bedöms vara beständiga men har låg hårdighet mot brand. Betong av god kvalitet och med tilltagna täcksikt synes vara ett bra alternativ i de fall det kan användas.

Med beaktande av att de 199 undersökta bultarna från Vindötunneln är de mest angripna bultarna så måste man konstatera att skadorna pga korrosion är ringa. Endast 31 % av de undersökta bultarna (4 % av totala mängden bult) hade mätbara angrepp.

Vi kan på goda grunder anta att de ytor som angripits också är de ytor som saknat täckande bruk. När denna yta varit liten,  $<0,5 \text{ cm}^2$ , har endast lokal gropfrätning uppstått och med ett maximalt frättdjup av 2,0 mm. I de flesta fall var dock frättdjupen avsevärt mindre. Lokala frätgropar har ingen inverkan på bultens hållfasthet. Små anodytor (ytor utan bruk) i kombination med stora katodytor (ytor med bruk) kan i vissa sammanhang ge upphov till hög korrosionshastighet i betongkonstruktioner pga aktiv/passiv-celler. Detta synes ej vara fallet för bergbultar troligen beroende på att korrosionsströmmen kraftigt begränsas av bergets höga resistivitet. Iakttagelsen verifierar de tidigare teoretiska betraktelserna (3). Orsaken kan inte vara stillastående vatten som alkaliserats av omgivande bruk eftersom då hade inte heller gropfrätning uppstått.

I och med att ytorna utan bruk ökar så blir både medelavfrätningen större och frätgroparna djupare. Givetvis förekommer variationer, troligen orsakade av olika vattenflöden osv. men statistiskt är denna tendens säkerställd. En kritisk gräns synes i detta fall ligga vid  $6-10 \text{ cm}^2$ . Över denna gräns ökar inte avfrätningen med ökad yta. Detta beror troligen på att när en viss storlek på ytan uppnåtts så har man inte längre någon alkaliserande effekt av omgivande områden utan stålet upplever den för berget normala korrosionsmiljön.

Intressant att notera är att det endast i ett mindre antal fall (7 st) har inträffat korrosion på en och samma plats runt hela bultens omkrets. Vanligast är att bruk saknats på en sida och att angreppet är ensidigt. Detta har en stor inverkan på livslängden och minskar risken för kritisk midjebildning.

Karteringen av inläckande vatten i tunneln visade att vatteninläckningen är störst i tunnelns södra del. Analyserade vattenprover visar ingen stor skillnad i kemisk sammansättning mellan olika delar av tunneln.

De i tunneln uttagna och analyserade vattenproven har utvärderats enligt DIN 50 929. Enligt normen borde vattnen ge upphov till en medelavfrätning på 0,8 mm efter 40 år. Motsvarande värde för djupaste frätgrop skulle vara 4,0 mm. Med tanke på att vi tittat

på medelavfrätningen på den mest utsatta delen av den angripna ytan måste man konstatera att överensstämmelsen är förhållandevis god. Detta indikerar att nära tunnelvägen är vattnet tillräckligt syresatt.

Karteringen i tunneln visade att vattenflödet var störst på sträckan 8/550-8/750. Frekvensen angripna bultar var också något högre på denna sträcka.

Det kanske mest intressanta i denna utvärdering har varit att alla angrepp legat på bultarnas första 0,4 m. Vår bedömning är att det har orsakats av vattenflöde mellan berg och pålagd sprutbetong.

Utifrån de data som insamlats vid reoveringen och den efterföljande analysen är vår bedömning att ingjutningen av aktuella bultar har utförts väl. Det är dock svårt att föreställa sig att samtliga bultar har haft perfekt ingjutning/täckning av bruk från 0,4 m och djupare in i berget. Det måste således finnas en förklaring till varför längre in liggande ytor utan bruk har klarat sig utan mätbar korrosion. En orsak skulle kunna vara så pass låga vattenflöden att vattnet i kontakt med stålet alkaliserats av omgivande bruk även om de blottlagda ytorna varit förhållandevis stora.

Det använda bruket hade en ballast av normalt svenskt grus med D-max 2 mm. Vidare hade man använt vanlig portlandcement och vct bedömdes till 0,5-0,6. Således skiljer sig inte detta från de bruk som används idag fränsett att vct för ingjutningsbruk idag är mindre än 0,3, normalt 0,28-0,30.

### **Slutsatser**

Följande slutsatser kan dras rörande den korrosiva miljön i tunnlar:

- Korrosiviteten i vägtunnlar är hög och detta beror främst på kombinationen saltning och smuts. Gasformiga föroreningar har en marginell inverkan.
- Det finns sannolikt ett direkt samband mellan trafikintensiteten och korrosiviteten i en tunnel. Hög trafikintensitet ger hög korrosivitet.
- Även om korrosiviteten är högst nära vägbanan och vid infarten så blir korrosiviteten med tiden förvånansvärt hög i hela tunneln.
- Regelbunden tvättning har en mycket positiv inverkan på detaljers livslängd.
- Utförs ingen tvättning av högre belägna konstruktioner så blir korrosionsmiljön där med tiden nära nog likvärdig med den för regelbundet tvättade ytor nära vägbanan.
- I inklädda tunnlar kan kraven varieras mellan olika zoner. I bergtunnlar bör hög korrosivitet bedömas föreligga i hela tunneln. I sidoutrymmen styrs materialvalet främst av den relativa fuktigheten.
- För icke lastbärande konstruktioner och som utformats utan spalter (skåp, sidobelysningar, dörrar mm) kan rostfritt stål SS 2343 användas. Fästelement och andra lastbärande detaljer i rostfritt stål bör tillverkas av SS 2377 eller likvärdigt material.
- För konstruktioner av aluminium ska "rätt" legering väljas och materialet måste anodiseras och/eller ytbeläggas. Vidare bör aluminium endast användas i takkon-

struktioner. I sidoutrymmen bör användandet av aluminium övervägas som alternativ till förzinkat stål.

- Eftersträvas mycket lång livslängd bör rostskyddsmålning direkt på stål endast användas på konstruktioner som kan demonteras och ommålas på annan plats.
- Endast varmförzinkning ger inget långvarigt korrosionsskydd i tunnelmiljö. Varmförzinkning/sprutförzinkning bör kombineras med målning. Elförzinkade konstruktioner är direkt olämpliga.
- Koppar har god beständighet i vägmiljö.
- Vid materialvalet måste risken för atmosfärisk galvanisk korrosion beaktas.
- Många polymera material bedöms vara beständiga men har låg hårdighet mot brand.
- Betong av god kvalitet och med tilltagna täcksikt synes vara ett bra alternativ i de fall det kan användas.

Följande slutsatser kan dras rörande korrosionen på cementingjutna bergbultar:

- Av totalt 1400 nedsprängda bultar valdes de ut, som på platsen bedömdes vara mest angripna, 199 st.
- Bland dessa 199 bultar hade 31 % mätbara korrosionsangrepp.
- Skadefrekvensen var högst på sträckan 8/600-8/700 där också flödet av vatten i berget var störst.
- Samtliga mätbara angrepp återfanns på bultarnas yttre del, 0 - 0,4 m från bergväggen.
- Angripna ytor (utan täckning av bruk) mindre än 0,5 cm<sup>2</sup> uppvisade endast lokala angrepp av groppfrätning.
- Det är statistiskt fastställt att ju större angripen yta desto kraftigare korrosion. Detta samband upphör dock om ytan överstiger 6-10 cm<sup>2</sup>. Vid större ytor än detta ökar inte korrosionen med ytans storlek.
- Maximal allmän korrosion efter 40 år var 3,0 mm.
- I endast 7 fall förekom angrepp runt hela bultens omkrets. Som mest hade diametern minskat från 25 till 20 mm, vilket motsvarar en reduktion av tvärsnittet med 36 %. Den helt dominerande andelen av angrepp sker således ensidigt.
- Det använda bruket var ordinärt och likvärdigt med idag utnyttjat bruk.
- Undersökningen visar att om bultsättningen utförs väl, med fullgod ingjutning, erhålls hög korrosionsbeständighet hos cementingjutna bultar.

### Referenser

1. Johnsson, T & Sandberg, B: Undersökning av tunnelmiljöns korrosiva egenskaper - Etapp 1. KI rapport 54 813. 1998.
2. Sandberg, B & Johnsson, T & Tuveson-Carlström, L: Undersökning av tunnelmiljöns korrosiva egenskaper - Etapp 2. KI rapport 55 258. 2001.
3. Windelhed, K & Sandberg, B & Lagerblad, B: Cementingjutna bultars beständighet. SveBeFo Rapport 58. 2002.
4. Sandberg, B: Beständighet hos ingjutna bergbultar-analys av bergbultar från Vindötunneln. KI rapport 55 882. 2002.



# INSPEKTIONSKRAV OCH FÖRVALTNINGSSYSTEM FÖR TUNNLAR

## Inspection requirements and Management systems for tunnels

*Per Andersson, Vägverket*

*Anders Eier, Vägverket*

*Bosse Eriksson, Vägverket*

*Kai Palmqvist, Bergab*

### Sammanfattning

De ökade drift- och underhållskostnaderna tillsammans med det stora bundna kapitalet i vägtunnlar har lett till att Vägverket, tillsammans med Banverket och SL Infrateknik AB dels valt att påbörja utveckling av förvaltningssystemet BaTMan inkluderande implementering av förvaltningssystemet Maximo, dels att påbörja arbetet med en tillhörande inspektionshandbok.

### Summary

The increasing costs related to operation and maintenance of the Swedish road tunnels together with the large amounts of money being invested, the Swedish National Road Administration has started a development of a Tunnel Management System (BaTMan/Maximo) as well as to develop an adherent tunnel inspection handbook including inspection requirements. This development is performed in close cooperation with the Swedish National Rail Administration and SL Infrateknik AB.

### 1 Inledning

Det finns ca 20 vägtunnlar i Sverige och de är koncentrerade till Stockholm, Göteborg och Västkusten. Antalet kommer att öka på grund av att allt mera komplexa trafiklösningar byggs för att tillmötesgå kraven på framkomlighet, säkerhet och god miljö. För närvarande pågår byggandet av Götatunneln och Södra Länken-projektet.

Göteborgsöverenskommelsen är den största satsningen på kollektivtrafik, vägtrafik och miljö som någonsin gjorts i Göteborg där två nya tunnlar ingår; Lundbytunneln som togs i trafik 1998 och Götatunneln som färdigställs under början av 2005. Södra Länken i Stockholm blir Sveriges längsta vägtunnelsystem, med en total längd på 17 km. Den är en mycket komplex trafikläggning som innehåller flera trafikplatser under jord. Tunneln är en del av trafiklösningen i Stockholm och ska vara klar år 2004. Till detta tillkommer projekt innehållande vägtunnlar, för ett värde av ca 19 miljarder kronor som beräknas att byggas inom den närmaste 10-årsperioden.

Konstruktionens tillstånd måste hela tiden bedömas och tunnlarna kontrolleras med täta intervaller. De bärande delarna och installationerna har mycket olika livslängder. De flesta bärande delar har en livslängd på upp till 120 år. Styrsystem, datorer och annan elektronisk utrustning har livslängder på ca fem till tio år och måste bytas ut med jämna

mellanrum. Dessa olika förutsättningar medför att det ställs stora krav på en effektiv förvaltning med effektiva verktyg för att kunna hantera tunnlarna.

De årliga drift- och underhållskostnaderna avseende Vägverkets tunnlar uppgår idag till ca 20-30 miljoner kronor/år. Efter färdigställandet av Götatunneln och Södra Länken beräknas de uppgå till ca 100 miljoner kronor/år. Vid en ytterligare utbyggnad enligt ovan prognostiseras dessa kostnader kunna uppgå till ca 225 miljoner kronor/år.

De ökade drift- och underhållskostnaderna tillsammans med det stora bundna kapitalet i vägtunnlar har lett till att Vägverket, tillsammans med Banverket och SL Infrateknik AB dels valt att påbörja utveckling av förvaltningssystemet BaTMan (presenteras i kapitel 3) inkluderande implementering av förvaltningssystemet Maximo (presenteras i kapitel 4), dels att påbörja arbetet med en tillhörande inspektionshandbok (presenteras i kapitel 5).

## **2 Drift- och underhållssystem för tunnlar**

Inför drifttagandet av Södra Länken-systemet år 2004 i Stockholm har behovet accentuerats för att kunna ha en bra hantering av den information som då föreligger. Inte minst då det har satts upp hårda tillgänglighetskrav gällande tunnelsystemets trafikerbarhet med dess ingående underjordiska trafikplatser.

Hösten 1999 startades därför på Vägverket ett arbete med att i en verksamhetsanalys, belysa behovet av information i ett förvaltningssystem för stora komplexa byggnadsverk inkluderande vägtunnlar, stora broar, rörliga broar och färjelägen. Detta genomfördes i första hand för Södra Länken, då investeringsnivå gällande enbart de komplexa installationerna i tunnelsystemet beräknades ligga i storleksordningen 1,2 miljard kronor.

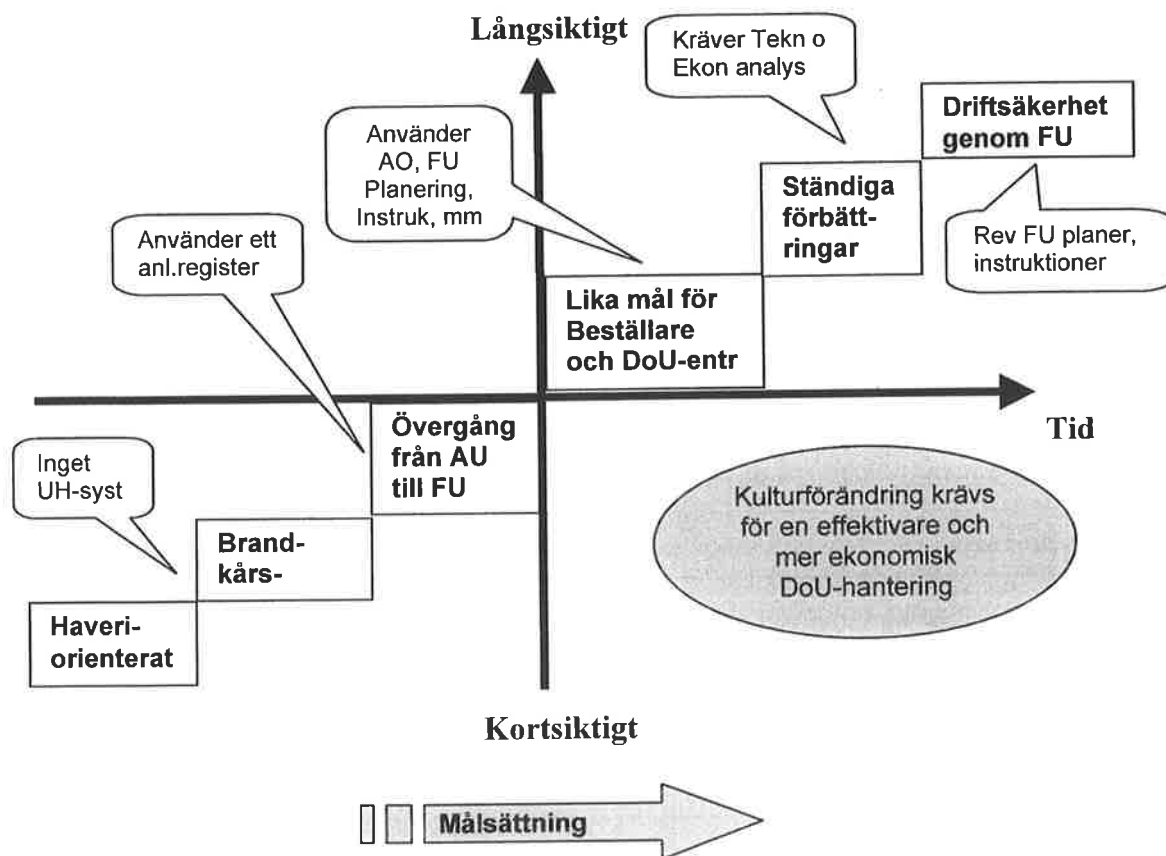
Syftet med verksamhetsanalysen var att belysa behovet av information i ett förvaltningssystem för stora byggnadsverk inkluderande vägtunnlar, stora broar, rörliga broar och färjelägen. De behov Södra Länken har jämfördes med de behov Vägverket har för andra stora byggprojekt i avsikt att få ett enhetligt system för att hantera förvaltning av sådana objekt. Inriktningen var att alla typer av informationsbehov skall kunna tillgodoses från förvaltningssystemet.

För vägtunnlar kan först konstateras att det finns två ganska skilda typer av fysiska nedbrytningsprocesser som påverkar framtida förvaltning :

- Den ena avser själva konstbyggnaden – tunneln. På lång sikt förändras här t ex sprickor i berget, bultar rostar och andra långsamma förändringar sker.
- Den andra processen avser gjorda installationer. Här avses då alla typer av installationer från pumpar och fläktar till olika styr- och säkerhetssystem. Systemen stoppar, ger larm, slits, går sönder, behöver uppdateras/ renoveras resp. bytas ut. Dessa system har dessutom en betydligt kortare livscykel och en betydligt snabbare förslitningsprocess vilket får stor betydelse för tillgängligheten av tunneln samt för drift och förvaltning.

## 2.1 Underhållstrappan

En generell beskrivning av hur underhåll kan bedrivas ur ett tidsperspektiv kan visas enligt:



Det kan idag konstateras att för Vägverkets drift- och underhållsverksamhet (DoU) för de befintliga tunnelsystemen till stora delar befinner sig inom den nedre vänstra kvadranten ovan, när det gäller de tekniska installationerna och det är ej heller ovanligt för övriga tekniska system som t ex trafiksignal / -styrningssystem, VA-system inkl styr- och regler m fl.

Detta har fungerat med den gamla traditionella tekniken och tankesättet, men i och med införande av nya mycket komplexa och dyra installationssystem, visar erfarenheten från andra infrastrukturanläggningar, kärnkrafts- och övrig teknikintensiv industri inom och utom landet, att detta innebär vanligen ett mycket dyrt sätt att förvalta de nedlagda kapitalkostnaderna.

Detta innebär att en övergång från avhjälpande till förebyggande underhåll måste vara Vägverkets målsättning i framtiden. Det kan även innebära en mindre kulturförändring inom Vägverket för att kunna ta emot den nya tekniken i våra nya anläggningar.



För Vägverkets tunga traditionella bro- och konstbyggnadskonstruktioner kommer Vägverkets befintliga förvaltningssystem t.ex. broförvaltningssystemet SAFE BRO/ BaTMan även i fortsättningen ta hand om själva konstruktionsdelarna som har lång livscykel (10 - 120 år) medan det nya DoU-förvaltningssystemet är tänkt i huvudsak för de tekniska installationerna och systemen som har en relativt kort livscykel (2 -10 år).

### **3 De bärande konstruktionsdelarna – IT - lösningen**

#### **3.1 SAFE BRO**

Vägverkets hjälpmedel för förvaltning av broar är idag det IT-baserade SAFE-systemet, SäkrA, Funktionella och Ekonomiska broar. Systemet täcker förvaltningen av en bro under hela dess livstid, från att den tas i trafik, tills den rivs.

SAFE-systemet används även för tunnlar, men det kan idag bara hjälpligt brukas för de bärande delarna och det är inte anpassat för installationerna. För förvaltningen av väg-tunnlarna har det inte funnits något datoriserat hjälpmedel, men nu pågår en utveckling av ett sådant förvaltningssystem, BaTMan, Bro och Tunnel Management system.

#### **3.2 BaTMan**

Under början av 2000-talet nyutvecklas systemet på en helt ny IT-plattform. Genom ett samarbete med övriga förvaltare av väg- och järnvägsbroar kommer ett gemensamt koncept (begreppsapparat, metodik, IT-verktyg etc.) att etableras för hela branschen. Förutom Vägverket deltar Banverket, Kommunförbundet, Stockholms Lokaltrafik samt Stockholms Gatu- och Fastighetskontor i framtagandet av det nya hjälpmedlet.

Förvaltningssystemet BaTMan kommer även att byggas för att täcka in flera konstruktioner, bland annat tunnlar, och på så vis möjliggöra stora effektivitetsvinster för samhället.

De närmaste åren kommer användarna av systemet att bli fler, både inom och utom Vägverket. Idag använder Banverket och ett drygt 30-tal av de större kommunerna i Sverige systemet, framför allt för inspektion. Intresset för BaTMan ökar, och eftersom de flesta byggnadsverk förvaltas på samma sätt kan det även användas av andra banhållare och enskilda väghållare.

Målet med BaTMan är att skapa ett komplett hjälpmedel som ger ett bra beslutsunderlag vid inspektion, planering, upphandling, uppföljning etc. Syftet är givetvis att förvaltningen av konstruktionerna ska uppfylla samhällets krav på säkerhet, framkomlighet och ekonomi.

Arbete med att ta fram BaTMan sker i två steg där det första steget kortfattat innebär att:

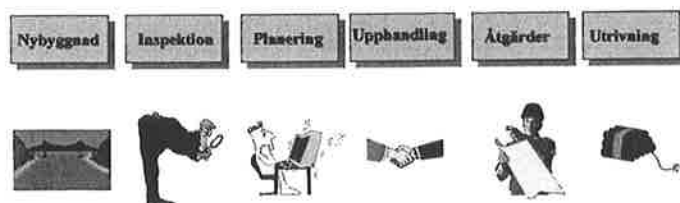
- ett nytt IT-verktyg tas fram
- befintlig data konverteras

- befintligt förvaltningssystem, SAFE BRO, stängs
- BaTMan breddas för att kunna nyttjas för flera konstruktionstyper
- digitala dokument såsom ritningar mm görs åtkomliga från systemet
- ett komplett digitalt användarstöd tas fram.

BaTMan kommer vid driftsättningen i december 2003 att vara tillgängligt för användarna via nätverk eller Internet.

### 3.3 Förvaltningssystemet

## Förvaltningsstöd genom hela processen



#### 3.3.1 Inspektion

Förvaltningens bas utgörs av regelbundna – och väl definierade – inspektioner. Till exempel inspekteras alla Vägverkets broar minst vart sjätte år. Skador som kan påverka konstruktionen noteras och registreras i förvaltningssystemet. Med utgångspunkt från skadeläget bedöms konstruktionens tillstånd och hur det påverkar dess funktion. Även trafiksäkerheten utvärderas. Ett skadat räcke kan t ex ge restriktioner för framkomligheten.

#### 3.3.2 Åtgärdsval

Idag utförs inspektionen ofta av konsulter medan Vägverkets egen personal lägger mer tid på att planera rätt åtgärd till rätt tidpunkt. Budgetrestriktioner medför alltid att åtgärder på olika konstruktioner måste ställas mot varandra för att skapa en prioritets- och lönsamhetsordning. Som underlag för detta används den planering som gjorts för de enskilda konstruktionerna.

#### 3.3.3 Upphandling

I BaTMan kommer det att finnas ett stöd för upphandling av såväl underhåll som drift. Bland annat kommer hjälp att ges för ett upprättande av mängdförteckningar och tekniska beskrivningar för det arbete som ska utföras.

#### 3.3.4 Hjälpmedel under beslutsprocessen

Förvaltningssystemet innehåller även en ”kunskapsdatabas” som ger stöd i beslutsprocessen. Databasen innehåller uppgifter om å-priser, tekniska lösningar samt mätmetoder och tillståndsutvecklingsmodeller för bedömning av skador.

### 3.3.5 Erfarenhetsåterföring och måluppföljning

I BaTMan kommer man att kunna se hur enskilda och kanske likartade skador utvecklas i olika delar av landet. Klimat, miljö och trafikbelastning har stor inverkan på skadeuppkomst och skadeutveckling. Information om skador kan bidra till förståelse och ökad kunskap om skadors utveckling och därmed också till minskade underhållskostnader. Genom att över tiden följa och jämföra olika faktorer kan man styra förvaltningens totala kostnader och kontinuerligt öka säkerheten i planeringen för att alltid hitta den mest lönsamma åtgärden.

Erfarenheterna från förvaltningsskedet bidrar till en naturlig cyklisk process bland annat genom att de ligger till grund för justeringar av de tekniska beskrivningarna. Detta bidrar i sin tur till att skapa framtida byggnadsverk som kommer att tjäna samhället på ett positivt sätt under lång tid. Arbetet med att kartlägga och systematisera behov, åtgärder och resultat har pågått i flera år. Därför finns inom broområdet ett bra underlag när det gäller att skapa standard, mål och verktyg för måluppföljning.

Den senaste komponenten som utvecklats inom förvaltningssystemet är ett verktyg för optimering på vägnättnivå. Verktöget ger bl.a. svar på frågor om vilka anslag som behövs för att ett bestånd av till exempel broar på lång sikt ska kunna hållas "status quo", och förvaltas till en så låg kostnad som möjligt för samhället. Med detta optimeringsverktyg är förvaltningssystemet en fullt skalbar modell, från hela brobeståndet ned till varje enskild bro.

## 4 Förvaltningssystem för installationer (Maximo)

Förvaltningssystemet för installationer ska kunna användas operativt och aktivt vid de flesta typer av drift- och underhållsåtgärder. Följande kriterier har etablerats:

- Drift- och underhållsplanering ska kunna göras i systemet och arbetsorder sändas ut från systemet till den person eller entreprenör som ska utföra arbetet.
- Felanmälningar och larm som kräver åtgärd går likaså in i systemet för att meddelas utföraren.
- En entreprenör som så önskar får arbeta direkt i Vägverkets förvaltningssystem med en lämplig behörighet.
- Ekonomisk information bör inte finnas i systemet, däremot teknisk information som berör resurser såsom reparationstider.
- Förvaltningssystemet bör inte ha ett eget dokumenthanteringssystem utan ha en koppling till ett generellt sådant.
- Systemet ska vara försett med behörigheter för användarna samt olika bilder för olika användartyper
- Förvaltningssystemet behöver ej beakta sådana aspekter som idag hanteras av SAFE (en utveckling av det befintliga SAFE BRO) och kommande BaTMan.
- Ett underhålls/förvaltningssystem av standardmodell bör köpas på marknaden.
- VSTs Anvisning 125 (idag Publikation 2000:5 / 5A) är en bra grund för benämningar och struktur men denna behöver dock revideras och kompletteras ytterligare.

#### **4.1 Maximosystemet**

Efter en upphandling med en prekvalificeringsprocedur så köpte Vägverket Maximosystemet under 2001, tillsammans med ett löpande licensavtal.

Maximosystemets server är idag inkopplat på samma datanätverk som Vägverkets dokumenthanteringssystem "Chaos" då all dokumentation kommer att länkas till detta. Maximosystemet är ett rent standardsystem för drift och underhåll av anläggningar främst inom industri- bygg- och fastighetssektorn, och som finns över hela världen.

Systemet är moduluppbyggt och kan anpassas av användaren utan att själva grundsystemet behöver ändras. Vidare är systemet förberett att kunna länkas samman med andra datasystem. Systemet tar hand om det operativa informationsflödet som alstras i en tunnelanläggning och i princip behöver ingen pappershantering ske, utan alla led i underhållsarbetet kan göras direkt i Maximo.

Tre principiellt skilda typer av underhåll finns dessutom att ta hänsyn till i förvaltnings-skedet :

1. Tillståndstyrkt underhåll
2. Kalender- och / eller drifttidsstyrkt underhåll
3. Avhjälpande / händelsestyrkt underhåll

Systemet tillåter sedan både beställare och upphandlade driftentreprenörer att operativt nyttja systemet. Beställaren kan t ex nyttja inlagd information för analys av utfört underhåll på ingående komponenter samt utföra prioritering och planering av kommande underhållsarbeten. Analysverktyget kan sedan nyttjas för kommande budgetplanering.

Driftentreprenören hanterar inkomna felanmälningar och arbetsordrar till sin drift och uh-personal och entreprenören bokför sedan utfört arbete i systemet. Detta ger även entreprenören en möjlighet att kvalitetssäkra planerade och utförda arbeten gentemot beställaren.

#### **4.2 Anpassning av systemet**

Vägverket (VST) håller nu på sedan sommaren 2001 att konfigurera och anpassa systemet inför driftövertagandet av Södra Länken. Tanken är samtidigt att nyttja vägtunneln Häggviksleden inom Sollentuna kommun, norr om Stockholm, som ett testobjekt. Konfigureringsarbetet pågår och beräknas vara helt klart under året 2003.

Indata till systemet kan matas in helt manuellt, exempelvis via Excelark eller med automatisk överföring från andra databaser – i VSTs fall för Södra Länken och kommande nya tunnelprojekt från Chaos-systemet.

Det har beslutats inom projektet i VST att alla ingående komponenter inkl komponentdata, drift- och underhållsdokumentation först ska läggas in i Chaos-systemet under byggskedet och därefter hämtas relevant data upp av Maximo via en automatisk data-länk. Arbete med detta pågår idag, år 2002-2003.

### **4.3 Andra verksamhetstyper**

Det har även beslutats under år 2002 att samtliga VSTs trafiksignalanläggningar inom Stockholms län skall nyttja Maximo. Anläggningarna har littererats upp enligt VV-publikation 2000:5 / -5A under år 2002 och är idag inladdade i Maximo.

I VSTs kontrakt med upphandlad drift- och underhållsentreprise för trafiksignalerna står det sedan angivet att entreprenören skall använda Maximo i sin dagliga verksamhet. Detta är generellt en viktig förutsättning att ta med vid upphandling av DoU-entreprenader för de tekniska systemen, för att Maximo ska nyttjas på avsett sätt.

Dessutom har hela tiden funnits en grundtanke att övriga tekniska system som Vägverket ansvarar över och som inte hanteras av SAFEBRO/ BaTMan och andra befintliga datasystem, som t ex trafikövervakningskameror, VVIS-system mm ska kunna utnyttja systemet i en framtid om behov finns. Det finns dessutom även möjligheter att på det administrativa området nyttja systemet för förvaltning av VV-lokaler med ingående delar allt från kontorsutrustningar till datasystem mm.

## **5 Inspektionshandbok för tunnlar**

### **5.1 Bakgrund**

Trafiktunnlar skall inspekteras regelbundet och systematiskt. Inspektionerna ska klargöra tunnelarnas fysiska och funktionella tillstånd samt hur tillståndet bedöms att utvecklas. Trafiktunnelars tillstånd är ett nyckelbegrepp inom såväl nybyggnad som förvaltning av tunnlar. Tillståndsuppgifter krävs bland annat för kommande styrning, planering, upphandling och uppföljning av de åtgärder som erfordras för att säkerställa samhällets krav på säkerhet, framkomlighet och ekonomi.

Baserat på det under 2001 avrapporterade projektet "Utvärdering av tunnelars tillstånd, Utredning av kunskapsläget" (BERGAB 2001-12-20) har med detta FoU-projekt en utveckling av en inspektionshandbok för tunnlar inletts, baserad på samma metodik som motsvarande "Handbok för Broinspektion" (Vägverket Publ 1993:34). Vägverket, Banverket och SL har i samverkan deltagit i projektet med målsättningen att sinsemellan försöka likrikta arbetet med inspektioner och underhåll av tunnlar. Arbetet har under 2002 fokuserats på att ta fram kapitel innehållande inspektionskrav, dokumentation av inspektioner och definitioner. Detta arbete har ej omfattat inspektioner av installationer mm.

### **5.2 Förutsättningar för genomförande**

Arbetet har inriktats mot att ta fram följande delar:

Inspektionskrav för tunnlar, inkluderande syfte, omfattning och tidsintervaller för olika inspektionstyper samt kompetenskrav på tunnelinspektör.

Dokumentation av inspektion, inkluderande omfattning av uppgifter och krav på dokumentation .

Definitioner, inkluderande tunneltyper, tunnelns huvuddelar, tunnelns konstruktionsdelar och skadetyper .

### **5.3 Förslag till text i Inspektionshandbok för tunnlar**

#### **5.3.1 INSPEKTIONSTYPER**

Tunnlar ska inspekteras regelbundet och systematiskt för att trafikanternas krav på säkerhet och framkomlighet ska kunna uppfyllas.

Inspektionerna ska klargöra tunnlarnas fysiska och funktionella tillstånd samt ge underlag för planering och genomförande av sådana åtgärder som erfordras för att säkerställa ställda krav på både kort och lång sikt. Följande inspektionstyper förekommer

- Fortlöpande inspektion
- Huvudinspektion
- Särskild inspektion

#### **FORTLÖPANDE INSPEKTION**

##### **SYFTE**

Inspektion ska syfta till att upptäcka akuta skador som kan påverka trafiksäkerheten och konstruktionens bestånd på kort sikt. Vid förändringar skall Särskild inspektion kunna påkallas.

##### **OMFATTNING**

Inspektionen avser vägbana eller spårområde inom tunnel och angränsande förskärningar vad gäller nedfall, vatten och is samt tak och väggar vad gäller vattenläckage och isbildning. Inspektionen utföres från väg- eller spårnivå med god belysning.

##### **TIDSINTERVALL**

Inspektionerna utföres kontinuerligt av underhållsentreprenör eller annan utförare, lämpligen då i samband med inspektion av väg- och spårnätet.

#### **HUVUDINSPEKTION**

##### **SYFTE**

Inspektionen ska syfta till att upptäcka och bedöma sådana brister som kan påverka konstruktionens funktion eller trafiksäkerheten inom en tioårsperiod. Syftet är också att upptäcka sådana brister, som om de inte åtgärdas inom tidsperioden, kan leda till förhöjda förvaltningskostnader. Inspektionen ska också syfta till att kontrollera att kraven

som ställs i underhållsrepareringarna är uppfyllda. Eventuella avvikelser ska mätas upp.

### **OMFATTNING**

Samtliga konstruktionselement inspekteras. I samband med huvudinspektionen utförs även erforderliga mätningar för att fastställa bland annat

- sprickförändring i sprutbetong/betong
- omfattning av förlorad vidhäftning av sprutbetong
- kloridhalt och karbonatisering i betong
- korrosion på armering
- sprickor i stålkonstruktion

Inspektionen genomförs på handnära avstånd med god belysning.

### **TIDSINTERVALL**

Inspektioner ska genomföras med maximalt sex års tidsintervall. Förvaltare kan vid särskilda skäl medge ett längre tidsintervall. Första huvudinspektionen av en ny tunnel görs innan tunneln tas i drift för att skapa ett nolläge. Andra huvudinspektionen av en ny tunnel görs inför garantibesiktningen, dock senast sex år efter det att tunneln tagits i drift.

### **KOMPETENS**

Inspektioner av bergtunnlar genomförs av personal som har följande kompetens:

- bergsingenjör, geolinje på högskola eller likvärdigt
- minst 5 års erfarenhet av underjordsarbete avseende stabilitetsbedömning, tätning, förstärkning mm
- kunskap om tunnelkonstruktioners beständighet och de nedbrytningsprocesser som konstruktionerna är utsatta för
- kunskap och erfarenhet att prognostisera skadeutveckling
- kunskap och erfarenhet att finna lämpliga teknisk- ekonomiska lösningar för skadornas åtgärdande
- kännedom om BV TUNNEL och TUNNEL 99

### **SÄRSKILD INSPEKTION**

#### **SYFTE**

Inspektion görs då så erfordras, för att följa upp de vid närmast föregående inspektion dokumenterade skador, som inte åtgärdats.

Inspektion skall även syfta till att kontrollera förekommande dränkonstruktioner i enlighet med krav i förvaltningshandling eller där ett sådant inspektionskrav beslutas vid huvudinspektion. Vidare ska inspektionen syfta till att kontrollera att de i underhållsrepareringarna ställda kraven är uppfyllda.

## **OMFATTNING**

Inspektionen avser enskilda konstruktionselement.

## **TIDSINTERVALL**

Utöver krav i förvaltningshandling bestäms tidpunkt för inspektion vid huvudinspektion.

## **KOMPETENS**

För inspektion gäller i tillämpliga delar de krav som angetts för huvudinspektion. Specialistkompetens erfordras för instrumenterade mätningar

### **5.3.2 DEFINITIONER**

#### **TUNNELTYPER**

Tunnelbeståndet delas upp i huvudtyperna bergtunnlar, betongtunnlar och ståltunnlar. Inom och i anslutning till konstruktionshuvudtypen bergtunnel kan finnas konstruktionstyperna betongtunnel och ståltunnel.

#### **BERGTUNNEL**

Den vanligaste tunneltypen i Sverige är bergtunneln. Bergtunnlar delas upp i bergtunnlar där berget är bärande huvudsystem och bergtunnlar där berg och förstärkning i samverkan utgör bärande huvudsystem.

#### **BERGTUNNEL DÄR BERGET ÄR BÄRANDE HUVUDSYSTEM**

I bergtunnel där berget utgör bärande huvudsystem utgöres förstärkningen av eventuell selektiv bultning samt av en eventuell ytförstärkning som säkrar bergytan mot blocknedfall.

#### **BERGTUNNEL DÄR BERG OCH FÖRSTÄRKNING I SAMVERKAN ÄR BÄRANDE HUVUDSYSTEM**

I bergtunnlar där berg och förstärkning i samverkan är bärande huvudsystem utgöres förstärkningen av en systembultning och en eventuell ytförstärkning som i samverkan med berget säkrar totalstabiliteten. Systemförstärkningen kan omfatta hela tunnelsektionen (tak och väggar) eller endast delar av sektionen (t ex tak).

#### **BETONGTUNNEL**

Tunnel i jord, berg eller under vatten där det bärande huvudsystemet utgöres av armerad betong.

#### **STÅLTUNNEL**

Tunnel i jord, berg eller under vatten där det bärande huvudsystemet utgöres av stål.

#### **TUNNELNS HUVUDELAR**

**En tunnel indelas i tre huvuddelar:**



Undergrund, bärande huvudsystem och inklädnad.

## **UNDERGRUND**

Undergrunden tar upp de laster som överförs från det bärande huvudsystemet.

## **BÄRANDE HUVUDSYSTEM**

Konstruktionsdelar inklusive berg och jord som nyttjas för att säkerställa tunnelns bärförmåga, stadga och beständighet utgör bärande huvudsystem. Till bärande huvudsystem räknas även fribärande trafikbelastade konstruktionsdelar samt berg-tunnelinklädnad som även utnyttjas för förstärkning.

## **INKLÄDNAD**

Delar av inredning för beklädnad av väggar och tak, främst för skydd mot frysning och inläckande vatten.

### *5.3.3 INSPEKTIONERNAS GENOMFÖRANDE*

#### **DOKUMENTATION**

I samband med inspektion skall ett antal uppgifter dokumenteras. Omfattningen av uppgifter och krav på dokumentation är beroende på vilken inspektionstyp som utförs och framgår av följande.

#### **FORTLÖPANDE INSPEKTION**

Inspektionen genomförs kontinuerligt av underhållsentreprenör i samband med inspektion av väg- eller spårnät. Vid inspektionen ska akuta skador, som kan påverka trafiksäkerheten eller konstruktionens bestånd på kort sikt, noteras. Krav på dokumentation och verifikation framgår av kontraktshandling mellan beställaren och entreprenör.

#### **HUVUDINSPEKTION OCH SÄRSKILD INSPEKTION**

Vid dessa inspektioner ska tillstånds- och åtgärdsbedömningar noteras för de skador som upptäcks. Uppgifterna dokumenteras i Vägverkets bro- och tunnelförvaltnings-system BaTMan. Inspektionsuppgifter måste vara ADB-anpassade och försedda med koder enligt separat kodförteckning. Inspektionsuppgifter kan anges enligt två alternativ:

1. Bild, protokoll
2. Bild, data

I alternativ 1 noteras uppgifter i inspektionsprotokoll och registreras därefter i en bearbetningsmodul ingående i BaTMan. I alternativ 2 registreras uppgifter direkt vid inspektionen i en portabel PC. Inspektionsuppgifterna överförs senare till BaTMan. Under 2003 och 2004 planeras utvecklingsarbetet med förvaltningssystemen BaTMan och Maximo att slutföras tillsammans med framtagande av en komplett inspektionshandbok för tunnlar. I det kommande fortsatta arbetet med färdigställande av inspektionshandboken kommer bl.a. inspektionsuppgifter och skadeuppgifter att definieras och beskrivas.

# CITYBANAN - NY PENDELTÅGSTUNNEL UNDER STOCKHOLM

## Citybanan - New commuter train tunnel under Stockholm

*Riggert Anderson, Banverket, Projektledare*  
*Roberth Colliander, WSP, Teknikansvarig bergteknik*  
*Beatrice Lundholm, WSP, Projektör*

### 1. Inledning

Citybanan är namnet på en cirka 6 kilometer lång tåg tunnel i Stockholm med två spår mellan Stockholms södra och Tomtebodavägen. Tunneln är avsedd för pendeltåg och får bergförlagda stationer vid Odenplan i Vasastan, i city och på Södermalm. Citybanan ska byggas för att lösa problemet med spårbristen på den södra infarten till Stockholms central. Där finns idag endast två spår, samma antal som när sträckan invigdes 1871. Sedan dess har trafiken ökat från 10 till drygt 500 tåg per dygn.

När Citybanans två spår öppnas för trafik 2011 fördubblas kapaciteten på spåren genom centrala Stockholm.

Banverket inledde planeringen för Citybanan under 2001 med en förstudie, som blev klar i början av 2002. I förstudien konstaterar Banverket att en pendeltåg tunnel mellan Tomtebodavägen och Stockholms södra via cityområdet är den enda långsiktiga lösningen på kapacitetsproblemet.

I den järnvägsutredning som ska vara klar sommaren 2003 studerar Banverket två utformningsalternativ för stationslägena på Södermalm, dels en station via befintlig station Stockholms Södra och dels via en ny station vid Slussen.

Banverket planerar för en byggstart våren 2006 och räknar med en byggtid på ca 5,5 år. Kostnaden för pendeltåg tunneln är 7-8,5 miljarder beroende på vilket alternativ som genomförs på Södermalm.

### 2. Bergtekniska förutsättningar

Tåg tunneln utförs huvudsakligen som en berg tunnel. Betongdelarna finns bland annat i anslutningen till nedfarterna i norr och söder, i ett parti vid Tegelbacken och i passagen mellan Riddarholmen och Södermalm. Utmed tåg tunneln byggs separata servicetunnlar för underhåll samt räddnings- och evakueringsinsatser.

Berggrunden utgörs i huvudsak av gnejs och granit med smärre inslag av grönstenar i form av gabbro, diorit, amfibolit och metabasit. Ett antal förkastningsplan korsar området, huvudsakligen följande vattendragen. Det mest typiska exemplet på ett förkastningsplan är Södermalms norra begränsningslinje. I övrigt genomkorsas området av sprickdalar, särskilt i anslutning till förkastningarna, där krossat eller vittrat berg förekommer. Vittrings- och krosszoner har bland annat påträffats vid Tegelbacken, Strömen och Riddarholmskanalen.

Markytan utgörs till stor del av berg eller morän. Mellan dessa, i regel relativt höga partier, finns lera, som i vissa fall har överlagrats av organiska jordarter. Tvärs genom stationen går, som ett pärlband, en serie åsformationer. Kring åsarna är avsatt lera som har översvallats av sand. I åsarna kan även inlagringar av lera förekomma, så kallade åsgropar.

Vid Tegelbacken finner man under utfyllningarna, som bland annat består av byggnadsrester och träspån från ett gammalt skeppsvarv, lera med upp till 15 meters mäktighet. Under leran finns morän som är mycket flytbenägen och innehåller dessutom block.

### **3. Tunnlrar**

#### ***Bergtunnlar***

Enkelspårstunnlarna är 7,5 meter breda med en fri bredd på 7 meter och dubbelspårstunnlarna är 12,5 meter breda med en fri bredd på 12 meter. I förstudien och järnvägsutredningen har generellt 0,25 meter reserverats i tak, anfang och väggar för bergförstärknings åtgärder och dräner. Vid växlar och tvärförbindelser kan spännvidden bli upp till 28 meter vilket i kombination med bitvis liten bergtäckning kommer att ställa stora krav både vid projektering och senare i byggskedet.

I allmänhet har trafiknyttan varit avgörande vid planeringen, särskilt vid bestämning av stationernas lägen, vilket tillsammans med gällande regler för spårgeometrier, maximala tunnellutningar 30% och minimiradier 300 m, medför att man hamnar i konflikt med ett antal av de tekniska tunnlar vilka delvis måste skyddas, förstärkas eller byggas om. Under planeringen har stor vikt lagts vid att undvika dessa konflikter. Stora krav ställs på att verksamheten ska kunna pågå obehindrat i framförallt t-banan, energi- och teletunnlar och att de ingrepp som Citybanan medför inte ska förändra förhållandena i tunnlar. Detta betyder att vid byggande i närheten av befintliga tunnlar kommer stora krav ställas på olika skydds- och kontrollåtgärder, såsom extra injekteringar, bergförstärkningar samt skonsam bergschaktning med ickeexplosiva metoder, typ sågning.

#### ***Betongtunnlar***

Inom två områden utmed den i järnvägsutredningen fastlagda spårsträckningen återfinns bergytan på ett djup som inte möjliggör en normal bergtunnel. Mellan Riddarholmen och Södermalm (Söderström) visar utförda undersökningar att bergytan ligger på nivå -45 m.ö.h eller djupare. Denna svacka i berget kommer därför att passeras med en

betongtunnel delvis grundlagd på pålar. Betongtunneln kommer antingen att utföras som en sänktunnel eller byggas i torrhet inom en tät spontkonstruktion. Spårnivån under Söderström bestäms av stationsläget på södermalm.

Vid Tegelbacken är det sedan tidigare projekt känt att bergytan faller brant och berget är av dålig kvalitet. Vid de djupaste partierna överlagras berget av 30 m morän, sand, lera och fyllning. Befintliga konstruktioner är grundlagda på pålade fundament och pål-däck. I detta område tappar bergtunnlarna bergtäckningen. I den västra spårtunneln förlorar man bergtäckningen i taket och i den östra spårtunneln går bergytan ner under tunnelbotten. Tunneln måste här drivas som en betongtunnel genom morän och det hela försvåras av höga vattentryck och en mängd pålar som måste avväxlas.

#### **4. Stationerna**

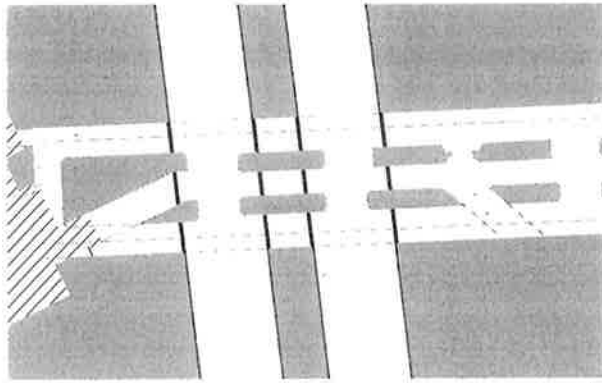
Typsektion för stationstunnlarna har bestämts utifrån behovet av plattformsbredd, plattformarnas placering (mittplattform) samt pendeltågens trafikutrymme, vilket ger spännvidder på 22 meter. Bergpelaren mellan stationstunnlarna är idag 11,5 meter.

##### ***Odenplan***

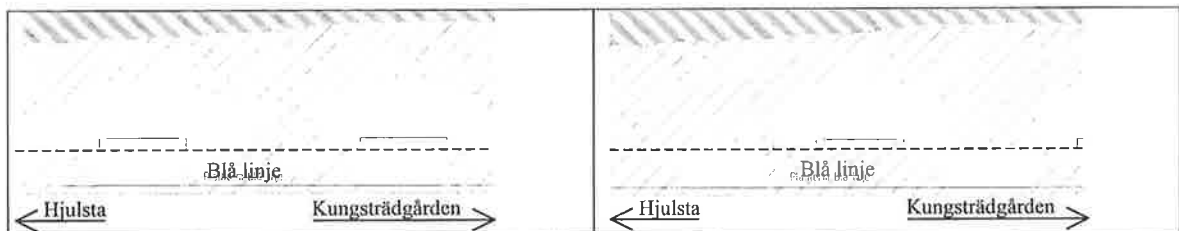
Pendeltågsstation Odenplan planeras att ligga mellan Odenplan och Vanadisplan på en nivå cirka 30 meter under markytan och med en bergtäckning på cirka 20 meter. Gånganslutningen till tunnelbanans station kommer att ske via befintligt utrymme under dagens plattform. Gångvägen kommer att passera under befintliga spår på med mycket liten bergtäckning.

##### ***City***

Stationen i City är i dagsläget planerad till att ligga över den blå tunnelbanelinjen (Järvabanan) och under den röda och gröna linjen. Utrymmet mellan dessa två tunnelsystem och bergytan är mycket begränsat och botten på pendeltågstunneln kommer att gå in i valvet för den blå tunnelbanan och bergtäckningen blir som minst ca 4 meter. För att optimera spänningsfördelningen i bergmassan korsar pendeltågstunneln tunnelbanan vinkelrätt och mellan de befintliga bergpelare som idag finns på Järvabanans station. Ett relativt högt bergtrum kommer att skapas på en kort sträcka [Figur 2.1a] istället för att avlastade tak bildas mellan pelarna om pendeltågstunneln istället passerat över en bergpelare [Figur 2.1b]. De relativt stora bergpelare förstärks och får fungera som upp-lag för den bro som ska utgöra stationsspår för pendeltåget.



Figur 2.1 Citybanans korsning med tunnelbanans blå linje vid station city.



Figur Fel! Ingen text med angivet format i dokumentet..1a. Gynnsam placering för station City Figur 2.1b. Ogynnsam placering.

### **Södermalm**

På Södermalm finns det två alternativa placeringar av stationen, dels i anslutning till tunnelbanestation Slussen, mellan Hornsgatan och Högbergsgatan, dels Stockholms Södra där befintlig station byggs om. Stationen vid Slussen hamnar cirka 37 meter under Götgatan med en bergtäckning som varierar mellan 15 och 25 meter. Den gamla SJ-tunneln planeras att användas som förbindelsegång till den befintliga tunnelbanestationen vid Slussen och till Fatbursparken.

## **5. Bergtekniska undersökningar**

Bergtekniska undersökningarna längs tunnelsträckningen kommer att påbörjas under våren. Ett omfattande undersökningsprogram håller på att upprättas i syfte för att kartlägga de bergtekniska och geologiska förhållandena som råder utmed Citybanans planerade sträckning. Undersökningarna kommer att baseras på jord-bergsonderingar, kärnbörningar, och grundvattenmätningar. Flertalet geofysiska undersökningar är svåra eller omöjliga att utföra i Stockholms innekstad pga rådande förhållanden som stör ut signaler och ger svårtolkad information. De borrhål som erhålls vid sondering och kärnbörning kommer att utnyttjas för att genomföra flera olika undersökningsmetoder.

Undersökningsplatserna är valda för att komplettera tidigare utförda undersökningar samt ge en bättre kontroll på bergytans läge längs sträckningen. Den bergmodell som började upprättas 1996 kommer successivt att förbättras när mer undersökningsresultat

tionen och Tegelbacken samt Riddarholmen och anslutningen mot betongtunneln under Söderström finns behov att få bättre kännedom om bergytans läge och bergkvaliteten.

## **6. Sammanfattning**

Citybanans plan och höjdläge är på inget sätt låst, justeringar kan ske inom den korridor som järnvägsutredningen leder fram till. Utgångspunkten för utformningen av tunnelsystemet har i hög grad varit trafikantnyttan samt spårgeometrin. Vid fortsatt projektering kommer man att finna mer optimala lösningar och i största möjliga mån anpassa linjeföringen med hänsyn till de bergtekniska aspekterna.

